



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PADOVA

Sede Amministrativa: Università degli Studi di Padova

Dipartimento di

Beni Culturali: Archeologia, Storia dell'Arte, del Cinema e della Musica (dBC)

CORSO DI DOTTORATO DI RICERCA IN: Storia, Critica e Conservazione dei Beni Culturali

CICLO XXIX

**METODI SPEDITIVI PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEL COSTRUITO
STORICO: APPROCCIO ALL'INCERTEZZA NELLE FORME DI AGGREGAZIONE COMPLESSA A
DIVERSA SCALA**

Coordinatore: Ch.ma Prof.ssa Vittoria Romani

Supervisore: Ch.mo Prof. Claudio Modena

Co-Supervisore: Ch.ma Prof.ssa Francesca da Porto

Ch.ma Prof.ssa Maria Rosa Valluzzi

Dottoranda : Sabrina Taffarel

Ai miei genitori

RIASSUNTO

La previsione dell'impatto causato da un evento sismico in termini di effetti sulle costruzioni esistenti in una data area richiede la conoscenza del comportamento dinamico che tali strutture possono manifestare. La procedura da adottare risulta particolarmente complessa e ancor più onerosa in termini economici, di tempo e operativi, se lo studio è riferito a interi complessi costruttivi e non a singoli edifici. La definizione di percorsi metodologici che mirino al rispetto del principio di sostenibilità economica, oltre a quello di salvaguardia della vita umana e di preservazione nonché tutela del patrimonio è prerogativa necessaria per uno studio di vulnerabilità sismica adeguato alle risorse disponibili.

Il presente lavoro di tesi si pone l'obiettivo di sviluppare procedure utili alla riduzione e gestione dell'incertezza, oltre alla valutazione dell'affidabilità dell'informazione insita nello studio di forme di aggregazione complessa a diversa scala, con particolare riferimento alle costruzioni esistenti in aggregato in muratura.

A tal fine, lo studio della vulnerabilità non può prescindere dalla conoscenza del costruito, in cui il livello di informazione è strettamente legato all'estensione della scala di analisi. L'aumento della scala si traduce in una diminuzione nel dettaglio e qualità (attendibilità) dei dati disponibili allo studio, che risultano spesso caratterizzati da incertezza. Al contempo, non è economicamente sostenibile perseguire azioni finalizzate a colmare tali lacune attraverso l'adozione di approcci tradizionali, che richiedano l'esecuzione di completi rilievi in sito. L'elaborato di tesi si propone quindi di trarre il massimo profitto dallo studio e dalla messa a sistema di informazioni sul costruito già disponibili, e al contempo di individuare strategie finalizzate a colmare approcci metodologici lacunosi affrontando lo studio da un punto di vista parametrico o probabilistico. Si persegue quindi l'adozione di procedure di analisi dei dati in forma aggregata e di utilizzo di strumenti informativi geografici e database finalizzate all'analisi di informazioni già a disposizione sul costruito ma raccolte con finalità diverse dallo studio di vulnerabilità su scala territoriale. Viene posta l'attenzione alla definizione di procedure per la valutazione della vulnerabilità su ampia scala che adottino approcci meccanici di tipo analitico attraverso curve di fragilità del costruito, in cui l'attenzione sia posta in primis alla gestione dell'incertezza insita nei dati allo studio, superata attraverso l'utilizzo di approcci deterministici (parametrici) o probabilistici (definizione di dati non noti a partire da altri noti). Un approfondimento ad una scala di maggior dettaglio viene inoltre fornito al fine di individuare idonee modalità di rappresentazione semplificata delle condizioni al contorno nell'analisi sismica di porzioni di edificio in contesto aggregato. L'intero percorso proposto è integrato con applicazioni a casi studio diversi per

morfologia, tipologia e sismicità (centro storico di Timisoara –RO-, borghi minori in provincia de L'Aquila, beni tutelati presso le provincie di Verona, Vicenza e Rovigo, chiese colpite dagli eventi sismici del 2012 in Emilia Romagna e Veneto) appositamente selezionati al fine di validare e calibrare le procedure adottate su contesti eterogenei.

ABSTRACT

The prediction of the impact an earthquake could have on existing buildings requires the knowledge of their dynamic behaviour. The procedure to be adopted for this purpose is quite complex and onerous in terms of costs, time and implementation, especially if the study concerns territorial areas rather than single buildings. The definition of methodologies aimed at respecting the principles of economic sustainability and preserving human life and architectural heritage is of paramount importance to assess seismic vulnerability using available resources.

This work aims at developing useful procedures for uncertainties reduction and reliability assessment of available information, a key phase in the study of aggregate buildings at different scales and particularly of existing masonry structures.

For this purpose, vulnerability studies cannot ignore building knowledge and the consequent achieved level of information, which is closely related to the scale of analysis. The increase of the latter entails the decrease of accuracy and quality (reliability) of available data, which are often uncertain. At the same time, it is not economically viable to fill these gaps using traditional approaches which require the execution of complete on-site surveys. The aims of this research thesis are to maximize the benefits deriving from the analysis of available building information and to give a contribution to the advancement of existing seismic vulnerability approaches, adopting either parametric or probabilistic procedures. Data collection and analysis are implemented in databases and geographic information systems aimed at processing already available data, recorded for different purposes. Procedures for assessing seismic vulnerability on an urban scale are defined adopting mechanical approaches on an analytical basis (fragility curves), in which data uncertainty is overcome through the use of deterministic (parametric) or probabilistic (definition of unknown data from certain ones) approaches. An in-depth analysis at a more detailed scale is also provided: the aim, in this case, is to identify suitable methods to represent the boundary conditions of aggregate building portions to be adopted in seismic analysis in a simplified way. The whole methodological process is then applied to several case studies characterized by different morphology, typology and seismicity (Timisoara (RO) historical centre, small historical centres in L'Aquila province –IT-, listed buildings in Verona, Vicenza and Rovigo provinces –IT-, churches damaged by the 2012 earthquakes in Emilia Romagna and Veneto regions –IT-) selected in order to validate and calibrate the implemented procedures on heterogeneous contexts.

RINGRAZIAMENTI

Al prof. Claudio Modena e alle Prof.sse Francesca da Porto e Maria Rosa Valluzzi per il ruolo di guida, i preziosi consigli e la passione per la ricerca che mi hanno trasmesso durante questi anni di attività nel loro gruppo di ricerca, per aver creduto nelle mie capacità ancor prima che ci credessi io stessa.

Allo staff dell'Universitatea Politehnica Timisoara (Prof. Mosoarca), a SABAP – VR (Dott. Magani e Arch. Romano), all'Ing. Campostrini per aver condiviso conoscenze, dati e informazioni indispensabili per lo sviluppo di questa tesi di dottorato. Ai membri di Israel Antiquities Authority (IL), Missione Archeologica Italiana a Hierapolis (TK), Soprintendenza Pompei e DPC/ReLUIS (sisma Emilia 2012 e sisma Italia centrale 2016) per le campagne di rilievo in Italia e all'estero, diventate esperienze formative forti sia da un punto di vista professionale che personale.

A Marco e Giulia, il primo per il prezioso e continuativo supporto a questa ricerca, la seconda per avermi spronato a percorrere questa strada tortuosa ma ricca di soddisfazioni.

A Luca e Claudia V. per il contributo alle attività di questa tesi, e a tutti i tesisti.

A Michele, Laura, Marta, Elvis, Nicolò, Fabio, Luca, Claudia V., Filippo, Riccardo, Alberto, Enrico, Elena, Mauro, Claudia M., Giovanni, Andrea e Matteo, compagni di viaggio, per la loro disponibilità, la collaborazione sempre generosa e gli aperitivi del dopo lavoro.

A Giulia, l'amica più cara, per l'affetto sincero.

Agli amici Valentina, Cristina, Martina, Giulia S., Alessio, Dario, Marco, Nicola e Enrico per il sostegno, il dialogo alla pari, le esperienze condivise, l'amicizia che non cambia nonostante il trascorrere degli anni e le distanze chilometriche.

Ai miei genitori Dino e Daniela, per l'amore incondizionato, per aver sempre sostenuto le mie scelte.

Ai nonni. (A Carla).

Ai miei primi capelli bianchi (non sto invecchiando, sto solo diventando più saggia).

A ciò che ero e a ciò che sono diventata.

INDICE DEI CONTENUTI

INDICE DELLE FIGURE	13
INDICE DELLE TABELLE	19
INTRODUZIONE	23
STRUTTURA E DESCRIZIONE DEI CONTENUTI DEL VOLUME	25
CAPITOLO 1	
LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SU SCALA TERRITORIALE NEL PIÙ AMPIO CONTESTO DELLA MITIGAZIONE E RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO	29
1.1. Approccio al tema della vulnerabilità su scala territoriale e della mitigazione e riduzione del rischio sismico	31
1.2. I contesti urbani: l’insediamento storico e l’edilizia storico monumentale e ordinaria nazionale e internazionale.....	32
1.3. Excursus normativo e recenti disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico.....	35
1.4. Metodi e procedure disponibili per la valutazione della vulnerabilità sismica	37
1.5. Dall’analisi del singolo edificio allo studio su scala territoriale: gestire l’incertezza dell’informazione a diversa scala.....	39
CAPITOLO 2	
OTTIMIZZARE LA GESTIONE DELLE INFORMAZIONI: STRUMENTI PER LA CATALOGAZIONE E L’ANALISI CRITICA DEI DATI RACCOLTI ATTRAVERSO PROCEDURE SPEDITIVE	43
2.1. Analisi di strumenti disponibili per la raccolta di informazioni in sito.....	45
2.2. Integrazione dei dati raccolti tramite le Schede sinottiche allegate alla Circolare n.15 in strumenti di pianificazione per la mitigazione del rischio sismico	49
2.2.1.Riflessioni a seguito dell’elaborazione delle informazioni su elementi costruttivi, vulnerabilità, interventi.....	53

2.2.2. Il GIS come strumento per la rappresentazione e lo studio critico-integrato dei dati raccolti tramite schedatura	56
2.3. Aumento della conoscenza del comportamento dell'edilizia storico-monumentale (chiese) attraverso l'osservazione delle modalità di danno: analisi dei dati raccolti in occasione del sisma emiliano	66
2.4. Sommario	74
CAPITOLO 3	
IL CONTRIBUTO DELL'ANALISI PARAMETRICA NELLA DEFINIZIONE DI APPROCCI SPEDITIVI DI TIPO DETERMINISTICO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA A SCALA TERRITORIALE	77
3.1. La valutazione della vulnerabilità su scala territoriale: riflessioni preliminari.....	79
3.2. Percorso metodologico e inquadramento dei casi studio	82
3.3. Valutazione della vulnerabilità per il centro storico di Timisoara (RO).....	86
3.3.1. Fase della conoscenza: descrizione dell'area oggetto di studio	86
3.3.2. Definizione di una tassonomia del costruito basata su dati poveri	93
3.3.3. Analisi parametriche per l'individuazione di idonei intervalli di variabilità per i dati allo studio.....	104
3.3.4. Curve di fragilità per tipologie, per i principali meccanismi fuori piano.....	113
3.3.5. Curve di fragilità per tipologie, per meccanismi nel piano	120
3.3.6. Mappe di vulnerabilità per il costruito	122
3.4. Valutazione della vulnerabilità di edifici in aggregato in territorio aquilano	125
3.5. Sommario	137
CAPITOLO 4	
ANALISI DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DI UNITÀ STRUTTURALI CONSIDERANDO L'INCERTEZZA NELLE CONDIZIONI AL CONTORNO	139

4.1.	Studio del comportamento di pareti nel piano: integrare analisi locale e globale.....	141
4.2.	Analisi globale di unità strutturali in aggregato: un approccio tipologico calato nel contesto del centro storico di Timisoara (RO)	148
4.2.1.	Proposta per la modellazione semplificata di unità strutturali in aggregato	154
4.2.2.	Applicazione della procedura ad un caso studio: analisi di un edificio in aggregato presso il centro storico di Timisoara	180
4.3.	Sommario.....	195
CAPITOLO 5.....		
APPLICAZIONE DI UN APPROCCIO SPEDITIVO DI TIPO PROBABILISTICO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SU SCALA TERRITORIALE: DEDURRE INFORMAZIONI INCOGNITE A PARTIRE DA DATI NOTI.....		
5.1.	Descrizione dell'approccio Bayesiano: la metodologia.....	199
5.1.1.	Impostazione teorica del metodo	202
5.1.2.	Definizione dei parametri allo studio e analisi di sensitività	208
5.2.	Gli strumenti per l'analisi: il codice statistico per la deduzione di parametri non noti a partire da altri noti	220
5.2.1.	Implementazione del codice statistico e primi confronti	221
5.2.2.	Test non parametrici per la definizione della bontà di adattamento	228
5.2.3.	Test per la valutazione dell'errore: confronto tra dati reali e dati ottenuti attraverso il codice ..	234
5.2.4.	Introduzione dell'analisi bivariata per lo studio di edifici con numero di piani pari a 3	241
5.3.	Validazione dell'approccio: confronto fra curve di fragilità ottenute con procedura deterministica e probabilistica	242
5.4.	Proposta di software multi-piattaforma per la verifica dei meccanismi locali di collasso... 249	

5.5. Sommario.....	255
CONCLUSIONI.....	257
SVILUPPI FUTURI.....	259
BIBLIOGRAFIA.....	263
ALLEGATO A	273
1. Curve di fragilità per il meccanismo locale di ribaltamento.....	275
2. Curve di fragilità per il meccanismo locale di flessione verticale.....	278
3. Curve di fragilità per il meccanismo nel piano.....	280
ALLEGATO B	283
1. Trascrizione e commento del codice statistico implementato per la deduzione di parametri non noti a partire da altri noti.....	285
2. Trascrizione e commento del codice statistico implementato per l'analisi bivariata per lo studio di edifici con numero di piani pari a 3.....	297

INDICE DELLE FIGURE

CAPITOLO 1

Figura 1 - 1: Schema semplificato: fasi di analisi e relative procedure per la gestione dell'incertezza 42

CAPITOLO 2

Figura 2 - 1: Scheda sinottica allegata alla Circolare n.15: estratti	51
Figura 2 - 2: Distribuzione geografica dei beni e delle relative schede oggetto di studio.....	53
Figura 2 - 3: GIS: base cartografica del geodatabase (CTR e fotopiano).....	58
Figura 2 - 4: GIS: rappresentazione degli edifici a cui è stata associata la relativa Scheda.....	59
Figura 2 - 5: GIS: suddivisione dei dati interrogati in layer.....	59
Figura 2 - 6: GIS: tavola raffigurante gli interventi mitigatori proposti per ridurre la vulnerabilità causata da cattiva qualità muraria	62
Figura 2 - 7: GIS: tavola raffigurante l'incrocio dei dati relativi al soddisfacimento delle verifiche sismiche e alla densità abitativa	64
Figura 2 - 8: Individuazione dei comuni in cui sono situati gli edifici schedati per le regioni Veneto (a) ed Emilia Romagna (b).....	67
Figura 2 - 9: Giudizi di agibilità (a) e indici di danno (b) per le chiese rilevate a seguito degli eventi sismici del maggio 2012 in Emilia Romagna e Veneto	68
Figura 2 - 10: Correlazione tra indice di danno e giudizio di agibilità per le chiese rilevate presso Veneto (a) ed Emilia Romagna (b).....	69
Figura 2 - 11: Percentuale di meccanismi attivabili per le chiese di Emilia Romagna e Veneto.....	70
Figura 2 - 12: Correlazione tra numero di meccanismi attivabili e meccanismi attivati per le regioni Emilia Romagna (a) e Veneto (b).....	71
Figura 2 - 13: Percentuale di meccanismi attivati aventi danno maggiore di D2 (barre blu) rispetto al totale degli attivati (barre rosse) rispettivamente per la regione Emilia Romagna (a) e Veneto (b)	71

CAPITOLO 3

Figura 3 - 1: Individuazione dei livelli di danno sulla curva di capacità.....	84
Figura 3 - 2: Vista aerea della città di Timisoara (Fonte: http://www.catavencii.ro/) (a); edifici rappresentativi presso il quartiere Cetate (b) e (c).....	87
Figura 3 - 3: Pianta della città di Timisoara nel 1734.	88

Figura 3 - 4: Identificazione delle aree oggetto di studio: quartieri “Cetate” (dx) e “Iosefin” (sx)	89
Figura 3 - 5: Schema dell’evoluzione urbana della città di Timisoara dal 1750 al 1998.	91
Figura 3 - 6: Scheda per il rilievo speditivo degli edifici: informazioni sulla geometria, tipologiche, di vulnerabilità (a) e su esposizione e danno (b), per Unità Strutturali	95
Figura 3 - 7: Individuazione delle tipologie più diffuse nel quartiere “Cetate”	97
Figura 3 - 8 : Individuazione delle classi per gli edifici d’angolo	102
Figura 3 - 9: Schemi dei meccanismi locali di collasso considerati nell’analisi e relativi carichi: ribaltamento di parete (a), flessione verticale del piano terra (b), meccanismo nel piano (c).....	107
Figura 3 - 10: Risultati dell’analisi cinematica non lineare per il meccanismo di ribaltamento semplice all’aumentare dello spessore delle facciate (a) o del numero di piani (b), per una stessa tipologia....	108
Figura 3 - 11: Valori di spostamento ultimo relativi al ribaltamento di parete appoggiata a terra per la Tipologia 2, al variare dei parametri allo studio.....	111
Figura 3 - 12: Valori di spostamento ultimo relativi al ribaltamento di parete in quota per la Tipologia 2, al variare dei parametri allo studio	112
Figura 3 - 13: Valori di spostamento ultimo relativi alla flessione verticale per la Tipologia 2, al variare dei parametri allo studio	112
Figura 3 - 14: Spettri di risposta elastici per diversi valori di PGA	114
Figura 3 - 15: Rette di regressione per la definizione di set di curve di fragilità, relative ciascuna ad un diverso livello di danno (DL1, DL2, DL3, DL4)	114
Figura 3 - 16: Curve di capacità relative al meccanismo di ribaltamento a terra (a) e in quota (b) per la Tipologia 2	116
Figura 3 - 17: Curve di capacità relative al meccanismo di flessione verticale per la Tipologia 2 (a) e per le microtipologie (b) (c) (d) (e). A causa della grande variabilità dei risultati, non è stato possibile mantenere per i grafici gli stessi valori minimi e massimi degli assi.....	117
Figura 3 - 18: Curva di fragilità e percentuale di probabilità di eccedenza di danno per la Tipologia 2_ meccanismo di ribaltamento a terra.....	117
Figura 3 - 19: Curva di fragilità e percentuale di probabilità di eccedenza di danno per la Tipologia 2_ flessione verticale	118
Figura 3 - 20: Eccedenza di probabilità di danno per PGA=0.20g per le tipologie più diffuse_ meccanismo di ribaltamento a terra.....	119
Figura 3 - 21: Eccedenza di probabilità di danno per PGA=0.2g per le tipologie più diffuse_ meccanismo di flessione verticale.....	120
Figura 3 - 22: Curve di capacità per il meccanismo nel piano per la Classe VIII	121
Figura 3 - 23: Curva di fragilità e percentuale di probabilità di superamento di danno per la Classe VIII_ meccanismo nel piano	122

Figura 3 - 24: Eccedenza di probabilità di danno per $PGA=0.20g$ per le tipologie più diffuse_ meccanismo nel piano	122
Figura 3 - 25: Mappa di vulnerabilità per il meccanismo di ribaltamento da terra (livello di danno DL2, $PGA=0.20g$)	123
Figura 3 - 26: Mappa di vulnerabilità per il meccanismo di flessione verticale (livello di danno DL2, $PGA=0.20g$)	124
Figura 3 - 27: Mappa di vulnerabilità per il meccanismo nel piano (livello di danno DL1, $PGA=0.20g$)	124
Figura 3 - 28: Vista aerea di Castelvecchio Calvisio (a), Villa Santa Lucia (b), Santo Stefano di Sessanio (c) e Castel del Monte (d).....	126
Figura 3 - 29: Vista aerea del centro storico di L'Aquila.....	126
Figura 3 - 30: Schematizzazione delle tipologie individuate allo studio.....	128
Figura 3 - 31: Coefficiente di attivazione al variare dei parametri per la Tipologia D	131
Figura 3 - 32: Spettro di risposta elastico per ciascun valore di PGA	132
Figura 3 - 33: Curve di fragilità per la Tipologia A, meccanismo di ribaltamento a terra. La retta verticale si attesta a $PGA=0.25g$	132
Figura 3 - 34: Curve di fragilità per la Tipologia A, meccanismo di ribaltamento in quota. La retta verticale si attesta a $PGA=0.25g$	133
Figura 3 - 35: PGA per probabilità di eccedenza del 100%_Tipologia A.....	133
Figura 3 - 36: Eccedenza di probabilità dei diversi livelli di danno per $PGA=0.25g$ _Tipologia A	134
Figura 3 - 37: Probabilità di eccedenza di danno per $PGA=0.25g$ per le principali tipologie analizzate_Ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra.....	135
Figura 3 - 38: Mappa di vulnerabilità per un edificio in aggregato del centro storico di Castel del Monte (AQ).....	135
Figura 3 - 39: Quadro di danno di un edificio in aggregato sito presso Villa Santa Lucia degli Abruzzi	136

CAPITOLO 4

Figura 4 - 1: Distribuzione delle forme in pianta nei due quartieri oggetto di studio	149
Figura 4 - 2: Schema semplificato della tipologia in pianta più diffusa, nel caso di edificio rettangolare con corte interna.....	150
Figura 4 - 3: Particolare costruttivo solaio in legno tipologia 1	151
Figura 4 - 4: Particolare costruttivo solaio in legno tipologia 2	152
Figura 4 - 5: Global Seismic Hazard map: particolare relativo all'area dell'Est Europa	153

Figura 4 - 6: Rappresentazione schematica in pianta (a) e tridimensionale (b) del modello analizzato	155
Figura 4 - 7: Deformata in pianta dell'aggregato nelle due direzioni +x (a) e +y (b), relative al primo modo.....	155
Figura 4 - 8: Rappresentazione della deformata di parete per i due prospetti fronte strada, con riferimento alle analisi proporzionali alle masse e al primo modo di vibrare nelle due direzioni +x e +y. Il rettangolo rosso individua le porzioni di prospetto appartenenti ad US_co	156
Figura 4 - 9: Individuazione del nodo di controllo selezionato per le analisi.....	156
Figura 4 - 10: Caso A: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d).....	160
Figura 4 - 11: Caso A: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 5 (a), analisi 6 (b), analisi 7 (c), analisi 8 (d).....	163
Figura 4 - 12: Schema semplificato del Caso B	166
Figura 4 - 13: Caso B: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h).....	167
Figura 4 - 14: Caso C: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h).....	170
Figura 4 - 15: Caso D: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h).....	173
Figura 4 - 16: Curve di capacità accelerazione-spostamento per le prime 8 analisi per US_co (caso A), US_co (caso B) e US_is. Analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h).....	179
Figura 4 - 17: Localizzazione e identificazione dell'isolato C09 oggetto di studio (a) (b); mappa degli anni '80 rappresentante la distribuzione degli spazi del piano terra dell'aggregato (c) (d).....	181
Figura 4 - 18: Rappresentazione in pianta della struttura modellata, con individuazione dell'US oggetto di studio (US_co) e indicazione del nodo di controllo selezionato (a); rappresentazione tridimensionale dell'aggregato (b)	181
Figura 4 - 19: Caso A: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h).....	183
Figura 4 - 20: Individuazione della direzione di orditura dei solai per i 3 casi considerati: orditura preferenziale (caso B) (a), orditura opposta (b), orditura in direzione X (c).....	186
Figura 4 - 21: Confronto curve accelerazione-spostamento per US_is, US_co (caso A), US_co (caso B), US_co (orditura opposta) e US_co (orditura in direzione X): analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h)	189

Figura 4 - 22: Caso B: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h).....	190
Figura 4 - 23: Curve di capacità accelerazione-spostamento per le prime 8 analisi per US_co (caso A), US_co (caso B) e US_is.....	194

CAPITOLO 5

Figura 5 - 1: Schema distributivo che definisce il percorso sviluppato in questo capitolo	201
Figura 5 - 2: Grafico che descrive l'approccio Bayesiano proposto	203
Figura 5 - 3: Distribuzione normale gamma-inversa a priori (a) e a posteriori (b). il diagramma a dispersione rappresenta le distribuzioni rispettivamente a priori e a posteriori ottenute generando 1000 campioni tramite il metodo Monte Carlo	206
Figura 5 - 4: Distribuzione percentuale delle tipologie individuate per gli edifici a due piani	213
Figura 5 - 5: Confronto tra i valori di α reali e i valori di α ottenuti attraverso l'adozione delle tre proposte di codice (a) (b).....	226
Figura 5 - 6: Distribuzione normale standard dei valori di α . Le rette verticali rappresentano i valori reali di α relativi alle 37 facciate oggetto di studio	228
Figura 5 - 7: Boxplot relativi al caso A (caso 1 a sx e caso 2 a dx)	235
Figura 5 - 8: Boxplot relativo al caso B (caso 1 a sx e caso 2 a dx).....	238
Figura 5 - 9: Boxplot relativo al caso C (caso 1 a sx, caso 2 al centro e caso 3 a dx).....	240
Figura 5 - 10: Confronto tra curve di capacità per il caso A (caso reale) e il caso B (approccio probabilistico) per il meccanismo di ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra	244
Figura 5 - 11: Confronto tra curve di fragilità riferite al caso reale (Caso A) e all'approccio probabilistico (Caso B) per il meccanismo di ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra	245
Figura 5 - 12: Confronto tra curve di capacità per il caso A (caso reale) e il caso B (approccio probabilistico) per il meccanismo di ribaltamento di parete in quota	247
Figura 5 - 13: Confronto tra curve di fragilità riferite al caso reale (Caso A) e all'approccio probabilistico (Caso B) per il meccanismo di ribaltamento di parete in quota	248
Figura 5 - 14: Software multi-piattaforma: schermata per la definizione della forma spettrale.....	251
Figura 5 - 15: Software multi-piattaforma: schermate per l'analisi dei carichi e la definizione del coefficiente di attivazione	252
Figura 5 - 16: Software multi-piattaforma: schermata per la verifica SLV per analisi lineare e non lineare.....	252

INDICE DELLE TABELLE

CAPITOLO 3

Tabella 3 - 1. Definizione dei livelli di danno.....	84
Tabella 3 - 2: Definizione delle tipologie individuate nel centro storico di Timisoara. Ciascuna tipologia, identificata con un numero, è a sua volta composta da micro-tipologie definite sulla base del numero di piani (in tabella, SI e I identificano rispettivamente piano seminterrato e interrato; in grigio, le microtipologie riferite al quartiere Iosefin)	97
Tabella 3 - 3: Definizione delle tipologie di solaio e relativi pesi propri.....	100
Tabella 3 - 4: Valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio per la muratura più ricorrente presso il centro storico della città di Timisoara (Livello di Conoscenza LC1) da Tabella C8A.2.1 (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.). Il valore del modulo elastico E è variato sulla base delle indicazioni fornite dai tecnici locali.	101
Tabella 3 - 5: Definizione delle classi di facciate.....	103
Tabella 3 - 6: Definizione di parametri e relative variazioni per i meccanismi fuori piano.....	104
Tabella 3 - 7: Definizione di parametri e relative variazioni per il meccanismo nel piano.....	105
Tabella 3 - 8: Descrizione dei parametri variabili.....	129

CAPITOLO 4

Tabella 4 - 1 Descrizione delle tipologie più diffuse per la forma in pianta "O".....	149
Tabella 4 - 2: Parametri geometrico-tipologici per una US tipo	152
Tabella 4 - 3: Proprietà meccaniche della muratura (si veda	152
Tabella 4 - 4: Massa partecipante e fattore di partecipazione modale per l'aggregato	158
Tabella 4 - 5: Caso A: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X.....	161
Tabella 4 - 6: Caso A: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y.....	164
Tabella 4 - 7: Caso A: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X	165
Tabella 4 - 8: Caso A: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y	165

Tabella 4 - 9: Caso B: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X.....	168
Tabella 4 - 10: Caso B: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y.....	168
Tabella 4 - 11: Caso B: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X.....	169
Tabella 4 - 12: Caso B: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y.....	169
Tabella 4 - 13: Caso C: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X.....	171
Tabella 4 - 14: Caso C: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y.....	171
Tabella 4 - 15: Caso C: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X.....	171
Tabella 4 - 16: Caso C: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y.....	172
Tabella 4 - 17: Caso D: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X.....	173
Tabella 4 - 18: Caso D: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y.....	173
Tabella 4 - 19: Caso D: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X.....	174
Tabella 4 - 20: Caso D: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y.....	174
Tabella 4 - 21: Variazioni dei principali parametri caratterizzanti curve di capacità e verifiche allo SLV per i casi B, C e D. In azzurro il caso maggiormente rappresentativo della condizione reale (caso A).....	176
Tabella 4 - 22: US_is: definizione di forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per le prime 4 analisi in direzione X.....	177
Tabella 4 - 23: US_is: definizione di forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per le prime 4 analisi in direzione Y.....	177
Tabella 4 - 24: US_is: verifiche allo SLV per le analisi in direzione X e Y.....	178
Tabella 4 - 25: Caso A: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X.....	184

Tabella 4 - 26: Caso A: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidità e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y.....	184
Tabella 4 - 27: Caso A: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X.....	184
Tabella 4 - 28: Caso a: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y.....	185
Tabella 4 - 29: Caso B: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidità e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi rispettivamente in direzione X e Y	191
Tabella 4 - 30: Caso B: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X.....	191
Tabella 4 - 31: Caso a: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y.....	191
Tabella 4 - 32: Variazioni dei principali parametri caratterizzanti curve di capacità e verifiche allo SLV per il caso B rispetto al caso A, per il caso studio analizzato	193

CAPITOLO 5

Tabella 5 - 1: Definizione dei parametri geometrico-tipologici utilizzati per il calcolo e la verifica dei meccanismi locali di collasso e della tipologia di rilievo previsto per il loro reperimento.....	211
Tabella 5 - 2: Definizione del numero di strutture orizzontali per tipologia.....	213
Tabella 5 - 3: Variazione dell'accelerazione spettrale a_0^* al variare dei parametri geometrico-tipologici individuati, per ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra.....	215
Tabella 5 - 4: Variazione dell'accelerazione spettrale a_0^* al variare dei parametri geometrico-tipologici individuati, per ribaltamento di parete in quota.....	217
Tabella 5 - 5: Definizione dei parametri geometrico-tipologici utilizzati per il calcolo e la verifica dei meccanismi locali di collasso. Individuazione della tipologia di rilievo previsto e dell'influenza di ciascun parametro sui risultati dell'analisi.....	219
Tabella 5 - 6: Parametri geometrici utili all'implementazione del codice probabilistico, relativi agli edifici a 2 piani del centro storico della città di Timisoara (RO).....	222
Tabella 5 - 7: Risultati ottenuti per il test Shapiro-Wilk utilizzando i valori di α ricavati da rilievo in sito.....	230
Tabella 5 - 8: Risultati ottenuti per il test Shapiro-Wilk, utilizzando i logaritmi in base 10 dei valori di α	230
Tabella 5 - 9: Risultati del test Kolmogorov Smirnov con utilizzo dei valori di α ricavati in sito.....	231
Tabella 5 - 10: Risultati del test Kolmogorov Smirnov con utilizzo dei logaritmi in base 10 dei valori di α	232

Tabella 5 - 11: Risultati del test Lilliefors con utilizzo dei valori di α ricavati in sito	232
Tabella 5 - 12: Risultati del test Lilliefors con utilizzo dei logaritmi in base 10 dei valori di α	232
Tabella 5 - 13: Risultati ottenuti per il test Shapiro-Wilk in caso di utilizzo dei valori di s_2/h_2 ricavati da rilievo in sito (s_x) e dei logaritmi in base 10 dei valori di s_2/h_2 (dx)	233
Tabella 5 - 14: Risultati ottenuti per il test Kolmogorov-Smirnov in caso di utilizzo dei valori di s_2/h_2 ricavati da rilievo in sito (s_x) e dei logaritmi in base 10 dei valori di s_2/h_2 (dx)	233
Tabella 5 - 15: Risultati ottenuti per il test Lilliefors in caso di utilizzo dei valori di s_2/h_2 ricavati da rilievo in sito (s_x) e dei logaritmi in base 10 dei valori di s_2/h_2 (dx)	233
Tabella 5 - 16: Parametri utilizzati per la creazione dei grafici per il caso A	236
Tabella 5 - 17: Parametri utilizzati per la creazione dei grafici per il caso B	238
Tabella 5 - 18: Parametri utilizzati per la creazione dei grafici per il caso C	240
Tabella 5 - 19: Range di accelerazione spettrale e spostamento ultimo per il caso reale (caso A) e il caso probabilistico (caso B) per il meccanismo di ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra	245
Tabella 5 - 20: Probabilità di eccedenza di danno per il caso reale (caso A) e il caso probabilistico (caso B) per il ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra	246
Tabella 5 - 21: Range di accelerazione spettrale e spostamento ultimo per il caso reale (caso A) e il caso probabilistico (caso B) per il meccanismo di ribaltamento di parete in quota	247
Tabella 5 - 22: Probabilità di eccedenza di danno per il caso reale (caso A) e il caso probabilistico (caso B) nel caso di ribaltamento di parete in quota	249
Tabella 5 - 23: Analisi del meccanismo locale di ribaltamento di parete appoggiata a terra: risultati delle verifiche lineari e non lineari	253

INTRODUZIONE

In tutti i campi della ricerca, la nascita e lo sviluppo di nuovi progressi in ambito scientifico individuano nella conoscenza, intesa nelle sue molteplici declinazioni (acquisizione di dati e informazioni, conoscenza di procedure di analisi e modellazione, esperienza), il suo motore principale. Essa permea tutte le fasi del percorso di studi (studio preliminare e stato dell'arte, metodologia e analisi) assumendo un ruolo fondamentale nell'avanzamento scientifico.

Anche nell'ingegneria sismica essa ricopre tale funzione, definendo da un lato consolidati punti di partenza metodologici, dall'altro contribuendo a fornire informazioni preliminari sul costruito indispensabili per gli studi di vulnerabilità. In particolare, in studi su edifici esistenti, la conoscenza risulta una fondamentale base di partenza per condurre analisi il più complete e affidabili possibili. Traducibile nel più generale concetto di esperienza, è prerogativa per l'interpretazione del costruito, delle sue vulnerabilità e del suo comportamento sismico. Declinata in raccolta di dati attraverso rilievi in sito e corredati, ove possibile, da prove sperimentali, consente di consolidare le basi acquisite nel preliminare processo di acquisizione di informazioni.

Ci sono contesti nei quali, per cause diverse, non è possibile raggiungere un livello completo di conoscenza, ma non per questo tale condizione deve inficiare la possibilità di fornire preliminari valutazioni sulla vulnerabilità del costruito. È infatti irrealistico immaginare che sia possibile riuscire ad ottenere dati esaurienti su edifici presenti in predefiniti ambiti territoriali, in quanto lo studio di strutture esistenti è complicato dall'impossibilità di avere completa conoscenza dell'intero processo di costruzione e dei successivi rimaneggiamenti delle strutture. A maggior ragione, tale condizione è ancora più utopica se rapportata allo studio di interi contesti territoriali, invece che di singoli edifici.

Data l'impossibilità di raggiungere una conoscenza dettagliata del costruito esistente a scala territoriale, è possibile fornire ugualmente informazioni sulla vulnerabilità dell'edificato, evidenziando il possibile grado di incertezza del risultato, utilizzando procedure basate su ottimizzazione dei dati, parametrizzazione, identificazione tipologica e approccio probabilistico.

La presente tesi si pone questo obiettivo, ovvero sviluppare procedure per affrontare l'incertezza insita nello studio di forme di aggregazione complessa a diversa scala, con particolare riferimento alle costruzioni esistenti in muratura.

L'elaborato si propone da un lato di ottimizzare processi già esistenti, al fine di trarre il massimo profitto da metodologie per lo studio di vulnerabilità e informazioni sul costruito già presenti, dall'altro di individuare delle strategie per colmare approcci metodologici lacunosi. Si applicheranno in primo luogo procedure già consolidate (analisi dei dati in forma aggregata, utilizzo di strumenti informativi geografici e database) con il fine di mettere a sistema informazioni a disposizione dei ricercatori ma raccolte con altre finalità. Si procederà quindi alla definizione di procedure per la valutazione della vulnerabilità su scala territoriale che adottino approcci meccanici di tipo analitico (curve di fragilità del costruito) in cui l'attenzione sia posta sulla gestione dell'incertezza insita nei dati allo studio; tali metodi implementeranno sia approcci deterministici (parametrici) che probabilistici (deduzione di dati non noti a partire da altri noti). Un approfondimento alla scala del singolo edificio sarà inoltre fornito al fine di individuare procedure idonee alla rappresentazione delle condizioni al contorno nell'analisi di porzioni di edificio in contesto aggregato.

L'intero percorso proposto è integrato con applicazioni a casi studio diversi, appositamente selezionati, al fine di validare e calibrare le procedure adottate.

STRUTTURA E DESCRIZIONE DEI CONTENUTI DEL VOLUME

Nell'ambito del più ampio contesto della valutazione della vulnerabilità sismica del costruito storico affrontata con metodi speditivi, la seguente tesi sviluppa il tema dell'approccio all'incertezza nelle forme di aggregazione a diversa scala. Essa si struttura in 5 capitoli, aventi l'obiettivo di fornire proposte funzionali ad affrontare e superare i limiti legati all'acquisizione incompleta o incerta di dati e informazioni sull'edilizia esistente in muratura.

Oggetto di studio sono in primo luogo ambiti territoriali estesi (centri storici e/o interi contesti territoriali), ma il percorso si completa anche con un approfondimento alla scala del singolo aggregato.

La tesi affronta il tema ripercorrendo le fasi dell'approccio metodologico alla base degli studi di vulnerabilità su scala territoriale:

- fase della conoscenza, declinata nello studio preliminare dello stato dell'arte, della normativa e dei recenti sviluppi in merito alle analisi di vulnerabilità in contesti esistenti;
- identificazione tipologica, strutturata nella definizione di procedure per l'ottimizzazione delle informazioni sia su base tipologica che relative a specifici ambiti territoriali (tassonomia del costruito basata su dati poveri);
- valutazione di vulnerabilità su scala territoriale, affrontata utilizzando metodologie semplificate, implementando sia approcci deterministici che probabilistici che tengano in considerazione l'incertezza dell'informazione acquisita sul costruito;
- approfondimento dello studio ad una scala di maggior dettaglio, affrontando la valutazione di vulnerabilità di forme di aggregazione complessa alla scala del singolo edificio;
- discussione dei risultati e sviluppi futuri, indirizzati a fornire un contributo innovativo allo sviluppo di procedure per la mitigazione e riduzione del rischio sismico.

Passando nello specifico alla descrizione dei singoli capitoli, si riportano brevemente, nei paragrafi a seguire, i principali contenuti.

CAPITOLO 1: Descrizione dello stato dell'arte, di strumenti e procedure disponibili e dei recenti sviluppi in ambito scientifico con particolare attenzione al tema della valutazione della vulnerabilità a diversa scala e più in generale della mitigazione e riduzione del rischio sismico. Excursus normativo e descrizione delle recenti disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico, in ambito nazionale e internazionale. Inquadramento generale dei contesti e approccio al problema della gestione dell'incertezza dell'informazione a scala urbana e di singolo edificio.

CAPITOLO 2: Procedure per l'ottimizzazione delle informazioni, tipologiche o relative ad ambiti territoriali, che prevedano l'applicazione di strumenti per la catalogazione e l'analisi critica, in forma aggregata, dei dati raccolti attraverso metodi speditivi (schede di rilievo). Approfondimento dello stato delle conoscenze in merito a tipologie strutturali e costruttive, anche su base regionale, sfruttando le informazioni raccolte con varie finalità e strumenti.

CAPITOLO 3: Valutazione della vulnerabilità su scala territoriale attraverso analisi locali, condotta con approccio deterministico, in cui l'incertezza legata alle informazioni disponibili è affrontata adottando una procedura parametrica, su base tipologica. Definizione di curve di fragilità, creazione di mappe di vulnerabilità.

CAPITOLO 4: Conoscenza del comportamento globale di porzioni di edificio per le quali vi sia incertezza nelle condizioni al contorno. Descrizione del percorso metodologico, dallo studio tipologico di unità strutturali semplificate allo specifico caso studio. Definizione del comportamento sismico di una unità strutturale oggetto di studio, a partire dalla modellazione dell'intero contesto aggregato riprodotto utilizzando le informazioni deducibili esclusivamente da sopralluoghi speditivi dall'esterno e da analisi tipologica. Analisi del quadro di danno e della deformata in pianta, confronto tra le curve di capacità della singola unità strutturale modellata in contesti aggregati semplificati o isolata e il caso reale.

CAPITOLO 5: Valutazione della vulnerabilità su scala territoriale attraverso analisi locali affrontata con approccio probabilistico (Bayesiano). Deduzione di dati incogniti a partire da altri noti. Implementazione del codice di calcolo, introduzione dell'analisi bivariata, calibrazione della

procedura con test statistici. Validazione dell'approccio attraverso l'applicazione ad un caso studio, confronto tra i risultati (curve di fragilità) ottenuti applicando l'approccio probabilistico e quello deterministico descritto al Capitolo 3. Proposta di un software multi-piattaforma per la verifica dei meccanismi locali di collasso.

L'intera procedura è applicata a casi studio, scelti sia in ambito nazionale che internazionale, al fine di procedere ad una calibrazione e validazione delle proposte metodologiche. La scelta degli specifici casi studio descritti nei singoli capitoli è funzionale a favorire la comprensione delle tematiche trattate, oltre a mostrare la possibile applicabilità delle procedure a contesti e ambiti territoriali diversi.

Si propone un ulteriore schema distributivo atto a riassumere i metodi proposti in relazione alla scala di analisi adottata e ai casi studio.



CAPITOLO 1

LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SU SCALA TERRITORIALE NEL PIÙ AMPIO CONTESTO DELLA MITIGAZIONE E RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO

1.1. Approccio al tema della vulnerabilità su scala territoriale e della mitigazione e riduzione del rischio sismico

Le città storiche sono considerate più che semplici agglomerati di edifici, anzi entrano a far parte del complesso e dinamico sistema del Patrimonio Culturale urbano, e come tali è necessario riconoscere in esse l'interazione continua tra materiale e immateriale, oltre alla costante evoluzione degli elementi che ne fanno parte (UNESCO 2013). L'ambiente urbano presenta, per sua natura, un'evidente stratificazione storica in cui sono presenti topografia, geomorfologia, idrologia, ambiente costruito, spazi aperti (UNESCO 2012).

Gestire, tutelare e valorizzare un patrimonio così vasto e dotato di un così grande valore è un processo che richiede la mutua collaborazione di professionisti afferenti a diversi ambiti e dotati di diverse competenze. In questo contesto si colloca anche il settore dell'ingegneria strutturale e sismica, che si trova ad affrontare il compito di tutelare il patrimonio costruito preservandolo dagli effetti che i possibili eventi sismici possono causare su di esso. La definizione di procedure per la riduzione e mitigazione del rischio sismico risulta quindi prerogativa indispensabile per proteggere il costruito esistente ed è resa in questi ultimi anni sempre più attuale dal frequente verificarsi di eventi sismici (ultimo in termini temporali, il sisma che ha colpito il Centro Italia nel 2016), che hanno causato effetti devastanti sia in termini di danni al costruito che di perdite di vite umane. Da un punto di vista ingegneristico, tali procedure prevedono la valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica dell'edificato. Si intende con vulnerabilità sismica la predisposizione di una costruzione a subire un danno di un dato livello a seguito del verificarsi di un evento sismico di data intensità. In combinazione con altri fattori, ovvero la pericolosità (probabilità che in una certa area, in un dato intervallo di tempo, si verifichi un evento sismico di una certa intensità) e l'esposizione (estensione, quantità e qualità dei diversi elementi che compongono la realtà territoriale esposti al rischio), definisce il rischio sismico per un determinato territorio (PCM-DPC, Protezione Civile_Descrizione del Rischio sismico s.d.). Il tema risulta particolarmente complesso, soprattutto in considerazione del fatto che la necessità di garantire adeguati livelli di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche si intreccia con l'esigenza della conservazione dell'originario tessuto urbano ed edilizio degli insediamenti storici (C.S.LL.PP. 2012). Risulta quindi evidente come le applicazioni e gli studi prodotti nel campo dell'ingegneria sismica debbano necessariamente confrontarsi con le proposte e le attività sviluppate da un più ampio gruppo di esperti, nell'ottica del raggiungimento di comuni obiettivi di tutela e preservazione. La questione si complica ulteriormente considerando la vastità del

patrimonio edificato, con riferimento al contesto europeo, caratterizzato da un numero estremamente numeroso di centri storici. Il problema della protezione del patrimonio non è quindi limitato esclusivamente a singoli beni edilizi ma a complessi edificati, su aree più o meno vaste e diffusi in contesti territoriali spesso molto estesi. Si evidenzia quindi la necessità di intervenire su di essi utilizzando “*approcci metodologici multidisciplinari di tipo sistemico*”, basati sul concetto di “*vulnerabilità sismica urbana*” (C.S.LL.PP. 2012).

In considerazione della vastità del tema, sottoponibile a diverse interpretazioni e approfondimenti, è necessario in primo luogo fornire un inquadramento generale che inserisca lo studio proposto in una specifica area disciplinare. A tale scopo, questo primo capitolo definisce il contesto di studio, l'inquadramento normativo ed i recenti sviluppi in tema di valutazione della vulnerabilità sismica. Si rimanda invece ai capitoli successivi per gli approfondimenti sulle specifiche tematiche, in cui verranno descritte le necessarie premesse per la comprensione del tema, ove necessario un breve stato dell'arte, e un approfondimento normativo.

1.2.I contesti urbani: l'insediamento storico e l'edilizia storico monumentale e ordinaria nazionale e internazionale

In contesto europeo, il costruito storico è per lo più incluso in ambiti territoriali vasti, nei quali aggregazioni di edifici concorrono a costituire i cosiddetti centri storici. Stabilire una definizione univoca di “centro storico” è esercizio particolarmente complesso, in quanto i criteri per l'individuazione degli insediamenti storici sono prerogativa delle normative regionali. Resta indubbia la loro appartenenza ai beni cosiddetti paesaggistici, come definisce il Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio (D.LGS. 42/2004 - Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio s.d.) all'art. 136. “[...] *Sono soggetti alle disposizioni di questo Titolo per il loro notevole interesse pubblico [...] i complessi di cose immobili che compongono un caratteristico aspetto avente valore estetico e tradizionale, inclusi i centri ed i nuclei storici [...]*”. Fornisce ulteriore chiarezza lo “Studio propedeutico all'elaborazione di strumenti d'indirizzo per l'applicazione della normativa sismica agli insediamenti storici” (C.S.LL.PP. 2012), nel quale si indicano alcuni principi ai quali le normative regionali possono attingere per individuare tali contesti urbani nei loro ambiti territoriali, evidenziando l'importanza di riferirsi ad essi non più con la definizione di centro storico ma con quella di insediamento storico:

“[...] a) il centro storico non è da considerarsi come somma di edifici da tutelare, ma come insediamenti e strutture urbane complessi” da tutelare e da valorizzare. In questa direzione va il “Codice Urbani”, D lgs 42/2004 [...] che considera gli insediamenti storici come un’importante componente del patrimonio culturale, quale luogo privilegiato di ubicazione dei beni culturali [...]. Tali insediamenti sono intesi come “beni culturali complessi”, [...] nonché come “beni paesaggistici”. La Carta del Restauro (Circolare Ministero Beni Culturali n.117 del 6.4.1972), propone di considerare il valore dei centri storici anche dal punto di vista della loro “struttura urbanistica” [...];

b) è preferibile non circoscrivere in modo rigido l’insediamento storico al principale nucleo, ma considerare anche i suoi intorni. [...]. Questo in coerenza con la normativa regionale sui centri storici (L.R. n. 12/2008, Norme per i centri storici), che considera le parti di tessuto urbano contigue che si relazionano ai centri come aree di applicazione del Quadro Strategico di Valorizzazione [...];

c) l’insediamento storico non è soltanto il principale nucleo centrale. Per centro storico deve intendersi il sistema degli insediamenti storici che ricadono nel Comune, che possono sostenersi a vicenda, con ruoli diversi, sia nella valorizzazione che nell’organizzazione dell’attività di prevenzione sismica. [...];

d) l’insediamento storico è un’unità culturale e socio-economica. La considerazione di questa unità porta, contestualmente, a considerare la questione della diffusione dei nuclei storici sul territorio (punto c). [...];

e) l’accessibilità come parte dell’insediamento storico. Il sistema di accessibilità è elemento cruciale per la definizione dei contesti territoriali di riferimento. La Carta del Restauro si poneva già un’esigenza di funzionalità, da esplicitarsi anche in una attenzione ai temi dell’accessibilità, dei collegamenti territoriali e dei rapporti tra parte storica ed addizioni successive, e territorio in senso più lato [...];

f) la variabilità nel tempo degli insediamenti storici. Per la carta di Cracovia (2000) “il patrimonio architettonico, urbano e paesaggistico, così come i singoli manufatti di questo, è il risultato di una identificazione associata ai diversi momenti storici ed ai vari contesti socio-culturali” [...];

g) la periodizzazione per la definizione di insediamento storico. [...]”

Tale descrizione risulta articolata ma al tempo stesso esaustiva, in quanto riconosce la complessità degli insediamenti storici fornendo una definizione che non si limita esclusivamente al coinvolgimento del costruito ma anche a quello della rete di strutture e relazioni che lo caratterizzano.

Nello specifico, il presente studio si occuperà dell'analisi del patrimonio edilizio tout court, che nel caso di insediamenti storici si compone di edifici storici esistenti in muratura, per lo più articolati in contesti aggregati. La Circolare esplicativa alle Norme Tecniche per le Costruzioni (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) fornisce una chiara definizione di edificio in aggregato: *“Un aggregato edilizio è costituito da un insieme di parti che sono il risultato di una genesi articolata e non unitaria, dovuta a molteplici fattori (sequenza costruttiva, cambio di materiali, mutate esigenze, avvicinarsi dei proprietari, etc.)”* (C8A.3). Tali aggregati possono essere a loro volta suddivisi in Unità Strutturali (US), descritte come segue (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.): *“L'US dovrà avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi.”* (8.7.1)

Il costruito oggetto di studio può essere analizzato a diverse scale di approfondimento (elementi strutturali, unità strutturali, edifici/aggregati, centri storici), strettamente correlate al livello di conoscenza ottenibile sulle strutture. È inevitabile infatti che ad un aumento della scala di analisi corrisponda proporzionalmente una diminuzione del livello di dettaglio delle informazioni disponibili, se non altro per la difficoltà nel reperimento delle stesse, connessa a tempi e costi previsti per le analisi. Inoltre, i dati raccolti dovranno garantire la definizione di parametri facilmente individuabili e attribuibili ad un parco edifici vasto.

Oltre all'edilizia ordinaria, gli insediamenti storici si caratterizzano anche per la presenza di beni storico-monumentali sottoposti a tutela. In particolare, fornisce la definizione di bene tutelato il (D.LGS. 42/2004 - Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio s.d.), all'art. 2: *“Sono beni culturali le cose immobili e mobili che, ai sensi degli articoli 10 e 11, presentano interesse artistico, storico, archeologico, etnoantropologico, archivistico e bibliografico e le altre cose individuate dalla legge o in base alla legge quali testimonianze aventi valore di civiltà. [...]”*; nello specifico *“La valorizzazione [...] comprende anche la promozione ed il sostegno degli interventi di conservazione del patrimonio culturale. In riferimento al paesaggio, la valorizzazione comprende altresì la riqualificazione degli immobili e delle aree sottoposti a tutela compromessi o degradati, ovvero la realizzazione di nuovi valori paesaggistici coerenti ed integrati”* (Art.6). Particolare attenzione è inoltre riservata nel (D.LGS. 42/2004 - Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio s.d.) alla definizione delle pratiche necessarie per la conservazione del patrimonio, perfettamente in linea con le finalità della riduzione della vulnerabilità e della mitigazione del rischio sismico: *“La conservazione del patrimonio culturale è assicurata mediante una coerente, coordinata e programmata attività di studio, prevenzione, manutenzione e restauro. Per prevenzione si intende il complesso delle attività idonee a limitare le situazioni di rischio connesse al bene culturale nel suo contesto. Per manutenzione si intende il*

complesso delle attività e degli interventi destinati al controllo delle condizioni del bene culturale e al mantenimento dell'integrità, dell'efficienza funzionale e dell'identità del bene e delle sue parti. Per restauro si intende l'intervento diretto sul bene attraverso un complesso di operazioni finalizzate all'integrità materiale ed al recupero del bene medesimo, alla protezione ed alla trasmissione dei suoi valori culturali. Nel caso di beni immobili situati nelle zone dichiarate a rischio sismico in base alla normativa vigente, il restauro comprende l'intervento di miglioramento strutturale.” (Art.29)).

1.3.Excursus normativo e recenti disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico

Negli ultimi anni una sempre maggiore sensibilità si sta sviluppando, anche da parte degli organi preposti alla normazione, nei confronti della tutela e preservazione del patrimonio architettonico inteso non solo come composto da edifici singoli, ma parte di strutture urbano-architettoniche complesse, rappresentate dai cosiddetti “centri storici” o, ancor meglio, “insediamenti storici”. Risulta sempre più evidente la necessità di tutelare il patrimonio nella sua totalità, fornendo strumenti utili a valutare la vulnerabilità sismica a scala territoriale con il fine ultimo di preservarne non solo l'integrità strutturale, ma anche i valori culturali.

Norme e linee guida italiane ed europee nell'ambito della sicurezza degli edifici, in relazione al rischio sismico, risultano ad oggi ad un buon livello di chiarezza ed esaustività, soprattutto se rapportate a quanto offerto da altri contesti internazionali caratterizzati da livelli di rischio comparabili. Normativa europea e italiana sono state infatti spesso utilizzate nel presente studio per l'analisi di ambiti territoriali esteri, qualora le normative locali risultassero carenti e incomplete.

A livello europeo, gli Eurocodici, opera del Comitato Europeo di Normazione (CEN), definiscono regole unificate per la progettazione e verifica della sicurezza di strutture, oltre che dei prodotti da costruzione, nel settore dell'ingegneria sismica.

Nella normativa italiana, le evoluzioni più recenti rimandano a:

- “Ordinanza P.C.M. 3274/2003: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.” In particolare, “Allegato 2: Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.”

- “Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/09/2005 (ex Testo Unico): Recepimento dell’Ordinanza P.C.M. 3431/2005.”
- “Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/01/2008 (G.U. 29/2008 Suppl. Ord. n.30)”, integrate dalla “Circolare Min. Infr. E Trasp. 617/2009 (G.U. 47/2009 Suppl. Ord. n.27): Istruzioni per l’applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008.”

Tali normative nazionali recepiscono le direttive fornite a livello europeo, in particolare (EN 1998-1:2010 - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance s.d.).

A integrazione dell’approccio definito dal D.M. 14/01/2008 per la valutazione degli edifici esistenti, esplicitato nel Capitolo 8, è stata emanata una ulteriore Direttiva P.C.M. del 09/02/2011 (G.U. 47/2011 Suppl. Ord. n.54) “Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche sulle costruzioni D.M. 14/01/2008”, che fornisce indicazioni per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale tutelato, e che si allinea alla precedente “Direttiva P.C.M. patrimonio culturale, 12/10/2007 (G.U. 24/2008 Suppl. Ord. n.25) Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”.

La normativa nazionale è in continua evoluzione e l’aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni è previsto per il 2017, mentre a livello europeo la revisione degli Eurocodici è in corso e non si concluderà prima del 2019.

La normativa sismica italiana vigente fornisce indicazioni utili alla valutazione della sicurezza a scala di singolo edificio o complesso aggregato, delineando criteri di base per lo studio delle strutture esistenti. Aumentando la scala di analisi, non sono ad oggi individuabili percorsi normativi per lo studio della vulnerabilità a scala territoriale. Prime indicazioni sono leggibili in (D.P.C.M. 09/02/2011 - Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.) e in altri studi propedeutici sul tema ancora non sfociati in normative cogenti. Ciò nonostante, a seguito del terremoto in Abruzzo del 2009, un nuovo provvedimento è stato emanato dallo Stato al fine di stimolare la prevenzione sismica: l’art.11 della (L. 77/2009_Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 28/04/09, n. 39 s.d.) prevede che siano finanziati interventi per la prevenzione del rischio sismico in tutta Italia e stanziati ingenti finanziamenti a questo scopo (Dolce 2013). L’attenzione verso il tema è quindi esponenzialmente cresciuta negli ultimi anni, anche per interessi di ricerca applicata (sismologica, geologica, ingegneristica), alla luce dei nuovi indirizzi di sviluppo proposti a livello europeo (si veda il programma di ricerca e innovazione europeo HORIZON 2020).

1.4. Metodi e procedure disponibili per la valutazione della vulnerabilità sismica

Gli sviluppi in campo normativo sono strettamente correlati all'avanzamento nel settore della ricerca di studi per la valutazione della vulnerabilità su scala territoriale, oggetto di interesse internazionale da più di 40 anni (Calvi G.M. 2006). Al fine di fornire una trattazione breve ma esaustiva delle principali metodologie disponibili, si utilizzeranno modalità per la catalogazione di approcci metodologici che considerino, oltre ai livelli di approfondimento che verranno descritti al paragrafo 1.5 (“Dall’analisi del singolo edificio allo studio su scala territoriale: gestire l’incertezza dell’informazione a diversa scala”), le definizioni a macro scala fornite a seguire.

Una prima classificazione distingue i metodi di valutazione della vulnerabilità sismica in due gruppi: diretti e indiretti. I metodi diretti procedono secondo una definizione del costruito sulla base di tipologie costruttive individuate e ricadenti in predefinite classi. L’analisi statistica dei danni rilevati sugli edifici appartenenti a quelle classi a seguito di eventi sismici pregressi consente una valutazione predittiva del comportamento. I metodi indiretti, invece, permettono di stimare la vulnerabilità sulla base di indici o punteggi (che valutano l’idoneità delle strutture a sopportare eventi sismici), ciascuno dei quali è associabile ad una curva di vulnerabilità o matrice di probabilità di danno.

Una seconda classificazione prevede invece la definizione del metodo in funzione dell’organismo cui è assimilata la struttura, distinguendo tra metodi meccanici, empirici o basati sul giudizio di esperti. I metodi meccanici ambiscono a valutare il livello di prestazioni atteso attraverso Stati Limite di Danno (SLD) adottando versioni semplificate del Capacity Spectrum Method (CSM). L’input sismico viene definito attraverso uno spettro tracciato nel piano accelerazione-spostamento, e incrociato con la curva di capacità relativa alla struttura analizzata al fine di individuare il cosiddetto “performance point”. Il raggiungimento o superamento di prefissati SLD viene poi rappresentato graficamente attraverso curve di fragilità a distribuzione log-normale, che definiscono la propensione di un certo edificio o gruppi di edifici a subire danni di una certa entità in seguito al verificarsi di eventi sismici di data intensità. Per descrizioni più dettagliate di tale procedura si rimanda al Capitolo 3. Il metodo meccanico può essere applicato seguendo un approccio empirico o analitico. Nel primo caso, a ciascuna struttura viene associata una categoria tipologica, a cui fa riferimento una già prestabilita curva di capacità definita in funzione di pochi parametri; tale curva viene poi incrociata con lo spettro di domanda. Una delle procedure più utilizzate, e anche tra le più consolidate, è la HAZard in the United States (FEMA 1999) (Shibin L. 2010). L’approccio analitico prevede invece che le curve di

fragilità vengano definite attraverso analisi sismiche delle strutture indagate, ottenute tramite analisi dinamiche non lineari, elastiche spettrali o statiche non lineari. Il Metodo CSM e sue variazioni è molto utilizzato nella pratica per la stima della vulnerabilità ad ampia scala (Irizarry J. 2011), (Silva V. 2014) e (Ottonelli D. 2015).

I metodi empirici, al contrario, si basano sull'analisi in forma statistica dei danni provocati dai terremoti, a partire dalla definizione di classi caratterizzate da indicatori tipologici a cui è associabile una matrice di probabilità di danno, definita come probabilità condizionata di ottenere un dato livello di danno dovuto ad una data intensità macrosismica, o una curva di vulnerabilità. Le classi di vulnerabilità sono state definite a partire dalle scale macrosismiche, in primis MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik - 1977) e negli ultimi decenni EMS-98 (European Macroseismic Scale - 1998). Tale approccio è stato applicato per la prima volta a seguito del terremoto dell'Irpinia (1980), ripreso nel progetto RISK-UE (Mouroux P. 2006) e successivamente integrato da (Giovinazzi S. 2004).

Esistono poi i metodi euristici (basati sul giudizio di esperti) che si fondano sull'attribuzione di indici di vulnerabilità alle strutture, ottenuti attraverso la combinazione di diversi fattori che definiscono l'idoneità a sopportare terremoti e raccolti tramite strumenti schedografici. Tra gli studi più recenti è possibile annoverare alcune pubblicazioni delle Università di Aveiro e Porto (F. T. Vicente R. 2014) e (F. T. Vicente R. 2014).

Ulteriori metodi, sviluppati in questi ultimi anni e indirizzati a superare il problema della difficoltà nel reperimento di informazioni o della non conoscibilità di quest'ultime, prevedono l'adozione di procedure a base statistico-probabilistica. L'approccio è ad oggi maggiormente consolidato per lo studio di infrastrutture viarie, in particolare ponti, o acquedotti (Beconcini M.L. 2016); meno frequenti (ma in crescita) sono gli studi su edifici (Rota M. 2010) e su interi ambiti territoriali, di cui si offre una proposta al Capitolo 5.

Per alcuni ambiti territoriali, lo studio della vulnerabilità del costruito attraverso l'applicazione di diversi metodi ha riguardato estesi lassi temporali; l'analisi di tali studi consente sia di osservare l'evoluzione negli anni degli approcci e della loro affidabilità, sia di valutare la migliore adattabilità di alcuni metodi rispetto ad altri, sulla base della predefinita area oggetto di studio e in funzione dai dati di input disponibili. Un esempio in questi termini è dato dallo studio della città di Barcellona (Barbat A.H. 2010), che tratta sia la valutazione di vulnerabilità che l'analisi del rischio sismico. Medesimo risultato in termini di affidabilità degli approcci è sortito dall'analisi delle diverse metodologie applicate al centro storico di Arsita, colpito nel 2009 dall'evento sismico de L'Aquila (M. A. Formisano A. 2016).

Indipendentemente dall'approccio utilizzato per condurre lo studio, la finalità di valutazioni di questo tipo sul costruito è la definizione di scenari di danno o mappe di vulnerabilità che stabiliscano la propensione di gruppi di edifici a subire danni di una certa entità in occasione del verificarsi di eventi sismici di una certa intensità. La mappatura di intere aree territoriali favorisce la protezione del patrimonio architettonico e dei suoi abitanti sia in tempo di pace che in occasione di eventi sismici. Nel primo caso infatti essa adempie alla funzione di definire una classificazione di vulnerabilità per gli edifici indirizzata a definire liste di priorità per l'esecuzione di interventi sul costruito: tali liste possono dare informazioni utili alle pubbliche amministrazioni per individuare preliminarmente le aree maggiormente vulnerabili (singole strutture o interi ambiti territoriali) su cui approfondire studi di vulnerabilità, oltre a contribuire alle scelte in merito alla possibile allocazione di finanziamenti pubblici finalizzati ad opere di prevenzione e tutela del patrimonio. Le mappe create contribuiscono inoltre alla definizione di piani di emergenza, strumenti indispensabili per il Dipartimento della Protezione Civile per fronteggiare situazioni di emergenza post-sismica. In essi infatti sono individuati gli obiettivi da conseguire per organizzare una adeguata risposta di Protezione Civile in occasione di eventi sismici e definire di conseguenza un modello di intervento a partire dalla funzionalità delle reti infrastrutturali e di comunicazione, dall'estensione dell'area colpita e dalle possibili perdite attese in vite umane.

Negli ultimi anni è sempre più diffusa la volontà di implementare dati e risultati ottenuti da valutazioni di vulnerabilità in database o sistemi informativi territoriali (GIS): l'utilizzo di tali strumenti facilita il reperimento e l'integrazione delle informazioni sugli edifici, la lettura dei risultati (Parodi S. 2011) (Lestuzzi P. 2016) e l'integrazione degli studi di vulnerabilità in valutazioni di rischio. In tal senso, ulteriori approfondimenti verranno forniti nel Capitolo 2.

Per quanto riguarda la valutazione della vulnerabilità alla scala del singolo edificio (descritta nel dettaglio al Capitolo 4), le ricerche sono in corso da numerosi decenni e le conoscenze maggiormente consolidate, seppure siano in fase di approfondimento numerosi filoni di ricerca.

1.5. Dall'analisi del singolo edificio allo studio su scala territoriale: gestire l'incertezza dell'informazione a diversa scala

La scelta della scala di analisi per la valutazione della vulnerabilità (da edifici singoli a complessi aggregati o interi contesti territoriali) influenza significativamente sia le finalità dello studio che gli

strumenti adottabili per raggiungerle. Si possono distinguere diversi livelli di analisi in relazione all'estensione dell'area oggetto di studio e al livello di dettaglio delle informazioni che è possibile raccogliere sulle strutture indagate:

- livello 0: utilizzo di dati provenienti da inventari, definizione di classi tipologiche; valutazione preliminare del rischio sismico e pianificazione di interventi preventivi su vasta scala;
- livello 1: informazioni aggiuntive connesse al comportamento strutturale; individuazione, tra edifici appartenenti a medesime tipologie, di priorità sulla base del livello di vulnerabilità individuato;
- livello 2: analisi di vulnerabilità speditiva/territoriale, definizione di indici di vulnerabilità, previsioni di comportamento;
- livello 3: analisi approfondita di vulnerabilità, rilievo del sistema murario per consentire l'applicazione di analisi semplificate della risposta al sisma basate sull'individuazione dei meccanismi di rottura nel piano e fuori piano, scelta dell'intervento.

In parallelo, anche il (D.P.C.M. 09/02/2011 - Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.) fornisce precisazioni ulteriori per la valutazione di beni tutelati e contesti territoriali sottoposti a vincoli paesaggistici, attraverso l'introduzione dei cosiddetti Livelli di Valutazione (LV) della sicurezza sismica:

- LV1: analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati basati su raccolta di informazioni attraverso moduli schedografici e sulla formulazione di preliminari giudizi qualitativi sul livello di rischio sismico; definizione di liste di priorità per la programmazione di interventi di miglioramento sismico;
- LV2: valutazione su singoli macroelementi; individuazione della sicurezza sismica valutata con riferimento a modelli locali;
- LV3: valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto, finalizzata alla progettazione di interventi di miglioramento atti a modificare il funzionamento della costruzione; utilizzo di modelli globali, o scomposizione della struttura in macroelementi a condizione che venga valutata la ripartizione delle azioni sismiche tra i diversi sistemi strutturali.

Gli studi che verranno proposti nei capitoli a seguire si riferiscono per lo più a contesti territoriali estesi (valutazione della vulnerabilità su scala territoriale), oltre ad un approfondimento alla scala del singolo edificio (analisi sismica del comportamento globale di unità strutturali in aggregato). Lo studio

si attesterà quindi su un livello LV1 (livello 1/livello 2), finalizzato alla definizione di una graduatoria di vulnerabilità per la definizione di interventi di mitigazione. I modelli utilizzati per l'analisi sono coerenti con lo studio che verrà proposto, ovvero semplificati e a base meccanica e/o statistica.

L'analisi su scala territoriale prevede la raccolta di informazioni sul costruito attraverso metodi speditivi, che richiedono limitato accesso ad edifici scelti a campione, e sono fondati per lo più su ispezioni di tipo visivo integrate da informazioni ottenute attraverso l'analisi della documentazione esistente e fonti orali (fase della conoscenza). I dati raccolti saranno affetti da incertezza che è necessario gestire e, ove possibile, superare. Questa condizione si traduce in (Figura 1 - 1):

- ottimizzazione delle informazioni disponibili, ottenuta anche elaborando le informazioni raccolte attraverso schedature eseguite con altre finalità;
- definizione di idonei intervalli di variabilità per i parametri allo studio, individuati su base tipologica, che tengano in considerazione l'incertezza o la mancanza del dato;
- definizione di parametri incogniti a partire da altri noti, attraverso l'implementazione di procedure probabilistiche;
- definizione di modalità per la rappresentazione semplificata delle condizioni al contorno di porzioni di edifici in aggregato.

Aumentando la scala dell'analisi si riduce il livello di precisione dei risultati, passando spesso da valutazioni di tipo quantitativo a giudizi qualitativi. L'analisi si configura quindi come fase di diagnosi preventiva per scopi pianificatori che si realizza attraverso l'acquisizione di una serie di indicatori primari di vulnerabilità. Il miglioramento delle conoscenze risulta una prerogativa fondamentale per perseguire la riduzione della vulnerabilità sismica, nell'ottica più a lungo termine della mitigazione degli effetti. La presente tesi fornisce strumenti e procedure utili a superare i limiti sopra descritti.

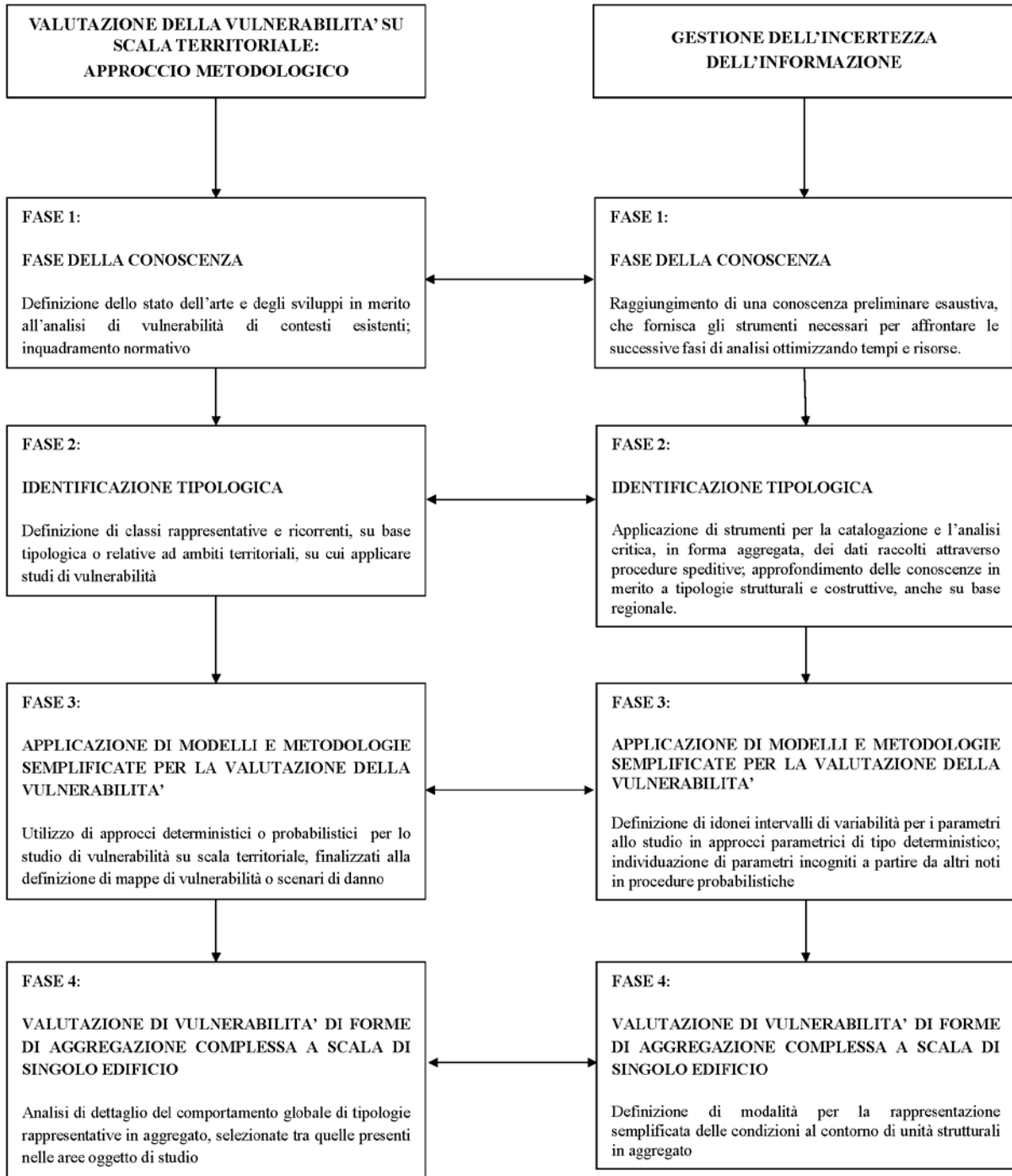


Figura 1 - 1: Schema semplificato: fasi di analisi e relative procedure per la gestione dell'incertezza

CAPITOLO 2

OTTIMIZZARE LA GESTIONE DELLE INFORMAZIONI: STRUMENTI PER LA CATALOGAZIONE E L'ANALISI CRITICA DEI DATI RACCOLTI ATTRAVERSO PROCEDURE SPEDITIVE

2.1. Analisi di strumenti disponibili per la raccolta di informazioni in sito

La crescita di una nuova attenzione al tema della valutazione e riduzione del rischio sismico a scala territoriale (ISO-13822 2001) (ISO/DIS-13824 2008) (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.) ha avuto come diretta conseguenza un aumento di interesse verso la definizione di una tassonomia del costruito in muratura (e non solo) esistente, basata su dati poveri.

Numerosi sono ad oggi gli strumenti a disposizione degli enti di ricerca e di tutela del patrimonio per la raccolta e la catalogazione delle informazioni relative agli edifici, su diversa scala. In particolare, tra quelli più efficaci e sicuramente più diffusi è possibile annoverare le schede di rilievo, le quali consentono l'acquisizione sistematica di informazioni di diversa natura e a diversi livelli di dettaglio, condotta per lo più attraverso rilievi in sito spesso coadiuvati da indagini sulle strutture, con il fine di aumentare il livello di conoscenza degli edifici. Esistono ovviamente strumenti di schedatura più o meno efficaci, e idonei ad essere applicati a scale diverse. In generale, anche le schede di maggior dettaglio possono essere utilizzate per rilievi speditivi in sito, con l'accortezza di avere a mente il livello di accuratezza dell'informazione disponibile.

La gamma di strumenti schedografici per la raccolta di dati di varia natura sugli edifici (geometrie, struttura, danno, vulnerabilità, interventi, agibilità etc.) è tale da non richiedere la creazione di ulteriori schede ad hoc. Di fatto, anni di attività su questo tema e di rilievi realizzati con varie finalità hanno permesso di disporre di un numero enorme di informazioni sul costruito, che necessitano solo di strumenti funzionali per essere raccolte (in alcuni casi anche digitalizzate) e, semmai, integrate. Le limitazioni di tempi e costi per analisi di questo tipo, inoltre, non consentono di impiegare enormi risorse per queste finalità. Da qui la necessità di ottimizzare la raccolta di informazioni, favorendo la catalogazione di quelle già disponibili con il fine di renderle fruibili, evidenziando semmai possibili lacune.

Il seguente capitolo non si prefigge quindi l'obiettivo di fornire nuovi strumenti di schedatura, quanto di definire, utilizzando alcuni di essi, approcci utili alla gestione e elaborazione speditiva delle informazioni. È importante ricordare che i dati disponibili possono non essere necessariamente raccolti con la finalità di condurre studi di vulnerabilità; ciò non toglie che essi possano contribuire significativamente a questo fine, accrescendo la conoscenza sul costruito esistente.

Si propone in primo luogo un breve excursus preliminare su livelli di schedatura e schede più utilizzate, per poi focalizzarsi su una descrizione più mirata di alcuni di questi strumenti. Le schede di

rilievo possono essere catalogate sulla base del livello di schedatura, definito in un intervallo compreso tra 0 e 3 sulla base dell'accuratezza dell'informazione raccolta e del livello di dettaglio del rilievo eseguito:

- livello 0: ispezione post-sisma speditiva, operazioni immediate di protezione civile, valutazione macroeconomica degli effetti del terremoto;
- livello 1: ispezione post-sisma completa, valutazioni di intensità macrosismica, valutazione del danno economico, giudizio di agibilità;
- livello 2: analisi di vulnerabilità speditiva/territoriale, definizione di indici di vulnerabilità, previsioni di comportamento;
- livello 3: analisi approfondita di vulnerabilità, rilievo del sistema murario per consentire l'applicazione di analisi semplificate della risposta al sisma basate sull'individuazione dei meccanismi di rottura nel piano e fuori piano, scelta dell'intervento.

Per quanto riguarda nello specifico gli edifici in muratura, sulla base dei livelli di schedatura sopra descritti, si riporta un elenco delle schede più diffusamente utilizzate:

- scheda Centro Storico (livello 0): valutazione della vulnerabilità urbana (individuazione del nucleo urbano minimo funzionante a seguito dell'emergenza sismica), operazioni immediate post-sisma di Protezione Civile, valutazione macroeconomica degli effetti del terremoto;
- scheda AeDES (livello 1)_ Scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (PCM-DPC 2014): valutazioni di intensità macrosismica, valutazione fisica ed economica del danno, analisi di agibilità;
- scheda G.N.D.T (livello 2) (Benedetti D. 1984): definizione indici di vulnerabilità, previsioni di comportamento;
- scheda per il rilievo tipologico e dei danni sismici agli edifici (livello 3): studio della vulnerabilità strutturale dell'edificio, conoscenza adeguata degli edifici in muratura, scelta opportuna dell'intervento.

Per la schedatura degli edifici di tipo monumentale:

- scheda chiese (livello 1) _ Scheda per il rilievo del danno ai beni culturali – Chiese: conoscenza della chiesa, analisi del danno dei vari macroelementi e dei beni artistici contenuti, giudizio di agibilità e provvedimenti di pronto intervento, stima economica dei danni e dei costi di intervento, individuazione opportuna degli interventi;
- scheda chiese (livello 2) _ Scheda per il rilievo del danno ai beni culturali – Chiese, modello A-DC (PCM-DPC-MIBAC 2006): conoscenza della chiesa, analisi del danno, analisi della

vulnerabilità, studio per macroelementi, giudizio di agibilità, individuazione opportuna degli interventi;

- scheda palazzi (livello 2) _ . Scheda per il rilievo del danno ai beni culturali – Palazzi, modello B-DP (PCM-DPC-MIBAC 2006): conoscenza del manufatto, analisi del danno, studio dei vari macroelementi, analisi del danno dei beni artistici contenuti, giudizio di agibilità e provvedimenti di pronto intervento, stima economica dei danni e dei costi di intervento, individuazione degli interventi.

È importante inoltre nominare anche la “Scheda per la valutazione della qualità muraria”, utile, come dice il nome, per valutare la qualità delle murature che compongono il bene analizzato.

Oltre a queste schede, brevemente descritte, è opportuno mettere in evidenza anche altri strumenti, più recenti, ad oggi disponibili per la raccolta dati su scala territoriale. In particolare, in questi ultimi anni, è stata sviluppata una nuova scheda identificata con l’acronimo CARTIS (PCM-DPC 2016) nell’ambito dell’Accordo Quadro DPC-ReLUIS 2014-2018 (Linea “Sviluppo di una metodologia sistematica per la valutazione dell’esposizione a scala territoriale sulla base delle caratteristiche tipologico-strutturali degli edifici”), sotto il coordinamento dell’Unità di Ricerca dell’Università degli Studi di Napoli (prof. Giulio Zuccaro). CARTIS è una scheda di 1° livello per la “Caratterizzazione tipologico-strutturale dei comparti urbani costituiti da edifici ordinari”. Essa è utilizzata a livello di intero territorio comunale, con il fine di indagare il panorama costruttivo nazionale definendo caratteristiche costruttive tipologiche su base territoriale. La scheda è ancora in fase sperimentale, ma presenta obiettivi nobili, primo fra tutti la volontà di schedare l’intero territorio nazionale utilizzando un unico strumento che fornisca dati univoci e uniformi e consenta ai vari gruppi di ricerca di sviluppare analisi di vulnerabilità basate su tipologie o ambiti territoriali a partire dai medesimi dati di input.

Altra scheda recentemente predisposta è la Scheda Sinottica allegata alla Circolare n.15 (MIBACT 2015). La Circolare n. 15, emanata il 30/04/2015 dal Ministero dei Beni delle Attività Culturali e del Turismo e diretta a tutte le Soprintendenze delle Belle Arti e Paesaggio, ha come oggetto “Disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico”. La sua finalità è quella di promuovere un cambiamento di approccio verso l’intervento migliorativo, favorendo un’attenta, scrupolosa e continua messa in atto di buone pratiche costruttive. Lo strumento pratico per realizzare questi intenti è costituito dalla Scheda posta in allegato alla Circolare. La Scheda promuove una conoscenza più approfondita delle vulnerabilità del patrimonio architettonico tutelato, in vista di una conseguente previsione di interventi di mitigazione del rischio sismico.

A chiusura, si vuole fare un breve accenno ad un'ulteriore scheda, calibrata dall'Università di Padova (Dip. ICEA) a partire dalla "Scheda per il rilevamento speditivo degli edifici in muratura" (Consiglio Nazionale delle Ricerche – Istituto per le Tecnologie della Costruzione, 2008). Essa prevede la compilazione dei campi definiti nella scheda del 2008, richiedendo l'integrazione di ulteriori informazioni su parametri geometrici e strutturali; verrà descritta in maggior dettaglio nel Capitolo 3, in quanto utilizzata per la raccolta di dati relativi ad alcuni casi studio. La scheda ben si presta inoltre al reperimento delle informazioni utili all'implementazione dell'approccio probabilistico per la valutazione della vulnerabilità su scala territoriale descritto al Capitolo 5.

Il presente capitolo si articolerà nella descrizione di due casi studio, per i quali sono stati proposti approcci ad un uso funzionale dei dati raccolti attraverso due diversi strumenti di schedatura, prevedendo sia la catalogazione delle informazioni che l'identificazione di procedure per l'approfondimento della conoscenza, a partire da dati poveri, della consistenza del costruito e delle sue vulnerabilità. Il primo caso studio si concentra sull'applicazione di uno strumento per la catalogazione e l'analisi in forma aggregata dei dati raccolti per alcuni edifici siti presso le province di Verona, Vicenza e Rovigo attraverso la scheda sinottica allegata alla Circolare n.15. Gli edifici analizzati rientrano nella categoria di beni tutelati.

Il secondo caso studio, invece, affronta il tema dell'aumento della conoscenza delle strutture attraverso l'osservazione delle modalità di danno, trattata per una specifica tipologia di edilizia storico-monumentale, le chiese.

Prima di descrivere i due casi studio è importante fare alcune precisazioni. Le analisi di seguito proposte consentono di raccogliere informazioni tipologiche sul costruito e sulle sue vulnerabilità utilizzando in entrambi i casi strumenti di schedatura, ma seguendo percorsi diversi. Nel primo caso le informazioni sono raccolte sfruttando strumenti schedografici applicabili in tempo di pace, basati sulla definizione di proposte di intervento a partire dallo studio delle vulnerabilità del costruito, nell'ottica di una riduzione delle stesse. Nel secondo caso, invece, le informazioni sulle vulnerabilità vengono dedotte, in contesti post-sismici, a partire da condizioni di danno già presenti sugli edifici. In un caso, quindi, l'aumento della conoscenza sul costruito si sviluppa nell'ottica di un processo virtuoso di prevenzione, nell'altro è conseguenza diretta dell'analisi di beni già sottoposti a danneggiamento.

La scelta di analizzare nel primo caso studio beni sottoposti a tutela (a discapito della semplice edilizia ordinaria, trattata nei successivi capitoli della tesi), è legata al fatto che non è ancora, ad oggi, prevista a livello normativo l'applicazione sistematica di schedature aventi simili finalità anche per l'edilizia ordinaria. In merito invece all'ottimizzazione dei dati raccolti in fase post-sismica, la descrizione dell'applicazione su beni monumentali è da intendersi per lo più nella sua accezione metodologica.

L'obiettivo è infatti quello di mostrare come sia possibile dedurre informazioni su tipologie di edifici definendo una tassonomia del costruito basata su dati poveri. Studi simili sono già stati effettuati anche sugli edifici ordinari (Dell'Orto C. 2010) (Bernardini A. 2007), utilizzando per questo fine i dati raccolti in fase di emergenza post-sismica attraverso le schede AeDES (PCM-DPC 2014) o, a più ampia scala, a partire dai dati ottenuti dal censimento ISTAT.

2.2. Integrazione dei dati raccolti tramite le Schede sinottiche allegate alla Circolare n.15 in strumenti di pianificazione per la mitigazione del rischio sismico

Il Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo ha raggiunto la consapevolezza che il suo coinvolgimento nelle pratiche di buona manutenzione degli edifici è essenziale per assicurare la sicurezza strutturale degli stessi. In questo contesto, iniziative per incrementare l'efficienza delle attività che coinvolgono la tutela del patrimonio architettonico-storico sono implementate con lo scopo di incoraggiare lo sviluppo negli uffici centrali e locali di misure per la mitigazione del rischio sismico dei centri storici (C. G. Taffarel S. 2016). Tra le più significative, la Circolare n.15 (Circolare 15/2015_Disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico s.d.) definisce un nuovo approccio incrementale che coinvolge sia l'implementazione di interventi locali sugli edifici con il fine di migliorare la sicurezza strutturale senza coinvolgere costi aggiuntivi, sia il miglioramento dell'affidabilità delle mappe di rischio sismico. Data per assodata la necessità di incrementare la sicurezza strutturale, la prevenzione è uno dei punti chiave di questa circolare e può essere messa in pratica tramite una diffusa conoscenza delle vulnerabilità degli edifici e dei possibili interventi utili a preservare il patrimonio architettonico. La conoscenza degli edifici può essere ottenuta solo attraverso la sistematica raccolta di informazioni sugli stessi; a tal fine, le informazioni necessarie possono essere raccolte utilizzando la scheda sinottica fornita in allegato alla circolare, che deve essere compilata da tecnici e professionisti in occasione della presentazione di pratiche per richiedere interventi di manutenzione straordinaria o ordinaria e miglioramento sismico su edifici tutelati (o parte di essi). In questo modo è possibile reperire informazioni sugli edifici senza comportare un aggravio di costi per il progettista ed il proprietario. Non sono richieste indagini e/o prove ulteriori rispetto a quelle svolte o da svolgersi in relazione agli interventi strutturali previsti dalla pratica; si cerca di sfruttare l'osservazione critica che il progettista compie sull'edificio individuando

le tipologie costruttive dei diversi elementi che lo compongono e mettendo in luce, qualora siano presenti, eventuali criticità strutturali e vulnerabilità. Tale reperimento di informazioni è richiesto in relazione a tutti gli elementi costruttivi dell'edificio, siano essi oggetto dell'intervento o meno. Va tenuto presente che l'ispezione del progettista può essere limitata solo ad alcune parti dell'edificio e la scheda potrebbe quindi raccogliere informazioni parziali. Un processo virtuoso risulta in corso, soprattutto considerando che il vero miglioramento della sicurezza sismica è perseguibile solo attivando un processo che coinvolga in maniera continuativa tutte le persone implicate nel processo di costruzione (proprietari, progettisti, costruttori, pubblici uffici etc.) (Modena 2014).

La scheda sinottica si struttura in 3 sezioni (Figura 2 - 1):

- Sezione A: dati generali (ubicazione, proprietà, destinazione d'uso attuale, contesto urbano, estensione e tipologia dell'intervento): particolare interesse destano da un lato le informazioni sull'estensione dell'intervento (fondamentali per capire se essa riguarda interi edifici o solo porzioni degli stessi, dando di conseguenza indicazione sull'area oggetto di sopralluogo e rilievo), dall'altro quelle relative alla tipologia di intervento (manutenzione straordinaria o miglioramento sismico);
- Sezione B:
 - descrizione dell'intervento in termini generali, specificando se esso interessa la struttura portante o meno e quali elementi costruttivi; se per l'intervento in questione è richiesta verifica strutturale e, nel caso sia effettuata, quale sia il suo esito; descrizione sintetica dell'intervento;
 - reperimento di informazioni sull'edificio (tipologie costruttive e vulnerabilità). Questa parte è strutturata sotto forma di tabella, in cui ogni riga è dedicata ad un elemento costruttivo. Si richiede per ognuno di essi il rilievo della tipologia costruttiva ed eventuali vulnerabilità rispetto alle azioni sismiche;
 - descrizione degli interventi di mitigazione del rischio sismico e/o eventuali riparazioni ed interventi locali previsti, che incidono positivamente sulla risposta sismica dell'edificio. Questa parte mette in evidenza la relazione esistente tra vulnerabilità riscontrate ed intervento migliorativo.
- Sezione C:
 - interventi di miglioramento sismico: per i diversi Stati limite si richiede la compilazione dei valori di riferimento associati alla valutazione di sicurezza, rispetto alla situazione ante e post operam. In particolare, per analisi di tipo globale, va indicato il rapporto fra le accelerazioni e quello tra i periodi di ritorno; mentre, in relazione ad analisi per meccanismi locali, il moltiplicatore di collasso.



Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo

SCHEDA SINOTTICA DELL'INTERVENTO

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011 recante: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008".

PROTOCOLLO	Responsabile del procedimento
------------	-------------------------------

SEZIONE A - DATI GENERALI

Denominazione immobile
 sito in fraz./loc. (Prov.)
 Via n° CAP
 NC Edilizio Urbano foglio particella sub.
 sottoposto a tutela ai sensi dell'articolo 10, comma 3, del d.lgs n. 42 del 2004 e s.m. con provvedimento
 sottoposto a tutela ai sensi dell'articolo 10, comma 1, e dell'art. 12, comma 1, del d.lgs n. 42 del 2004 e s.m.i.

PROPRIETA'	DESTINAZIONE D'USO ATTUALE
<input type="checkbox"/> pubblica	<input type="checkbox"/> museo <input type="checkbox"/> biblioteca <input type="checkbox"/> uffici
<input type="checkbox"/> privata	<input type="checkbox"/> servizi <input type="checkbox"/> struttura ricettiva-albergo
<input type="checkbox"/> ente ecclesiastico	<input type="checkbox"/> archivio <input type="checkbox"/> struttura ricettiva-albergo
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> culto <input type="checkbox"/> abitazione
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

CONTESTO URBANO	POSIZIONE	ESTENSIONE DELL' INTERVENTO
<input type="checkbox"/> centro urbano	<input type="checkbox"/> isolato	<input type="checkbox"/> intero edificio
<input type="checkbox"/> centro storico	<input type="checkbox"/> Connesso ad altri edifici su ___ lati	<input type="checkbox"/> porzione di edificio (piano)
<input type="checkbox"/> periferia urbana	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> intero piano
<input type="checkbox"/> area industriale /commerciale	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> porzione di piano
<input type="checkbox"/> area agricola	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

TIPOLOGIA DELL'INTERVENTO
<input type="checkbox"/> manutenzione straordinaria <input type="checkbox"/> miglioramento sismico
(compilare solo la sezione B) (compilare sezioni B e C)

TIPOLOGIE COSTRUTTIVE E VULNERABILITA' RILEVATE

ELEMENTO COSTRUTTIVO	TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	VULNERABILITA' RILEVATE
SOLAI/ VOLTE	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> legno <input type="checkbox"/> travi metalliche <input type="checkbox"/> latero-cemento <input type="checkbox"/> volte <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> marcescenza <input type="checkbox"/> carenza di collegamenti <input type="checkbox"/> deformabilità eccessiva <input type="checkbox"/> assenza di catene nelle volte <input type="checkbox"/> assenza di capochiavi <input type="checkbox"/> catene ammalorate <input type="checkbox"/> capochiavi ammalorati <input type="checkbox"/> fessurazioni <input type="checkbox"/>
PARETI PORTANTI	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> muratura in pietra <input type="checkbox"/> muratura in mattoni <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> deterioramento/ammaloramento <input type="checkbox"/> assenza o inefficacia degli ammassamenti <input type="checkbox"/> fessure <input type="checkbox"/> nicchie o cavità <input type="checkbox"/>
TRAVI	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> legno <input type="checkbox"/> acciaio <input type="checkbox"/> cemento armato	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> marcescenza <input type="checkbox"/> fessurazioni <input type="checkbox"/> appoggi non idonei <input type="checkbox"/>
STRUTTURA DI COPERTURA	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> travi in legno <input type="checkbox"/> travi metalliche <input type="checkbox"/> solaio latero-cemento <input type="checkbox"/> volte	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> strutture spingenti <input type="checkbox"/> assenza di controventature di falda <input type="checkbox"/> connessioni non idonee con la muratura sottostante <input type="checkbox"/> connessioni non efficaci dei nodi delle capriate <input type="checkbox"/>
FONDAZIONI	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> muratura <input type="checkbox"/> cemento armato <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> cedimenti fondali <input type="checkbox"/>
ELEMENTI NON STRUTTURALI (cornicioni, parapetti, cornicioni, elementi aggettanti, ecc)	<input type="checkbox"/> presenti	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> distacchi/ deterioramenti <input type="checkbox"/> connessioni non efficaci con la struttura

INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO PREVISTI /RIPARAZIONI E INTERVENTI LOCALI

Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti pareti-pareti e pareti-solai

<input type="checkbox"/> inserimento di tiranti a livello dei solai <input type="checkbox"/> metallici <input type="checkbox"/> altri materiali
<input type="checkbox"/> cerchiature esterne <input type="checkbox"/> con elementi metallici <input type="checkbox"/> con materiali compositi
<input type="checkbox"/> ammassamenti, tra parti adiacenti o tra murature che si intersecano, con la tecnica scuci e cuci (con elementi lapidei o in laterizio);
<input type="checkbox"/> cordoli in sommità alla muratura per collegare le pareti, in una zona dove la muratura è meno coesa e per migliorare l'interazione con la copertura <input type="checkbox"/> muratura armata <input type="checkbox"/> acciaio <input type="checkbox"/> calcestruzzo armato <input type="checkbox"/>

Interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte ed al loro consolidamento

<input type="checkbox"/> inserimento di catene
<input type="checkbox"/> contrafforti o ringrossi murari
<input type="checkbox"/> placcaggio con fasce di materiale composito <input type="checkbox"/> sottarco in muratura per spinte a vuoto
<input type="checkbox"/> riduzione dei carichi all'estradosso
<input type="checkbox"/> consolidamento della muratura

Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento

Intervento di leggero irrigidimento:
 secondo tavolato sovrapposto a quello esistente, disposto con andamento ortogonale o inclinato;
 rinforzi con bandelle ad andamento incrociato; con elementi metallici con materiali compositi
 controventamento realizzato con tiranti metallici

Intervento di consolidamento statico del solaio per le azioni flessionali:
 secondo tavolato, con tavoloni ortogonali collegati alle travi
 rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo
 con sottili caldane armate in calcestruzzo alleggerito all'estradosso (solai a travi in legno e pannelle di cotto)
 collegamento dei profili con bandelle metalliche trasversali, poste all'intradosso o all'estradosso (solai a struttura metallica con interposti elementi in laterizio)

SEZIONE C - INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO

VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA ANTE E POST OPERAM (analisi globale)

Indicatori di sicurezza ante operam		
Stato limite	Rapporto fra le accelerazioni	Valore assunto per il coefficiente "α": _____ Rapporto fra i periodi di ritorno
di collasso (α _{col})	(PGA _{col} /PGA _{col,c}) =	(TR _{col} /TR _{col,c}) ^α =
di salvaguardia della vita (α _{sv})	(PGA _{sv} /PGA _{sv,c}) =	(TR _{sv} /TR _{sv,c}) ^α =
di danno (α _{da})	(PGA _{da} /PGA _{da,c}) =	(TR _{da} /TR _{da,c}) ^α =
di operatività (α _{op})	(PGA _{op} /PGA _{op,c}) =	(TR _{op} /TR _{op,c}) ^α =
di danno ai beni artistici (α _{ba})	(PGA _{ba} /PGA _{ba,c}) =	(TR _{ba} /TR _{ba,c}) ^α =

Indicatori di sicurezza post operam		
Stato limite	Rapporto fra le accelerazioni	Valore assunto per il coefficiente "α": _____ Rapporto fra i periodi di ritorno
di collasso (α _{col})	(PGA _{col} /PGA _{col,c}) =	(TR _{col} /TR _{col,c}) ^α =
di salvaguardia della vita (α _{sv})	(PGA _{sv} /PGA _{sv,c}) =	(TR _{sv} /TR _{sv,c}) ^α =
di danno (α _{da})	(PGA _{da} /PGA _{da,c}) =	(TR _{da} /TR _{da,c}) ^α =
di operatività (α _{op})	(PGA _{op} /PGA _{op,c}) =	(TR _{op} /TR _{op,c}) ^α =
di danno ai beni artistici (α _{ba})	(PGA _{ba} /PGA _{ba,c}) =	(TR _{ba} /TR _{ba,c}) ^α =

MINIMO MOLTIPLICATORE DI COLLASSO ANTE E POST OPERAM (analisi per meccanismi locali)

ante operam λ =	post operam λ =
-----------------	-----------------

Data,

Il Tecnico

Figura 2 - 1: Scheda sinottica allegata alla Circolare n.15: estratti

I dati raccolti tramite scheda ben si prestano ad essere rielaborati in forma aggregata, con il fine di raccogliere informazioni (in merito a tipologie costruttive, vulnerabilità ed interventi) indispensabili ad accrescere la conoscenza del costruito esistente e delle sue vulnerabilità in una data area, in prima battuta in forma speditiva e qualitativa, poi sempre più in dettaglio a mano a mano che le informazioni sui beni vengono aggiornate in seguito a nuove ispezioni. Si configura quindi un percorso di tipo incrementale, in cui l'aggiornamento continuo consente di affinare le stime e portare, sul lungo periodo, a valutazioni sempre più affidabili del comportamento strutturale degli edifici. La scheda permette quindi di indicare la presenza (qualitativa, da indagine visiva) di elementi di vulnerabilità sul costruito: essa consente di segnalare situazioni di limitata sicurezza sismica del manufatto e di stimolare, qualora tali vulnerabilità vengano riconosciute, l'approfondimento dello studio dei beni in oggetto. Definire, anche solo qualitativamente, la vulnerabilità degli edifici consente di fornire indicazioni di carattere generale sulle aree urbane maggiormente a rischio, contribuendo ad individuare liste di priorità per analisi approfondite sui beni che possano dare indicazioni sulla possibile allocazione di finanziamenti pubblici per interventi. Ovviamente le informazioni ottenibili sul costruito non sono per lo più supportate da indagini che vadano oltre alla semplice ispezione visiva, di conseguenza l'attendibilità dell'informazione deve essere valutata mantenendo le dovute riserve: il dato raccolto assume la funzione di indicatore di possibili carenze strutturali che debbono essere confermate da indagini di maggior dettaglio sulla struttura indagata e su quelle contigue, le quali potrebbero evidenziare a loro volta medesime condizioni di vulnerabilità.

Il caso studio che verrà di seguito presentato riguarda l'analisi di 102 schede sinottiche raccolte presso la Soprintendenza Archeologia, Belle Arti e Paesaggio (SABAP) per le provincie di Verona, Vicenza e Rovigo, in occasione della presentazione di pratiche di manutenzione o miglioramento sismico di beni tutelati. L'attività si sviluppa nell'ambito di un accordo di collaborazione tra UNIPD_DICEA e SABAP per la realizzazione di attività congiunte nel campo della valutazione e mitigazione del rischio sismico del patrimonio architettonico di interesse storico-artistico (supervisor: Prof. Claudio Modena, soprintendente Dott. Fabrizio Magani, funzionario Arch. Felice Giuseppe Romano). I dati reperiti tramite queste schede sono stati in primo luogo analizzati in forma aggregata al fine di avere un quadro completo delle informazioni disponibili sul costruito, delle tipologie costruttive più diffuse, delle vulnerabilità più frequentemente ad esse correlate e delle pratiche di intervento più utilizzate per ridurre tali vulnerabilità. A seguire, si presenterà invece un esempio di possibile approccio alla raccolta organica e funzionale delle informazioni tramite geodatabase GIS, non limitandosi al semplice inserimento dei dati nel sistema informativo ma fornendo possibili applicazioni anche nel campo della valutazione della vulnerabilità e definendo futuri sviluppi in merito alla stima, a più ampia scala, del rischio sismico. Riferendosi al campione raccolto, le schede sinottiche sono distribuite

entro le tre provincie, concentrate principalmente in territorio veronese (66%, di cui Verona città 38%, 39 Schede e Verona provincia 29%, 30 Schede), mentre il restante 34% tra quello vicentino (Vicenza città e provincia 25%, 25 Schede) e rodigino (Rovigo città e provincia l'8%, 8 Schede).

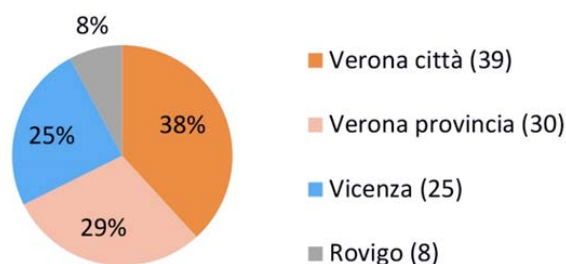


Figura 2 - 2: Distribuzione geografica dei beni e delle relative schede oggetto di studio

Non si ritiene necessario in questa sede riportare, se non brevemente, grafici e stime statistiche eseguite sui dati ricavati dalle schede, in quanto esse non sono funzionali in senso stretto alla trattazione del tema, ma si preferisce introdurre alcune conclusioni di carattere generale sull'attività condotta, sulle sue potenzialità e sui suoi sviluppi futuri.

Si porta in primo luogo l'attenzione sulla descrizione delle tipologie di intervento individuate nelle pratiche presentate. Sono stati sottoposti a miglioramento sismico un totale di 10 edifici (10%) contro 33 edifici in manutenzione straordinaria (32%); interventi non migliorativi riguardano invece il 58% dei casi. Ai fini della definizione di tipologie costruttive e vulnerabilità questo dato è poco sensibile, esso incide invece in modo più significativo sulle indicazioni in merito alla tipologia di interventi previsti per le costruzioni. Dato rilevante invece per i 3 parametri valutati (tipologia costruttiva, vulnerabilità e interventi) è l'informazione sull'estensione dell'intervento: quest'ultima permette qualitativamente di valutare anche l'estensione dell'informazione che ci si aspetta di ottenere attraverso le schede (più estesa sarà l'area oggetto di studio, maggiori o più affidabili saranno proporzionalmente le informazioni raccolte): in questo caso, le schede che riguardano interventi su porzioni di edificio sono in netta maggioranza rispetto a quelle relative all'intero edificio (61 per le prime, 27 per le seconde).

2.2.1. *Riflessioni a seguito dell'elaborazione delle informazioni su elementi costruttivi, vulnerabilità, interventi*

L'analisi dei dati in forma aggregata consente di avere informazioni su tipologie, tecniche e tecnologie costruttive più diffuse tra i beni tutelati schedati entro l'area territoriale oggetto di studio. La scheda

non richiede la compilazione obbligatoria di tutti i campi, perciò le informazioni a disposizione potrebbero non essere complete e tipologie, vulnerabilità e interventi non interamente rilevati. In generale, le percentuali di rilevamento tipologico risultano essere significativamente alte se rapportate all'intero campione (coperture rilevate quasi nel 60% degli edifici, solai e pareti portanti nel 70%). Sulle singole voci emerge inoltre una significativa varietà nelle tecniche costruttive impiegate, di cui si evidenziano percentuali non trascurabili di solai (30%) e coperture (20%) in latero-cemento, così come di pareti portanti (10%) in muratura mista.

Analogamente, è possibile analizzare i dati raccolti in merito alle vulnerabilità. Si rileva la presenza di vulnerabilità a livello degli orizzontamenti relative in particolare a carenze di collegamenti (32%), deformabilità eccessiva (17%), marcescenza (17%), assenza o ammaloramento di catene (15%), fessurazioni (12%). Nel 27% dei casi si rilevano vulnerabilità sulle pareti portanti identificate come fessure (29%), deterioramenti/ammaloramenti dei materiali (29%), nicchie o cavità (18%), assenza o inefficacia degli ammorsamenti (13%). In 22 edifici (21%) è invece la copertura a risultare vulnerabile, a causa di carenze di collegamento con la muratura sottostante (40%), assenza di controventamento di falda (19%), inefficacia del collegamento dei nodi delle capriate (16%), strutture spingenti (9%). Anche in tal caso le percentuali complessive rilevate risultano significative, considerando che quasi il 30% delle pareti portanti presenta almeno una vulnerabilità e così pure il 20% dei solai e delle coperture.

A chiusura, ulteriori riflessioni sono possibili indagando quali siano le tecniche di intervento correntemente applicate su di essi. Sulla totalità di edifici, per 20 di essi (20%) sono previsti interventi pareti-pareti e pareti-solai. La tecnica più impiegata risulta essere la realizzazione di cordoli in sommità (39%) e si può notare una certa varietà nelle tecniche (15% cordoli in c.a.; 12% cordoli in muratura armata; 9% cordoli in acciaio; 3% cordoli in altro materiale). Segue l'inserimento di tiranti (28%) che risultano essere esclusivamente in acciaio (non vi è alcun impiego di tiranti in FRP); emerge, quindi, la netta tendenza da parte dei progettisti a prediligere, per questa tecnica, l'impiego di materiali tradizionali. Altra tecnica tradizionale che risulta avere un largo impiego è quella dello scuci-cuci (24%). Si registra infine un impiego limitato della tecnica di cerchiatura (9%) che risulta essere realizzata sia con materiali metallici (6%) che con materiali compositi (3%). Su 9 edifici (9%) sono previsti interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte e al loro consolidamento. Le tecniche più impiegate anche in tal caso risultano essere quelle tradizionali: tra di esse il consolidamento della muratura (60%), l'inserimento di catene (20%) e la riduzione dei carichi all'estradosso (10%). Al 10% si registrano placcaggi con fasce di materiale composito. Su 15 edifici (15%) sono previsti interventi d'irrigidimento dei solai, che risultano essere al 54% interventi di leggero irrigidimento (25% secondi tavolati; 14% bandelle metalliche; 7% controventamenti con materiali metallici; 4% bandelle con materiali compositi) ed al 46% interventi di consolidamento verso azioni di tipo flessionale (32%

secondi tavolati collegati alle travi esistenti, 7% solette collaboranti in c.a., 7% bandelle metalliche in solai metallici). Si può notare che l'intervento più impiegato per eseguire l'irrigidimento dei solai prevede l'inserimento di tavolati in legno (57%); tale dato è da considerarsi in linea generale positivo dal momento che questa tecnica è suggerita dalla normativa e risulta essere una delle più efficaci (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.). Inoltre le solette collaboranti in c.a. risultano impiegate solo nel 7% dei casi e anche questo dato è da considerarsi in linea generale positivo, in quanto questa è una tecnica che la normativa consiglia di usare con oculatezza e solo dopo un appropriato studio del reale contributo migliorativo sul comportamento dell'edificio (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C8A5.3). Su 23 edifici (23%) sono previsti interventi sulla copertura. È possibile notare una significativa presenza di interventi volti a collegare la struttura di copertura con la parte terminale della struttura muraria in elevato (38%); seguono altri tipi d'intervento (al 16% collegamenti dei nodi delle capriate, al 6% irrigidimenti di falda, al 6% limitazione delle masse, al 3% compensazione di tetti spingenti). L'elevata variabilità è legata al fatto che le coperture sono a loro volta molto varie, e con esse anche le vulnerabilità che si possono presentare. Su 25 edifici (25%) sono inoltre previsti interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari. Queste risultano essere al 48% interventi di scuci-cuci, al 38% interventi di miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura (23% ristilature dei giunti; 13% iniezioni di miscele leganti; 2% tirantatura diffusa), al 6% interventi di miglioramento del collegamento tra paramenti murari mediante perforazioni armate, al 6% rinforzo flessionale mediante placcaggio con FRP. È possibile notare un largo impiego di tecniche di tipo tradizionale (scuci-cuci e ristilatura giunti), anche se in tal caso le tecniche più moderne registrano percentuali non trascurabili (25%, tra cui iniezioni di miscele leganti, placcaggio con FRP e perforazioni armate). Su 5 edifici sono previsti interventi su pilastri e colonne (ricostruzioni o realizzazione di collegamenti, incollaggi con resine, inserimento di anime metalliche o tiranti verticali precompressi). Su 7 edifici (7%) sono definiti interventi in fondazione, che si configurano come collegamenti con nuove fondazioni superficiali. Da notare il fatto che non siano previste sottofondazioni profonde localizzate od interventi volti al consolidamento dei terreni.

Le percentuali sopra riportate rivelano molto sulle caratteristiche del costruito, le sue vulnerabilità e sulle scelte dei progettisti in merito agli interventi più idonei da proporre. Particolarmente interessante è il confronto fra l'impiego di tecniche tradizionali e tecniche innovative, che risulta un utile termometro per comprendere quanto i progettisti siano a conoscenza delle tecniche più moderne e sappiano applicarle correttamente, dimostrando attenzione nei confronti della scelta di interventi idonei alla tipologia di beni in oggetto (beni tutelati), fedeli ai principi del restauro e che non alterino in modo significativo la struttura. È comunque importante sottolineare che le autorizzazioni per l'esecuzione di interventi devono essere concesse dall'ente preposto (soprintendenza) e passano al

vaglio di tecnici esperti, che ne valutano l'applicabilità e la fattibilità nel rispetto del costruito sottoposto a tutela. Inoltre, informazioni su tecniche costruttive moderne applicate nei decenni precedenti ad edifici storici possono consentire l'individuazione di interventi già eseguiti sul bene che potrebbero inficiarne il comportamento (interventi poco efficaci o che limitano la sicurezza sismica del costruito). In generale, è osservabile come gli interventi tradizionali proposti siano in rapporto di 3 a 1 rispetto agli interventi moderni.

È inoltre importante ricordare, come detto sopra, che le schede presentate non fanno riferimento spesso all'intero edificio, ma a porzioni dello stesso (solitamente singole unità immobiliari), quindi non sono sempre rappresentative dell'intera struttura. Ad ogni modo tali dati, soprattutto se digitalizzati entro database, possono essere integrati o ampliati in occasione di successive richieste di intervento su altre porzioni dell'edificio, o approfondite in caso di ulteriori interventi sulla porzione in oggetto. La procedura presenta un approccio incrementale in cui la conoscenza dell'edificio non si conclude con un singolo sopralluogo ma può essere aggiornata periodicamente. Risulta fuori dubbio indispensabile definire strumenti che consentano di conservare le informazioni a disposizione in forma chiara e funzionale e accoglierne di nuove.

2.2.2. Il GIS come strumento per la rappresentazione e lo studio critico-integrato dei dati raccolti tramite schedatura

Il GIS è un sistema informativo computerizzato finalizzato all'acquisizione, registrazione, analisi, visualizzazione e restituzione grafica di informazioni derivanti da dati geografici (geo-riferiti). Tale sistema permette la produzione, gestione e analisi di dati spaziali, in cui a ciascun elemento geografico si associano una o più descrizioni alfanumeriche, memorizzate all'interno di strutture di tipo DBMS (DataBase Management System). Come risaputo, numerosi sono i programmi GIS presenti in commercio: per questa applicazione si è scelto di impiegare il software open-source ArcGIS (Crosier S. 2005).

L'analisi GIS permette di eseguire un notevole numero di operazioni che vanno dalla semplice visualizzazione grafica dei dati inseriti per giungere a complesse elaborazioni analitiche. Le query (ricerca e selezione, all'interno di una classe di elementi, di un numero limitato di essi definiti sulla base di alcuni parametri oggetto della ricerca) risultano uno strumento molto utile per incrociare informazioni di diversa natura, in modo immediato e graficamente efficace. In particolare nel caso in oggetto ottenere informazioni incrociate su tipologie-vulnerabilità-interventi (ovvero: su quali e quanti elementi costruttivi sono presenti quali e quante vulnerabilità e quali e quanti interventi sono stati

eseguiti sugli stessi) potrebbe risultare un'operazione poco immediata se condotta utilizzando dei tradizionali fogli di calcolo. Il GIS consente di eseguire delle interrogazioni sui dati che permettano di ottenere gli stessi risultati in tempi rapidi e con una istantanea resa grafica. Inoltre, altra potenzialità non trascurabile di tale strumento, è la possibilità di aggiornare continuamente le informazioni a poco a poco disponibili sugli edifici, creando un univoco database georeferenziato. Si è proceduto quindi alla raccolta delle informazioni presenti nelle schede sinottiche disponibili, ad oggi a fini di ricerca solo per il centro storico di Verona, entro tale sistema informativo geografico con l'obiettivo di creare uno strumento utile alle pubbliche amministrazioni (soprintendenza, in questo caso) per la catalogazione dei dati raccolti. Tali dati potranno poi essere utilizzati per condurre valutazioni di vulnerabilità su scala territoriale e integrati con ulteriori mappe legate all'esposizione e alla pericolosità, definendo mappe di rischio sismico dinamiche, aggiornabili a mano a mano che nuove informazioni si rendono disponibili. L'implementazione in GIS per questo caso studio risulta ad oggi ad una fase preliminare: si proporranno in questo senso, alla fine del capitolo, alcune indicazioni per sviluppi futuri e proseguo del lavoro.

L'utilizzo di sistemi informativi per finalità simili è già stato proposto in più occasioni da diverse università e gruppi di ricerca, a testimonianza del fatto che tale strumento si presta a diversi impieghi e rappresenta ad oggi uno dei mezzi più funzionali per la gestione di grandi quantità di informazioni di diversa natura. Tra i casi studio già sviluppati, è possibile menzionare (Rezaie F. 2015), (Nath S.K. 2015), (Carniel R. 2001), (Sinha R. 2008) e (P. S. Vicente R. 2008). Il dipartimento di Georisorse e Cartografia del Politecnico universitario di Madrid ha condotto un'analisi di rischio sismico per la città spagnola di Almeria, integrando valutazioni di vulnerabilità con informazioni geotecniche sul suolo, costi di riparazione degli edifici e popolazione esposta. L'analisi fa largo uso dei dati catastali sia per assegnare agli edifici una classe di vulnerabilità, sia per determinare i parametri di esposizione, quale il numero di vite a rischio e la perdita economica associata alla perdita dell'edificio (Rivas-Medina A. 2013). Altro studio riguarda la valutazione del rischio sismico per la città di Faro, in Portogallo. Anche in questo caso, l'analisi è stata implementata utilizzando il GIS, strumento indispensabile per raccogliere i dati di rilievo, i risultati delle analisi di vulnerabilità sismica e la mappatura del rischio, permettendo un aggiornamento continuo dei dati raccolti. Interessanti sono soprattutto gli sviluppi futuri di tale applicazione, la quale verrà utilizzata per prevedere il possibile impatto di strategie di intervento sugli edifici più vulnerabili, finalizzati alla riduzione di vulnerabilità e perdite economiche (F. T. Vicente R. 2014).

È evidente quindi la necessità di rendere sempre più consolidato l'utilizzo di sistemi informativi che superino i limiti di un normale database, consentendo l'integrazione di informazioni provenienti anche da diversi campi. Molte pubbliche amministrazioni utilizzano correntemente la cartografia GIS per ordinare i dati raccolti. La cartografia elaborata, qualora non contenga dati sensibili, è poi spesso resa

disponibile gratuitamente. In particolare, per l'attività ivi descritta, sono stati implementati i seguenti strumenti, ad oggi a disposizione:

- Carta Tecnica Regionale per la Regione Veneto (CTR) (<https://www.regione.veneto.it/web/ambiente-e-territorio/geoportale>), di cui sono stati utilizzati in particolare gli elementi “fabbricati ed insediamenti”;
- dati geografici in formato shape ed i relativi dati censuari in formato tabellare (ISTAT: <http://www.istat.it/it/archivio/104317>), in particolare i file relativi alle aree subcomunali, ovvero i lotti cittadini;
- cartografia rappresentante l'accelerazione di picco massima attesa al suolo, disponibile in <https://www.regione.veneto.it/web/ambiente-e-territorio/geoportale>.

Per il centro storico della città di Verona, la base cartografica utilizzata è il file shape della CTR, debitamente modificato inserendo nel database una voce corrispondente all'indirizzo dell'edificio rappresentato e sovrapponendovi un'immagine raster, creata partendo da un fotopiano opportunamente georeferenziato (Figura 2 - 3).

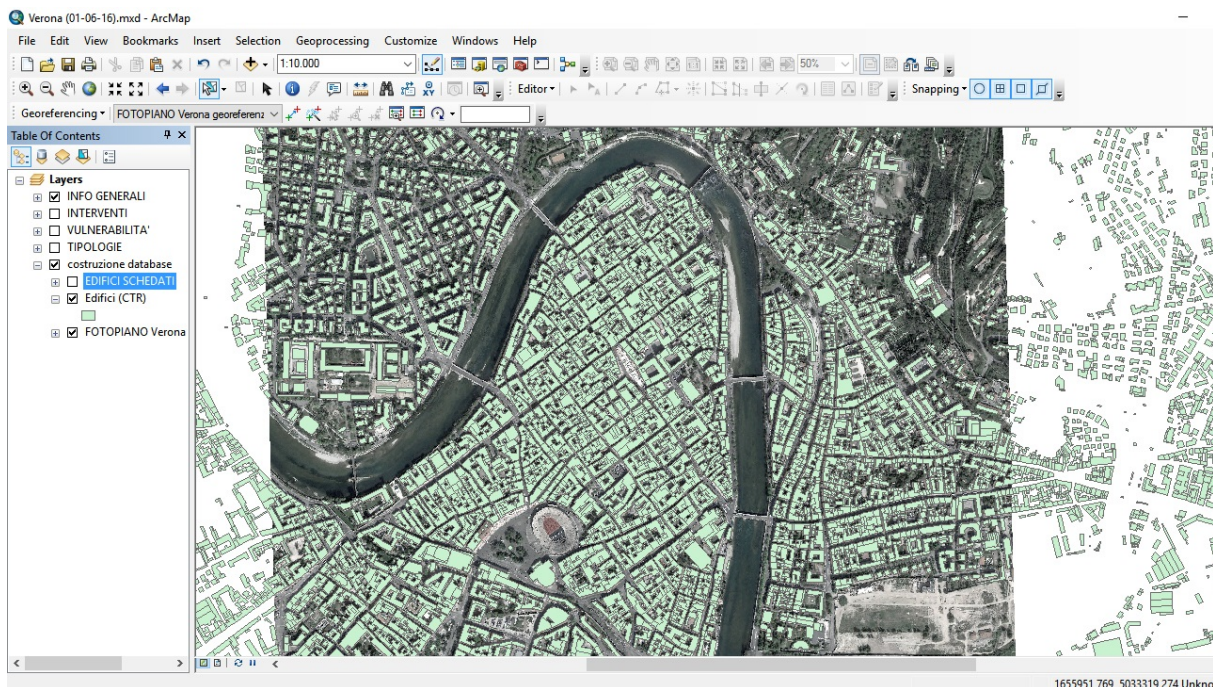


Figura 2 - 3: GIS: base cartografica del geodatabase (CTR e fotopiano)

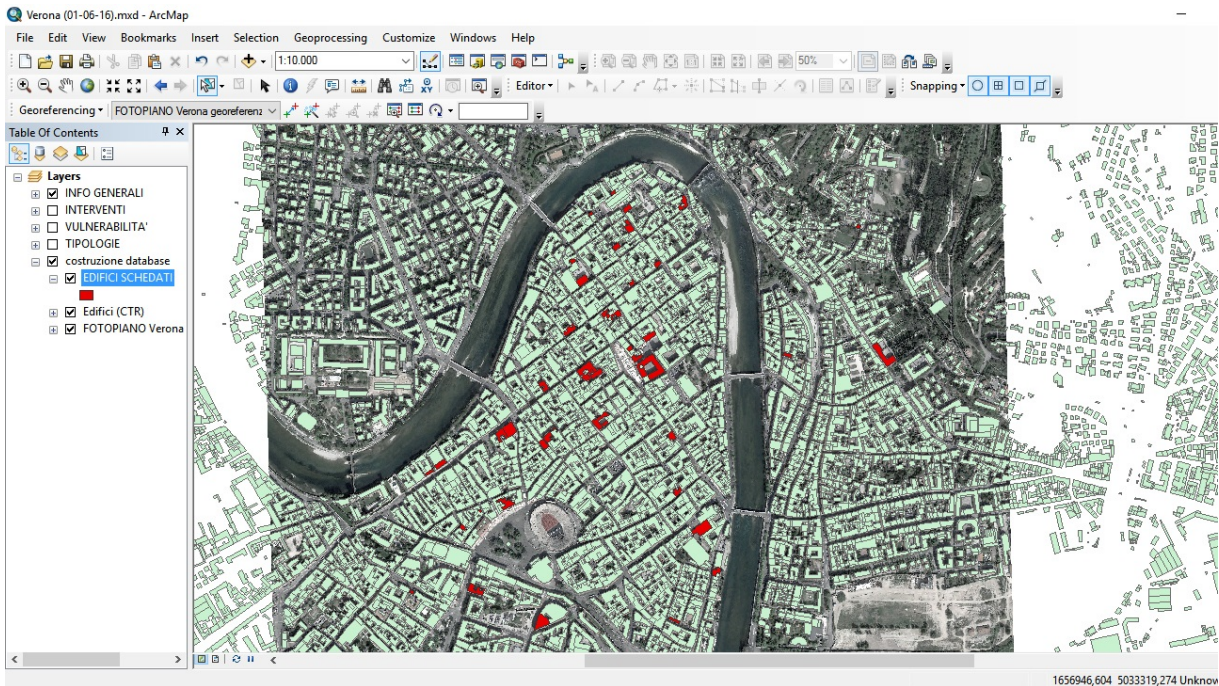


Figura 2 - 4: GIS: rappresentazione degli edifici a cui è stata associata la relativa Scheda

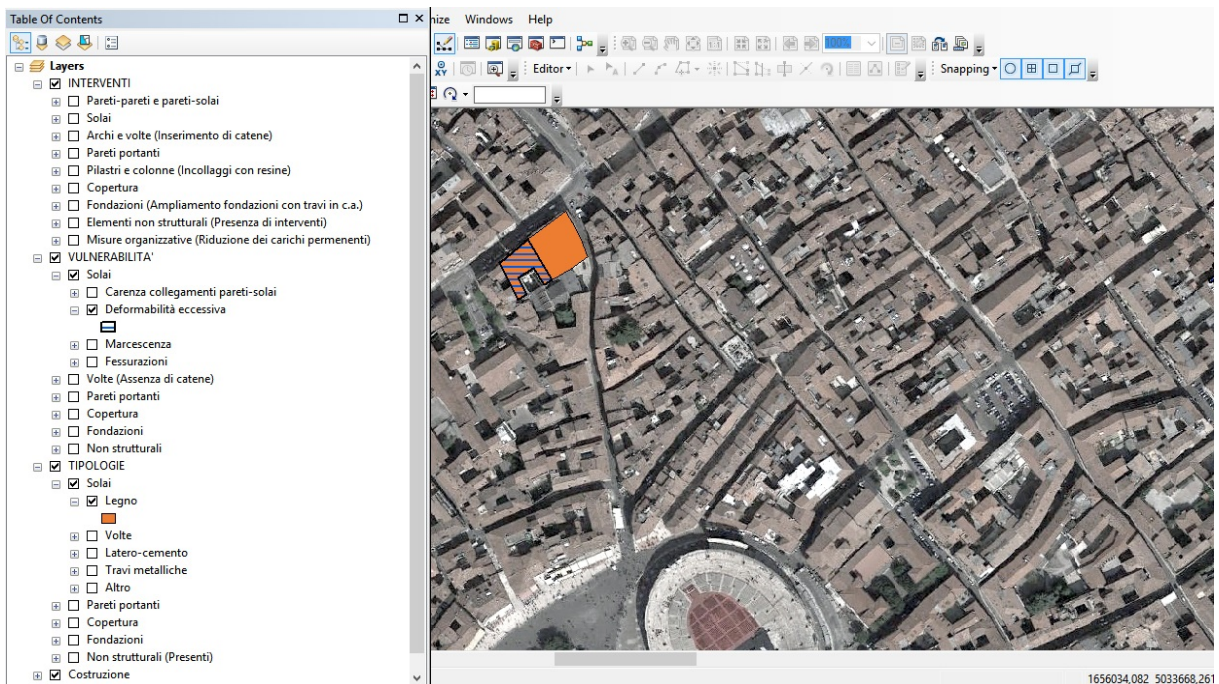


Figura 2 - 5: GIS: suddivisione dei dati interrogati in layer

I dati relativi alle schede sinottiche considerate (48 schede, relative ad altrettanti edifici ricadenti nel centro storico della città di Verona) vengono inseriti in un foglio csv e importati nel software GIS. Il numero di schede indicato è maggiorato rispetto alle percentuali a pag. 53, in quanto si sono aggiunti

all'elenco altri 9 beni, preliminarmente schedati utilizzando una versione sperimentale della scheda (creata da UNIPD, in seguito ulteriormente semplificata, e diventata l'attuale scheda sinottica). Le informazioni alfanumeriche in esso contenute sono state associate alla loro rappresentazione shape grazie alla voce di indirizzo (Figura 2 - 4).

Una volta creato il geodatabase, è stato possibile raggruppare le informazioni per tipo (tipologie costruttive, vulnerabilità ed interventi) e per elemento costruttivo (orizzontamenti, pareti portanti, copertura, fondazioni ed elementi non strutturali), stabilendo per ciascuna di esse una rappresentazione grafica (Figura 2 - 5).

La catalogazione dei dati tramite layer consente di affrontare agilmente l'analisi incrociata tra tipologie e relative vulnerabilità e quella tra vulnerabilità e interventi correlati alla loro riduzione, favorita da una resa grafica efficace.

ANALISI INCROCIATA TIPOLOGIE-VULNERABILITÀ

- solai:
 - 16 edifici hanno solai lignei e di questi 9 (il 54%) presentano vulnerabilità: deformabilità eccessiva (40%); carenza dei collegamenti pareti-solai (20%), marcescenza (20%) e fessurazioni (20%);
 - 6 edifici hanno solai in latero-cemento e di questi 1 (il 17%) presenta carenza di collegamenti pareti-solai;
 - 6 edifici hanno volte e di questi 1 (il 17%) presenta delle vulnerabilità quali l'assenza di catene;
- pareti:
 - 7 edifici hanno pareti portanti in pietra e mattoni e di questi nessuno presenta vulnerabilità;
 - 12 edifici hanno pareti portanti in pietra e di questi 6 (il 50%) presentano vulnerabilità: nicchie o cavità (31%), fessurazioni (31%), deterioramento/ammaloramento (23%), carenza collegamenti pareti-pareti (15%);
 - 3 edifici hanno pareti portanti in muratura mista c.a. e di questi 1 (il 33%) presenta vulnerabilità (deterioramento/ammaloramento);
- coperture:
 - 15 edifici hanno coperture in legno e di queste 9 (il 60%) presentano vulnerabilità: marcescenza (29%), carenza connessioni pareti-copertura (22%), connessioni non efficaci nei nodi delle capriate (14%), assenza di controventatura di falda (14%), strutture spingenti (14%) e fessurazioni (7%);

- 19 edifici hanno elementi non strutturali e di questi 5 (il 26%) presentano vulnerabilità: distacchi/deterioramenti (60%), connessioni non efficaci con la struttura (40%).

ANALISI INCROCIATA VULNERABILITÀ-INTERVENTI

- solai:
 - eccessiva deformabilità: previsione di interventi mitigativi in tutti i solai rilevanti tale vulnerabilità: secondo tavolato (25%); soletta collaborante in c.a. (25%); secondo tavolato collegato alle travi (17%); affiancamento di profili metallici (17%); controventi con tiranti metallici (8%); applicazione di bandelle metalliche (8%);
 - assenza di catene nelle volte: vulnerabilità mitigata solo nel 50% dei casi
- pareti:
 - vulnerabilità che ledono la buona qualità muraria (fessurazioni, deterioramenti, nicchie e carenza nel collegamento tra paramenti) mitigate nell'83% dei casi attraverso scuci-cuci (65%); ristilatura dei giunti (14%); iniezione di miscele leganti (14%) e perforazioni armate (7%) (Figura 2 - 6).
- coperture:
 - vulnerabilità mitigate nell' 89% dei casi: sostituzione di elementi lignei ammalorati (33%), collegamenti muratura-tetto (25%), interventi migliorativi del collegamento dei nodi delle capriate (17%), limitazione delle masse (17%);
- carenze nei collegamenti:
 - interventi mitigativi nell'83% dei casi: tiranti metallici (50%), cordoli in muratura armata (25%), cerchiature con materiali compositi (12%) e tecniche scuci-cuci (13%).

Dall'incrocio dei dati sulle vulnerabilità e sugli interventi mitigatori previsti risulta possibile individuare quali siano le vulnerabilità non mitigate: esse interessano 6 edifici (il 12%) e consistono in fessurazioni alle pareti portanti (29%, 2 edifici), distacchi/deterioramenti agli elementi non strutturali (29%, 2 edifici), carenza nel collegamento solai-pareti (14%, 1 edificio), assenza di catene nelle volte (14%, 1 edificio) e strutture di copertura spingenti (14%, 1 edificio). È importante precisare che la scelta di utilizzare in questo contesto il termine "vulnerabilità" è finalizzata per lo più a mantenere una certa coerenza con la terminologia adottata nella Scheda sinottica: più appropriata sarebbe infatti in questo caso l'adozione del termine "criticità strutturali".

L'opportunità di mettere in evidenza queste informazioni tramite scheda consente di individuare qualitativamente edifici o porzioni degli stessi che presentano vulnerabilità non mitigate e che potrebbero quindi essere più suscettibili a danneggiamento in occasione di eventi sismici.

Sfruttando le molteplici potenzialità del GIS, sono stati implementati nel sistema anche i risultati relativi ad analisi di vulnerabilità a scala territoriale (analisi del meccanismo locale di collasso di ribaltamento) compiute sull'edificato a 2 piani del centro storico veronese adottando l'approccio probabilistico descritto nel Capitolo 5. I dati necessari all'implementazione di questo studio sono stati in parte ricavati tramite le informazioni presenti in scheda (informazioni tipologiche), in parte integrati attraverso un rilievo in sito speditivo (informazioni geometriche non rilevabili tramite uso del GIS o altre mappe online). Non si intende in questa sede approfondire la metodologia utilizzata per l'approccio e nemmeno valutarne nel dettaglio i risultati, quanto far osservare come il GIS possa favorire l'integrazione di valutazioni di vulnerabilità di tipo quantitativo (approccio probabilistico), con informazioni qualitative su tipologie, vulnerabilità e interventi (scheda sinottica).

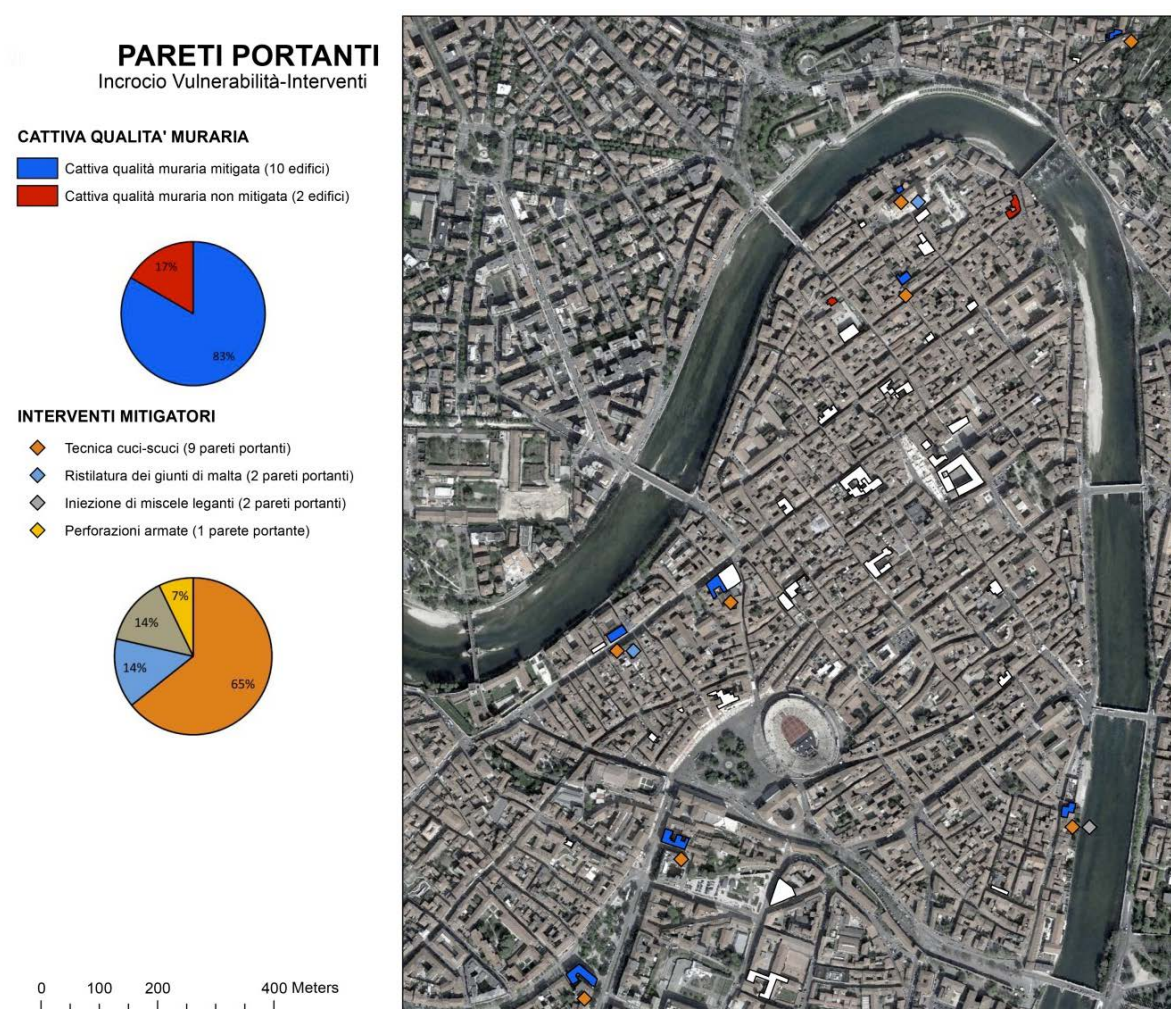


Figura 2 - 6: GIS: tavola raffigurante gli interventi mitigatori proposti per ridurre la vulnerabilità causata da cattiva qualità muraria

Le informazioni reperite attraverso le tavole geolitologiche del PAT per il Comune di Verona, integrate a loro volta all'interno del GIS, sono state utili per identificare aree caratterizzate da diversi tipi di suolo e di conseguenza per definire lo spettro di risposta (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.) (3.2.2). Un estratto della tavola è stato inserito in GIS e correttamente georeferenziato. Grazie al riferimento raster ottenuto è stato così possibile effettuare un ridisegno vettoriale. Una query per location ha permesso di determinare in quale categoria ciascun edificio ricadesse e di conseguenza quale fosse il coefficiente di amplificazione stratigrafica associato. Una volta inseriti in GIS i risultati relativi alle verifiche lineari condotte sul costruito in oggetto, è stata effettuata una query sul file shape alla voce relativa alle percentuali di soddisfacimento delle verifiche, che mettesse in evidenza i diversi range percentuali in cui gli edifici ricadono.

Il GIS ha infine permesso di incrociare i risultati della valutazione di sicurezza con i dati ISTAT relativi alla densità abitativa del centro cittadino (censimento del 2011) indicante, per ogni lotto, il numero di residenti e lavoratori. A partire da questi dati è stato possibile creare nel database una voce di attributo associata alla densità abitativa in ciascun lotto. La voce così creata è stata interrogata mediante una query per attributo, differenziando i lotti in 5 differenti range descrittivi della densità abitativa. Tali dati (esposizione) sono stati infine incrociati tramite una query per location con i risultati ottenuti dalla valutazione di sicurezza (esecuzione di analisi cinematiche lineari). In Figura 2 - 7 sono rappresentati i lotti in cui ricadono gli edifici con percentuale di verifica delle azioni sismiche minore (si evidenzia che le verifiche risultano tutte soddisfatte già in fase lineare), correlati alle informazioni sulla densità abitativa. Va tenuto presente che tali dati potranno essere implementati e analizzati con maggior completezza una volta implementate anche le informazioni relative a possibili affollamenti degli edifici. Se si osserva infatti il dato sulla destinazione d'uso degli immobili schedati per la città di Verona, sebbene il 65% dei dati raccolti (31 Schede) interessi abitazioni, vi è una buona percentuale di strutture con impegno in ambito lavorativo o di servizi (29%, 14 schede).

I dati schedografici si potrebbero prestare anche ad altri tipi d'implementazioni GIS, ottenibili affinando ulteriormente lo strumento e associando i dati forniti dalla Scheda non più all'intero complesso dell'edificio, ma alla parcella effettivamente interessata (rappresentazione feature delle particelle catastali e collegamento di dati basato su informazioni cartografiche). Una simile rappresentazione permetterebbe di evidenziare porzioni di edificio potenzialmente vulnerabili (in quanto prossime ad altre in cui sono state riscontrate vulnerabilità) per quanto non oggetto di schedatura. È possibile altresì segnalare edifici in cui sono individuate vulnerabilità puntuali e strutturalmente poco rilevanti, che potrebbero essere trattate con minore priorità.

In secondo luogo una rappresentazione GIS dei dati catastali permetterebbe di integrare nel database una serie di informazioni relative al valore economico dell'edificio (definizione qualitativa dei costi da sostenere in caso di danneggiamento degli edifici per evento sismico).

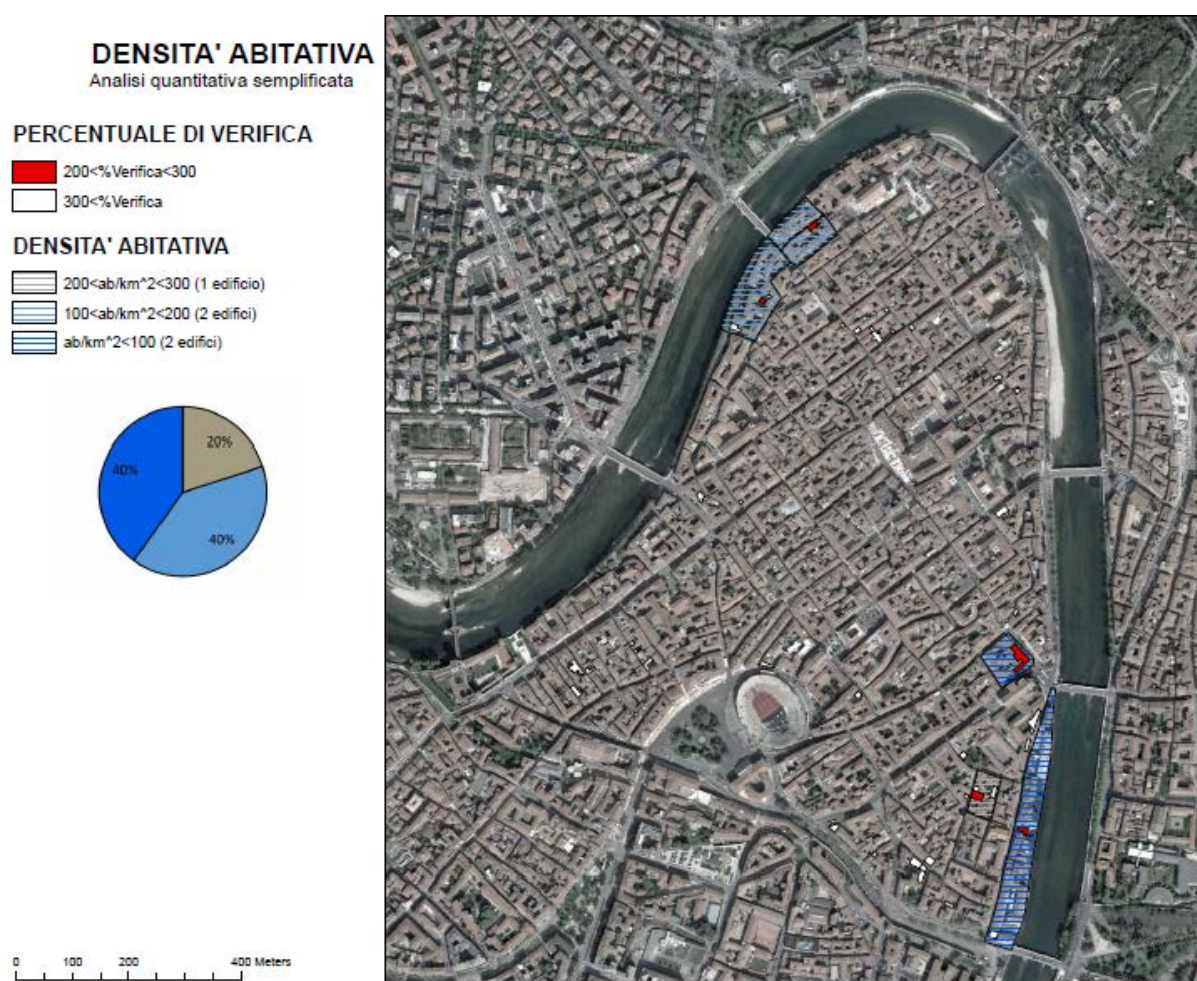


Figura 2 - 7: GIS: tavola raffigurante l'incrocio dei dati relativi al soddisfacimento delle verifiche sismiche e alla densità abitativa

Un altro possibile trattamento dati è legato all'implementazione di mappe di pericolosità. La Regione Veneto mette già a disposizione alcune cartografie di questo tipo nel GeoPortale regionale. Queste rappresentano la massima accelerazione di picco attesa su suolo rigido. Simile dato potrebbe essere integrato con quello relativo alle caratteristiche geotecniche del terreno, già proposto, definendo stime precise delle accelerazioni attese al suolo, consentendo quindi di tarare indagini speditive di vulnerabilità su valori dello spettro meno approssimati.

Attualmente, è inoltre possibile implementare in GIS i valori di spostamento al suolo di fitte maglie di punti in aree site entro i confini nazionali e internazionali attraverso rilevazioni satellitari (Mazzanti P. 2011). Per poter definire tali spostamenti, la rilevazione deve essere eseguita su punti che possano essere considerati "immutabili": ne consegue che, nelle aree abitate, verranno solitamente prediletti punti relativi ad edifici (la vegetazione, in questo caso, non può essere utilizzata in quanto mutevole). Questa procedura viene solitamente utilizzata per monitorare possibili fenomeni di frana, ma potrebbe

essere in questo caso interessante combinare le informazioni sugli spostamenti con eventuali vulnerabilità o lesioni riscontrate sugli edifici, valutando possibili correlazioni tra i diversi fenomeni.

2.3. Aumento della conoscenza del comportamento dell'edilizia storico-monumentale (chiese) attraverso l'osservazione delle modalità di danno: analisi dei dati raccolti in occasione del sisma emiliano

L'attività di rilievo e schedatura di beni storico-monumentali risulta funzionale non solo alla protezione del patrimonio culturale nelle prime fasi di emergenza post-sisma (definizione delle priorità di intervento e delle opere di messa in sicurezza, valutazione del livello di danno e dei meccanismi locali attivati), ma anche in tempo di pace per lo studio e l'approfondimento del comportamento sismico di tipologie specialistiche. I beni culturali presentano un'elevata vulnerabilità rispetto ai carichi indotti dalla sequenza sismica: le vulnerabilità riscontrabili possono essere legate alle modalità e sequenze costruttive intrinseche nel manufatto, ai materiali, alle forme architettoniche, ad interventi di miglioramento o rinforzo strutturale non idonei realizzati negli ultimi decenni. I terremoti che hanno recentemente investito la regione Abruzzo (6 aprile 2009), le regioni Emilia Romagna, Lombardia e Veneto (20 e 29 maggio 2012) e l'Italia centrale (2016) hanno messo chiaramente in evidenza tali vulnerabilità.

In questa seconda parte del Capitolo 2 si propone l'analisi di una tipologia specifica di edifici storico-monumentali, le chiese, localizzate in aree danneggiate da eventi sismici recenti. Lo studio mira a migliorare la conoscenza di tali beni monumentali a partire da peculiarità costruttive e vulnerabilità riscontrate. Esso risulta significativo soprattutto se rapportato alla frequenza con cui, negli ultimi anni, gli eventi sismici hanno colpito il territorio italiano, causando ingenti danni economici, in vite umane e agli edifici.

In particolare, si porrà l'attenzione sui seguenti punti:

- approfondimento dello stato delle conoscenze in merito a tipologie strutturali e costruttive su base regionale;
- studio ed interpretazione del danno rilevato e correlazione con la consistenza della struttura in condizioni pre-sisma e con le eventuali vulnerabilità riscontrate;
- confronto tra gli effetti causati dagli eventi sismici su una stessa tipologia monumentale, al variare della tipologia strutturale e costruttiva (materiali, tecniche e tecnologie costruttive).

Tale analisi è resa possibile dall'elaborazione in forma aggregata dei dati presenti in numerose "Schede per il rilievo del danno ai beni culturali – Chiese (Modello A – DC)" (PCM-DPC-MIBAC

2006), alla cui compilazione ha contribuito l'Università di Padova in occasione delle attività di schedatura svolte a seguito degli eventi sismici del 6 aprile 2009 e del 20 e 29 maggio 2012.

Il parco chiese a disposizione di UNIPD per queste analisi conta:

- 241 schede per il terremoto de L'Aquila;
- 179 schede per il terremoto dell'Emilia, suddivise a loro volta in:
 - 48 schede per la regione Veneto (pari al numero di beni segnalati) (Bettiol G. 2013) (Figura 2 - 8a);
 - 131 chiese per la regione Emilia Romagna (Figura 2 - 8b).

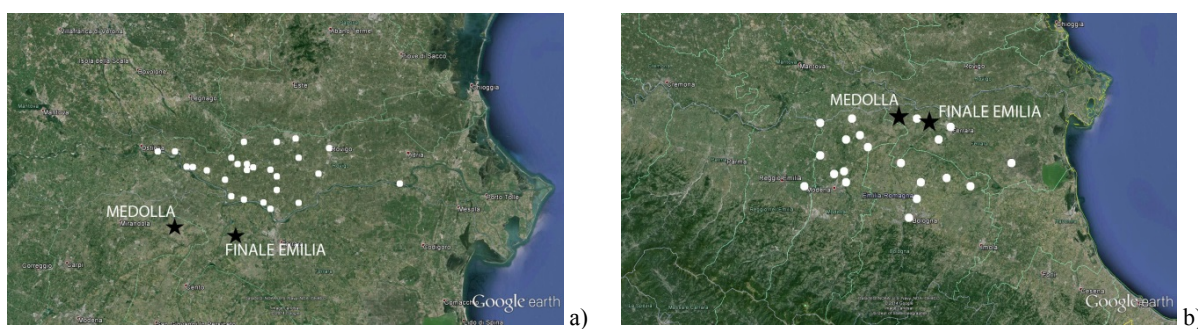


Figura 2 - 8: Individuazione dei comuni in cui sono situati gli edifici schedati per le regioni Veneto (a) ed Emilia Romagna (b)

La disponibilità di un'enorme quantità di dati consente da un lato di avere un quadro degli effetti di eventi sismici su specifiche tipologie di edifici, dall'altro di aumentare la conoscenza sulle vulnerabilità (Sorrentino L. 2014b) (Indirli M. 2012). I dati analizzati in questo capitolo si riferiscono principalmente alla recente pubblicazione (G. M. Taffarel S. 2016b), redatta a seguito dell'attività condotta in seno al progetto DPC-ReLUIS 2014-2018, nella quale si propone uno studio in forma aggregata dei dati raccolti durante gli eventi sismici del 2012, integrando tali informazioni con i dati già elaborati a seguito dell'evento sismico del 2009 e presentati in (S. B. da Porto F. 2012). Questa attività fornisce un'ulteriore proposta di ottimizzazione delle informazioni deducibili da schede. Di fatto, si tratta di semplici elaborazioni statistiche ma l'incrocio di tali dati con informazioni già disponibili in letteratura consentirà di incrementare la conoscenza sull'edificato storico, evidenziandone soprattutto le peculiarità su base regionale (d. P. Modena C. 2013). È auspicabile che le schede raccolte da tutte le unità di ricerca coinvolte nelle attività emergenziali possano essere incluse in un unico database, che ne permetta il libero utilizzo da parte di gruppi di ricerca che vogliano condurre, a partire da esse, analisi di vulnerabilità sul costruito monumentale, seguendo la strada intrapresa per l'edilizia ordinaria con la scheda CARTIS. La proposta quindi di un database per

la catalogazione delle informazioni vuole porsi come un altro tassello per aumentare la conoscenza del costruito in muratura.

Si fornisce a seguire una descrizione delle informazioni incluse nella scheda:

- informazioni generali sull'edificio (identificazione e localizzazione del bene);
- identificazione dei macroelementi;
- valutazione del danno e della vulnerabilità;
- giudizio di agibilità;
- interventi di messa in sicurezza.

Le prime elaborazioni dei dati fanno riferimento alla valutazione dei giudizi di agibilità e degli indici di danno per le chiese rilevate in Emilia Romagna e Veneto (Figura 2 - 9).

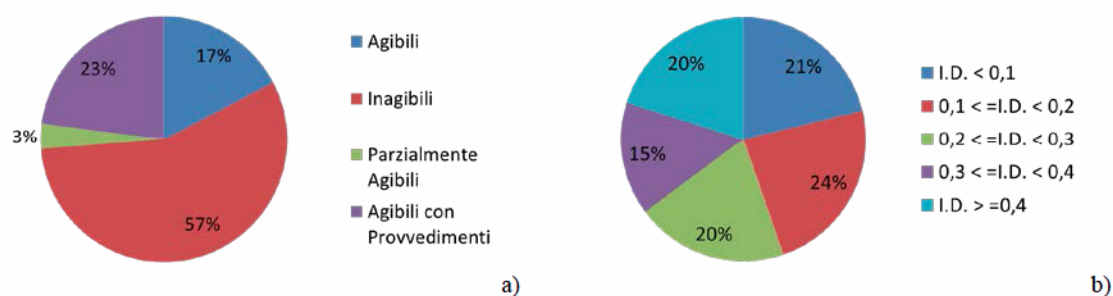


Figura 2 - 9: Giudizi di agibilità (a) e indici di danno (b) per le chiese rilevate a seguito degli eventi sismici del maggio 2012 in Emilia Romagna e Veneto

Il 17% delle chiese rilevate (31) è stato dichiarato agibile, mentre l'83% (144) presenta una limitazione totale o parziale di agibilità (57% inagibili, 3% parzialmente agibili, 23% agibili con provvedimenti). Nessuna chiesa è stata invece dichiarata temporaneamente inagibile o inagibile per cause esterne. Per quanto riguarda invece l'indice di danno (ID), è possibile osservare una pressoché omogenea distribuzione delle percentuali (circa 20%) per gli intervalli individuati. L'indice di danno più diffuso, ad ogni modo, si conferma $0.1 \leq ID < 0.2$, mentre il meno frequente è $0.3 \leq ID < 0.4$.

Informazioni più significative sono ottenibili correlando ID e giudizio di agibilità (Figura 2 - 10).

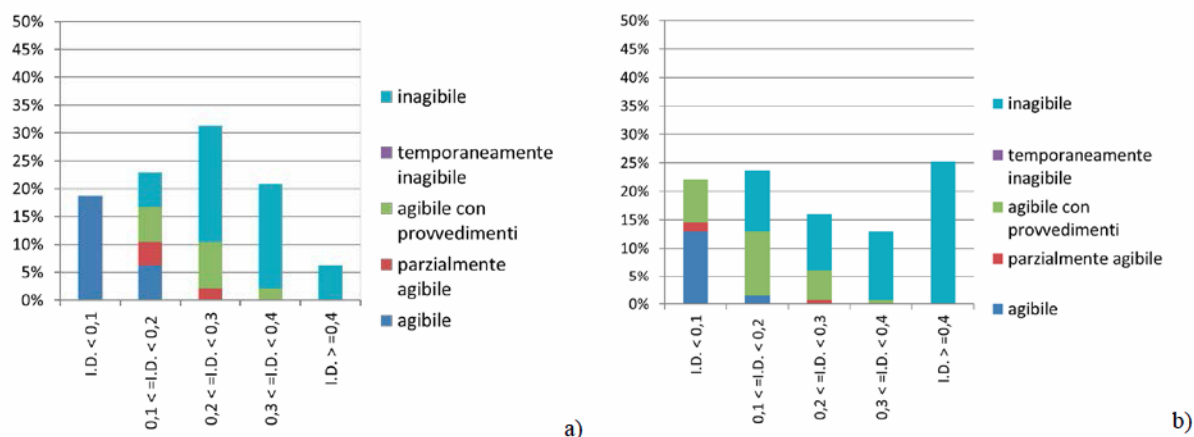


Figura 2 - 10: Correlazione tra indice di danno e giudizio di agibilità per le chiese rilevate presso Veneto (a) ed Emilia Romagna (b)

Per quanto riguarda l'analisi dei dati relativi alla regione Veneto, è possibile osservare, come atteso, un giudizio di agibilità totale nel caso di edifici aventi ID inferiore a 0.1; medesima condizione si verifica, all'opposto, per gli edifici aventi danno maggiore di 0.4, i quali risultano tutti inagibili. Quest'ultima osservazione risulta applicabile anche in Emilia Romagna, mentre la situazione è diversa nel caso di $ID \leq 0.1$ in quanto alcuni edifici presentano giudizi di parziale agibilità o agibilità a seguito di provvedimenti di pronto intervento. Allo stesso modo, per entrambi i sismi, nonostante vi sia una crescita nel trend di inagibilità all'aumentare dell'ID, vi è sorprendentemente una buona percentuale di edifici considerati inagibili anche per bassi livelli di danno. Questa situazione può essere legata da un lato a giudizi eccessivamente cautelativi, dall'altro essere rappresentazione di danni estremamente gravi relativi però a porzioni limitate di manufatto, che non comportano quindi una crescita significativa dell'indice di danno ma ne inficiano l'agibilità. Un altro scenario potrebbe però presentarsi, il quale prevede al contrario la presenza di danno poco grave ma diffuso all'intera struttura, che potrebbe anche in questo caso limitare, per motivi di sicurezza, l'agibilità dell'edificio.

Altra analisi interessante vede la definizione dei meccanismi di collasso attivabili per ciascun bene (Figura 2 - 11): ogni meccanismo è identificato attraverso un codice alfanumerico, descritto compiutamente in (PCM-DPC 2011). Questo dato consente agilmente di individuare i macroelementi presenti all'interno di ciascuna chiesa, contribuendo ad aumentare la conoscenza della distribuzione degli spazi in pianta ed in alzato. È ben nota infatti una certa varietà nelle tipologie costruttive su base regionale, che non riguarda solo materiali e tecniche ma anche i macroelementi che compongono ciascun manufatto.

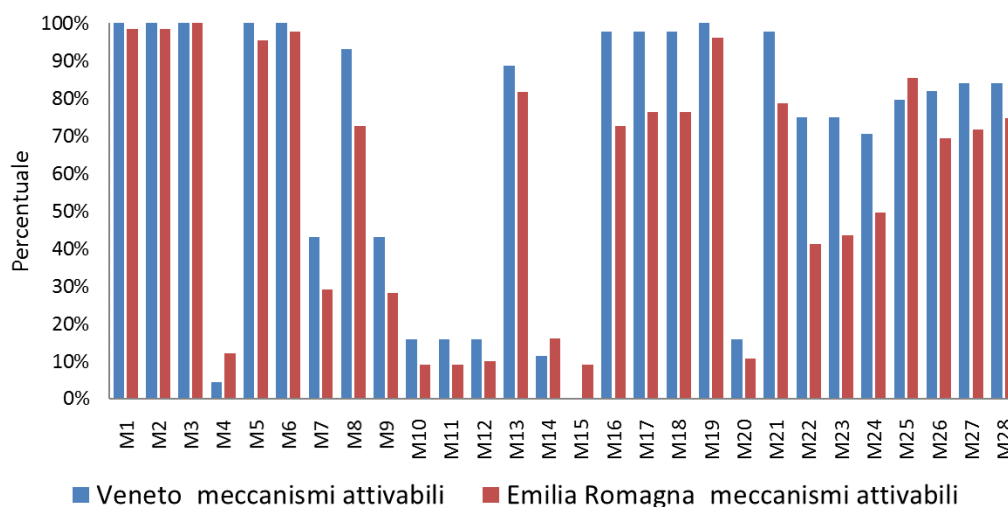
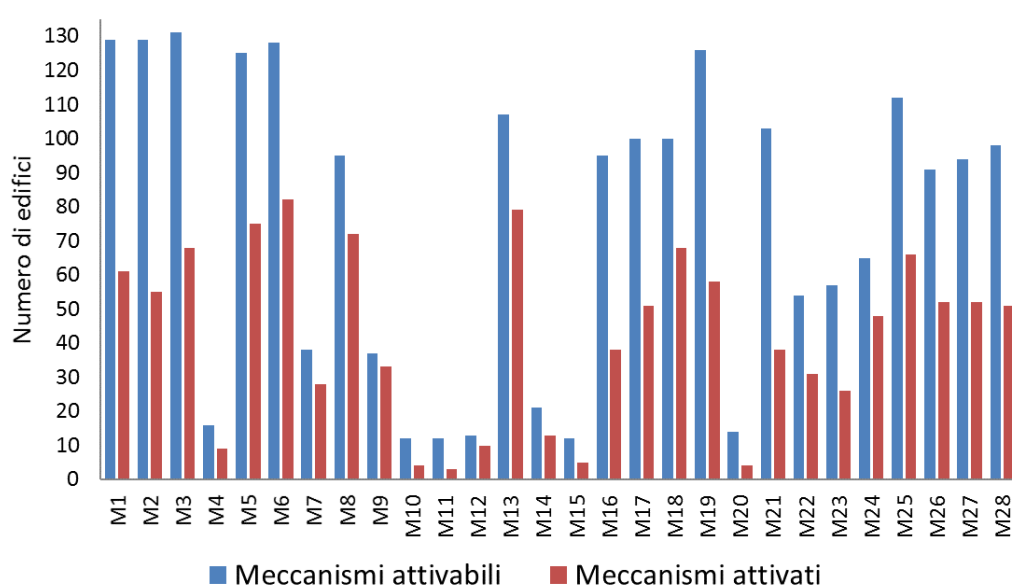
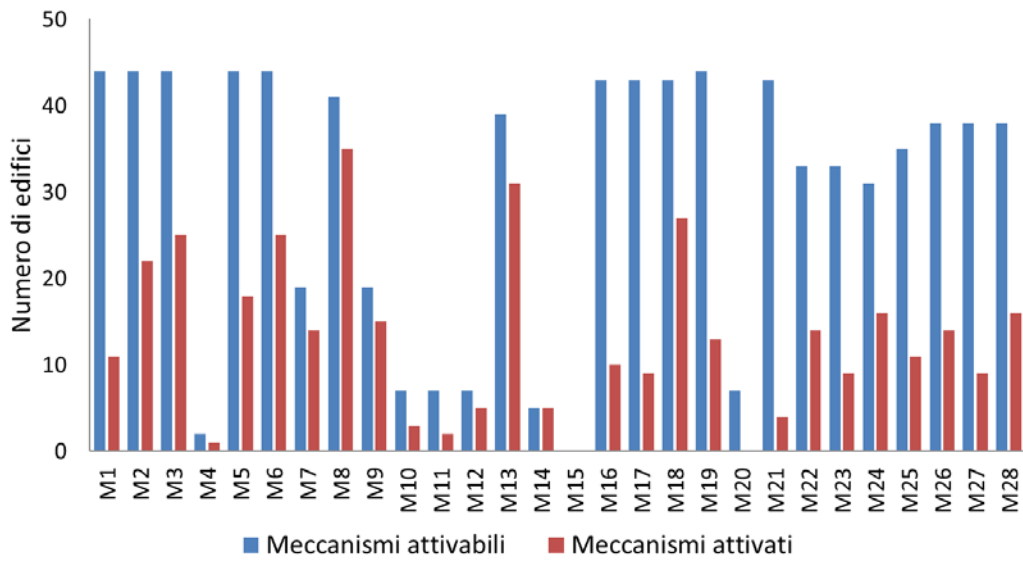


Figura 2 - 11: Percentuale di meccanismi attivabili per le chiese di Emilia Romagna e Veneto

In generale, per entrambi le regioni, frequenti sono le chiese ad una navata rispetto a quelle a più navate (80% per Emilia Romagna, 57% per il Veneto). Per quanto riguarda le cappelle, invece, sono presenti in Veneto nell'80% dei casi, mentre in Emilia Romagna la percentuale risulta praticamente dimezzata. Inoltre, le chiese non presentano quasi mai, in entrambe le regioni, il transetto (percentuali inferiori al 15% per i meccanismi che coinvolgono quel macroelemento). Absidi sono presenti nel 90% dei casi, uguale percentuale si riscontra invece per le volte, mentre poco frequenti sono le cupole (15%). Più del 70% degli edifici presenta una torre campanaria e aggetti o irregolarità costruttive nell'80% dei casi.

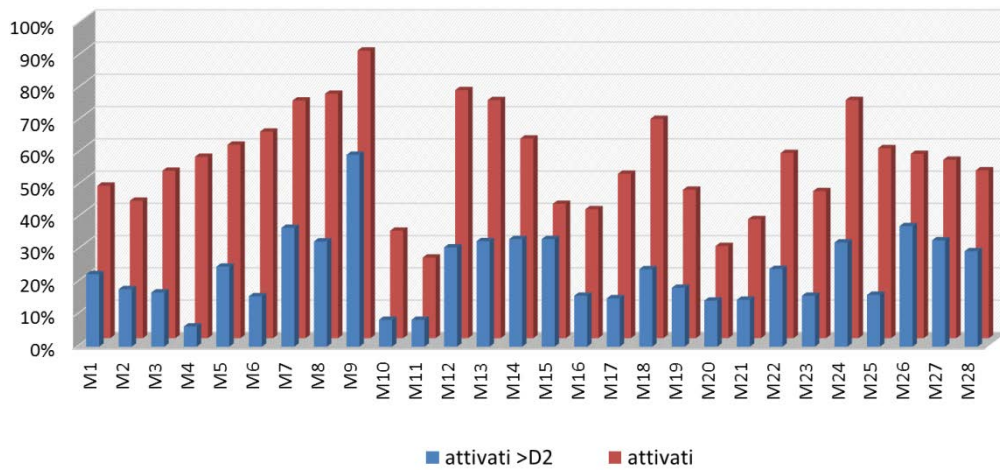


a)

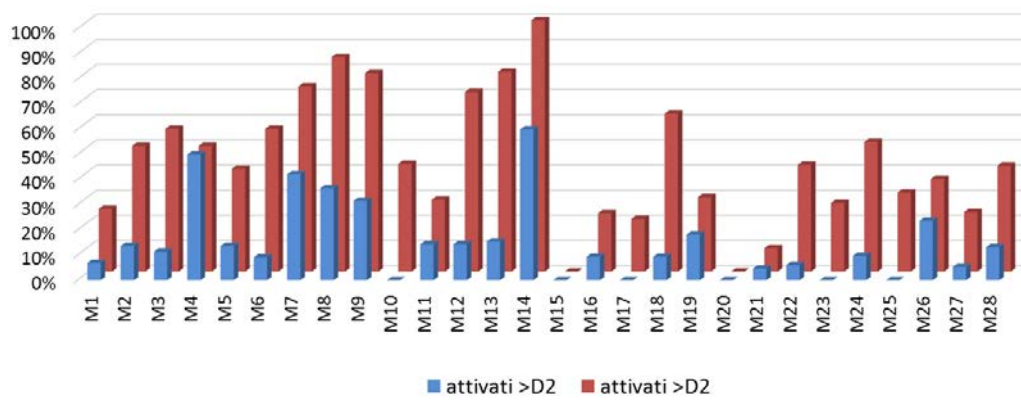


b)

Figura 2 - 12: Correlazione tra numero di meccanismi attivabili e meccanismi attivati per le regioni Emilia Romagna (a) e Veneto (b)



a)



b)

Figura 2 - 13: Percentuale di meccanismi attivati aventi danno maggiore di D2 (barre blu) rispetto al totale degli attivati (barre rosse) rispettivamente per la regione Emilia Romagna (a) e Veneto (b)

È quindi ora possibile procedere all'analisi dei meccanismi effettivamente attivati, a partire da quelli attivabili già individuati (Figura 2 - 12). L'attivazione non è però sempre sinonimo di danno significativo alla struttura, e semplici valutazioni sui meccanismi attivati potrebbero portare a conclusioni fuorvianti. Risulta quindi opportuno eseguire in parallelo un ulteriore confronto analizzando i meccanismi che presentano danno moderato, ovvero maggiore di D2 (Figura 2 - 13).

In primo luogo, è possibile osservare come per le chiese site in Emilia Romagna l'attivazione di meccanismi che coinvolgono le volte della navata principale (M8) e l'arco trionfale (M13) siano frequenti e avvengano rispettivamente nel 70% e 76% dei casi, oltre a mostrare significativi livelli di danno legati a vulnerabilità intrinseche. Nel 50% dei casi si attivano invece i meccanismi che coinvolgono l'abside (M16-M17-M18-M21), le strutture campanarie (M27-M28) e gli aggetti (M26); in particolare, le torri campanarie sono spesso sottoposte a danni medio-gravi, legati all'elevata snellezza che le caratterizza. Il meccanismo M9, che coinvolge le volte delle navate laterali, è quello che presenta più frequentemente danno maggiore di D2, ma si riferisce ad un elemento poco diffuso tra le chiese emiliane (solo 28% dei casi). Per quanto riguarda invece la regione Veneto i meccanismi che coinvolgono la facciata, le pareti laterali e la copertura (M1, M2, M3, M5, M6, e M19), sempre attivabili, sono in realtà attivati in meno del 50% dei casi. Dimezzata è poi la percentuale per i meccanismi che coinvolgono l'abside e la torre campanaria (rispettivamente 20% e 24%). Per quest'ultima, si assiste però quasi ad un raddoppio dei meccanismi attivati nel caso in cui il meccanismo coinvolga la cella campanaria (42%), che costituisce di fatto la parte più vulnerabile della struttura. Stesse percentuali dell'Emilia si riscontrano nel caso dei meccanismi che coinvolgono le volte della navata principale (70%). Il meccanismo riguardante la cupola (M14), presente in un numero molto limitato di casi (5) risulta al contrario attivato in più del 70% dei casi, e il suo livello di danno risulta in più del 70% dei casi maggiore di D2. Simile situazione si osserva nel caso del meccanismo M4 per il quale il 50% dei casi mostra livelli di danno maggiori di D2, ma il numero di edifici caratterizzati da questo elemento si mantiene molto limitato (2). È quindi importante pesare le percentuali rilevate sul reale numero di edifici coinvolti. Inoltre, il livello medio di danno per le chiese venete è piuttosto alto, ma si riferisce ad un numero molto limitato di casi (48) rispetto al totale delle chiese presenti nella regione: se ne deduce quindi un'affidabilità del giudizio minore, quantomeno nell'ottica di una valutazione complessiva del possibile comportamento sismico di tale tipologia su base regionale (valutazione in generale poco affidabile, considerando la grande varietà di tipologie costruttive dell'edilizia monumentale). C'è da ricordare, ad ogni modo, che il parco chiese comprende la totalità delle strutture danneggiate in occasione dei due sismi del 2012, delineando al contrario un quadro preciso della condizione delle chiese danneggiate in relazione a quegli eventi sismici. Lo studio condotto sulle chiese colpite dagli eventi sismici del 2012 ben si presta ad un confronto con le

analisi dei dati in forma aggregata eseguite sulle 241 chiese rilevate a seguito del terremoto aquilano del 2009, già presentate in (S. B. da Porto F. 2012). Se non è possibile eseguire un confronto diretto tra livello di danno e agibilità, considerato che la domanda sismica è ovviamente differente e influenzata da fattori quali intensità e tipo di suolo, è però possibile eseguire un confronto tipologico tra le strutture oggetto di studio, tale da delineare eventuali differenze o elementi in comune tra le configurazioni. Le informazioni tipologiche possono poi essere integrate con i dati relativi a tecnologie e tecniche costruttive, oltre che relative ai materiali, già a disposizione (si veda ad esempio (d. P. Modena C. 2012)), al fine di definire una tassonomia del costruito. Queste informazioni, di natura prettamente compositiva, possono essere agilmente implementate in valutazioni di vulnerabilità di beni monumentali su base tipologica (O. D. Cattari S. 2015), o tramite indici (Lourenco P.B 2006).

Per quanto riguarda il parco chiese aquilano, si conferma come predominante la possibile attivazione di meccanismi riguardanti macroelementi sempre presenti nelle chiese quali facciata e pareti laterali, copertura, navata principale. Si osserva ad ogni modo, come già indicato in (S. B. da Porto F. 2012), che la possibile attivazione di tali meccanismi (M1-M3-M6-M19) dovrebbe essere presente nel 100% dei casi, come indicato nel manuale per la compilazione della Scheda Chiese (PCM-DPC 2011): “[...] *la sola presenza di ciascuno degli elementi sopra indicati (facciata, arco trionfale, cupola campanile ecc.) è sufficiente a far ritenere possibile l’attivazione del meccanismo di collasso ad esso associato*”. Ciò è confermato nel caso del Veneto, mentre in Emilia e in Abruzzo tale condizione non è sempre verificata e può essere legata a fattori quali situazioni di crollo parziale della struttura in condizioni pre-sisma o errori nella fase di compilazione della scheda da parte dei tecnici impegnati nelle attività post-emergenziali. In generale, per l’Abruzzo si conferma la predominanza di edifici ad una sola navata rispetto a quelli a più navate (15%, percentuale proporzionalmente ridotta rispetto a Veneto, 40%, ed Emilia, 20%). Per tutte e 3 le regioni si attesta intorno al 10% la presenza di transetto (M10-M11-M12). Le cappelle (M22-M23-M24) sono invece molto frequenti in Emilia (50%) e Veneto (70%), mentre in Abruzzo non superano il 20%. Intorno al 10-15% per tutte e tre le regioni la presenza di cupole (M14).

2.4. Sommario

Il lavoro proposto mira a definire procedure utili alla gestione di informazioni già disponibili sul costruito, relative a specifiche tipologie o ad ambiti territoriali, raccolte con finalità diverse rispetto allo studio di vulnerabilità su scala territoriale (valutazione del danno di tipologie specialistiche o monumentali, informazioni sul costruito desunte dalla progettazione di interventi locali per il miglioramento della sicurezza strutturale di unità immobiliari). L'obiettivo è quindi accrescere la conoscenza del costruito sfruttando informazioni raccolte tramite schede di rilievo già in possesso di enti di ricerca e istituzioni, al fine di contribuire alla definizione di una tassonomia del costruito basata su dati poveri. Sono inoltre individuati strumenti per la raccolta e l'elaborazione di tali informazioni, a uso degli stessi enti, finalizzati a garantire un aggiornamento costante dei dati, nell'ottica di dare un contributo preliminare alla valutazione della vulnerabilità su scala territoriale e mitigazione del rischio sismico.

I due casi studio proposti individuano approcci diversi per il raggiungimento dello scopo sopra riportato. Nel primo caso, l'attività descritta in 2.2 ("Integrazione dei dati raccolti tramite le Schede sinottiche allegare alla Circolare n.15 in strumenti di pianificazione per la mitigazione del rischio sismico") ha consentito di acquisire informazioni in forma aggregata su tipologie, vulnerabilità e interventi relativi ad un buon campione di edifici, sottoposti a tutela, nelle province di Verona, Vicenza e Rovigo. I dati provengono da strumenti schedografici utilizzati in tempo di pace, basati sulla definizione di proposte di intervento a partire dallo studio delle vulnerabilità del costruito, nell'ottica di una riduzione delle stesse (processo virtuoso di prevenzione). Indicazioni vengono fornite sulle tecniche di intervento maggiormente utilizzate nella pratica professionale al fine di ridurre tali vulnerabilità. Inoltre, l'implementazione dei dati raccolti per la città di Verona in un sistema informativo geografico (GIS) da un lato ha consentito la creazione di un database per la raccolta di tali dati, dall'altro ha favorito l'analisi incrociata di questi ultimi, contribuendo all'individuazione di edifici soggetti a vulnerabilità rilevate ma non mitigate che potrebbero quindi essere più suscettibili a danneggiamento in occasione di eventi sismici. I dati di tipo qualitativo sul costruito sono stati a loro volta integrati con valutazioni della sicurezza sismica di tipo quantitativo, di cui è proposto un contributo utilizzando la procedura definita al Capitolo 5, oltre che aggiornati con informazioni correlate alle categorie di sottosuolo e all'esposizione (dati sulla densità abitativa ricavati da ISTAT), utili alla valutazione del rischio sismico. Nel secondo caso, invece, lo studio riportato in 2.3 ("Aumento della conoscenza del comportamento dell'edilizia storico-monumentale (chiese) attraverso l'osservazione delle modalità di danno: analisi dei dati raccolti in occasione del sisma emiliano") ha

favorito un approfondimento delle conoscenze in merito ad una definita tipologia monumentale (chiese colpite dagli eventi sismici del 2012 in Emilia Romagna e Veneto). Le informazioni vengono in questo caso dedotte, in contesti post-sismici, dall'analisi di strumenti di schedatura finalizzati al censimento del danno subito dagli edifici. I risultati ottenuti da tali elaborazioni hanno consentito la comparazione con le analisi dei dati raccolti con le medesime finalità per la regione Abruzzo a seguito dell'evento sismico del 2009. È emerso in particolare che nel primo caso gli edifici presentano un predominante giudizio di inagibilità o agibilità parziale, mentre nel secondo la percentuale è pressoché dimezzata. Per entrambi gli eventi sismici, l'indice di danno (ID) più frequente è inferiore a 0.2: ciò sottolinea che gli edifici risultano sottoposti per lo più a danni lievi. La correlazione frequente tra giudizi di inagibilità e presenza di danno lieve può essere legata da un lato a valutazioni eccessivamente cautelative da parte dei tecnici preposti al rilievo dei beni, dall'altro essere rappresentazione di danni estremamente gravi relativi a porzioni limitate di manufatto, che non comportano quindi una crescita significativa dell'indice di danno ma ne inficiano l'agibilità. Anche la presenza di danno poco grave ma diffuso all'intera struttura potrebbe essere causa dell'inagibilità dell'edificio. L'analisi dei meccanismi attivabili, grazie all'individuazione dei macroelementi componenti i beni, ha garantito inoltre uno studio delle configurazioni in pianta ed in alzato e degli elementi costruttivi, evidenziando le principali differenze tipologiche tra i contesti regionali analizzati. Lo studio in forma incrociata di meccanismi attivabili e attivati ha favorito invece l'individuazione dei macroelementi che hanno subito danni maggiori, contribuendo a definire su base tipologica i più vulnerabili.

CAPITOLO 3

IL CONTRIBUTO DELL'ANALISI PARAMETRICA NELLA DEFINIZIONE DI APPROCCI SPEDITIVI DI TIPO DETERMINISTICO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA A SCALA TERRITORIALE

3.1. La valutazione della vulnerabilità su scala territoriale: riflessioni preliminari

La valutazione della vulnerabilità su scala territoriale, implicitamente correlata al più ampio tema della mitigazione e riduzione del rischio sismico, è condizionata da evidenti fattori di incertezza legati all'acquisizione dei dati, che inevitabilmente si ripercuotono sul processo di analisi. Tali variabilità sono ovviamente legate alla natura dell'approccio adottato (approccio speditivo), che si presenta ad ogni modo come la procedura più funzionale e adattabile in relazione sia alla scala alla quale viene condotta l'analisi (scala territoriale) (D.P.C.M. 09/02/2011 - Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008 s.d.) sia all'esigenza di limitazione di tempi e costi nelle fasi di rilievo e di processamento dei dati. L'aleatorietà delle informazioni raccolte durante l'attività in sito (legata all'esecuzione di sopralluoghi quasi esclusivamente dall'esterno, assenza di prove in sito, speditività nella raccolta delle informazioni) porta a confrontarsi con un livello di conoscenza degli edifici indubbiamente basso, ma perfettamente in linea con il livello di dettaglio richiesto dal tipo di analisi che si sta affrontando. È infatti importante ricordare che la finalità principale di questo studio ad ampia scala è la definizione di un preliminare giudizio di vulnerabilità sulle strutture analizzate; analisi di dettaglio potranno poi essere condotte, raggiungendo adeguati livelli di conoscenza, sulle strutture che risulteranno in prima battuta maggiormente vulnerabili. Nonostante questa necessaria premessa, è importante sottolineare che l'incertezza nell'informazione, seppur limitante in alcuni contesti, risulta in questo caso un punto di forza dell'analisi, diventando essa stessa lo strumento da un lato per attribuire il giusto peso al dato inserito/rilevato e dall'altro per mettere in atto procedure per la valutazione della vulnerabilità che affrontino il problema da un punto di vista parametrico o probabilistico. L'applicazione di metodologie che attestino la vulnerabilità degli edifici considerando l'incertezza del rilievo consente di estendere in modo significativo l'analisi e di includere nel giudizio di vulnerabilità anche edifici per i quali vi è mancanza di informazione o informazione lacunosa su uno/più dati (geometrici, strutturali o tipologici). Per portare un esempio, la probabilità di eccedenza di un certo livello di danno sismico può essere valutata per diverse tipologie di edifici tenendo in considerazione range ragionevoli di spessori o altezze interpiano: in questo modo il giudizio ottenuto può essere attribuito anche ad edifici per i quali l'informazione su altezze e/o spessori non sia precisa o direttamente osservabile in sito. Se si decide quindi di utilizzare parametricamente i dati a disposizione, un primo passo è proprio quello di stabilire veri e propri intervalli di variabilità per quei dati, entro i quali vi sia la possibilità di includere con buona approssimazione il maggior numero di

casi presenti nel contesto definito dall'analisi. Risulta ad ogni modo indispensabile individuare in primo luogo le diverse tipologie presenti nell'area alle quali associare, attraverso analisi tipologico/statistiche, parametri caratterizzanti principali. Definiti questi ultimi, si stabiliscono intervalli di variabilità per gli altri parametri cosiddetti variabili, sulla base dei dati a disposizione e ricavati attraverso rilievo in sito, letteratura o giudizio dell'esperto. Ovviamente il risultato ottenuto in termini di giudizio di vulnerabilità sarà di tipo preliminare ma, come precedentemente detto, perfettamente coerente con le finalità dell'analisi su scala territoriale. L'analisi condotta ha l'obiettivo di dare prime valutazioni sulla propensione al danneggiamento di tipologie individuate nel contesto oggetto di studio, fornendo indicazioni sulle aree urbane maggiormente a rischio e definendo delle liste di priorità per l'esecuzione di analisi più approfondite su tipologie di costruito presenti in ambiti territoriali estesi. Lo studio garantisce quindi una stima preliminare, che deve essere ulteriormente approfondita e affinata caso per caso.

Altro aspetto non trascurabile è l'inquadramento dell'area oggetto di studio. Se lo studio infatti, come nella presente tesi, si riferisce a centri storici in ambito sia nazionale che internazionale, è indispensabile considerare nell'analisi la complessità del costruito storico, composto per lo più da edifici in muratura storica in aggregato. Lo studio del comportamento sismico di tali edifici è un tema molto complesso in quanto la comprensione degli effetti che eventi sismici potrebbero causare sul costruito storico in aggregato da un punto di vista strutturale non è facilmente prevedibile e interpretabile. Gli aggregati infatti, caratterizzati da una genesi articolata e non unitaria, sono il risultato di trasformazioni verificatesi nel corso dei secoli che possono averne modificato significativamente il comportamento strutturale (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C8A.3). Al tempo stesso, il livello di conoscenza raggiungibile per l'esistente, in assenza di prove in sito, è solitamente molto basso (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C8A.1A.4). Tutte queste condizioni, unite alla consapevolezza che tali edifici sono di per sé edifici complessi (geometricamente e strutturalmente) richiedono la necessità di eseguire analisi semplificate che permettano di definirne con buona approssimazione il comportamento in occasione di eventi sismici di data intensità (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.). Tenendo in considerazione quanto indicato da (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C8A.3), si può osservare come *“l'analisi di una US secondo i metodi utilizzati per edifici isolati, senza una adeguata modellazione oppure con una modellazione approssimata dell'interazione con i corpi di fabbrica adiacenti assume un significato convenzionale. Di conseguenza, si ammette che l'analisi della capacità sismica globale dell'US possa essere verificata attraverso metodologie semplificate [...]”*. E ancora (C8.7.1.1): *“Per la valutazione degli edifici esistenti, oltre all'analisi sismica globale, da effettuarsi con i metodi previsti dalle norme di progetto*

per le nuove costruzioni [...] è da considerarsi anche l'analisi dei meccanismi locali. Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico.” Gli edifici in aggregato, per loro definizione, si caratterizzano per una genesi articolata e non unitaria, che li porta usualmente a reagire al sisma come *“un insieme di sottosistemi”* (C 8.7.1.1).

Si delinea quindi motivatamente la necessità di procedere allo studio di vulnerabilità analizzando i meccanismi locali di collasso più rilevanti per gli edifici oggetto di studio. L'applicazione del metodo di verifica presuppone l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi (anche di natura non sismica); inoltre andranno tenute presenti la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o edifici adiacenti. Con riferimento a questo ultimo aspetto, è importante sottolineare come l'applicazione dell'approccio cinematico sia strettamente vincolata alle tipologie murarie individuate nel contesto territoriale oggetto di studio. La buona qualità della tessitura muraria assume un ruolo fondamentale in quanto il comportamento monolitico dei pannelli, imprescindibile in questo tipo di studio, non sarebbe possibile in presenza di evidenti problemi di disgregamento delle murature (una delle principali cause di crollo nei recenti eventi sismici in Italia centrale nel 2016).

Le curve di fragilità ben si prestano alla rappresentazione grafica dei risultati ottenuti attraverso l'applicazione di questa procedura, fornendo valutazioni in merito alla probabilità di eccedenza di predefiniti livelli di danno in relazione al livello di PGA richiesto per lo studio. Il fine ultimo dell'analisi è ovviamente quello di fornire strumenti intuitivi, rapidi e funzionali che consentano a tecnici, professionisti, municipalità ed enti pubblici di stabilire giudizi di vulnerabilità/liste di priorità per determinate tipologie di edifici a partire dalla conoscenza di pochi dati/parametri noti. Rimane sempre indispensabile la necessità di definire classificazioni tipologiche che consentano di collocare ciascuna struttura analizzata nella tipologia di appartenenza. Far ricadere le US analizzate entro tipologie definite, per le quali è già stato stabilito un giudizio di vulnerabilità, consentirà di poter estendere tali valutazioni anche ad edifici non direttamente analizzati.

Lo studio di vulnerabilità proposto si basa sull'analisi del comportamento locale, trascurando invece gli effetti globali che coinvolgono più direttamente il concetto di aggregazione (relazione tra US contigue, di cui verranno forniti approfondimenti al Capitolo 4). La valutazione di vulnerabilità deve accompagnarsi ad una osservazione esperta, da parte di tecnici, della possibile attivazione dei meccanismi locali indagati per ciascuna US analizzata. Lo studio prevede infatti che la propensione al danneggiamento, individuata per meccanismo locale e per PGA, sia definita per tipologie: sarà poi

necessario valutare caso per caso la reale possibilità di attivazione di un meccanismo rispetto ad un altro, sulla base delle condizioni al contorno individuate e di eventuali ulteriori informazioni di maggior dettaglio disponibili sulle strutture (es. qualità delle connessioni). Per fare un esempio, il metodo consente di individuare, su base tipologica, predefinite probabilità di eccedenza per diversi livelli di danno per ciascuno dei meccanismi locali indagati: non necessariamente però le condizioni al contorno presenti in ciascuna US consentiranno la possibile attivazione di ciascuno di essi (es. nel caso di US aggregate su tutti i fronti, il ribaltamento da terra non sarà mai possibile, ma potrebbero verificarsi ribaltamenti in quota o flessioni). Sarà quindi necessaria un'analisi critica dello studio di vulnerabilità, finalizzata a garantire una corretta interpretazione dei risultati.

3.2. Percorso metodologico e inquadramento dei casi studio

Risulta in primo luogo fondamentale descrivere il percorso metodologico adottato per l'implementazione delle analisi di vulnerabilità presentate in questo capitolo, oltre ad una breve descrizione degli ambiti territoriali nei quali si è deciso di operare.

In considerazione del fatto che si sta affrontando un'analisi di livello LV1, a scala territoriale, che prevede l'adozione di modelli semplificati (D.P.C.M. 09/02/2011 - Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008 s.d.), la metodologia affrontata è la seguente:

1. fase preliminare: raccolta di informazioni in merito al contesto nel quale si opera (analisi storico-critica; caratterizzazione geologica del sito, geotecnica e sismica dei terreni; evoluzione urbana; studio preliminare di tecniche e tecnologie costruttive...);
2. attività di rilievo speditivo in sito:
 - rilievo geometrico, strutturale e critico del costruito, condotto prevalentemente dall'esterno. Compilazione di schede per la definizione delle caratteristiche del costruito oggetto di studio: la compilazione avviene per US, preliminarmente identificate;
 - rilievo fotografico;
3. analisi dei dati statistico-tipologica per la definizione di tipologie, caratterizzate da pochi parametri, in cui far ricadere le US rilevate;

4. valutazione della vulnerabilità sismica per tipologie attraverso procedure semplificate; studio del comportamento nel piano e fuori piano, eseguendo variazioni parametriche che tengano in considerazione l'aleatorietà di dati incerti o non rilevabili;
5. definizione di un preliminare giudizio di vulnerabilità sul costruito;
6. estensione dei giudizi di vulnerabilità ad US non rilevate ma appartenenti alle medesime tipologie;
7. definizione di mappe di vulnerabilità o scenari di danno.

Di fatto, la metodologia segue un approccio per lo più tradizionale, ma si dota di procedure parametriche per superare l'incertezza legata a dati incogniti/incerti/non rilevabili, stabilendo per ciascuno di essi plausibili intervalli di variabilità che tengano in considerazione geometrie/caratteristiche/tecniche/tecnologie costruttive relative all'area in analisi.

Merita un ulteriore approfondimento la descrizione dei punti 4 e 5 (analisi di vulnerabilità e definizione dei giudizi). La valutazione della vulnerabilità è condotta utilizzando un approccio deterministico, che prevede lo studio dei meccanismi locali di collasso più significativi per le tipologie analizzate, eseguita con approccio cinematico. La metodologia è ormai ampiamente consolidata e prevista dalla normativa italiana (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C8A.4); in questo caso però l'analisi dei meccanismi locali viene ripetuta iterativamente prevedendo l'adozione di idonee variazioni parametriche, per ciascuno dei parametri definiti come incerti/non noti (di seguito descritti). Il set di analisi condotte verrà poi rappresentato attraverso curve di capacità del costruito, suddivise a loro volta per tipologie e meccanismi locali, a partire dalle quali ottenere le rispettive curve di fragilità. Queste ultime rappresentano uno degli strumenti ad oggi più funzionali alla rappresentazione della propensione di un manufatto (o parte di esso) o un gruppo di manufatti a subire un certo danno al verificarsi di un evento sismico di una data intensità. Da un punto di vista operativo, per la definizione di tali curve è necessario che la capacità delle strutture (in questo caso definita da set di curve di capacità rappresentanti il comportamento di una tipologia al variare dei parametri allo studio) venga confrontata con diversi spettri rappresentanti diverse domande sismiche, e che i rapporti tra gli spostamenti richiesti da queste ultime e le reali prestazioni offerte dalla struttura vengano analizzati. Per quanto riguarda le curve di domanda, la loro variazione dipende dai diversi livelli di accelerazione al suolo considerati; per le curve di capacità invece, la variabilità è data dalle variazioni parametriche prese in analisi per superare possibili incertezze legate al livello di conoscenza/informazione a disposizione per la struttura. Per questo motivo, il punto di intersezione tra le curve di capacità e di domanda, detto performance point, non sarà rappresentato da un singolo valore ma da un intervallo di punti. In merito invece alla definizione dei livelli di danno, la letteratura scientifica prende in

considerazione diversi parametri, che possono riguardare singoli elementi o sub-elementi (indici locali, per macroelementi) o l'intera struttura (indici globali). I parametri più comuni utilizzati per la valutazione dei danni strutturali sono la duttilità, espressa dalla rotazione, curvatura o spostamento e dissipazione di energia plastica. Considerando l'analisi cinematica non lineare, il livello di danno i-esimo viene calcolato a partire dallo spostamento spettrale ultimo dell'oscillatore equivalente ad un grado di libertà usato per rappresentare il macroelemento analizzato. I criteri proposti per definire i livelli di danno (DL) sono riassunti nella Tabella 3 - 1 e presentati in Figura 3 - 1 (C. S. Lagomarsino S. 2014).

Tabella 3 - 1. Definizione dei livelli di danno

DL _i	Blocco singolo o singolo macroelemento
1	$d_{DL1} = 0.7 d_{DL2}$
2	$d_{DL2} = \min(dy; d_{peak})$
3	$d_{DL3} = 0.25 d_0 \geq d_{DL2}$
4	$d_{DL4} = 0.4 d_0 \geq d_{DL2}$

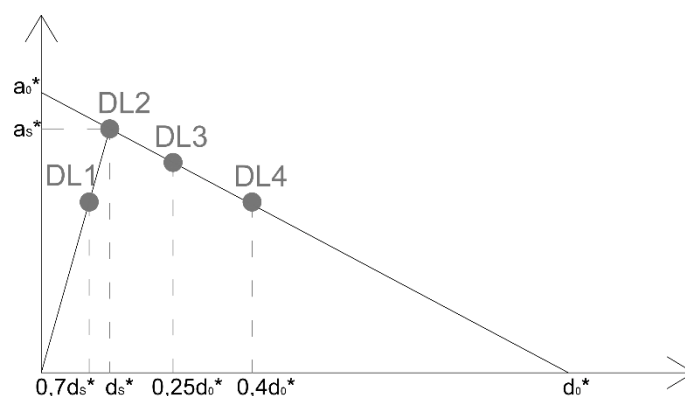


Figura 3 - 1: Individuazione dei livelli di danno sulla curva di capacità

La variazione di intensità dell'evento sismico è considerata adottando diversi valori di PGA, definiti all'interno di un range di valori plausibili. Spettri di risposta elastici sono determinati per ogni PGA, considerando la procedura definita dall'Eurocodice 8 (EN 1998-1:2010 - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance s.d.) (Parte 1 - 3.2.2) o dalla normativa italiana (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.) (3.2.3.2).

Una volta definita la risposta sismica, per la creazione delle curve di fragilità si adotta il "Metodo CSM" proposto in (F. M. Shinozuka M. 2000a) e (F. M. Shinozuka M. 2000b). La procedura considera la curva di capacità e lo spettro di risposta in termini di accelerazione spettrale e spostamento spettrale nel piano ADSR (spettro di risposta accelerazione-spostamento). L'intersezione tra lo spettro ADSR e la curva di capacità rappresenta il già citato "performance point".

Il danno è definito come segue:

$$IM = \frac{d_D}{d_C} \quad (1)$$

- d_D è lo spostamento che dipende dalla domanda sismica ($S_{De}(T_s)$);
- d_C è lo spostamento relativo al livello di danno considerato.

La domanda sismica è rappresentata da una distribuzione log-normale. La domanda media è calcolata attraverso la seguente formula:

$$S_d = IM^B \cdot e^A \quad (2)$$

In particolare, nel piano bi-logaritmico intensità sismica/danno, la retta di regressione definita sulla base della formula (3) rappresenta la domanda media:

$$\ln(S_d) = A + B \cdot \ln(IM) \quad (3)$$

Dall'analisi di regressione vengono definiti i coefficienti A e B della retta intercetta, e la dispersione della nuvola di dati presenti nel grafico viene calcolata come deviazione standard dei valori di domanda, con gli scarti misurati rispetto alla retta di regressione per il dato IM, sull'intero insieme di dati. Una volta definiti i coefficienti A e B a partire dalle rette di regressione ricavate dai punti rappresentati sul piano bi-logaritmico, la curva di fragilità di una distribuzione cumulata log-normale si ottiene a partire dalla seguente formula:

$$P_{f, PL}(a) = P[D > d_{LP} | a] \quad (4)$$

E la probabilità di eccedenza è rappresentata invece da:

$$f_D = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \varepsilon d} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln d - \lambda}{\varepsilon}\right)^2\right] \quad (5)$$

dove:

- $\lambda = A + B \ln(IM)$ è il valore medio della retta di regressione relativa ai valori di IM(PGA);
- ε è il valore della dispersione calcolato da un dato valore di IM(PGA).

Le curve di fragilità vengono quindi definite applicando la procedura sopra descritta a ciascuna tipologia predefinita, e per ciascun meccanismo locale di collasso analizzato, definendo la probabilità di superamento di specifici livelli di danno considerando predefinite PGA (Morbin R. 2015).

Al fine di valutare l'efficacia e l'adattabilità della metodologia a vari contesti, la procedura è stata adottata per due casi studio, ricadenti rispettivamente in un contesto nazionale e in uno internazionale, dotati di caratteristiche costruttivo-tipologiche diverse.

Il primo caso studio analizzato fa riferimento al centro storico della città di Timisoara, in Romania. L'attività svolta è stata in parte presentata in alcune pubblicazioni in conferenze internazionali, in particolare per quanto riguarda lo studio dei meccanismi fuori piano in (M. C. Taffarel S. 2016) e lo studio dei meccanismi nel piano in (Valotto C. 2016).

A seguire, verrà proposta l'analisi di alcuni isolati composti da edifici in aggregato siti in borghi storici minori nel Parco Nazionale del Gran Sasso e Monti della Laga (AQ), colpiti dall'evento sismico del 2009. Anche in questo caso, l'attività condotta è leggibile in (C. M. Taffarel S. 2016).

Mentre nel primo caso lo studio prende forma da un rilievo speditivo dall'esterno degli edifici (grande numero di US, basso livello di conoscenza), nel secondo vengono usati come base di partenza rilievi più completi condotti presso un numero inferiore di isolati. Nonostante il livello di dettaglio del dato iniziale sia diverso, il fine ultimo di entrambi gli studi prevede la valutazione della vulnerabilità di contesti territoriali su base tipologica e su scala ampia. L'informazione di partenza nel secondo caso è quindi sovrabbondante rispetto al necessario, ma al tempo stesso è limitata ad un ridotto numero di costruzioni. Al contrario, nel primo caso essa è meno precisa/certa ma al tempo stesso riferita ad un campione maggiore di edifici. Ne consegue che, in entrambi i casi, permane un evidente grado di incertezza nella definizione di tipologie e relativi dati geometrico-tipologici in contesti territoriali ad ampia scala, superabili però attraverso l'adozione di approcci deterministici di tipo parametrico.

3.3. Valutazione della vulnerabilità per il centro storico di Timisoara (RO)

3.3.1. Fase della conoscenza: descrizione dell'area oggetto di studio

Timisoara è la città più importante del distretto di Timis; sita ad ovest della Romania nei pressi dei fiumi Timis e Bega, è considerata informalmente la capitale della storica regione del Banat, (Figura 3 - 2).

Sono disponibili numerose informazioni preliminari sulla città e sul suo costruito, raccolte al fine di facilitare l'attività di rilievo dei dati in sito. Maggiore è la conoscenza preparatoria sugli edifici e sul loro processo evolutivo, più veloce si dimostra la fase di rilievo. In particolare, tali informazioni preliminari, sommariamente descritte in questo capitolo, riguardano:

- evoluzione storica e urbanistica;
- sismicità;
- suolo e condizioni geolitologiche;
- tecniche e tecnologie costruttive, materiali.



Figura 3 - 2: Vista aerea della città di Timisoara (Fonte: <http://www.catavencii.ro/>) (a); edifici rappresentativi presso il quartiere Cetate (b) e (c)

Per quanto riguarda il primo punto, le informazioni in merito all'organizzazione della città risalgono al XII secolo, quando Timisoara è stata annessa al Regno di Ungheria. La città era organizzata intorno a due aree principali: il “forte reale”, rinforzato con palizzate, e l'area civile, caratterizzata da edifici rurali in legno. La prima testimonianza scritta dell'esistenza della città risale al 1212, anno in cui la “città di Timis” (Castrum Temesiensis) è menzionata in un documento firmato dal Re Andrea II, dove si notifica il processo di fortificazione di Timisoara e la sua trasformazione in castrum. La città è

sottoposta a numerose vicissitudini politiche, che la portano ad essere assoggettata alla dominazione ottomana e a diventare un importante centro militare caratterizzato da una robusta fortificazione; all'interno dell'area fortificata gli edifici mantengono una struttura di fango e legno. Dopo 164 anni di Impero Ottomano, nel 1716 il Principe Eugenio di Savoia conquista la città. Nel 1718, sotto la dominazione asburgica, Timisoara diventa la capitale del Banat e il Principe Eugenio di Savoia nel 1727 istituisce un regolamento edilizio per la città ordinando la demolizione di tutti gli edifici esistenti e la loro ricostruzione, obbligatoriamente in mattoni, entro un reticolo di strade tra loro ortogonali. Inoltre, durante il periodo asburgico, nuovi quartieri suburbani crescono attorno al centro città (Figura 3 - 3).

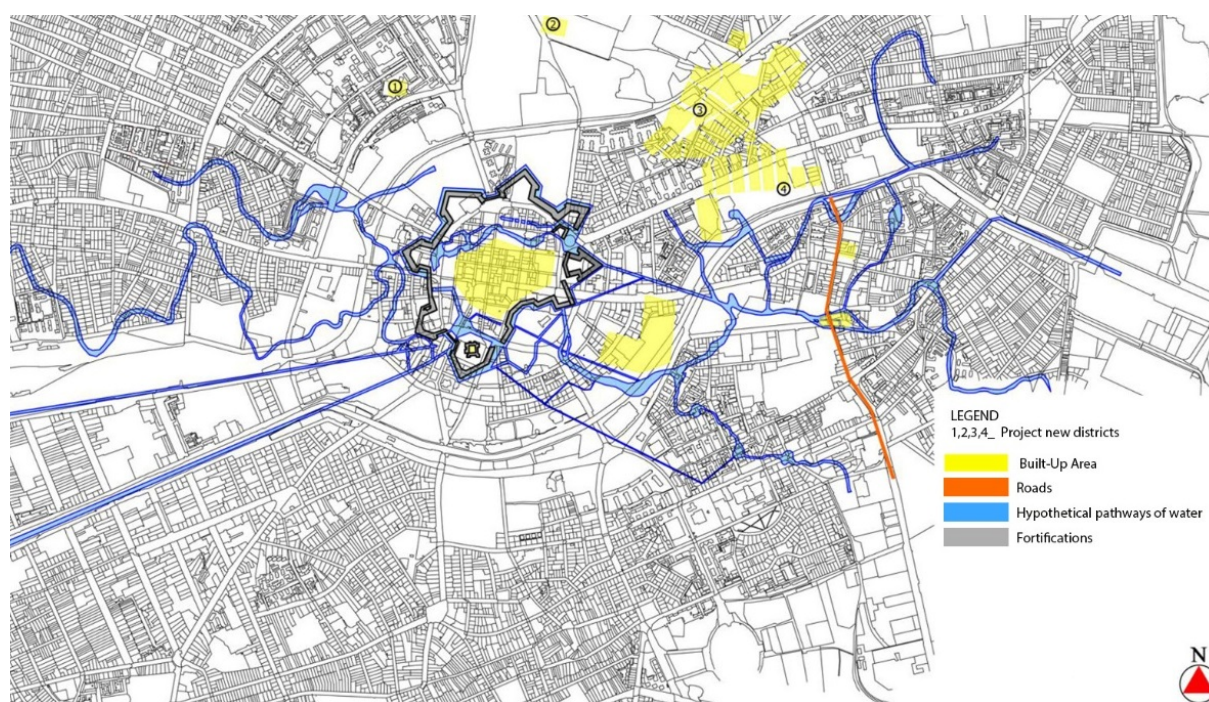


Figura 3 - 3: Pianta della città di Timisoara nel 1734.

Fonte: Planuri prezentând evoluția timișoarei din secolul al xii-lea până în prezent. (Primăria Municipiului Timișoara, Plansa 9)



Figura 3 - 4: Identificazione delle aree oggetto di studio: quartieri “Cetate” (dx) e “Iosefin” (sx)

Gli isolati analizzati sono situati rispettivamente presso il centro storico, il cosiddetto quartiere “Cetate”, e in un'area a sud-est della città, presso il quartiere “Iosefin” (Figura 3 - 4). La configurazione attuale della città segue ancora l'organizzazione urbana definita nel XVIII secolo. In particolare, gli edifici risalenti alla prima metà del secolo occupano il cuore del centro storico, diversamente gli edifici realizzati nel periodo che va dalla metà del XVIII secolo alla metà del XIX occupano aree suburbane situate entro la vecchia cinta muraria. Durante la rivoluzione del 1848-1849, numerosi edifici sono stati parzialmente distrutti dai bombardamenti, perciò tra la fine del XIX secolo e l'inizio del XX secolo sono stati ricostruiti, spesso mantenendo i piani terra non distrutti e riedificando invece i piani superiori. Il quartiere “Iosefin” è stato costruito alla fine del XVIII secolo come risposta alla mancanza di spazio presso il centro storico. In particolare, gli isolati oggetto di studio risalgono al XIX secolo. La città in sostanza è stata sottoposta ad un'evoluzione storica e urbana piuttosto complessa, protrattasi fino ai giorni nostri, che l'ha portata a raggiungere la sua attuale conformazione. Al fine di facilitare la comprensione dello sviluppo urbano nel corso dei secoli, si riportano in Figura 3 - 5 le principali fasi evolutive.

Analizzando separatamente i due quartieri oggetto di studio, si può osservare come gli isolati del quartiere “Cetate” siano caratterizzati solitamente da forma quadrata, la cui dimensione può variare tra i 50 e i 100 m. I blocchi siti nei pressi delle mura fortificate del centro storico possono invece presentare forma triangolare o poligonale per adattarsi all'andamento delle mura perimetrali. Gli isolati si compongono di edifici in aggregato e sono caratterizzati da corte interna. Gli edifici hanno per lo più funzione residenziale e presentano un numero di piani che varia da 2 a 4 (meno frequenti sono gli edifici a 1 o 5 piani). Sono inoltre quasi tutti dotati di piani seminterrati o interrati, oltre che di sottotetti praticabili, opera di recenti interventi. La maggior parte del costruito è regolare sia in pianta

che in elevato. Come già accennato precedentemente, essi sono quasi sempre caratterizzati da strutture verticali in mattoni pieni e malta di calce; lo spessore delle murature decresce al crescere del numero di piani (0.90 o 1.05 m al piano terra, che si riducono fino a 0.45 o 0.60 m agli ultimi piani, con una riduzione di 0.15 m per ciascun piano pari alla dimensione di un mattone). Le strutture al piano interrato o seminterrato sono di solito caratterizzate da volte in mattoni e solo in pochi casi da solai in putrelle e voltine. Al piano terra le strutture orizzontali variano solitamente in base all'epoca costruttiva: si trovano volte in mattoni costruite per lo più durante il XVIII secolo, putrelle e voltine nella seconda parte del XIX secolo e all'inizio del XX secolo. Ai piani superiori e in copertura invece si possono identificare prevalentemente solai in legno, anche se negli ultimi anni si assiste alla sostituzione delle antiche strutture con solette in c.a. e alla ricostruzione delle coperture con strutture miste in legno e c.a. Le facciate sono poi solitamente caratterizzate da un grande numero di aperture, che eccedono il 30% della superficie di facciata, limitando in numerosi casi la capacità portante delle strutture verticali.

Per quanto riguarda il quartiere "Iosefin", anch'esso segue una griglia urbana composta da strade perpendicolari, ma non rigida come quella del quartiere "Cetate". Gli isolati possono raggiungere dimensioni fino ai 250 m per lato, ed includere oltre 20 US ciascuno. Gli edifici sono alti non più di 3 piani, le strutture orizzontali più diffuse sono solai in legno o putrelle e voltine per il piano terra, volte in mattoni o putrelle e voltine al piano interrato o seminterrato, legno ai piani superiori. Le coperture sono solitamente in legno ma, come per "Cetate", spesso sostituiti con nuove strutture miste in legno e c.a. In generale, la maggior parte degli edifici presenta corpi aggiunti e corti interne.

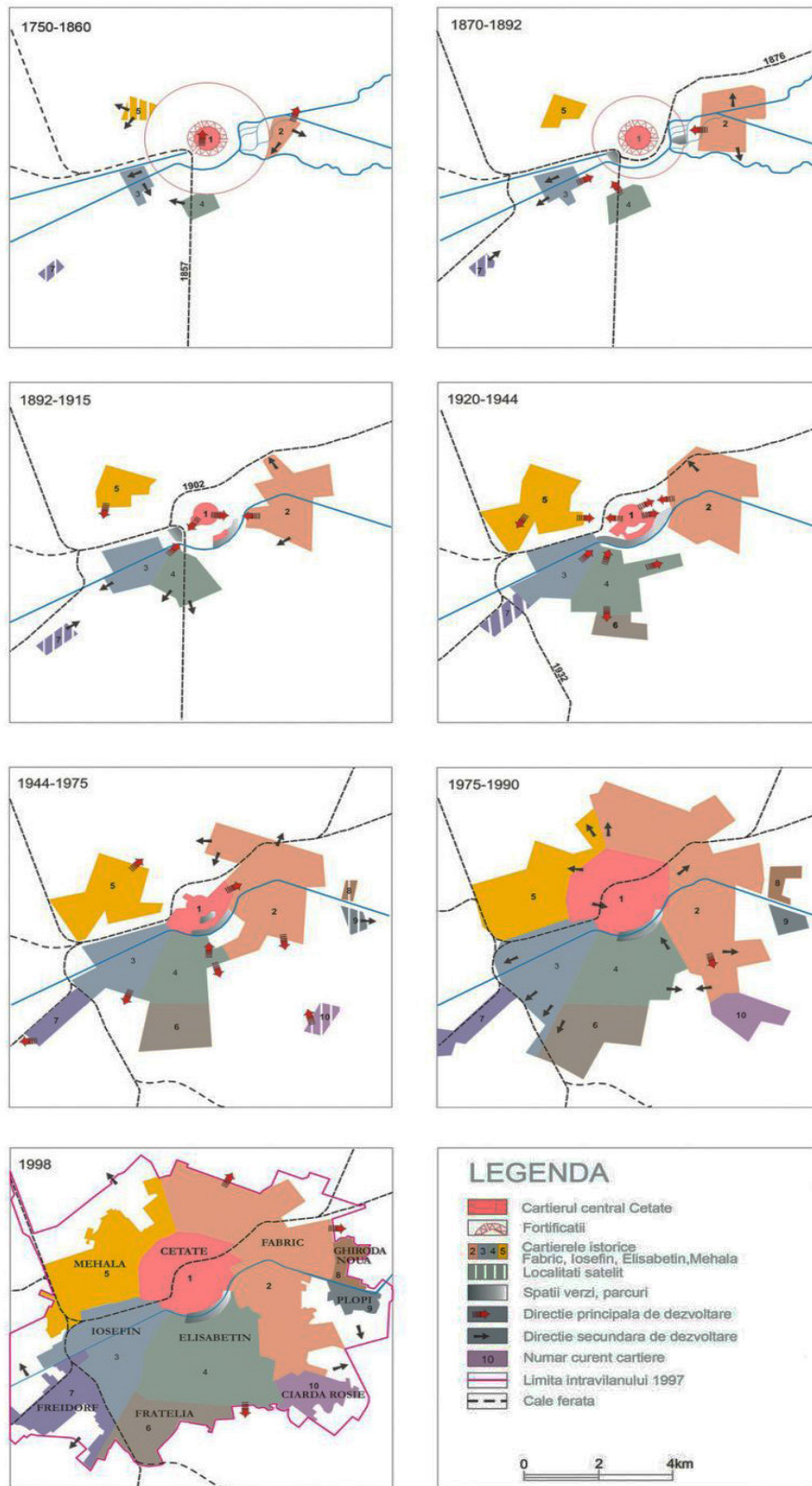


Figura 3 - 5: Schema dell'evoluzione urbana della città di Timisoara dal 1750 al 1998.
 Fonte: Planuri prezentând evoluția timișoarei din secolul al xii-lea până în prezent. (Primaria Municipiului Timișoara, Plansa 40)

Se si analizza l'intero territorio rumeno da un punto di vista sismico, si può osservare come l'area ad ovest della Romania (regione del Banat) si trovi nella zona di contatto tra la depressione pannonica e l'orogenesi dei Carpazi. La regione del Banat è caratterizzata quindi da diverse faglie e limiti tettonici di falde (Timisoara si trova nell'unità tettonica della Transylvania). Considerando l'energia scaturita nell'area e il numero di eventi sismici, la regione del Banat è considerata la zona con più alta sismicità della Romania, seconda solo al territorio della Vrancea (dal 984 ad oggi in quell'area si sono verificati 65 eventi sismici aventi intensità $I_{\max} \geq 6$ MSK) ed è caratterizzata per lo più da terremoti superficiali (tra 5 e 15 km dalla superficie). Nel territorio di Timis gli eventi sismici principali hanno un intervallo di ricorrenza di 50 o 100 anni, valutato in termini di PGA come compreso tra $PGA=0.10g$ e $PGA=0.25g$ (Oros 2012) (INFP 2013). Per quanto riguarda Timisoara, l'accelerazione di picco al suolo prevista da normativa rumena (Cod. de proiectare seismica - Prevederi de proiectare pentru cladiri - Partea I 2013), considera una $PGA=0.20g$. Gli eventi sismici sono caratterizzati da brevi periodi di vibrazione che interessano le strutture in muratura più massicce, impulsi sismici con un primo ciclo potente e poi una rapida attenuazione, componenti orizzontali e verticali aventi circa la stessa dimensione. La distribuzione di epicentri per gli eventi sismici registrati nella regione mostra che essi possono essere raggruppati in tre aree definite da alcuni terremoti principali aventi magnitudo $M \geq 5$: un'area è sita presso Timisoara in corrispondenza di Sag ($M=5.4$, 27 maggio 1959) e Timisoara-Sacalaz (5 giugno 1443 e 19 novembre 1879), due aree si trovano ad una distanza maggiore da Timisoara, una è in Volteg-Barloc ($M=5.6$ il 12 giugno 1991 e $M=5.5$ il 2 dicembre 1991), l'altra è tra Lovrin e Vinga ($M=5.3$ il 30 agosto 1941 e $M=5.2$ il 8 luglio 1938) (Oros 2012). La regione del Banat può raggiungere una magnitudo massima di $M=6-6.5$, che corrisponde ad un'intensità $I_0 \geq IX$ MSK. Considerando gli eventi sismici verificatisi nella regione, si elencano a seguire i più importanti: ottobre 1879 e aprile 1880 nell'area Moldova Noua; 27 maggio 1959 presso la città di Timisoara ($M=5.6$) seguito da due scosse nel 1960; 12 luglio 1991 a Banloc ($M=5.6$); 2 dicembre 1991 a Voiteg ($M=5.6$), seguito da un grande numero di scosse (INFP 2013). È importante ricordare in questo contesto che numerosi edifici a Timisoara non sono stati progettati per sostenere azioni sismiche, o al più per resistere ad azioni di gran lunga inferiori rispetto a quanto attualmente previsto dal codice (Mosoarca M. 2014). Risulta quindi evidente la necessità di valutare correttamente il loro comportamento sismico.

3.3.2. Definizione di una tassonomia del costruito basata su dati poveri

L'attività in sito condotta nel centro storico della città ha consentito la schedatura di oltre 200 US. I dati raccolti sono stati inclusi in specifiche schede speditive ("Scheda per il rilevamento speditivo degli edifici in muratura"), già richiamate al Capitolo 2. La scheda riporta tutte le US rilevate, e per ciascuna di esse fornisce (Figura 3 - 6):

- informazioni generali circa la localizzazione degli edifici (nome della via e numero civico, etc.), posizione dell'US nell'aggregato, età e interventi pregressi;
- dati geometrici quali numero di piani, area in pianta, altezze (totali e di interpiano), spessori, percentuale di forature in facciata;
- dati tipologici circa le strutture verticali, orizzontali e coperture, tipo di connessione tra elementi strutturali;
- regolarità dell'edificio, fattori di vulnerabilità ed elementi di rinforzo, presenza di elementi non strutturali;
- livello ed estensione del danno.

Le informazioni relative alle 243 US rilevate sono state poi analizzate statisticamente allo scopo di individuare le caratteristiche rappresentative del costruito in aggregato che compone l'area oggetto di studio. Tali caratteristiche sono poi risultate indispensabili per la definizione di tipologie ricorrenti, caratterizzate da alcuni dati/parametri noti, a cui ciascuna US è stata quindi associata.

Poiché l'accesso alle singole unità è stato possibile solo in un numero limitato di casi (circa 13%), le informazioni relative ad alcuni dati geometrici e tipologici difficilmente deducibili dall'esterno sono state definite sulla base del giudizio dell'esperto per una certa parte dei casi. Buona parte di questi parametri saranno poi oggetto delle sopracitate variazioni parametriche. È importante inoltre ricordare come la compilazione della scheda avvenga utilizzando un preciso codice colore, sulla base della certezza del dato raccolto.

Metodi speditivi per la valutazione della vulnerabilità sismica del costruito storico
 approccio all'incertezza nelle forme di aggregazione complessa a diversa scala

Type of information: C = one-alphanumeric character code; I = Integer; N1 = number with one decimal digit; M = alphanumeric string with one or more characters (multiple choice)										street		MASONRY BUILDINGS - geometric-typological and vulnerability data
										number		
										I	building number	
										M	building in the aggregate	
										C	age	
										C	interventions	
										I	total stories number	
										I	out of ground stories number	
										I	stories number on the main facade	
										I	floor area [m2]	
										I	average floor area [m2]	
										N1	average interstorey height [m]	
										PT		
										P+		
										N1	maximum interstorey height [m]	
										N1	maximum building height [m]	
										N1	minimum building height [m]	
										N1	main facade height [m]	
										N1	walls thickness [m]	
										C	holes in facade	
										PF		
										GF		
										C	structural typology	
										C	prevalent vertical structures	
										C	other vertical structures	
										M	prevalent horizontal structures	
										M	other horizontal structures	
										M	roof	
										C	connection of vertical structures	
										C	connection of horizontal structures	
										C	regularity	
										M	other elements	
										M	soft-storey	
										M	reinforced elements	
										C	non-structural elements	
										C	present state	
										C	accuracy of inspection	

a)

La definizione di tipologie adatte al contesto urbano richiede la corretta analisi statistica dei dati e l'identificazione di parametri caratterizzanti ad un livello di dettaglio idoneo alla scala a cui lo studio è condotto. Le informazioni ottenute tramite schedatura speditiva per ciascuna US sono numerose e permettono la conoscenza di dati, a volte anche di dettaglio, caratterizzanti ciascun bene indagato (es. tipologia di interventi condotti sull'US o presenza di elementi non-strutturali); alla luce delle finalità e del livello di analisi previsto, un tale livello di accuratezza dell'informazione supera le richieste per la definizione di una tassonomia del costruito basata su dati poveri. È necessario infatti limitare informazioni troppo dettagliate o non facilmente individuabili in sito attraverso rilievi speditivi, che circoscrivano eccessivamente la possibile attribuzione delle US alle tipologie definite. Alcune informazioni vengono quindi in questa fase omesse, al fine di limitare il numero di tipologie (e relativi parametri caratterizzanti) individuate e garantire soprattutto una facile attribuzione alle stesse delle US già oggetto di studio o che potranno essere inserite ad analisi conclusa. Ad ogni modo le informazioni raccolte e non utilizzate in maniera diretta per questo studio costituiscono un'ottima banca-dati a cui attingere per altri studi di vulnerabilità, anche di maggior dettaglio. Al contempo la raccolta o, ove non fosse possibile, l'ipotesi di alcune informazioni di base deve ritenersi indispensabile per dare avvio allo studio di vulnerabilità: non è pensabile, infatti, prescindere dalla definizione di alcune componenti strutturali (es. strutture verticali o orizzontali).

La definizione delle tipologie ha richiesto un'analisi in più fasi, in cui a poco a poco le micro-tipologie di partenza (78) sono state scremate, le unità strutturali raggruppate, fino a giungere 33 tipologie di riferimento (Figura 3 - 7) (Tabella 3 - 2), caratterizzate dai seguenti elementi:

- strutture verticali: la maggior parte degli edifici hanno strutture in mattoni pieni e malta di calce (Tabella 3 - 4);
- strutture orizzontali: sono definite 3 categorie, considerando idonei intervalli di carico (strutture leggere, strutture di peso medio, strutture pesanti - volte); alla luce del fatto che lo studio ha previsto l'analisi dei meccanismi locali di collasso, non è stato necessario procedere alla ulteriore suddivisione tra solai rigidi e deformabili (Tabella 3 - 3);
- numero di piani fuori terra.

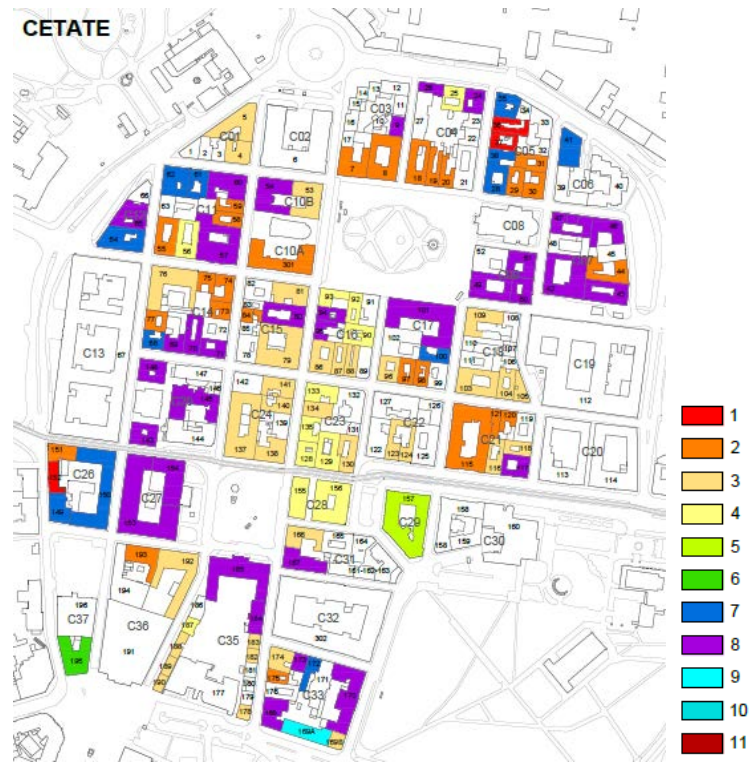


Figura 3 - 7: Individuazione delle tipologie più diffuse nel quartiere “Cetate”

Tabella 3 - 2: Definizione delle tipologie individuate nel centro storico di Timisoara. Ciascuna tipologia, identificata con un numero, è a sua volta composta da micro-tipologie definite sulla base del numero di piani (in tabella, SI e I identificano rispettivamente piano seminterrato e interrato; in grigio, le microtipologie riferite al quartiere Iosefin)

STRUTTURE VERTICALI	STRUTTURE ORIZZONTALI	COPERTURA	TIPOLOGIA	MICRO-TIPOLOGIA	NUMERO DI PIANI	US	SPESSORE MURATURE PIANO TERRA (m)	ALTEZZA MEDIA INTERPIANO (m)
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Solai leggeri in legno e volte al piano terra	Legno non spingente	1	1A	1	36, 37	0.45	3.80
				1B	1	152, 241	0.60	
			2	2A	2	7, 44, 74, 75, 98	0.45	4.00
						8, 18, 19, 20, 29, 30, 31, 55, 58, 59, 73, 77, 84, 97, 115, 120, 121, 151, 175, 193 202, 228, 301		
				2B	2	71, 80, 117, 145, 154	0.75	
				2C		94, 95, 167, 185	0.90	
			2D	2	49, 50, 51	0.45		
3	3A	3			4.30			

Metodi speditivi per la valutazione della vulnerabilità sismica del costruito storico
 approccio all'incertezza nelle forme di aggregazione complessa a diversa scala

				3B		4, 5, 53, 76, 96, 103, 104, 105, 116, 118, 123, 124, 140, 174, 178, 192	0.60			
				3C		81, 109, 130, 134	0.75			
				3D		79, 86, 87, 88, 137, 138, 141, 166, 169B, 182, 183, 188, 189, 190	0.90			
			4			4B	4	25, 56, 133	0.60	4.20
						4C		129	0.75	
						4D		90, 92, 93, 128, 135, 155, 156, 187	0.90	
			5		5	157	0.90	4.80		
			6		6	195	0.90	3.50		
			7			7B	2+SI	35, 38, 41, 61, 62, 64, 149, 150, 172, 211, 212, 213, 229, 230, 231, 233, 236, 237	0.60	4.00
						7C		68	0.75	
						7D		28, 100, 114, 217	0.90	
8			8A	3+SI	46	0.45	4.20			
			8B		9, 24, 26, 43, 47, 54, 57, 60, 65, 168, 173, 184, 200, 201, 203, 207, 221, 234, 235	0.60				
			8C		69, 70, 143, 153	0.75				
			8D		101, 170	1.05, 0.90				
9		4+SI	169A	0.90	4.70					
10			10A	1+SI	224, 238, 239, 242	0.45	4.70			
			10B		208, 209, 210, 215, 216, 218, 219, 220, 232	0.60				
11		3+SI	204	0.60	3.40					
Colonne reticolari in metallo	Solai leggeri in legno	Legno non spingente	12	3	89, 127	0.60	4.90			
			13	4	132, 144, 158	0.90	4.80			
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Solai medio	Legno non spingente	14	2	139	0.60	4.00			

Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Solai medi e leggeri sullo stesso piano	Legno non spingente	15	3	72	0.60	4.70	
			16	3+I	181	1.05	4.40	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Solai leggeri in legno e volte al piano terra	Solaio con travi in legno alternate a travi in c.a.	17	17A	2	82	0.45	4.20
				17B	83, 85, 111, 186	0.60		
			18	3	52, 105, 125, 131	0.60	4.30	
			19	1+SI	32	0.60	4.45	
			20	20B	3+SI	2	0.60	4.00
				20C		148	0.75	
				20D		102, 159	0.90	
			21	1+SI	225	0.45	4.50	
Mattoni pieni e malta di calce e setti in c.a. sullo stesso piano	Solai medi e leggeri sullo stesso piano	Solaio con travi in legno alternate a travi in c.a.	22	3+SI	3	0.60	4.10	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Solai medi e leggeri sullo stesso piano	Solaio con travi in legno alternate a travi in c.a.	23	1	22	0.60	3.80	
			24	24B	2	17, 21, 23, 63, 119	0.60	4.00
				24C		146	0.75	
			25	25A	3	107	0.45	3.60
				25B		108, 110, 164, 179	0.60	
			26	26B	4	91	0.60	3.70
				26D		180	0.90	
			27	2+SI	48	0.45	3.70	
			28	4+SI	99	0.60	3.50	
			29	1	223	0.45	4.20	
30	30A	1+SI	226, 227, 243	0.45	3.90			
	30B		222, 245	0.60				
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Solai medi e leggeri sullo stesso piano	Solaio con travi in legno alternate a travi in c.a.	31	2+SI	34, 206	0.60	4.00	
			32	3+SI	106	0.45	3.60	
			33	3+SI	205	0.60	3.80	

Tabella 3 - 3: Definizione delle tipologie di solaio e relativi pesi propri

Tipologia di solaio		Peso proprio (kN/m ²)																	
<p>Solai leggeri</p>		3.00																	
<p>Solai di peso medio</p> <p>SOLAI CON SOLETTA IN CA Risultato di sostituzione di solai lignei</p>		4.50																	
<p>Volte (solai pesanti)</p> <p>VOLTE IN MATTONI</p>		<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Valori spinta delle volte (per metro lineare)</th> </tr> <tr> <th>H</th> <th>V</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Crociera 1 m</td> <td>53.15</td> <td>59.93</td> </tr> <tr> <td>Botte 1 m</td> <td>106.31</td> <td>119.87</td> </tr> <tr> <td>Crociera 1.5 m</td> <td>39.97</td> <td>67.29</td> </tr> <tr> <td>Crociera 0.5 m</td> <td>93.28</td> <td>50.03</td> </tr> </tbody> </table> <p>I valori di spinta orizzontale e verticale della volta sono dipendenti dallo spessore del riempimento (diretta conseguenza del crescere o diminuire dell'altezza del punto di imposta)</p>		Valori spinta delle volte (per metro lineare)		H	V	Crociera 1 m	53.15	59.93	Botte 1 m	106.31	119.87	Crociera 1.5 m	39.97	67.29	Crociera 0.5 m	93.28	50.03
	Valori spinta delle volte (per metro lineare)																		
	H	V																	
Crociera 1 m	53.15	59.93																	
Botte 1 m	106.31	119.87																	
Crociera 1.5 m	39.97	67.29																	
Crociera 0.5 m	93.28	50.03																	

Tabella 3 - 4: Valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio per la muratura più ricorrente presso il centro storico della città di Timisoara (Livello di Conoscenza LC1) da Tabella C8A.2.1 (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.). Il valore del modulo elastico E è variato sulla base delle indicazioni fornite dai tecnici locali.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6	1600	500	18

La suddivisione in micro-tipologie è stata ad ogni modo mantenuta, in quanto consente di conservare alcune informazioni utili all'esecuzione dell'analisi parametrica (es: spessori murari al piano terra e altezze medie di interpiano). Alcune di queste tipologie possono essere considerate dei veri e propri "unicum", in quanto includono una o al più due US.

Una volta identificate le tipologie e attribuita ciascuna US alla tipologia di appartenenza, è stato possibile procedere alla valutazione speditiva di vulnerabilità del costruito, attraverso l'analisi dei meccanismi locali di collasso più significativi per le strutture. Per quanto riguarda i meccanismi fuori piano, l'analisi ha riguardato:

- ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra;
- ribaltamento di parete in quota;
- flessione verticale.

I primi due meccanismi sono stati analizzati in considerazione del fatto che non è stato possibile individuare, sulla base della scala di analisi e del tipo di rilievo, l'efficacia o meno di eventuali ammassamenti tra strutture verticali e orizzontali e strutture verticali tra loro, oltre alla presenza di presidi antisismici atti ad impedire il ribaltamento. La scelta di analizzare la flessione verticale come ulteriore possibile meccanismo attivabile è legata alla frequente presenza di volte, specialmente al piano terra, che spingono lungo le murature perimetrali. Altri elementi di vulnerabilità sono legati alla possibile assenza di connessioni tra strutture verticali e orizzontali ed eccessiva snellezza delle murature.

Oltre allo studio dei meccanismi fuori piano, per consentire una trattazione completa e valutare il più efficacemente possibile il comportamento delle unità strutturali oggetto di studio, è stato previsto anche lo studio del comportamento nel piano delle facciate attraverso approccio cinematico. Tale approccio è stato applicato agli edifici d'angolo facenti parte degli isolati del centro storico e prevede la definizione di un quadro fessurativo plausibile per la parete e l'ipotesi che la stessa sia soggetta a forze sismiche complanari proporzionali al proprio peso. La scelta di studiare tale tipo di meccanismo solo per le unità d'angolo si basa sulla necessità di valutare l'attivazione di meccanismi che siano

effettivamente plausibili, ovvero che possano più realisticamente svilupparsi se la parete oggetto di studio è accostata ad un'altra solo su uno dei due lati, mentre dall'altro è lasciata libera di traslare/ruotare. Al tempo stesso, tale studio è adottabile nel caso in cui l'analisi prenda in considerazione gli ultimi piani degli edifici, in quanto i carichi verticali superiori alla porzione di parete analizzata sono poco gravosi e si può quindi verificare l'attivazione del meccanismo per valori accettabili/plausibili del coefficiente di attivazione. Una volta stabilite queste premesse, si è proceduto allo studio di tale meccanismo locale. Per tutti gli edifici d'angolo del centro storico della città è stato condotto in primo luogo uno studio tipologico delle facciate, attraverso la catalogazione di tutti i prospetti. Per mezzo del foto-raddrizzamento è stato possibile procedere ad una caratterizzazione tipologica delle unità d'angolo. È importante sottolineare come questo studio sia facilitato dalla presenza nelle facciate degli edifici di Timisoara di una simmetria molto marcata e una ritmica ripetizione modulare. 76 US d'angolo sono state analizzate, ricadenti a loro volta in tipologie descritte per i meccanismi fuori piano, ricavando infine 9 classi di facciate (Figura 3 - 8) (Tabella 3 - 5).

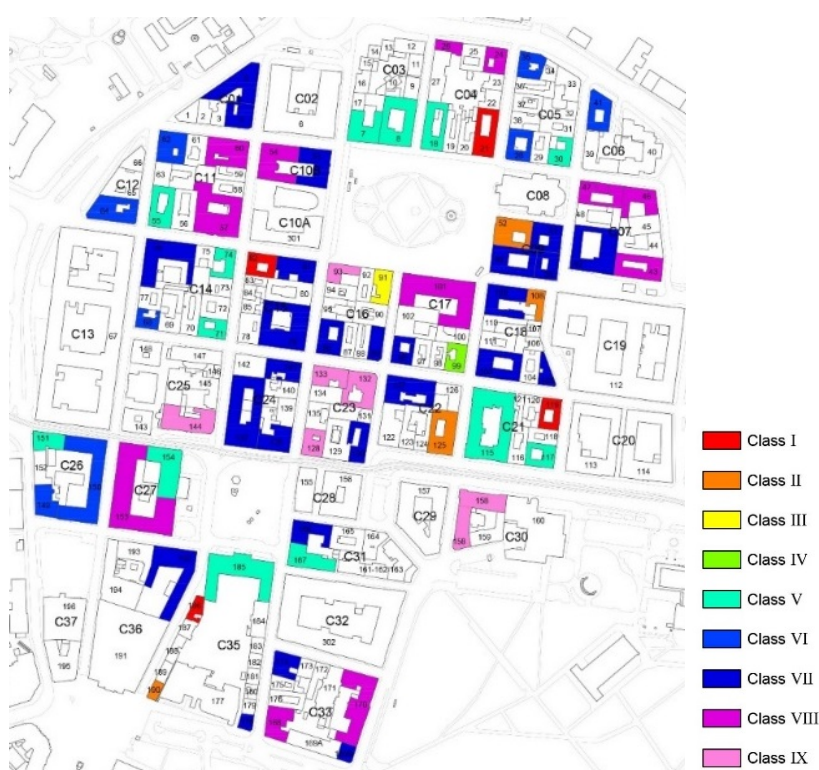


Figura 3 - 8 : Individuazione delle classi per gli edifici d'angolo

Le classi sono quindi caratterizzate da:

- altezza ultimo piano dell'edificio, sulla base dei valori medi definiti per le 33 tipologie considerate nell'analisi fuori piano;
- altezza ultimo piano da terra, come somma delle altezze interpiano di seminterrato (se presente), piano terra e piani superiori fino all'altezza davanzale dell'ultimo piano;
- dimensione e geometria delle aperture: la dimensione delle finestre è basata sull'analisi tipologica delle facciate; sono ovviamente considerate dimensioni medie per ciascuna classe;
- tipologia di copertura, costituente l'unico ulteriore carico applicato oltre al peso proprio della parete;
- lunghezza del prospetto d'angolo, legata al numero di campate presenti.

Tabella 3 - 5: Definizione delle classi di facciate

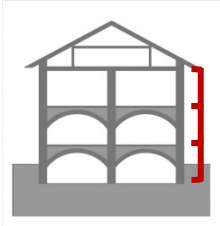


COPERTURA	CLASSE	US	NUMERO DI PIANI	TIPOLOGIA	ALTEZZA INTERPIANO DEL	PIANO TERRA [m]	RANGE DI VARIABILITA'	PIANO TERRA [m]	ALTEZZA INTERPIANO DEI	PIANI SUPERIORI [m]	RANGE INTERPIANO DEI	PIANI SUPERIORI [m]	SEMINTERRATO [m]
					PIANO TERRA [m]	PIANO TERRA [m]	PIANI SUPERIORI [m]	PIANI SUPERIORI [m]	SEMINTERRATO [m]				
Solaio con travi in legno alternate a travi in c.a.	I	21, 119	2	24	4.0	±0.5	4.5	±1.0	-				
		82, 186		17	4.2	±0.5	4.7	±1.0					
	II	52, 125, 190	3	18	4.3	±0.5	4.2	±0.5	-				
		108		25	3.6	±0.5	3.3	±0.5					
	III	91	4	26	3.7	-	4.0	±0.5	-				
IV	99	4+SI	28	3.5	-	3.5	-	1.5					
Solaio con travi in legno	V	7, 8, 18, 30, 55, 71, 74, 115, 117, 151, 154, 167, 185	2	2	4.0	±0.5	4.3	±0.5	-				
	VI	28, 35, 41, 62, 64, 68, 149, 150	2+B	7	4.0	±0.5	5.0	±0.5	1.3				
	VII	4, 5, 42, 49, 50, 51, 53, 76, 79, 81, 86, 96, 103, 109, 130, 137, 138, 141, 166, 169B, 174, 178, 192	3	3	4.3	±1.0	4.2	±0.5	-				
		89, 127		12	4.9	-	5.0	-	-				
		105		18	4.3	±0.5	4.2	±0.5	-				

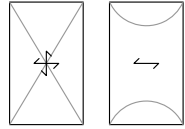
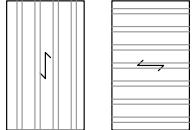
	VIII	24, 26, 43, 46, 47, 54, 57, 60, 101, 153 168, 170	3+B	8	4.2	±0.5	4.4	±0.5	1.1
	IX	93, 128, 133	4	4	4.2	±0.5	4.0	±0.5	-
		132, 144, 158		13	4.8	±0.5	4.2	-	-

3.3.3. Analisi parametriche per l'individuazione di idonei intervalli di variabilità per i dati allo studio

L'applicazione di metodologie che attestino la vulnerabilità considerando l'incertezza insita nel rilievo consente di estendere l'analisi anche ad edifici per i quali vi sia mancanza di informazione in merito a una o più caratteristiche (geometriche o tipologiche). Quando infatti un rilievo è basato sull'ispezione degli edifici dall'esterno, numerose difficoltà sono riscontrabili nella definizione degli elementi strutturali e delle loro geometrie (es. altezze interpiano, spessori dei muri, tipologia di strutture orizzontali e qualità delle connessioni). Allo scopo di prendere in considerazione possibili variabilità nei dati, sono definiti in fase di analisi, a partire dai valori ottenuti in sito, da letteratura o tramite giudizio esperto, alcuni intervalli numerici (Tabella 3 - 6).

Tabella 3 - 6: Definizione di parametri e relative variazioni per i meccanismi fuori piano

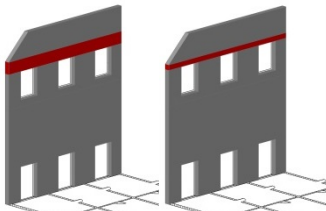
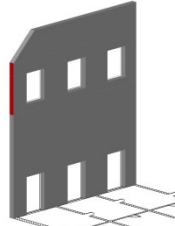
PARAMETRO	VARIAZIONE	SCHEMA
Altezza d'interpiano	Può aumentare o diminuire di 1.00 m o 0.50 m rispetto al valore definito dalla tipologia (valutazione condotta sulla base della variabilità interpiano riscontrata per ciascuna tipologia), al piano terra o ai piani superiori.	
Spessore della muratura	Può aumentare o diminuire di 0.15 m (pari alla larghezza di un mattone pieno), secondo varie combinazioni, fino ad uno spessore al piano terra di 0.45 m (minimo) e 1.05 m (massimo).	
Freccia della volta	Può aumentare o diminuire di 1.00 m o 0.50 m.	

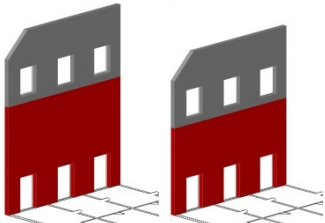
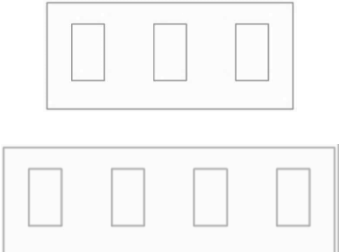
<p>Tipologia di volta</p>	<p>Può essere a crociera o a botte.</p>	
<p>Direzione dell'orditura del solaio</p>	<p>Può essere parallela o perpendicolare alla muratura, in modo da considerare una parete "scarica" o meno.</p>	

I parametri che comportano variazioni significative nei risultati delle analisi, che verranno descritti con maggior completezza nel Capitolo 5, sono per lo più spessore dei muri e coefficiente di attrito tra solai e strutture verticali. Ovviamente, il coefficiente di attrito rimane uno dei parametri più difficili da valutare in sito, senza l'ausilio di indagini: considerando che un aumento significativo di questo dato comporta un radicale miglioramento nei risultati delle verifiche, si è deciso a favore di sicurezza di considerare un valore fisso, sufficientemente basso (pari a 0.05). Altri parametri, quali l'area di influenza e i carichi di solai piani, non sono stati variati in quanto poco influenti nel calcolo. Percentuale di forature in facciata e tipologia di strutture verticali sono state considerate fisse in quanto rappresentano, per questo caso studio, dei parametri certi.

Per quanto riguarda i prospetti degli edifici, idonei intervalli di variazione sono stati anche in questo caso presi in considerazione. Le variazioni riguardano i parametri riportati in Tabella 3 - 7.

Tabella 3 - 7: Definizione di parametri e relative variazioni per il meccanismo nel piano

PARAMETRO	VARIAZIONE	SCHEMA
<p>Altezza interpiano (da cui dipende l'altezza della fascia soprafinestra) del piano ultimo</p>	<p>Può aumentare o diminuire di 1.00 m o 0.50 m rispetto al valore definito dalla tipologia (valutazione condotta sulla base della variabilità interpiano riscontrata per ciascuna tipologia).</p>	
<p>Spessore del pannello murario considerato</p>	<p>Può aumentare o diminuire di 0.15 m (pari alla larghezza di un mattone pieno), da un minimo di 0.30 m ad un massimo di 0.75 m.</p>	

Distanza dal piano campagna del piano ultimo	Può aumentare o diminuire di 1.00 m o 0.50 m rispetto al valore definito dalla tipologia (valutazione condotta sulla base della variabilità interpiano riscontrata per ciascuna tipologia).	
Numero di campate	Può aumentare o diminuire sulla base della lunghezza del prospetto considerato	

A fini di ricerca, l'applicazione di tale approccio parametrico è stata condotta solo per le tipologie più rappresentative del centro storico, in primis perché il grande numero di unità strutturali incluse in tali tipologie consente di avere a disposizione un esteso campione per la definizione degli intervalli di variabilità, in secondo luogo perché, da sole, costituiscono la grande maggioranza degli edifici del centro storico. Inoltre, alcune tipologie sono state inglobate nell'analisi di altre simili (es. tipologie che differiscono solo per la presenza del piano interrato, ininfluente ai fini del calcolo dei cinematismi, possono essere assimilate ad altre in cui esso non è presente).

Una volta valutate le più idonee variazioni parametriche, è stato possibile procedere all'analisi dei meccanismi locali di collasso fuori piano di ribaltamento a terra, ribaltamento in quota, flessione verticale e meccanismi di collasso nel piano (Figura 3 - 9).

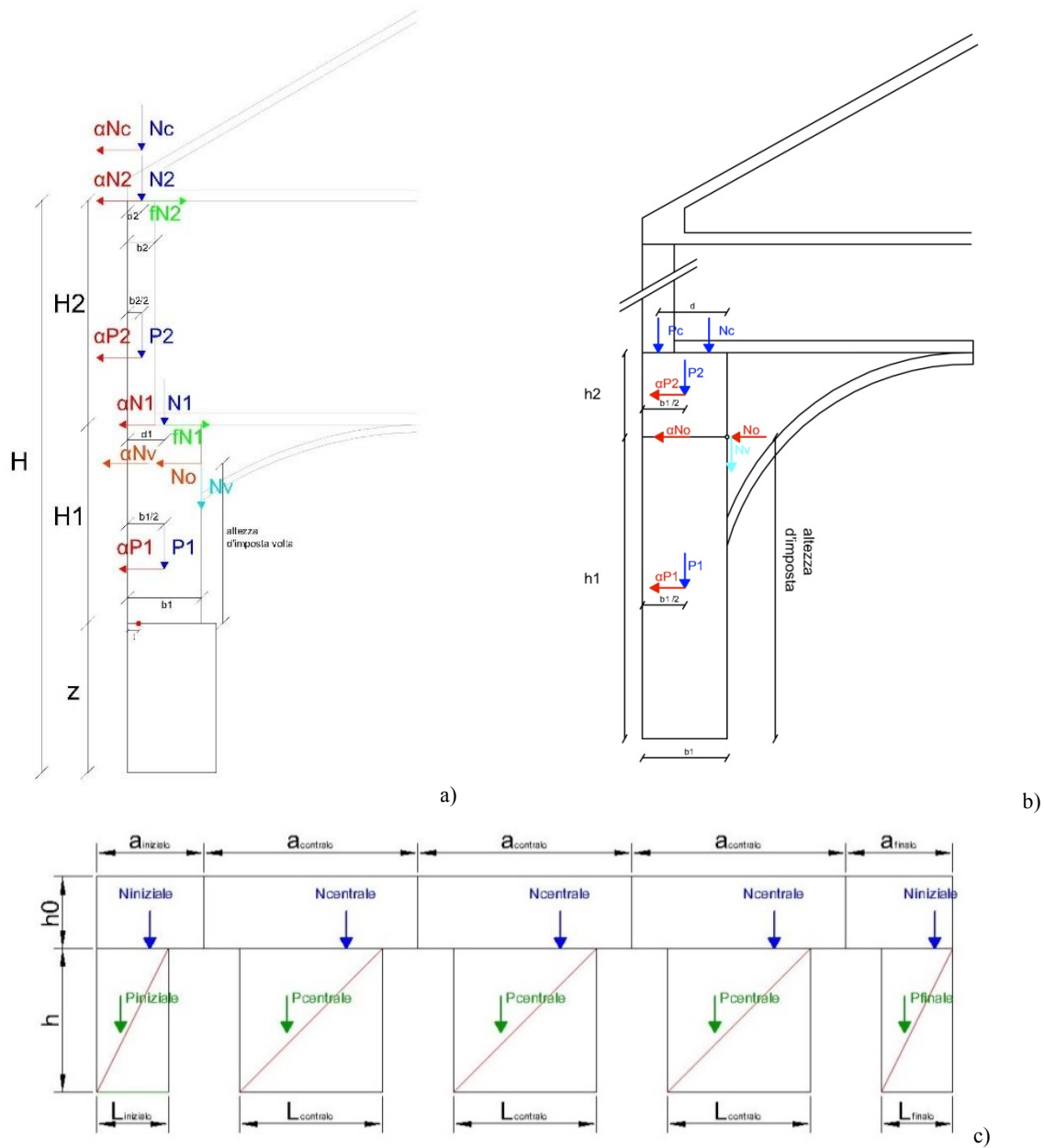


Figura 3 - 9: Schemi dei meccanismi locali di collasso considerati nell'analisi e relativi carichi: ribaltamento di parete (a), flessione verticale del piano terra (b), meccanismo nel piano (c)

Osservando i risultati delle analisi cinematiche lineari e non lineari (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C8A.4) è stato possibile trarre prime conclusioni di carattere generale sul soddisfacimento o meno delle verifiche. Valutazioni simili possono essere condotte considerando altri dati allo studio, come ad esempio l'accelerazione spettrale che attiva il meccanismo a_0^* e lo spostamento ultimo d_u^* . In particolare, sia per il ribaltamento che per la flessione verticale, l'incremento dello spessore murario o del numero di piani comporta un

miglioramento nei risultati delle analisi (sia in termini di soddisfacimento delle analisi - Figura 3 - 10 - sia in termini di incremento del valore del moltiplicatore α_0).

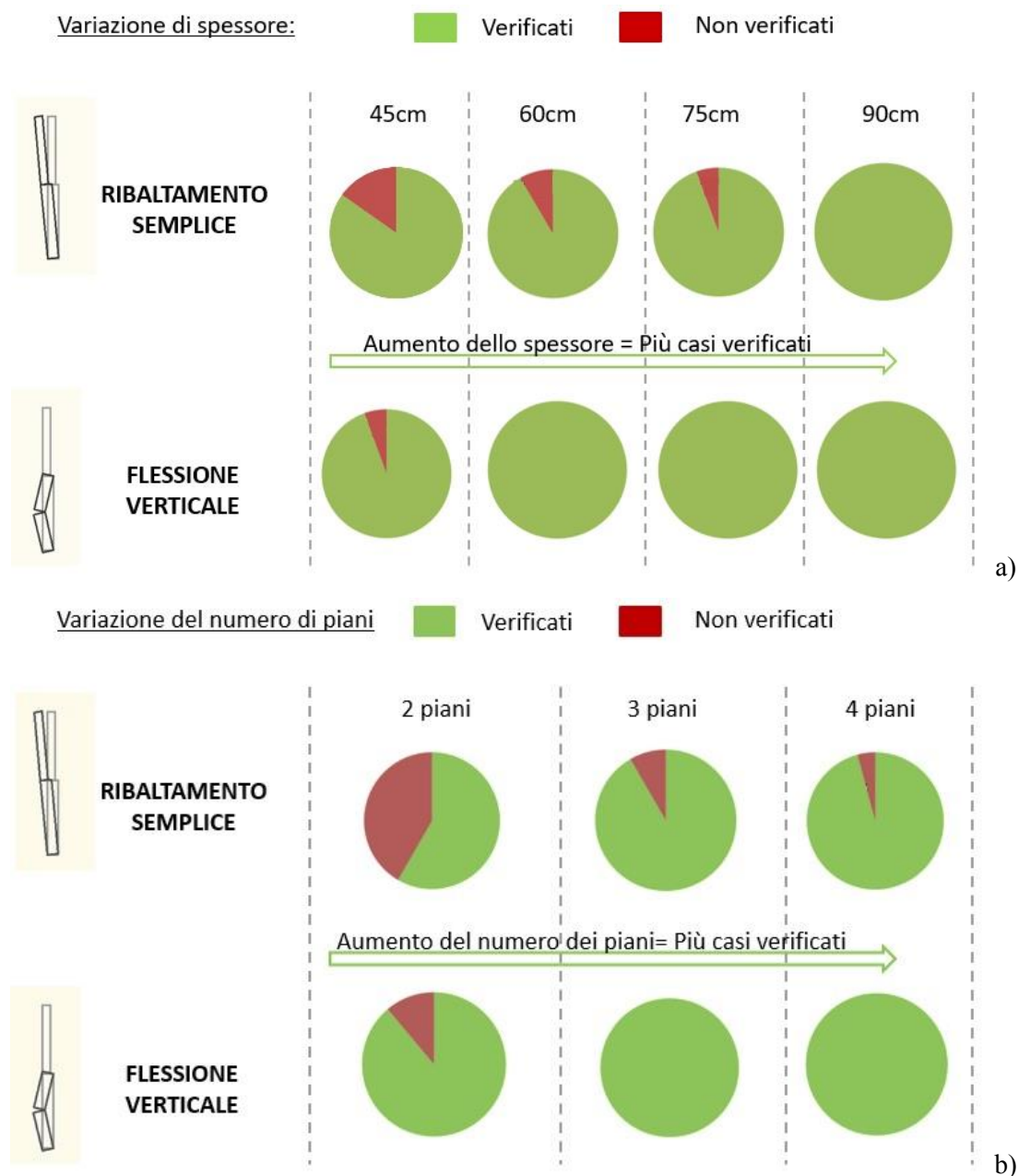


Figura 3 - 10: Risultati dell'analisi cinematica non lineare per il meccanismo di ribaltamento semplice all'aumentare dello spessore delle facciate (a) o del numero di piani (b), per una stessa tipologia

Le analisi circa il ribaltamento di parete mostrano che il valore di α_0 :

- è solitamente più alto se la cerniera è situata in quota e inferiore se è a terra. Lo stesso comportamento non si verifica in caso di muri liberi o di assenza di volte al piano terra; valori minori del coefficiente di attivazione per ribaltamento da terra sono legati alla presenza di

volte al piano terra, spingenti sulla parete analizzata: se si considera il ribaltamento dei soli piani superiori, ove la spinta della volta non concorre, si assiste ad un aumento del coefficiente di attivazione;

- può essere negativo se si considerano alti valori per le spinte delle volte, specialmente nel caso di volte site al piano terra degli edifici;
- in caso di presenza di volte al piano terra, raggiunge il minimo nel caso di volte a botte che gravano sulla parete analizzata, o nel caso in cui il punto di imposta sia al valore massimo, in quanto il momento ribaltante cresce significativamente;
- è maggiore nel caso in cui lo spessore della parete si mantenga costante, a discapito del caso in cui vi sia una riduzione dello spessore all'aumentare del numero di piani: ciò è dovuto al fatto che l'incremento dello spessore del muro ai piani superiori incrementa l'azione stabilizzante.

Per quanto riguarda il meccanismo di flessione verticale, è stato ipotizzato l'attivarsi del cinematismo per un solo piano e al piano terra, stabilendo la formazione della cerniera nel punto di imposta della volta. Anche in questo caso lo spessore è il parametro più influente (Figura 3 - 10), seguito dall'altezza del piano terra. Rispetto al meccanismo di ribaltamento, l'analisi cinematica non lineare risulta verificata nella maggior parte dei casi.

È possibile osservare che il coefficiente di attivazione α_0 ,

- è minimo nel caso in cui l'altezza interpiano del piano analizzato (solitamente piano terra) sia minimo;
- si riduce se lo spessore dei muri decresce e si riducono le altezze interpiano per i piani superiori al primo.

Considerando invece il meccanismo nel piano, l'analisi cinematica lineare è sempre verificata, sottolineando la bassa vulnerabilità di tutte le tipologie a questo tipo di meccanismo. È possibile osservare come, per ogni tipologia, il valore del moltiplicatore α_0 che indice l'attivazione del meccanismo:

- è minimo se si considera che l'ultimo piano (quello analizzato) presenti altezza interpiano minima (le fasce di piano, in questo caso, risultano essere molto basse considerando che le aperture presentano sempre la stessa altezza, quindi i carichi stabilizzanti si riducono significativamente);
- al contrario, è massimo se è massima l'altezza interpiano del piano ultimo;
- cresce al crescere del numero di campate considerate per lo studio.

Inoltre, la variazione di altezza delle cerniere rispetto al piano campagna (mantenendo invariato il numero di piani), come anche la variazione di spessore della muratura, non influenzano significativamente i risultati delle analisi. Comparando poi i gruppi di classi sulla base del numero di piani, si è osservato come le classi con valori più alti di coefficiente di attivazione (oltre che di accelerazione e spostamento) sono quelle caratterizzate dal numero di piani maggiore (4), mentre quelle con valori più bassi presentano numero minore di piani.

Al fine di rendere esaustiva la descrizione dei risultati alla luce della meno diretta correlazione tra i risultati delle analisi lineari (accelerazione a_0^*) e non lineari (spostamento ultimo d_u^*), oltre alle considerazioni già proposte per il coefficiente di attivazione α_0 (che influenzano direttamente i valori di a_0^*), si propongono a seguire alcune riflessioni in merito ai valori di spostamento ultimo d_u^* . I valori di d_u^* , presentati nei grafici in Figura 3 - 11, Figura 3 - 12 e Figura 3 - 13, considerano le diverse variazioni parametriche proposte per lo studio. In particolare, le valutazioni sono condotte per singola microtipologia (medesime tipologie di strutture orizzontali e verticali, diverso spessore murario); si propone inoltre l'individuazione di un caso di riferimento, incluso in Tabella 3 - 2, a partire dal quale sono state predisposte le variazioni parametriche definite in Tabella 3 - 6. Si riportano nei paragrafi a seguire le considerazioni relative quindi ad una delle tipologie più rappresentative e diffuse all'interno del centro storico di Timisoara, ovvero la Tipologia 2.

Tale tipologia è caratterizzata da:

- strutture verticali: muratura in mattoni pieni;
- strutture orizzontali: volte al piano terra, solai leggeri al piano superiore;
- copertura: leggera, non spingente;
- numero di piani: 2.

Si rimanda alla Tabella 3 - 2 per le informazioni di carattere geometrico sulla tipologia.

Per quanto riguarda il meccanismo di ribaltamento a terra, è possibile osservare la presenza di valori di spostamento ultimo negativi soprattutto per la microtipologia 2A, caratterizzata da uno spessore murario esiguo. È importante infatti ricordare che la tipologia è caratterizzata da volte al piano terra che spingono sulle pareti perimetrali, contribuendo ad incrementare la vulnerabilità delle costruzioni in relazione ai meccanismi fuori piano e ipotizzando l'attivazione del meccanismo già in condizione statica. Ovviamente, questa situazione non è rappresentativa della situazione reale (ad oggi tali facciate non risultano lesionate o tantomeno crollate). Possibili spiegazioni possono ricondurre alla presenza di presidi antisismici efficaci non rilevabili, o a sovrastima nelle spinte delle volte: entrambi i casi richiederebbero ulteriori indagini sulle strutture, non risolvibili tramite rilievi speditivi. Aumentando lo spessore murario, la condizione migliora sensibilmente per tutti i meccanismi locali

(Figura 3 - 11, Figura 3 - 12, Figura 3 - 13), e si osserva un aumento nei valori di spostamento ultimo, che si ripercuote anche in un aumento del soddisfacimento delle verifiche non lineari (Figura 3 - 10). Ad ogni modo, i valori più critici si presentano in occasione della variazione di parametri che riguardano tipologia e imposta delle volte. Considerando il ribaltamento di parete in quota, si osservano valori di spostamento ultimo sempre positivi, in quanto si esclude la presenza di volte spingenti sulle murature perimetrali (le volte sono situate solo al piano terra degli edifici). Le variazioni osservate al variare dei parametri sono inoltre in questo caso poco marcate.

Per quanto riguarda il meccanismo nel piano, tutte le variazioni parametriche apportate non comportano una significativa modifica del valore di spostamento ultimo. Tale considerazione è ottenibile anche dall'osservazione diretta delle curve di capacità (si veda l'esempio proposto per la classe VIII, Figura 3 - 22).

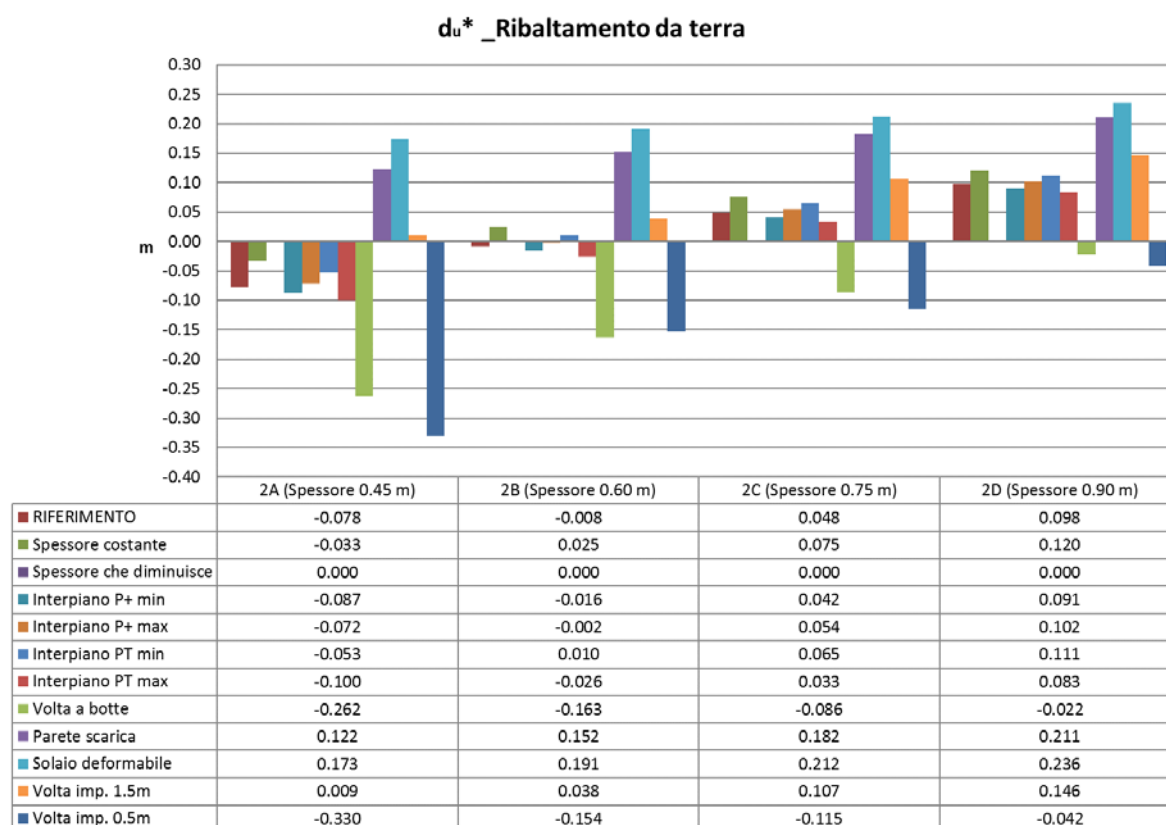


Figura 3 - 11: Valori di spostamento ultimo relativi al ribaltamento di parete appoggiata a terra per la Tipologia 2, al variare dei parametri allo studio

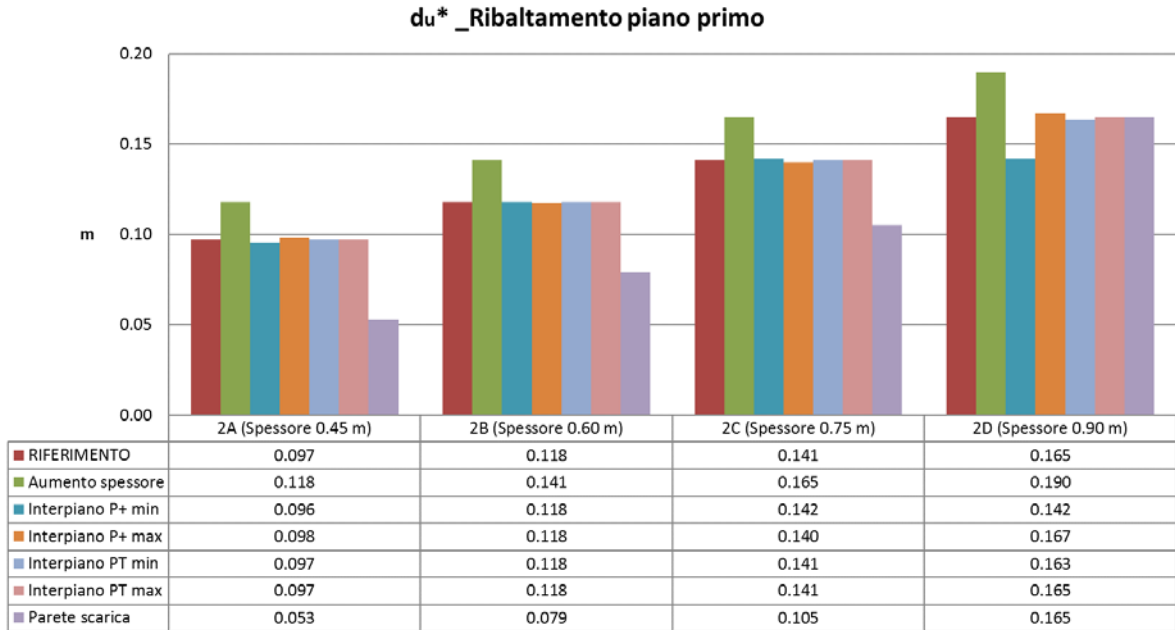


Figura 3 - 12: Valori di spostamento ultimo relativi al ribaltamento di parete in quota per la Tipologia 2, al variare dei parametri allo studio

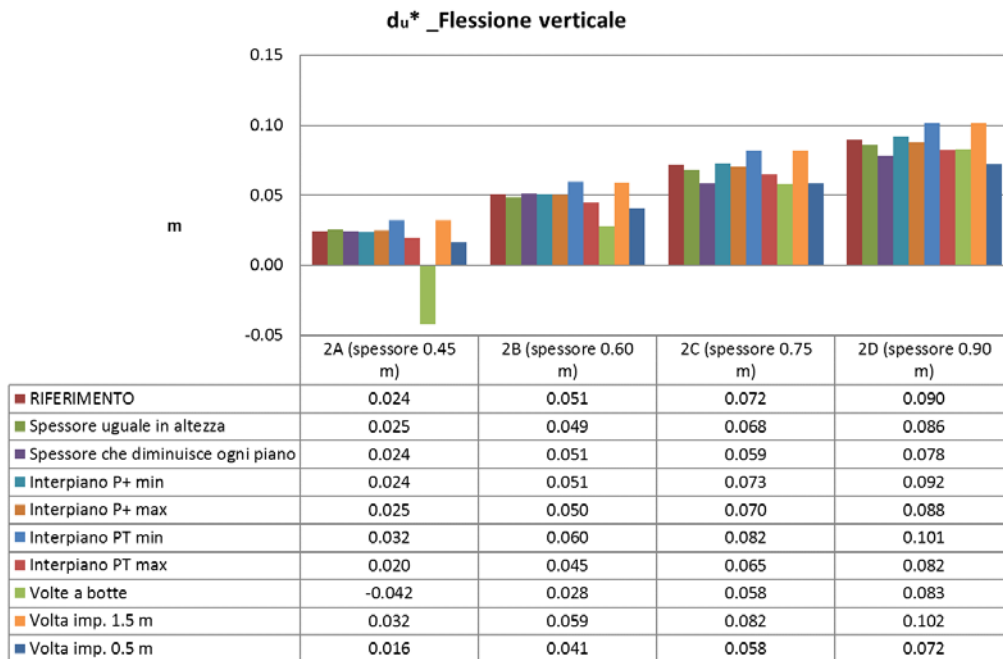


Figura 3 - 13: Valori di spostamento ultimo relativi alla flessione verticale per la Tipologia 2, al variare dei parametri allo studio

3.3.4. Curve di fragilità per tipologie, per i principali meccanismi fuori piano

Una volta definite le possibili variazioni parametriche e l'influenza che le stesse hanno sui risultati dell'analisi, è possibile rappresentare attraverso curve di fragilità i risultati ottenuti dallo studio. Le curve di fragilità definiscono la propensione di un bene a subire un danno di una certa entità a seguito del verificarsi di un evento sismico di data intensità, o meglio definiscono la probabilità condizionata di un elemento di combaciare con o superare un certo stato di danno (livello di danno DL). Le suddette curve sono state raggruppate per:

- tipologia;
- meccanismo locale;
- numero di piani;
- livello di formazione della cerniera.

Si propone a seguire la procedura adottata per la costruzione delle curve di fragilità per i meccanismi fuori piano, adottando l'approccio metodologico già descritto in 3.2 ("Percorso metodologico e inquadramento dei casi studio"). Al fine di poter valutare il danno che può affliggere gli edifici durante un evento sismico, la capacità delle strutture viene confrontata con livelli di domanda sismica analizzando le relazioni che intercorrono tra gli spostamenti richiesti da tale domanda e la performance fornita dalla struttura. La domanda sismica è influenzata dall'intensità dell'evento e dalle caratteristiche del sito: la variazione dell'intensità è in questo caso definita adottando diversi valori di PGA, in un intervallo che varia da 0.0g fino a 0.4g con step di 0.05g (si consideri che il valore proposto da normativa rumena per la città di Timisoara è 0.2g, a metà del range di valori considerato). Otto spettri elastici di risposta sono quindi stati creati, utilizzando la procedura fornita dall'Eurocodice (EN 1998-1:2010 - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance s.d.) (Figura 3 - 14).

Una volta definita la risposta sismica, si procede con l'implementazione del Metodo CSM, definendo in primis le rette di regressione che rappresentano la domanda media (Figura 3 - 15), per giungere infine alla rappresentazione delle distribuzioni log-normali che definiscono le curve di fragilità.

Facendo seguito alle considerazioni già proposte per la Tipologia 2, si descrivono i risultati ottenuti e loro possibili applicazioni nei processi di valutazione della vulnerabilità e più in generale di mitigazione del rischio sismico per la tipologia campione. Per l'osservazione delle curve relative alle restanti tipologie, si rimanda all'Allegato A.

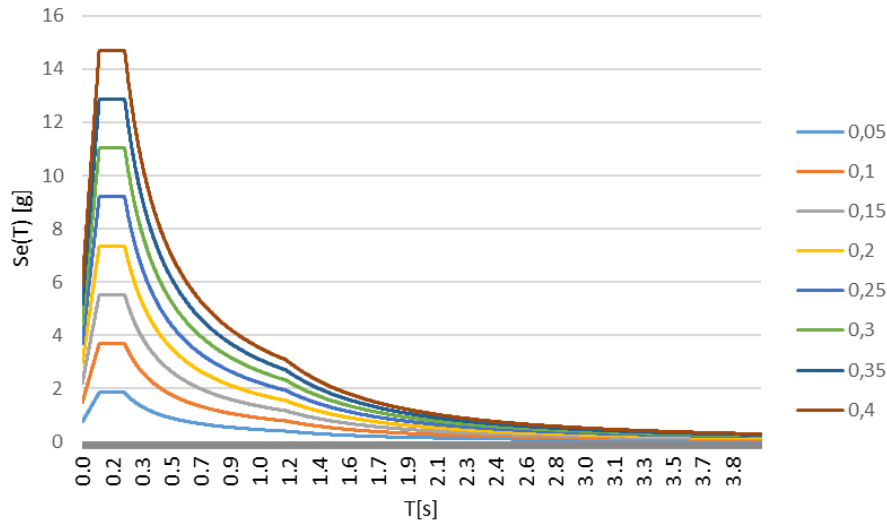


Figura 3 - 14: Spettri di risposta elastici per diversi valori di PGA

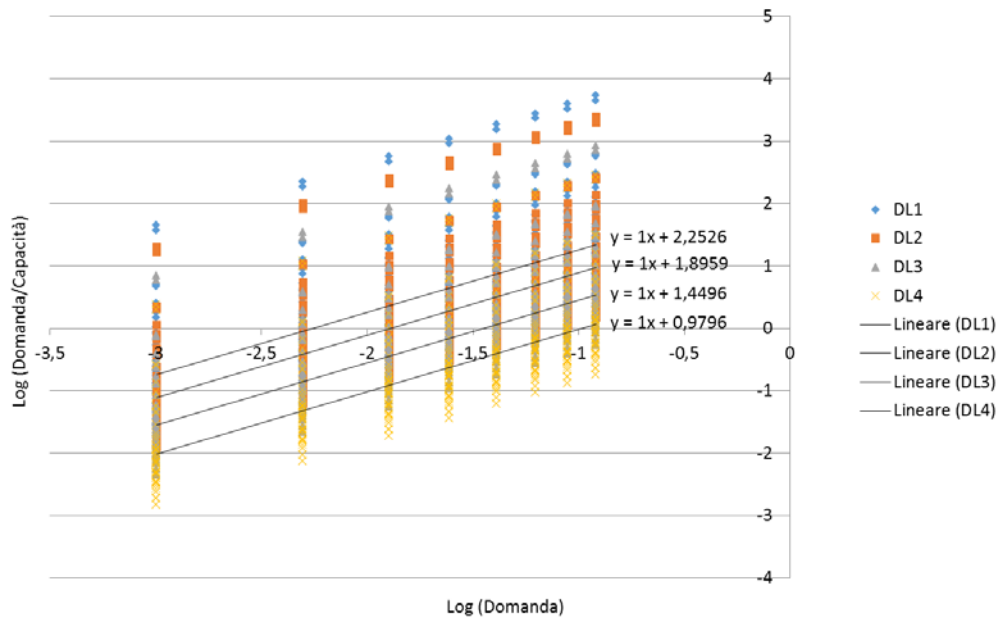


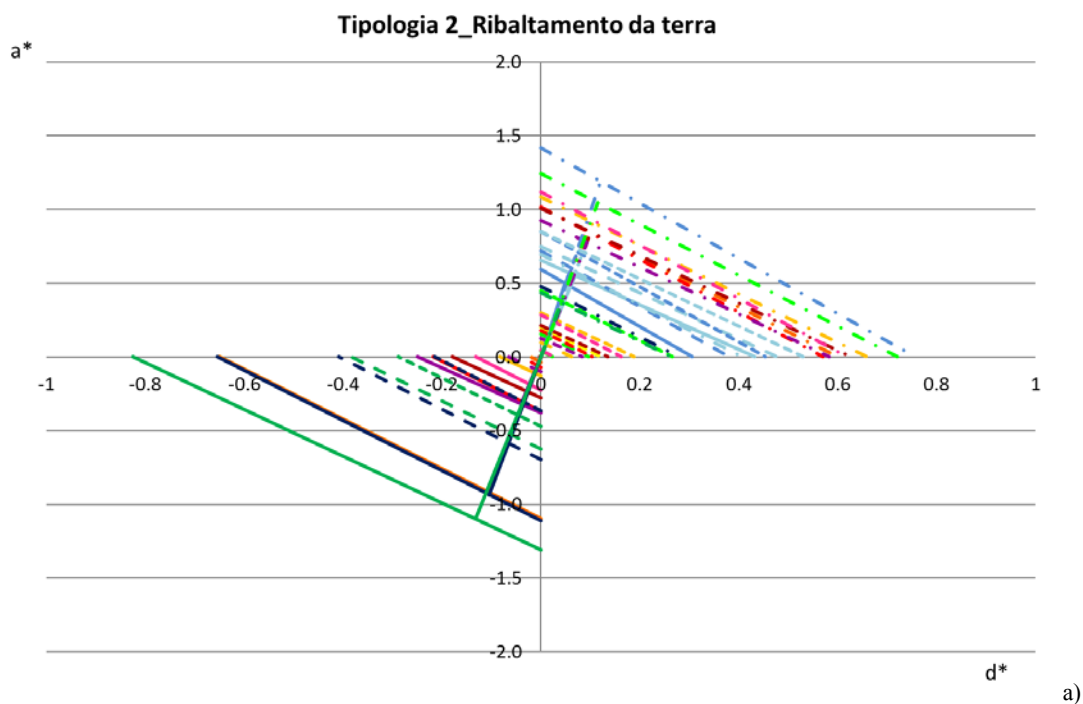
Figura 3 - 15: Rette di regressione per la definizione di set di curve di fragilità, relative ciascuna ad un diverso livello di danno (DL1, DL2, DL3, DL4)

Si riportano in primo luogo le curve di capacità relative al meccanismo di ribaltamento a terra (Figura 3 - 16a) e in quota (Figura 3 - 16b), punto di partenza per la definizione delle curve di fragilità. Per quanto riguarda il primo caso, è possibile osservare che:

- accelerazioni spettrali e spostamenti ultimi non eccedono rispettivamente 1.5 m/s^2 e 0.8 cm , ma le curve sono uniformemente distribuite entro questi limiti massimi, evidenziando una variazione significativa al variare dei parametri analizzati;

- vi sono numerosi casi in cui le curve occupano il terzo quadrante del piano cartesiano, caratterizzato da valori di accelerazione e spostamento ultimo negativi: queste curve si riferiscono principalmente ai casi relativi ai parametri 6-7-10-11, i quali contemplano la presenza di volte al piano terra.

Per il ribaltamento di parete in quota si segnala maggiore uniformità dei risultati e l'assenza di curve caratterizzate da valori negativi. Ne è riprova il fatto che tale meccanismo coinvolge solo il primo piano dell'edificio, escludendo dal calcolo le volte presenti al piano terra. Alla luce di questo fatto, si è ritenuto opportuno analizzare anche il meccanismo di flessione verticale, considerando la formazione della cerniera nel punto di imposta della volta. Le curve di capacità relative alla flessione verticale (Figura 3 - 17) definiscono livelli di accelerazione a_0^* molto alti, mettendo in evidenza la difficoltà di attivazione del meccanismo. È possibile chiarire tale situazione analizzando separatamente le curve di capacità sulla base degli spessori murari (Figura 3 - 17b). Se si osservano infatti le micro-tipologie, si può notare come all'aumentare dello spessore cresca significativamente anche il valore di a_0^* a dimostrazione della grande influenza di questo parametro sul meccanismo locale analizzato. Si segnala la presenza per la micro-tipologia 2A di una curva di capacità situata nel terzo quadrante del piano cartesiano, che si riferisce alla sostituzione della volta a crociera con una volta a botte (aumento significativo della spinta della parete fuori dal proprio piano, già evidenziata in Figura 3 - 13).



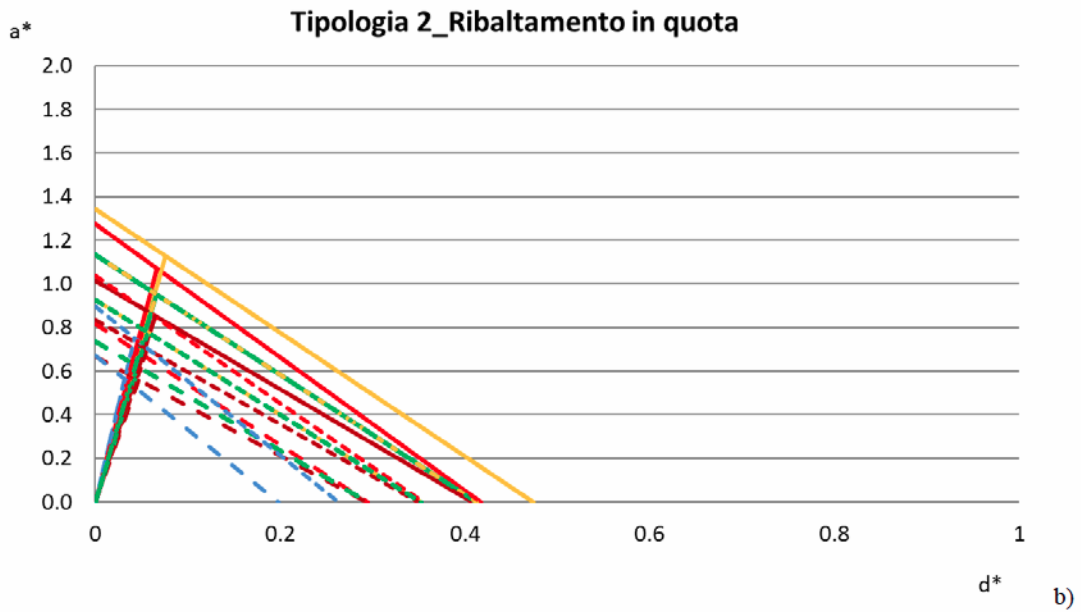


Figura 3 - 16: Curve di capacità relative al meccanismo di ribaltamento a terra (a) e in quota (b) per la Tipologia 2

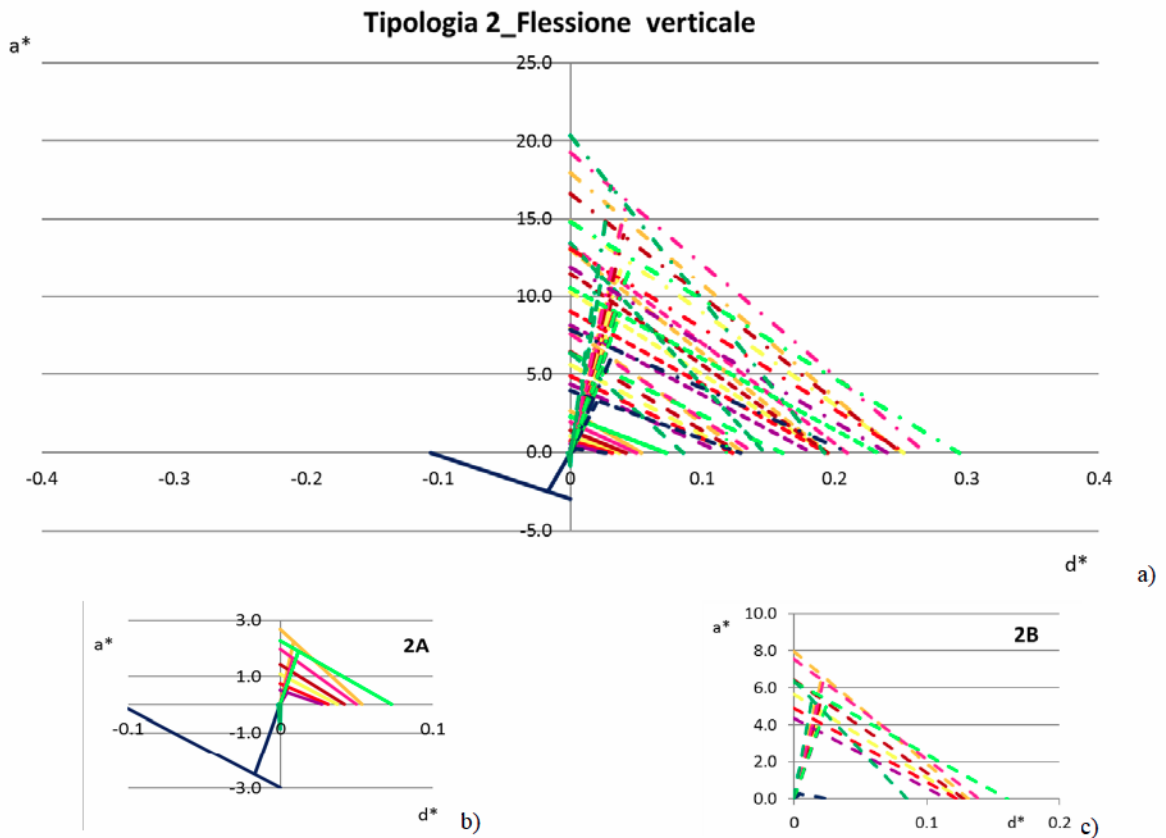




Figura 3 - 17: Curve di capacità relative al meccanismo di flessione verticale per la Tipologia 2 (a) e per le microtipologie (b) (c) (d) (e). A causa della grande variabilità dei risultati, non è stato possibile mantenere per i grafici gli stessi valori minimi e massimi degli assi

Si procede quindi con la descrizione delle curve di fragilità ottenute, su base tipologica e per meccanismo locale di collasso.

Se si prende in considerazione un livello di $PGA=0.20g$, pari all'accelerazione al suolo prevista per Timisoara dalle normative nazionali, la probabilità (Figura 3 - 18) che l'edificio subisca un danno maggiore o uguale a:

- DL4 (crollo) è del 15%;
- DL3 (danno grave) è del 40%;
- DL2 (danno moderato) è del 69%;
- DL1 (danno lieve) è del 86%.

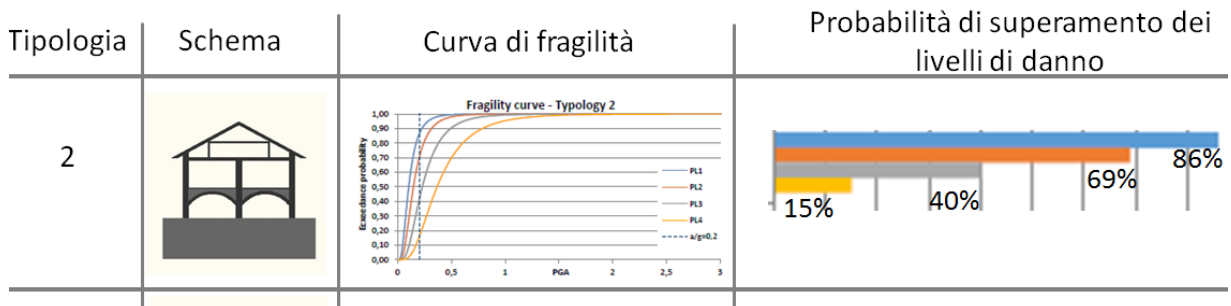


Figura 3 - 18: Curva di fragilità e percentuale di probabilità di eccedenza di danno per la Tipologia 2_mecanismo di ribaltamento a terra

Si evince quindi che vi è una probabilità piuttosto bassa che la Tipologia 2 subisca un danno pari al livello DL4; diversamente, le probabilità aumentano significativamente per danni medio gravi fino a raggiungere percentuali molto alte per danni lievi. Nel caso di flessione verticale, i risultati ottenuti per l'esempio scelto sono riportati in Figura 3 - 19.

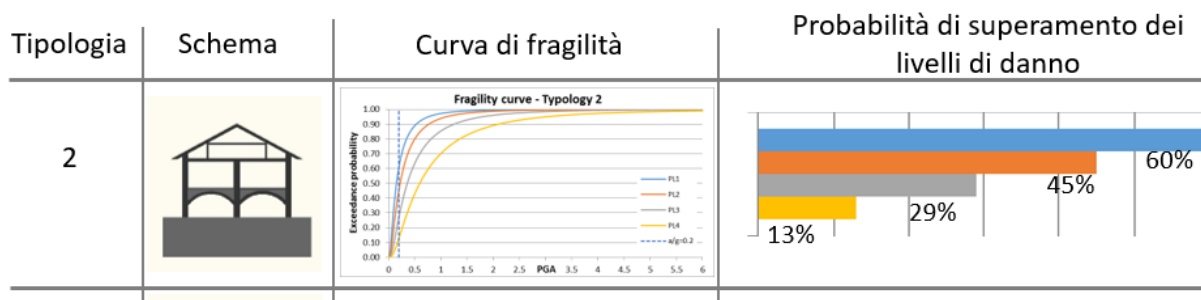


Figura 3 - 19: Curva di fragilità e percentuale di probabilità di eccedenza di danno per la Tipologia 2_flessione verticale

In questo caso, per $PGA=0.20g$, la probabilità che l'edificio subisca un danno maggiore o uguale a:

- DL4 (crollo) è del 13%;
- DL3 (danno grave) è del 29%;
- DL2 (danno moderato) è del 45%;
- DL1 (danno lieve) è del 60%.

Rispetto ai risultati analizzati nel caso di ribaltamento semplice, è possibile osservare come le percentuali di superamento del danno siano significativamente inferiori, a conferma del fatto che il meccanismo che per primo si attiva, come atteso, è quello di ribaltamento.

In generale, è possibile osservare per il meccanismo di ribaltamento semplice che:

- le tipologie con le più alte eccedenze di probabilità di DL1 e DL2 sono di solito caratterizzate da due piani o due piani con seminterrato;
- per ciascun livello di danno, la probabilità di eccedenza per le tipologie di edifici a 4 piani è la stessa indipendentemente dalla presenza di volte al piano terra; la forza ribaltante della spinta della volta è quindi meno determinante a mano a mano che il numero di piani cresce (e quindi aumenta la componente stabilizzante);
- generalmente, la presenza di seminterrati e di diverse tipologie di copertura non influenza significativamente l'andamento delle curve di fragilità;
- il numero di piani è il parametro che influenza maggiormente il comportamento delle curve.

Per quanto riguarda invece il meccanismo di flessione verticale, a seguire le principali considerazioni:

- le tipologie più vulnerabili sono quelle caratterizzate da numero di piani pari a 2 e volte al piano terra (tipologie 2 e 17, che risultano tra le più vulnerabili anche nel caso di meccanismo di ribaltamento); queste due tipologie sono anche le uniche a presentare una percentuale di superamento per DL4 pari rispettivamente al 13% e 12%.

- in tutti i casi in cui il coefficiente di attivazione, e la conseguente curva di capacità, sono negativi (combinazione di spinte delle volte, ridotto spessore murario, ridotti carichi stabilizzanti), è stato necessario ai fini della costruzione delle curve di fragilità eliminare tali risultati dall'analisi; questa situazione si è verificata in particolar modo per la Tipologia 7, la quale si dimostra comunque tra le più vulnerabili: si assiste quindi ad una riduzione della probabilità di eccedenza di danno (sottostima), legata all'eliminazione dal calcolo di alcune combinazioni di parametri che incrementano sensibilmente la vulnerabilità.

Se si osservano complessivamente le percentuali di eccedenza dei diversi livelli di danno per il meccanismo di ribaltamento per le tipologie più diffuse (PGA=0.20g), è possibile avere un quadro generale del danneggiamento che tali edifici possono subire (Figura 3 - 20). Le tipologie più vulnerabili presentano curve di fragilità traslate verso sinistra, ovvero nella porzione di grafico caratterizzata da inferiori valori di PGA. Di conseguenza, per quelle tipologie si presenteranno percentuali di eccedenza di danno più alte: è questo il caso delle Tipologie 2, 7 e 17. È in generale possibile osservare come, considerando un livello di danno moderato (DL2), si ha una probabilità di superamento maggiore del 50% in un totale di 127 unità, pari al 52% del totale degli edifici schedati nell'area oggetto di studio. Medesime considerazioni possono essere affrontate osservando invece le percentuali di superamento nel caso di meccanismo di flessione verticale (Figura 3 - 21). Come già affermato precedentemente, confrontando Figura 3 - 20 e Figura 3 - 21, si può osservare come vi sia nel caso di flessione verticale una riduzione delle percentuali di probabilità di eccedenza per tutte le tipologie analizzate.

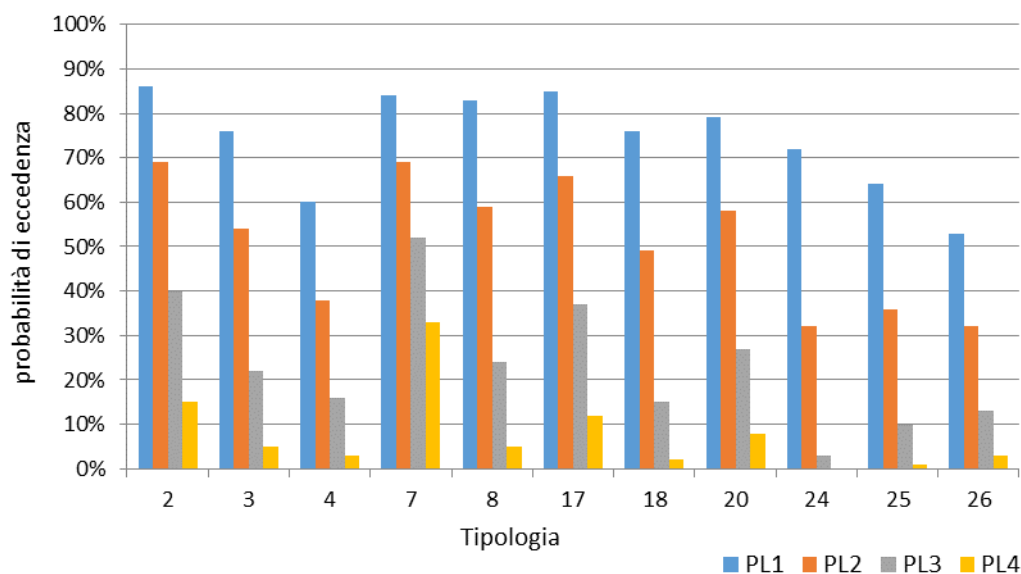


Figura 3 - 20: Eccedenza di probabilità di danno per PGA=0.20g per le tipologie più diffuse_mecanismo di ribaltamento a terra

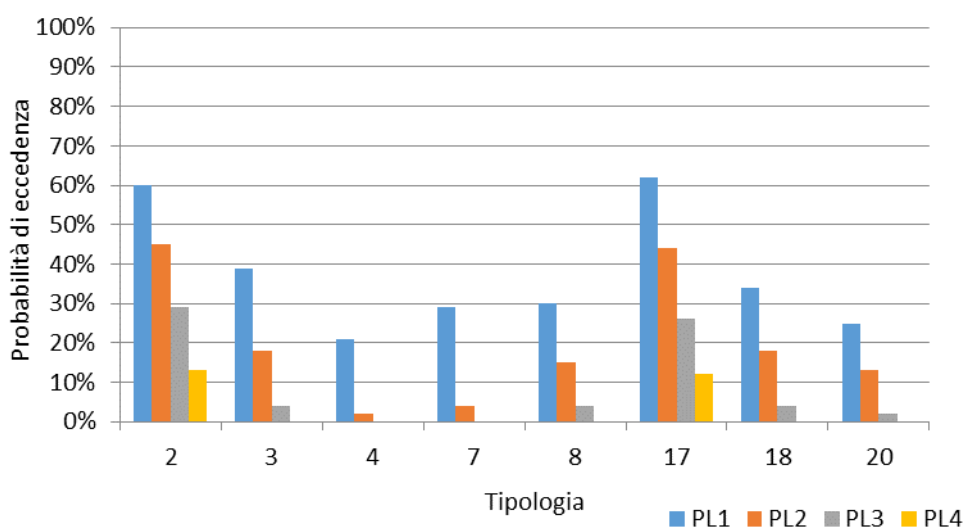


Figura 3 - 21: Eccedenza di probabilità di danno per $PGA=0.2g$ per le tipologie più diffuse_mecanismo di flessione verticale

3.3.5. Curve di fragilità per tipologie, per meccanismi nel piano

La definizione di tipologie che descrivano gli edifici d'angolo del centro storico di Timisoara, unita all'analisi comparativa relativa alla variazione del set di parametri, è stata indispensabile anche per la creazione di curve di fragilità per i meccanismi nel piano. Diversamente da quanto definito per i meccanismi fuori piano, i meccanismi nel piano sono stati raggruppati seguendo criteri diversi, al fine di costruire curve di fragilità basate su classi, caratterizzate a loro volta da numero di campate, numero di piani dell'edificio e tipologia di copertura.

In generale, è possibile osservare come le curve di fragilità relative a questo tipo di meccanismo mostrino il presentarsi di danno per PGA superiori rispetto ai meccanismi fuori piano, confermando che l'attivazione dei meccanismi di secondo modo è secondaria rispetto a quella dei meccanismi di primo. Al contempo tali curve sono estremamente ripide e giungono rapidamente al 100% di probabilità di eccedenza. Mentre infatti per i meccanismi fuori piano il passaggio da 0% a 100% di eccedenza di probabilità di danno avviene in un intervallo di $PGA=2.5g$, per i meccanismi nel piano l'intervallo si riduce a $PGA=0.05g$ o minore. Ne consegue quindi che il meccanismo si attiva tardi, rispetto a quelli fuori piano, ma giunge al 100% di eccedenza di danno molto velocemente, denotando una estrema pericolosità dello stesso, che arriva rapidamente al collasso una volta attivato. In generale la probabilità di eccedenza per tutti i livelli di danno, se si considera $PGA=0.2g$, è molto bassa: in

particolare per i livelli di danno DL2, DL3 e DL4 non supera mai lo 0%. Il livello DL1 è l'unico a superare lo 0%, raggiungendo il picco massimo per la classe VIII con un 26% di eccedenza di probabilità. Le cinque classi caratterizzate da copertura in legno presentano curve di fragilità caratterizzate da una forte pendenza. La classe più vulnerabile è la VIII, dotata di 3 piani e seminterrato. La vulnerabilità delle classi cresce all'aumentare del numero di piani. Comparando le curve di fragilità di classi con copertura in legno e con copertura mista, buone somiglianze sono osservabili per le curve relative agli edifici a 2 piani, anche se quelle relative alle tipologie con solaio in legno sono più ripide a causa della ridotta componente stabilizzante della copertura.

Come già proposto per i meccanismi fuori piano, si riporta un esempio relativo ad una delle tipologie più rappresentative (Classe VIII). Per quanto riguarda le curve di capacità, diversamente da quanto evidenziato nel caso di meccanismi fuori piano, le variazioni in termini di accelerazione e spostamenti ultimi sono poco rilevanti, a dimostrazione del fatto che le variazioni parametriche apportate non modificano in modo significativo i risultati delle analisi (Figura 3 - 22).

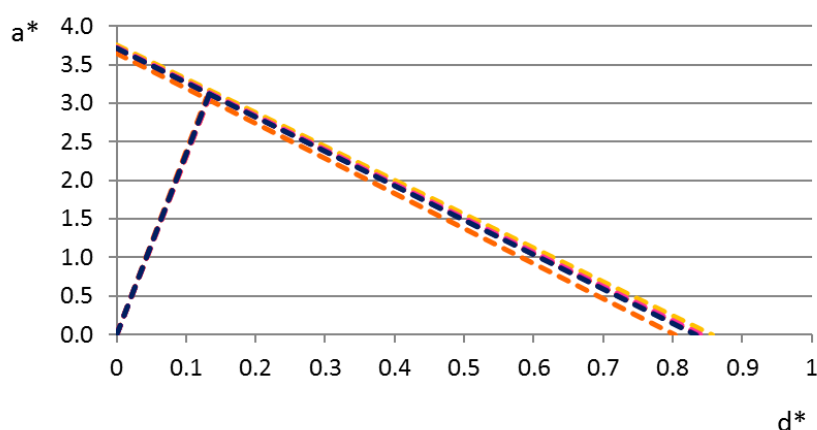


Figura 3 - 22: Curve di capacità per il meccanismo nel piano per la Classe VIII

Come già osservato, per $PGA=0.20g$, la probabilità di eccedenza per DL2, DL3 e DL4 è pari a 0%. Solo per DL1 la probabilità sale al 26% (Figura 3 - 23). Considerazioni simili possono essere fatte osservando la Figura 3 - 24.

Le curve di fragilità, proprio per la loro intuitività e semplicità di utilizzo, diventano strumenti speditivi, consultabili anche da tecnici e professionisti locali, per stimare la propensione di un determinato edificio a subire danni in seguito al verificarsi di eventi sismici di data intensità. Il tecnico in possesso di tali curve, recatosi in sito, può attribuire ad ogni edificio che osserva la tipologia di appartenenza (sulla base dei dati certi che individua attraverso la semplice osservazione esterna del

manufatto e servendosi del suo giudizio esperto) e stimare l'eventuale vulnerabilità della struttura in considerazione del desiderato livello di accelerazione al suolo.

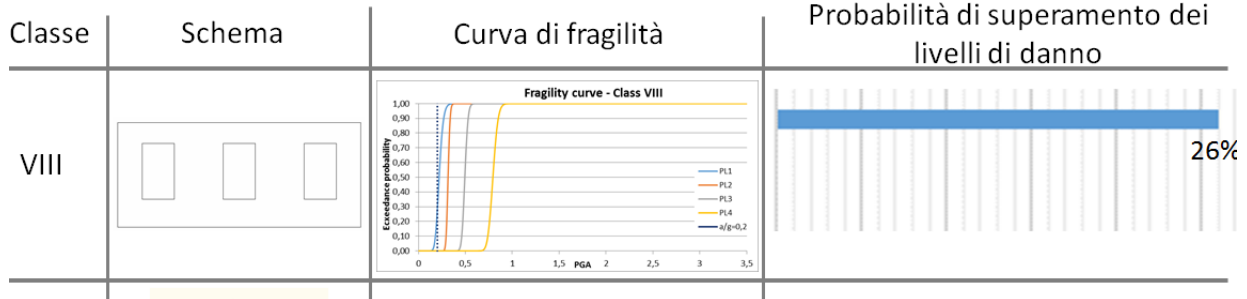


Figura 3 - 23: Curva di fragilità e percentuale di probabilità di superamento di danno per la Classe VIII_meccanismo nel piano

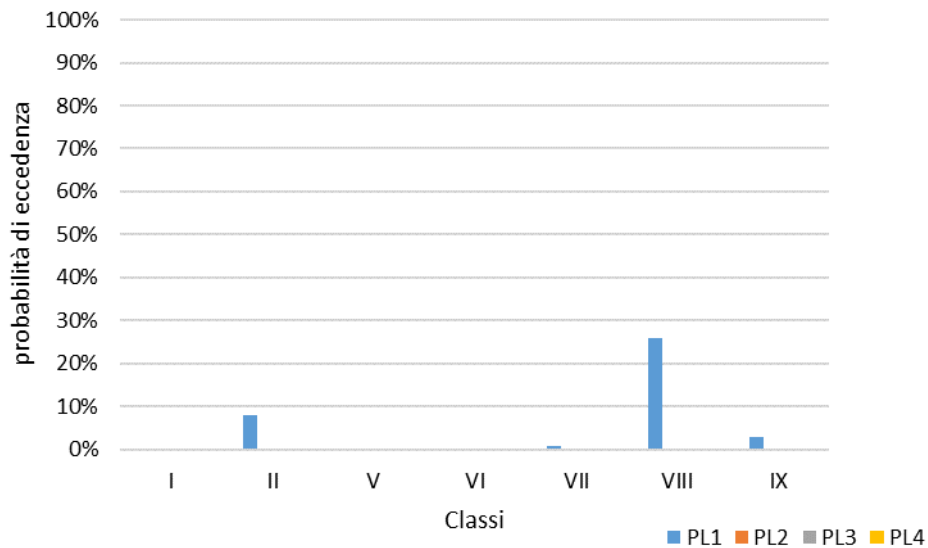


Figura 3 - 24: Eccedenza di probabilità di danno per PGA=0.20g per le tipologie più diffuse_meccanismo nel piano

3.3.6. Mappe di vulnerabilità per il costruito

I giudizi già rappresentati e discussi attraverso curve di fragilità possono essere riportati in mappe di vulnerabilità, utilizzabili dalle amministrazioni locali per indagare con immediata resa grafica la probabilità del verificarsi di un certo livello di danno per ciascun edificio al variare delle diverse PGA, e stabilire su questa base possibili liste di priorità. Le mappe di vulnerabilità (così come gli scenari di

danno) consentono una rappresentazione grafica estremamente intuitiva dei risultati delle analisi, garantendo a primo impatto la riconoscibilità degli edifici caratterizzati da maggior vulnerabilità.

Si è deciso in questo caso di rappresentare i risultati relativi al livello di accelerazione fornito da normativa ($PGA=0.20g$). Per questo valore, e per definiti livelli di danno, si forniscono quindi le percentuali di probabilità di eccedenza per ciascuna US (ricadente a sua volta in predefinite tipologie). In Figura 3 - 25, Figura 3 - 26 e Figura 3 - 27 sono riportate le mappe di vulnerabilità relative rispettivamente al meccanismo di ribaltamento da terra, flessione verticale e nel piano. Diversamente da quanto riportato per i meccanismi fuori piano, per i quali sono rappresentati i risultati relativi al livello di danno moderato DL2, per il meccanismo nel piano si è deciso di rappresentare il livello di danno lieve DL1, in quanto solo per quest'ultimo si raggiunge una probabilità di eccedenza di danno maggiore dello 0%.

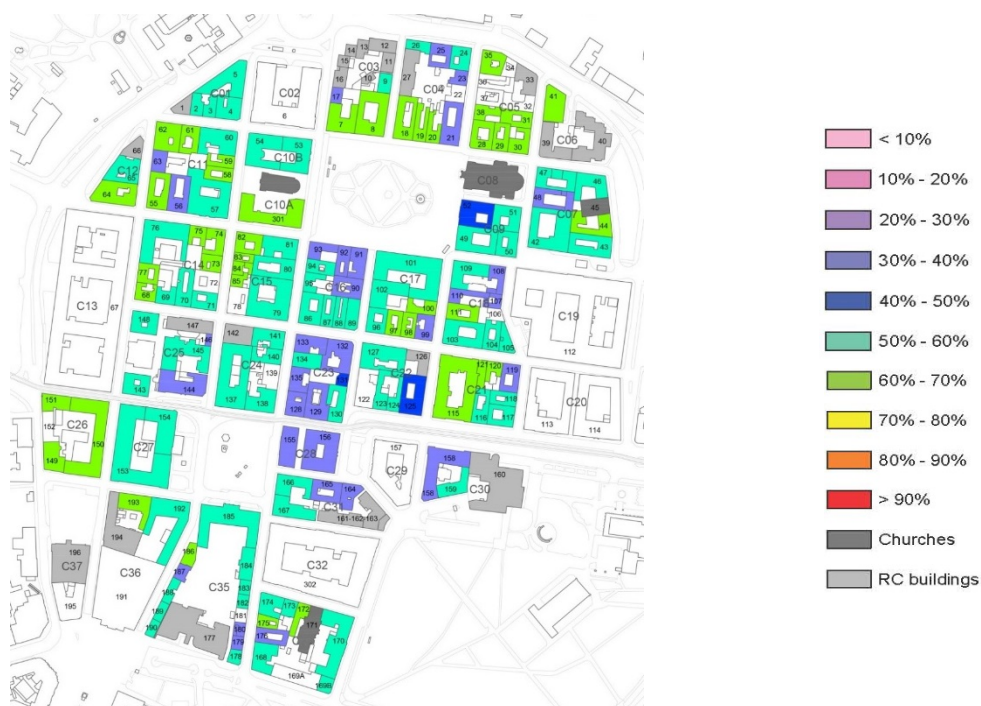


Figura 3 - 25: Mappa di vulnerabilità per il meccanismo di ribaltamento da terra (livello di danno DL2, $PGA=0.20g$)

Metodi speditivi per la valutazione della vulnerabilità sismica del costruito storico
 approccio all'incertezza nelle forme di aggregazione complessa a diversa scala



Figura 3 - 26: Mappa di vulnerabilità per il meccanismo di flessione verticale (livello di danno DL2, PGA=0.20g)

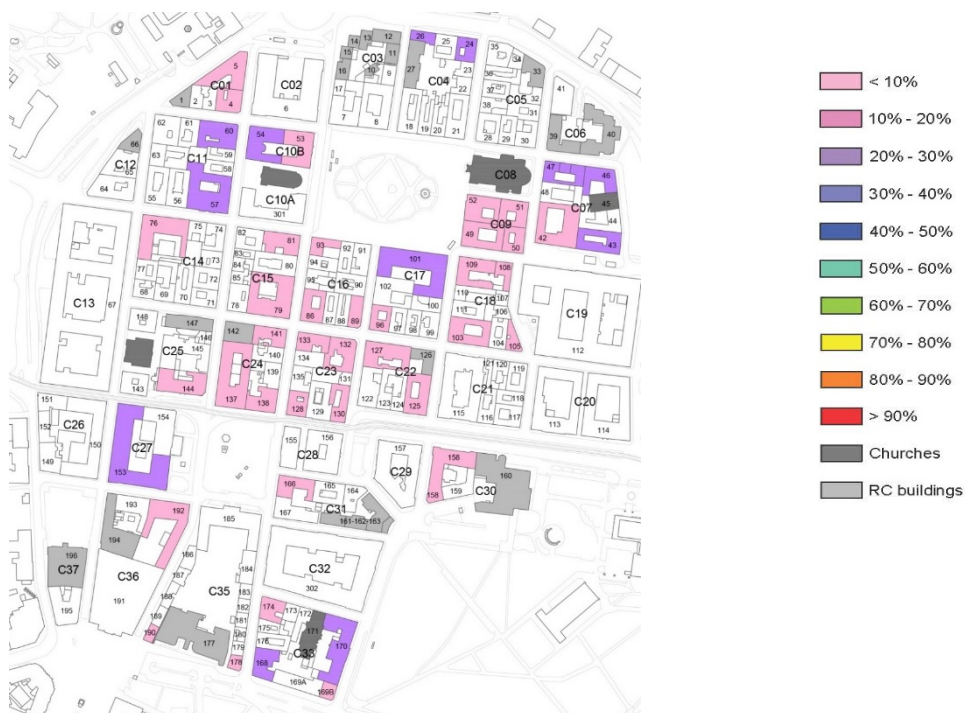


Figura 3 - 27: Mappa di vulnerabilità per il meccanismo nel piano (livello di danno DL1, PGA=0.20g)

Tali risultati ben si prestano ad essere integrati all'interno di GIS, nei quali le mappe possono diventare dinamiche e consentire in tempo reale l'osservazione della variazione delle probabilità di eccedenza al crescere o al diminuire della PGA. Al tempo stesso, immediato può essere il passaggio

fra mappe che riportano livelli di danno o meccanismi locali di collasso differenti. Monitorare costantemente lo stato di salute degli edifici che compongono un centro storico consentirà da un lato di definire liste di priorità sul costruito basate sul livello di vulnerabilità individuato, finalizzate a definire possibili piani di intervento per la tutela e la protezione del costruito storico, dall'altro di programmare possibili piani di emergenza.

3.4. Valutazione della vulnerabilità di edifici in aggregato in territorio aquilano

L'approccio metodologico proposto per il centro storico della città di Timisoara si presta ad essere adottato in diversi ambiti territoriali, alla presenza di tipologie costruttive varie. A dimostrazione di ciò si descrive, in breve, l'applicazione del metodo in un contesto nazionale. Si propone come caso studio l'analisi di porzioni di centro storico appartenenti ad alcuni borghi minori siti in provincia di L'Aquila: Castel del Monte, Castelvecchio Calvisio, Santo Stefano di Sessanio (Figura 3 - 28), oltre allo studio di un isolato appartenente al centro storico della città di L'Aquila (Figura 3 - 29). Tali contesti territoriali sono già stati ampiamente studiati a seguito dell'evento sismico del 2009 in quanto selezionati come casi studio pilota per la definizione del percorso metodologico di conoscenza, analisi e intervento da attuare su beni danneggiati in fase di ricostruzione post-sisma (AA.VV. 2014) (AA.VV. 2014b). Si propone in questo capitolo un approccio alternativo per la valutazione della vulnerabilità di tali contesti urbani (C. M. Taffarel S. 2016).

Il metodo si prefigge l'obiettivo di costruire curve di fragilità per le tipologie analizzate, relative ai meccanismi locali di ribaltamento e flessione, al variare di alcuni parametri non o parzialmente rilevabili. Considerando il contesto nel quale si opera (aree colpite dal terremoto de L'Aquila, 2009), caratterizzato da edifici spesso notevolmente danneggiati dall'evento sismico, è stato possibile effettuare un confronto tra i risultati ottenuti attraverso l'applicazione di questa metodologia e il quadro di danno effettivamente riscontrato nel caso reale, al fine di validare la procedura adottata.

Non si ritiene necessario ripercorrere l'intero percorso metodologico già descritto per il precedente caso studio, quanto descrivere un'ulteriore applicazione dello stesso: ci si soffermerà su un breve inquadramento delle aree oggetto di studio, sull'identificazione tipologica e sullo studio parametrico,

per poi concludere con la descrizione delle curve di fragilità e delle mappe di vulnerabilità ottenute. Ovviamente sarà approfondito il confronto tra i risultati delle analisi e l'effettivo quadro di danno riscontrato sui beni in fase post-sisma.

Superando la fase preliminare della conoscenza e il rilievo in sito, si fornisce una breve descrizione del contesto territoriale (per lo più da un punto di vista strutturale-architettonico) e della sismicità.



Figura 3 - 28: Vista aerea di Castelvechio Calvisio (a), Villa Santa Lucia (b), Santo Stefano di Sessanio (c) e Castel del Monte (d)



Figura 3 - 29: Vista aerea del centro storico di L'Aquila

I centri storici minori in analisi presentano caratteristiche piuttosto omogenee. Necessità difensive hanno portato allo sviluppo di una morfologia urbana costituita tipicamente da case piuttosto piccole accostate o in aggregato l'una all'altra, a formare una struttura compatta (le cosiddette "case-mura").

Nel corso dei secoli, il tessuto urbano originario è andato in parte perduto, ma alcuni elementi sono ancora presenti: muri in pietra, archi di contrasto, profferli, passaggi coperti, ecc. Gli edifici del centro storico di L'Aquila presentano invece caratteristiche diverse, in quanto sono solitamente identificabili come palazzi, caratterizzati da dimensioni massicce e grande valore architettonico.

Per quanto riguarda l'identificazione tipologica, ciascun edificio in aggregato è stato studiato identificando in esso US omogenee, per un totale di 42 US entro i 5 comuni. Le informazioni raccolte attraverso il rilievo geometrico e strutturale sono state analizzate tipologicamente al fine di individuare caratteristiche ricorrenti.

I dati analizzati si riferiscono a:

- numero di piani;
- strutture verticali;
- strutture orizzontali;
- altezza interpiano;
- spessore murario;
- modulo in pianta;
- spinte e imposta delle volte;
- percentuale di aperture in facciata;
- orditura dei solai.

Per la definizione delle tipologie si sono considerati in primis numero di piani e tipologie di strutture orizzontali e verticali: 20 tipologie sono state individuate, indicate da lettere che vanno dalla A alla V (Figura 3 - 30). Tutte le tipologie presenti nei borghi storici minori hanno strutture verticali in pietra; murature diverse (prevalentemente mattoni) si individuano invece negli edifici in aggregato del centro storico della città de L'Aquila. Come per il caso studio precedente, le tipologie sono state definite raggruppando le strutture orizzontali sulla base del loro peso proprio in 3 intervalli (leggero, pesante, molto pesante) in quanto, più che la loro rigidezza, è il loro peso a influenzare i risultati dell'analisi cinematica. Le volte sono state valutate separatamente poiché caratterizzate da peso molto maggiore e da spinte orizzontali. Allo stesso modo sono stati definiti spessori e altezze interpiano, mediando per ciascuna tipologia i valori misurati per ciascun piano (solitamente piano terra e sottotetto hanno altezze diverse rispetto ai piani intermedi). In questo caso le forze di attrito, a favore di sicurezza, non sono state considerate, in quanto l'assegnazione di un valore rappresentativo richiede studi di maggior dettaglio sugli edifici, non applicabili nel caso di analisi speditiva.

Metodi speditivi per la valutazione della vulnerabilità sismica del costruito storico
 approccio all'incertezza nelle forme di aggregazione complessa a diversa scala

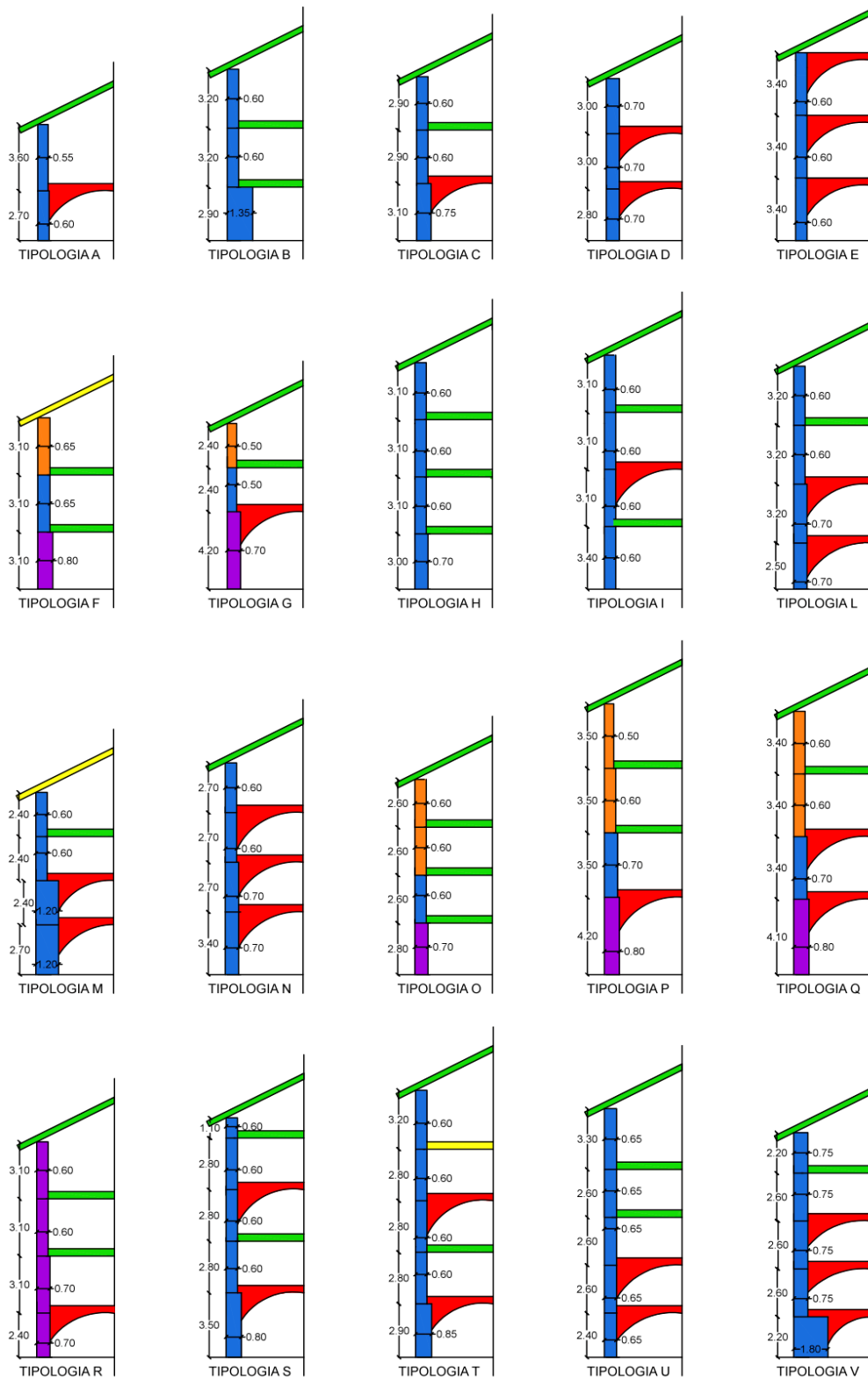


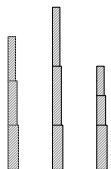
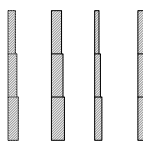
Figura 3 - 30: Schematizzazione delle tipologie individuate allo studio


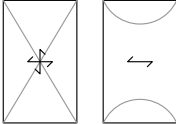
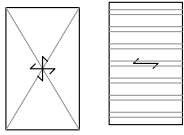
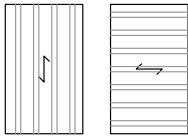
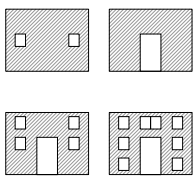
In generale, è possibile osservare come le tipologie identificate per i centri storici minori presentino di per sé caratteristiche molto simili; si differenziano invece quelle individuate per il centro storico de

L'Aquila. Si conferma quindi una certa varietà nelle tipologie e tecnologie costruttive tra gli aggregati dei piccoli borghi minori e gli edifici di tipologia monumentale dei centri storici maggiori per i materiali e le tecniche costruttive adottate. Si è anche cercato di individuare moduli in pianta ricorrenti per ciascuna tipologia, ma in questo caso le diversità dimensionali riscontrate non hanno permesso di ottenere dei risultati significativi. Come si è già osservato per il precedente caso studio, tale variazione (la quale incide, nell'analisi cinematica, sulla dimensione dell'area di influenza del solaio che grava sulla parete considerata nel cinematismo) non comporta significative variazioni nei coefficienti di attivazione del meccanismo.

Conclusa questa prima fase di analisi statistico-tipologica, è necessario valutare i parametri che influenzano in maniera significativa il comportamento degli aggregati in relazione alle risposte locali che gli stessi potrebbero manifestare in occasione di eventi sismici di data entità. In particolare ci si è concentrati sull'analisi del meccanismo di ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra e in quota, per il quale sono state notate delle evidenze osservando lo stato di fatto delle strutture oggetto di studio (lesioni sulle murature che segnalano l'attivazione del meccanismo sopra citato). Le murature indagate nei contesti oggetto di studio sono risultate di discreta qualità: l'analisi visiva non ha mostrato, per i livelli di accelerazione rilevati in tali centri, evidenti situazioni di disgregazione della muratura come solitamente verificabile in presenza di murature in pietra o a sacco, tipiche dell'area in analisi. Alla luce di tali osservazioni, pur non escludendo la possibilità del verificarsi di tali fenomeni per valori di PGA più elevati, si è ritenuto opportuno procedere con lo studio dei meccanismi locali di collasso, al fine di valutare la possibile corrispondenza tra le evidenze e i risultati delle analisi cinematiche. Per ognuna delle tipologie prima definite è stato eseguito il calcolo dei meccanismi locali di collasso, considerando la possibile formazione della cerniera a ogni livello. I parametri considerati variabili sono riportati schematicamente in Tabella 3 - 8.

Tabella 3 - 8: Descrizione dei parametri variabili

PARAMETRO	VARIAZIONE	SCHEMA
Altezza d'interpiano	Può aumentare o diminuire di 1.00 m rispetto al valore definito dalla tipologia, al piano terra o ai piani superiori.	
Spessore della muratura	Può aumentare o diminuire di 0.10 m rispetto al valore definito dalla tipologia, al piano terra o ai piani superiori, secondo varie combinazioni.	

Freccia della volta	Può aumentare o diminuire di 0.50 m.	
Tipologia di volta	Può essere a crociera o a botte.	
Tipologia di solaio	Può essere considerato molto pesante e spingente (volte), pesante (laterocemento, soletta in c.a., ecc.) o leggero (legno, putrelle e tavelloni, putrelle e voltine, ecc.).	
Direzione dell'orditura del solaio	Può essere parallela o perpendicolare alla muratura, in modo da considerare la parete "scarica" o meno.	
Percentuale di aperture in facciata	Considerata come una percentuale dell'area totale di facciata, in base ai valori riportati nelle schede di rilievo speditive.	

Anche in questo caso si è proceduto allo studio finalizzato alla definizione dei parametri influenti nell'analisi cinematica. Al fine di calibrare al meglio le analisi successive, sono state condotte in primo luogo analisi di sensitività per una tipologia campione (Tipologia D), definita come una delle più rappresentative per le aree oggetto di studio (nonché la più diffusa). Si è proceduto in primo luogo al confronto dei valori dei coefficienti di attivazione al variare dei parametri individuati (Figura 3 - 31). Per poter meglio osservare l'effettiva influenza di ciascun parametro, essi vengono variati singolarmente, e solo in una fase successiva combinati tra loro.

I risultati ottenuti si dimostrano sostanzialmente in linea con le osservazioni già condotte per il caso studio della città di Timisoara.

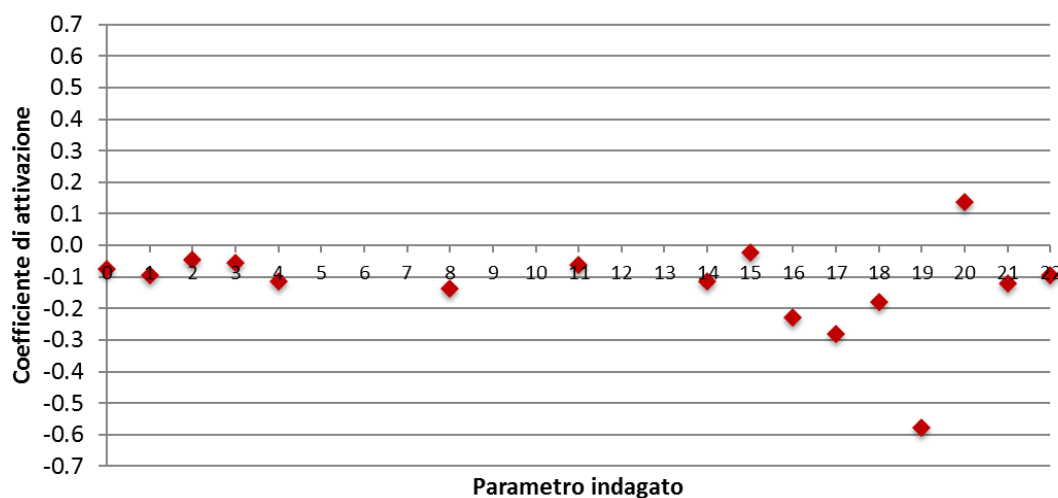


Figura 3 - 31: Coefficiente di attivazione al variare dei parametri per la Tipologia D

Una volta portata a compimento l'analisi tipologica e definita l'influenza dei parametri identificati nello studio, è stato possibile procedere con la valutazione della vulnerabilità su scala territoriale, attraverso lo studio dei meccanismi locali di collasso più significativi, con approccio cinematico. Le analisi locali condotte hanno portato alla definizione di idonee curve di fragilità, suddivise per tipologia di appartenenza, numero di piani e tipologia di meccanismo considerato. Anche in questo caso, è stato necessario escludere dall'analisi alcuni cinematicismi con coefficiente di attivazione negativo, dovuto alla presenza di volte molto spingenti.

Le curve di fragilità sono quindi generate incrociando tra loro spettro di domanda e spettro di risposta. Per quanto riguarda il primo, considerando l'incertezza e la non prevedibilità dell'azione sismica, oltre ai diversi livelli di accelerazione al suolo delle aree considerate, numerosi valori di PGA sono stati considerati per le analisi, coprendo un intervallo che va da 0.00g a 0.50g, con un passo di 0.05g (Figura 3 - 32). Nonostante i siti presentino diverse categorie di suolo e topografiche, a fini di ricerca si è deciso di considerare per tutte le aree oggetto di studio i parametri più comuni, ovvero suolo di tipo A e categoria topografica T1 (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.). Oltre alla variazione dei parametri geometrici e dei livelli di accelerazione, sarà possibile in ulteriori studi procedere alla variazione della tipologia di suolo, ottenendo ulteriori scenari che tengano in considerazione anche questo parametro.

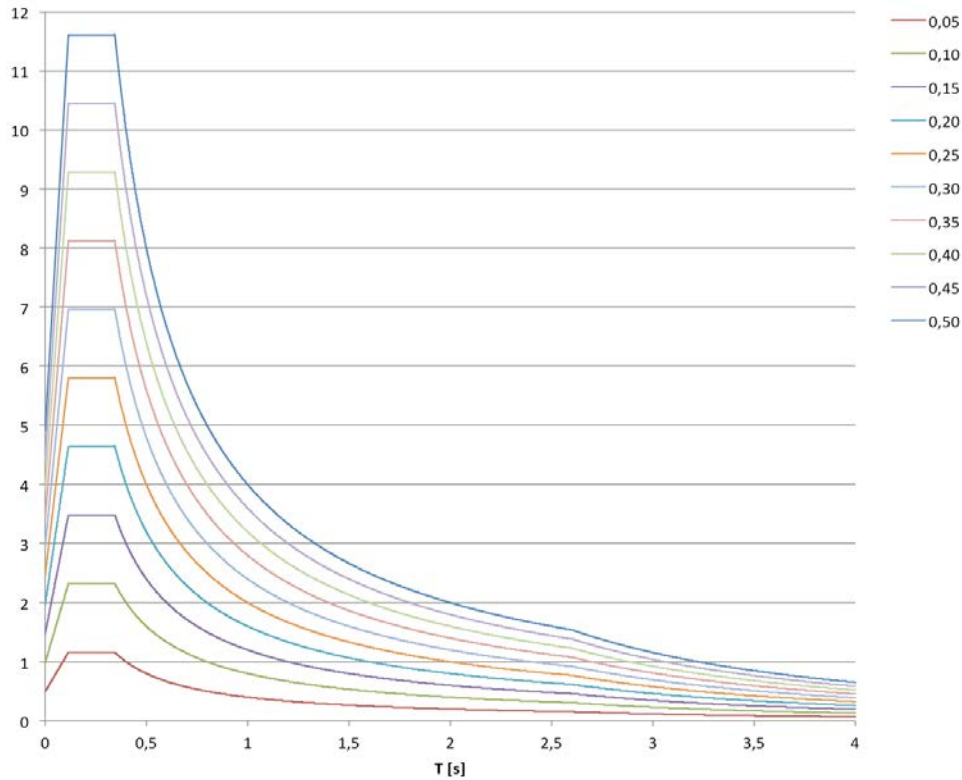


Figura 3 - 32: Spettro di risposta elastico per ciascun valore di PGA

Si riportano a seguire le curve di fragilità per la Tipologia A (altra tipologia particolarmente diffusa nell'area in analisi e di conseguenza significativa per lo studio), considerando il ribaltamento di parete a terra e in quota (Figura 3 - 33, Figura 3 - 34). Tale tipologia è caratterizzata da edifici a 2 piani, muratura in conci sbozzati, volte al piano terra e copertura leggera al piano superiore.

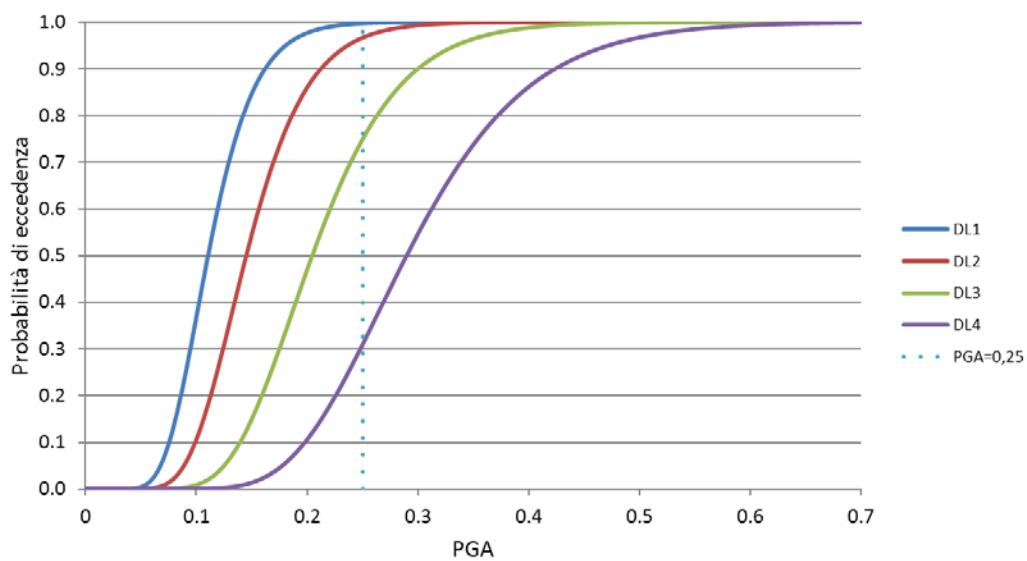


Figura 3 - 33: Curve di fragilità per la Tipologia A, meccanismo di ribaltamento a terra. La retta verticale si attesta a $PGA=0,25g$

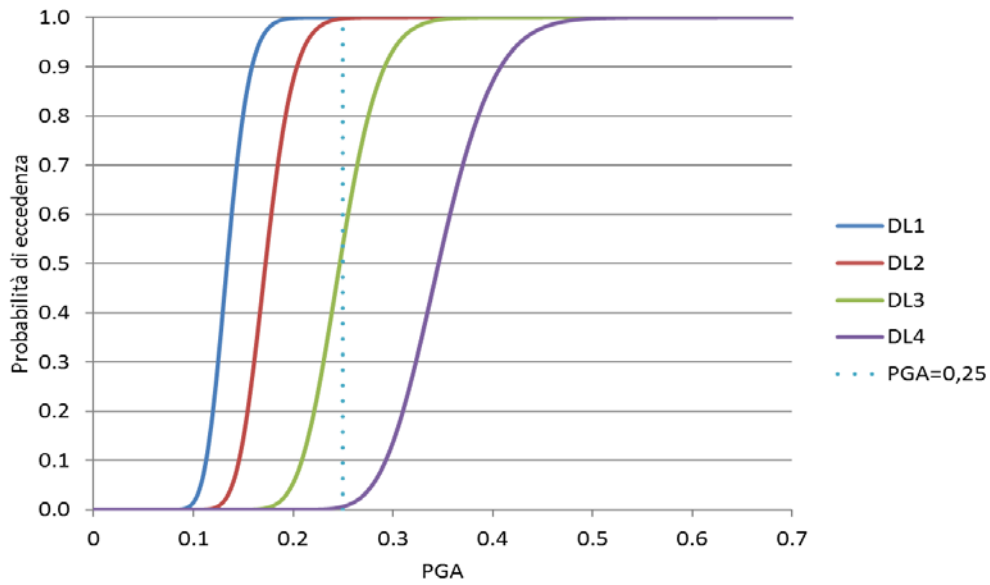


Figura 3 - 34: Curve di fragilità per la Tipologia A, meccanismo di ribaltamento in quota. La retta verticale si attesta a $PGA=0.25g$

I risultati ottenuti possono essere rappresentati anche attraverso istogrammi, nei quali si analizza rispettivamente il livello di accelerazione che causa una probabilità di eccedenza del 100% (Figura 3 - 35) e l'eccedenza di probabilità per ciascun livello di danno, tenendo fisso il livello di accelerazione al suolo a $PGA=0.25g$ (Figura 3 - 36).

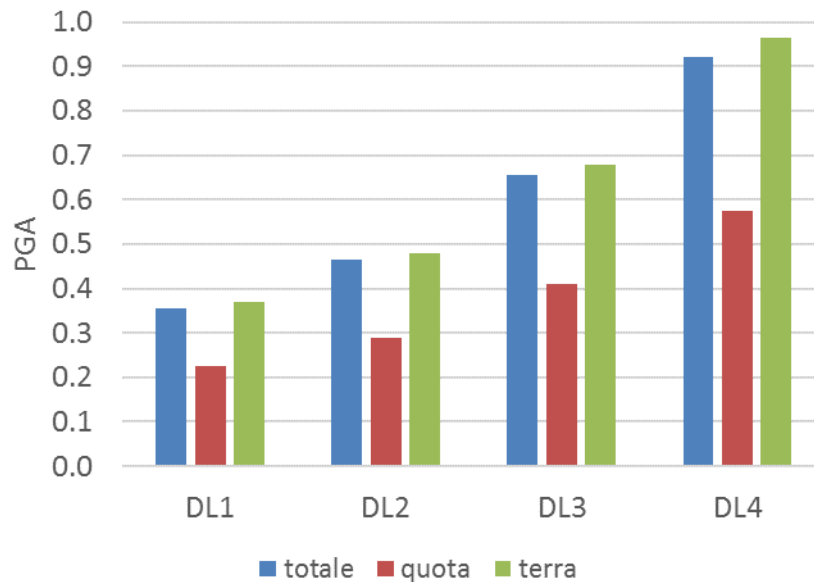


Figura 3 - 35: PGA per probabilità di eccedenza del 100%_Tipologia A

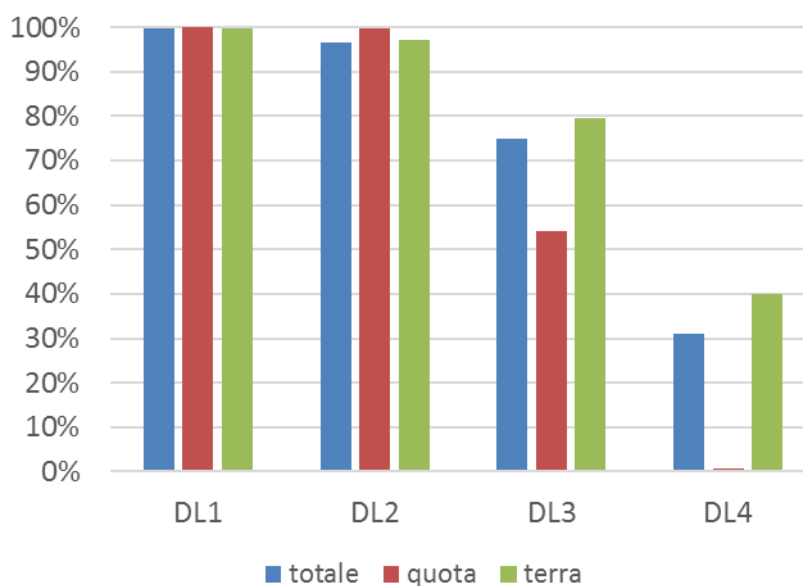


Figura 3 - 36: Eccedenza di probabilità dei diversi livelli di danno per $PGA=0.25g$ _Tipologia A

Raggruppare le curve di fragilità sulla base della quota di formazione della cerniera consente alcune interessanti osservazioni. Nel caso della Tipologia A, ad esempio, si può osservare come la probabilità di collasso (DL4) risulti maggiore nel caso in cui il ribaltamento coinvolga anche il piano terra (circa 40% per $PGA=0.25g$), mentre per ribaltamento in quota la percentuale è ferma a quasi 0%. Con percentuali in proporzione maggiori, la stessa considerazione può essere affrontata anche per livelli di danno minori (DL3). Ovviamente, ad influenzare significativamente i risultati dello studio è la presenza di volte spingenti al piano terra. Osservando in generale i risultati ottenuti per tutte le tipologie ($PGA=0.25g$, ribaltamento a terra), si può verificare come la maggior parte di esse siano caratterizzate da valori molto alti di probabilità di eccedenza di danno (specialmente per danni lievi - DL1 o moderati -DL2); al contrario, per altre tipologie (es. tipologia B, F, M, V), la probabilità di eccedenza di danno si mantiene bassa per tutti i livelli. Questo confronto consente la definizione preliminare delle tipologie più vulnerabili (Figura 3 - 37). Le curve di fragilità ottenute sono poi assegnate a ciascuna US precedentemente identificata, e sono realizzate mappe di vulnerabilità.

Si riporta a titolo di esempio la mappa di vulnerabilità relativa al ribaltamento da terra di un edificio in aggregato del centro storico di Castel del Monte (AQ), per il livello di danno DL3 e $PGA=0.25g$ (Figura 3 - 38). In generale, le US che hanno probabilità molto bassa di subire danno grave sono circa il 50%, mentre le restanti presentano una probabilità di eccedenza di danno compresa tra 40% e 90% (tipologie presenti sono S, T e U: 5 piani, volte su due livelli – primo e terzo per S e T, primo e secondo per U – e murature snelle).

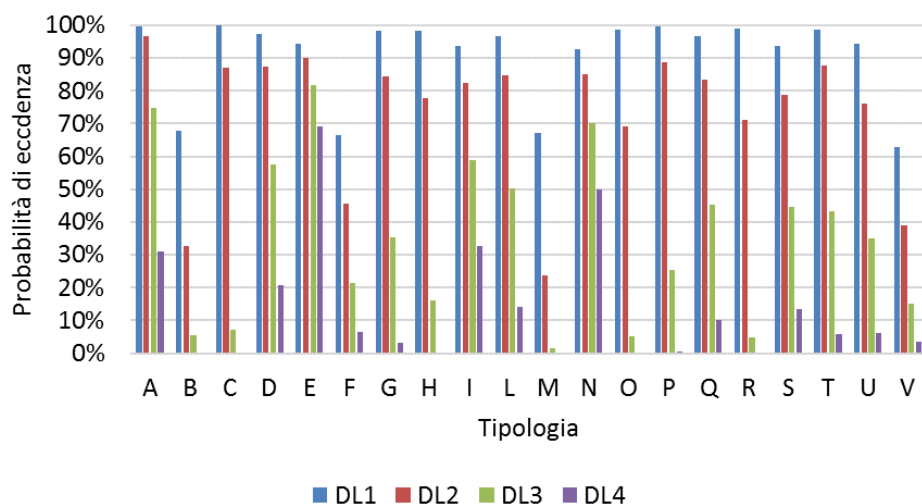


Figura 3 - 37: Probabilità di eccedenza di danno per $PGA=0.25g$ per le principali tipologie analizzate_Ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra

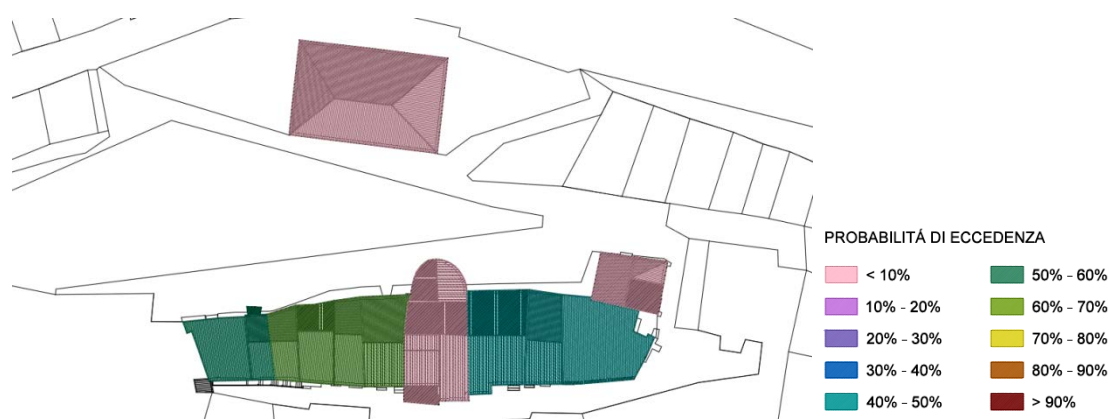


Figura 3 - 38: Mappa di vulnerabilità per un edificio in aggregato del centro storico di Castel del Monte (AQ)

Allo scopo di validare ulteriormente la procedura, una valutazione qualitativa è stata condotta tra i risultati ottenuti dall'analisi e le informazioni sul danno raccolte in fase post-sismica. Un primo confronto è stato sviluppato osservando il quadro di danno, ovvero valutando possibili corrispondenze tra le lesioni presenti sugli edifici e l'attivazione di meccanismi per i quali le US risultavano particolarmente vulnerabili, considerando la PGA relativa all'evento sismico aquilano. Ad esempio, lesioni orizzontali identificate alla base degli ultimi piani di alcuni edifici in aggregato del centro storico di Villa Santa Lucia degli Abruzzi, accompagnate da lesioni verticali, indicano un'attivazione del meccanismo di ribaltamento in quota, che trova buona corrispondenza con i risultati ottenuti adottando la metodologia proposta, in cui la probabilità di eccedenza di danno per livelli lievi-moderati (DL1, DL2) cresce proporzionalmente con l'altezza del livello di formazione della cerniera ma non raggiunge mai il collasso (DL4) (Figura 3 - 39).



Figura 3 - 39: Quadro di danno di un edificio in aggregato sito presso Villa Santa Lucia degli Abruzzi

Un ulteriore confronto di tipo qualitativo può essere condotto osservando i giudizi di agibilità attribuiti ai singoli edifici in seguito alla compilazione, post sisma, della scheda AeDES per edifici ordinari (PCM-DPC 2014). In molti casi, considerando il livello di accelerazione al suolo relativo all'evento sismico del 2009, gli edifici identificati nella scheda con un giudizio E (inagibile) corrispondono a tipologie caratterizzate da probabilità di eccedenza di danno più alte rispetto ad altre situate nello stesso comune.

In generale, è osservabile quindi una buona corrispondenza tra i risultati ottenuti attraverso lo studio proposto e lo stato di danno rilevato. Ovviamente tali considerazioni devono essere ulteriormente validate da studi di maggior dettaglio sulle singole US: gli edifici in aggregato, infatti, presentano spesso un quadro di danno difficilmente interpretabile, proprio perché è conseguenza dello svilupparsi in contemporanea di meccanismi che coinvolgono macroelementi diversi. Allo stesso tempo, adottando procedure speditive su base tipologica, non è possibile tenere in considerazione le specifiche vulnerabilità e le condizioni al contorno di ogni singola US, le quali contribuiscono in maniera significativa al possibile danneggiamento delle strutture.

3.5. Sommario

La valutazione della vulnerabilità sismica su scala territoriale prevede l'acquisizione di informazioni sul costruito attraverso sopralluoghi speditivi in sito. Data per assodata l'incertezza insita nei dati raccolti, legata ad un basso livello di dettaglio e di qualità raggiungibili per rilievi a tale scala, sono state individuate in questo capitolo procedure deterministiche che permettano di affrontare e superare tali limiti, consentendo l'esecuzione di valutazioni di vulnerabilità affidabili per il costruito oggetto di studio.

Al fine di valutare l'efficacia e l'adattabilità della metodologia proposta a contesti diversi, la procedura è stata applicata a due casi studio, in contesto nazionale e internazionale, aventi caratteristiche costruttivo-tipologiche diverse.

Nel primo caso (centro storico della città di Timisoara), l'approccio ha previsto la definizione di curve di fragilità per il costruito per i principali meccanismi di collasso fuori piano e nel piano, nei quali l'incertezza insita nel rilievo del dato venga superata attraverso l'individuazione di idonei intervalli di variabilità per i parametri attribuiti a ciascuna tipologia (a sua volta rappresentativa dell'area in analisi). Le curve ottenute hanno evidenziato che, in particolare per tipologie a due o tre piani, il parametro che maggiormente influenza i risultati ottenuti per il meccanismo di ribaltamento a terra è la spinta delle volte (presenti per lo più al piano terra), seguita dallo spessore dei muri, primo parametro influente anche per il meccanismo di ribaltamento in quota. Per quanto riguarda il meccanismo nel piano, significativo è il contributo al soddisfacimento delle verifiche dato dall'altezza delle fasce di piano poste sopra le aperture, che aumentano sensibilmente la componente stabilizzante. Per la flessione verticale, i parametri sensibili sono gli stessi individuati per il meccanismo di ribaltamento: in questo primo caso lo spessore dei muri ha un'influenza maggiore rispetto a quella individuata per quest'ultimo. In generale, le curve di fragilità che evidenziano maggiori vulnerabilità sono quelle riferite agli edifici a due piani, mentre si osserva una riduzione della propensione al danneggiamento all'aumentare del numero dei piani. Nel meccanismo di ribaltamento semplice, per il livello di accelerazione definito nell'area ($PGA=0.20g$), la probabilità di eccedere un livello di danno lieve o moderato supera rispettivamente il 70% e 50%, mentre la probabilità di crollo si attesta in un intervallo compreso tra 5% e 15%. Le percentuali per il meccanismo di flessione verticale sono considerabilmente inferiori, al punto che, per alcune tipologie, non si giunge al superamento dello 0% di probabilità di eccedenza per DL4.

Medesimo approccio è stato adottato per il secondo caso studio (piccoli borghi nella regione Abruzzo), in cui è stato possibile inoltre integrare un confronto con il quadro di danno visibile sul costruito a seguito dell'evento sismico del 2009. I risultati ottenuti applicando la procedura proposta hanno mostrato una buona corrispondenza con il quadro di danno rilevato in sito; buone correlazioni sono state inoltre individuate nel confronto tra giudizi di vulnerabilità e di agibilità definiti in fase di emergenza post-sisma.

In conclusione, le curve di fragilità proposte, suddivise per tipologie costruttive e meccanismi locali di collasso e traducibili in mappe di vulnerabilità, consentono di fornire attendibili valutazioni preliminari sulla vulnerabilità del costruito analizzato. L'approccio tipologico, unito a quello parametrico, agevola inoltre la loro applicazione anche in contesti territoriali diversi rispetto a quello analizzato ma dotati di caratteristiche costruttive ad esso riconducibili.

CAPITOLO 4

ANALISI DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DI UNITÀ STRUTTURALI CONSIDERANDO L'INCERTEZZA NELLE CONDIZIONI AL CONTORNO

4.1. Studio del comportamento di pareti nel piano: integrare analisi locale e globale

La proposta descritta al Capitolo 3 prevede l'applicazione di uno studio di vulnerabilità per edifici in muratura in aggregato basato sull'analisi dei meccanismi locali di collasso, analizzati con approccio cinematico, per la valutazione sia del comportamento fuori piano che nel piano. È importante ricordare che la Normativa italiana evidenzia la necessità di condurre valutazioni di sicurezza per le strutture analizzando entrambi questi possibili comportamenti, ai fini di una verifica completa ed esaustiva (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.) (C8.7.1).

Considerando nello specifico il comportamento nel piano, l'esclusiva adozione dell'approccio cinematico presenta limiti evidenti in quanto assume significato se applicata a costruzioni d'angolo e per gli ultimi piani degli edifici. In condizioni reali, in occasione di eventi sismici, si osserva che i danni nel piano causati alle pareti degli edifici sono osservabili anche ai piani bassi, spesso oltretutto caratterizzati da maggiori aperture e quindi più propensi all'instaurarsi di meccanismi di piano sofficce, oltre che per l'aggravio dei carichi verticali dovuti al peso proprio dei piani superiori. L'applicazione dell'approccio cinematico richiede inoltre la definizione di un quadro di danno (quando non presente a priori) che consenta il riconoscimento delle porzioni di parete coinvolte nel cinematisimo. Tale definizione è per lo più arbitraria e ricorre a semplificazioni significative, non sempre rappresentative del reale comportamento della struttura. Non trascurabile, considerando quale oggetto dello studio edifici in aggregato, è inoltre il contributo dovuto alle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.) (C8A.3). Per tutti questi motivi, si è ritenuto opportuno valutare il comportamento nel piano anche attraverso analisi globali. A tal proposito, la normativa italiana prevede che *“Nel caso di solai sufficientemente rigidi, la verifica convenzionale allo Stato limite di salvaguardia della vita e allo Stato limite di esercizio di un edificio (unità strutturale) in aggregato può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali (es. piani superiori di un edificio di maggiore altezza rispetto a tutte le US adiacenti), l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, ipotizzando che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Qualora i solai dell'edificio siano*

flessibili si procederà all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari che costituiscono l'edificio, ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete.” (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.) (C8A.3.1).

Nel caso in cui si affronti lo studio di US caratterizzate da solai deformabili, non ammortati alle strutture verticali, la normativa afferma che è possibile limitarsi all'analisi dei meccanismi di collasso più significativi; diversamente, se gli edifici presentano solai rigidi, o solai deformabili ben ammortati alle pareti perimetrali, sarà necessario valutare la sicurezza sismica anche attraverso l'uso di analisi globali semplificate.

Primaria risulta ad ogni modo la necessità di identificare nell'aggregato le US di cui è composto e interpretare correttamente il comportamento non solo dell'US oggetto di specifico studio, ma anche gli effetti che il comportamento strutturale di US contigue potrebbe causare su di essa.

Si presenta quindi una questione centrale nell'analisi della risposta sismica del costruito in aggregato, ancora non completamente risolta, ovvero come affrontare lo studio di singole porzioni di edificato (US) inserite in strutture più complesse.

Numerosi sono gli studi già affrontati su questi temi e presenti in letteratura. Verrà quindi proposta una breve descrizione di alcuni contributi, al fine mettere in risalto le principali problematiche, valutare possibili questioni già risolte e altre che richiedono maggiori approfondimenti.

È necessario stabilire una prima suddivisione, che si rifà al tipo di approccio adottabile per lo studio del costruito storico. Da un lato, infatti, l'analisi di edifici in aggregato può essere affrontata da un punto di vista prettamente metodologico utilizzando studi parametrici e di sensitività, in cui si adottino modelli semplificati, e di conseguenza facilmente controllabili, sui quali studiare possibili variazioni geometrico-tipologico-costruttive e possibili effetti sul contesto aggregato (si veda ad es. lo studio di (F. G. Formisano A. 2011)). Dall'altro, si possono condurre studi su singoli casi, in cui la buona conoscenza della struttura consenta di eseguire analisi locali e globali ad un certo livello di dettaglio (tipo di analisi e risultati varieranno ovviamente sulla base del livello di conoscenza raggiunto). Altro filone di studio è legato all'analisi comparativa tra software, con il fine di valutare le principali differenze tra metodi di modellazione e tipi di programmi utilizzati.

Per quanto riguarda il primo gruppo, le ricerche si concentrano in particolare sul ruolo tra spazi aperti e chiusi negli edifici, sistemi di connessioni, forme in pianta e in alzato, presenza di solai rigidi o deformabili: tutti questi fattori, infatti, influenzano in maniera significativa il comportamento di US incluse in edifici più complessi. La necessità di fare chiarezza sulla difficile interpretazione del

comportamento di edifici storici (in particolare in aggregato) ha coinvolto diversi gruppi di ricerca e progetti in ambito sia nazionale che internazionale (progetti DPC_ReLUIIS 2010-2013 e 2014-2018, progetto METRICS, progetto PERPETUATE, ecc.). Particolarmente interessante è il lavoro di (Senaldi 2009) in cui, partendo dall'utilizzo di modelli semplici composti da uno o due vani, con aperture non simmetriche, murature piene in direzione trasversale, nessuna variazione in altezza, sono stati aggregati tra loro più moduli al fine di valutare possibili cambiamenti di comportamento del modello al variare della lunghezza della schiera analizzata, tramite analisi statiche e dinamiche. Il confronto tra singola unità e modello in aggregato ha portato alle seguenti conclusioni:

1. modello a un vano:

- 1.1. domanda di spostamento in direzione longitudinale maggiore nel caso di unità singola, in quanto i maschi del prospetto principale risultano più snelli rispetto a quelli del caso in aggregato;
- 1.2. la differenza nella risposta in direzione trasversale dipende dalle masse portate dalle murature in analisi; maggiore domanda in spostamento si ha per le murature alle estremità, in quanto la struttura lungo il perimetro porta la metà delle masse dei solai rispetto alle murature interne;
- 1.3. la capacità massima delle murature trasversali è più che raddoppiata rispetto a quella delle murature longitudinali;
- 1.4. la deformata dei solai, per il modello isolato, non è rilevante in direzione trasversale ma cresce rapidamente nell'altra, raggiungendo valori pari a tre volte quelli degli aggregati, che mantengono invece spostamenti limitati anche a causa della ridotta asimmetria delle murature longitudinali; in generale, considerando solai flessibili, il comportamento delle unità interne è comparabile a quello del modello singolo, diversamente le unità alle estremità sono più soggette ad effetti di tipo torsionale.

2. modello a due vani:

- 2.1. domanda di spostamento in direzione longitudinale maggiore nel caso di unità singola;
- 2.2. la differenza nella risposta in direzione trasversale dipende dalle masse dei solai portate dalle murature in analisi;
- 2.3. la capacità massima delle murature trasversali è triplicata rispetto a quella delle murature longitudinali;
- 2.4. la risposta in direzione longitudinale è dominata dalle murature interne, le quali presentano esclusivamente rotture a taglio nelle fasce di piano, a differenza delle murature esterne che presentano anche rotture a taglio dei maschi murari;
- 2.5. le deformazioni angolari nel piano si riducono all'aumentare del numero di US considerate, con valori massimi sempre alle estremità.

Confrontando poi tra loro le due diverse tipologie di aggregato (schiera singola o doppia), la risposta sismica in direzione trasversale è praticamente la stessa (e ovviamente inferiore rispetto a quella dell'unità singola), diversamente in direzione longitudinale il modello con due vani presenta una capacità ultima inferiore; anche le modalità di rottura risultano diverse, in quanto l'aggregato a vano singolo è dominato dalla rottura della facciata in direzione longitudinale. Quest'ultimo tipo di aggregato inoltre è soggetto a maggiori deformazioni a causa della disposizione asimmetrica delle aperture.

Interesse desta anche lo studio di (Rush 2007), il quale mette in evidenza il comportamento globale di edifici in aggregato concentrandosi soprattutto sulla reciproca interazione, analizzando due diverse modalità di connessione che simulano possibili meccanismi di martellamento (trasferimento di forze di compressione, collegamento modellato con medesimo valore a compressione della muratura dei corpi di fabbrica) o connessione piena. Gli edifici indagati presentano altezze diverse e un comportamento più o meno rigido. In particolare, nel caso di connessione a martellamento, l'edificio più alto (e più flessibile) trasferisce le sue forze inerziali all'edificio più basso e rigido. L'edificio più alto tende inoltre a sviluppare meccanismi di piano soffice che coinvolgono specialmente il piano posto subito sopra all'ultimo piano dell'edificio più basso. Considerando invece la connessione piena, la struttura tende a comportarsi in modo unitario. Ancor più significative risultano le riflessioni relative alle possibili variazioni di comportamento delle US in relazione alla loro posizione all'interno dell'edificio in aggregato, alla luce della considerazione di alcuni parametri (rigidezza e altezza dell'edificio, massa dell'edificio e rigidezza dei solai, tipologia di connessione, posizione nell'aggregato). Lo studio ha previsto l'utilizzo di moduli ripetibili regolari, analizzando diverse tipologie di strutture orizzontali, opportunamente vincolati al fine di impedire il verificarsi di meccanismi fuori piano. Ovviamente, il primo risultato ottenuto è che gli aggregati aventi solai deformabili presentano spostamenti maggiori rispetto a quelli con solai rigidi. L'influenza della posizione dell'edificio nel contesto aggregato è stata analizzata considerando moduli aventi tutti lo stesso numero di piani (3), combinati tra loro al fine di definire aggregati composti da 3, 6 o 9 edifici. L'effetto dell'aggregazione risulta essere in generale negativo, fatta eccezione per edifici collegati con connessione piena in aggregati composti da 3 US. La posizione dell'edificio nell'aggregato non sembra particolarmente influente, la riduzione della capacità delle strutture appare in linea di massima la stessa. L'aggiunta di un edificio più rigido nella schiera non ha un grande impatto sulla risposta globale delle strutture; gli effetti più evidenti si hanno comunque in caso di connessione a martellamento, e sono in generale legati al fatto che le murature dell'edificio rigido tendono a trasferire le forze inerziali che ricevono dal solaio rigido soprastante, mentre i solai deformabili, in generale, non sono sufficientemente rigidi da consentire questo trasferimento. Per le schiere composte da 3 edifici con solai deformabili, la muratura longitudinale

interna raggiunge la rottura prima delle due esterne; inoltre, primo e secondo piano si rompono per rottura a taglio, mentre l'ultimo piano non raggiunge rottura. Nel caso di connessione piena, la distribuzione delle forze d'inerzia avviene in modo omogeneo per tutte le pareti esterne dell'aggregato.

Per quanto riguarda l'analisi di singoli casi studio, numerosi sono gli esempi disponibili in letteratura, aventi spesso la finalità di definire percorsi metodologici per lo studio (da fase della conoscenza a verifiche sismiche). Un esempio è fornito dall'analisi di un edificio in aggregato nel centro storico di L'Aquila (M. M. da Porto F. 2013), nel quale si propone una descrizione della metodologia adottata per la verifica della sicurezza sismica dell'edificio (fase della conoscenza, studio del comportamento locale e globale, proposte di intervento). Approccio simile ma basato sull'analisi di tipologie rappresentative del costruito, con il fine di fornire valutazioni di vulnerabilità per ambiti territoriali più estesi, è riscontrabile ad esempio nello studio condotto su numerosi edifici in aggregato del distretto Eixample di Barcellona ad opera del gruppo di lavoro dell'Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) (Pujades L.G. 2012); studi tipologici sono leggibili anche in (Simoes A. 2015).

L'analisi del comportamento sismico di edifici in aggregato si complica ulteriormente se, come avviene nella maggior parte dei casi, la conoscenza dell'intero complesso è limitata solo alla porzione oggetto di studio, mentre del contesto aggregato si conosce solo ciò che è osservabile da un rilievo dall'esterno. Sono indubbie infatti, anche nella libera professione, le difficoltà insite nella valutazione del comportamento sismico di porzioni di edificio nel caso in cui la conoscenza della restante parte sia impossibilitata dall'appartenenza a diverse proprietà o da condizioni di abbandono o pericolo che ne precludono l'accesso.

Gli studi che verranno affrontati in questo capitolo mirano quindi ad identificare degli approcci metodologici, oltre che delle procedure operative, per la valutazione del comportamento sismico globale di US in aggregato, delle quali siano incerte le condizioni al contorno (o meglio, siano limitate a ciò che risulta essere puramente osservabile dall'esterno). Partendo quindi dal presupposto che il livello di conoscenza delle US contigue è decisamente basso, l'adozione di approcci di modellazione complessi per la rappresentazione del costruito (modelli ad elementi finiti, o discreti) perde di significato, in quanto la necessità di modellare compiutamente legami costitutivi, gestire lunghi tempi di calibrazione e preparazione del modello, interpretare correttamente i risultati, si scontra con le limitate informazioni disponibili sulla struttura (DPC-ReLUIS-UfficioViceCommissario-STM 2010). Risulta quindi preferibile adottare una modellazione semplificata, mediante modelli a telaio equivalente o a macroelementi, per i quali prevedere analisi non lineari statiche equivalenti (Magenes G. 2000). Oltre al tipo di modello da adottare, anche la scelta della modalità di analisi merita la dovuta

attenzione. Alcune considerazioni in merito agli approcci previsti da normativa (analisi statiche e dinamiche, sia lineari che non-lineari) vengono quindi descritte a seguire, al fine di valutare pro e contro delle possibili scelte:

- analisi in campo elastico: prevedono l'utilizzo di fattori di struttura la cui definizione, nel caso di edifici storici, può risultare molto complessa; il metodo è applicabile ma porta a valori elevati per le azioni sismiche e quindi a strutture sovradimensionate;
- analisi modale: limitatamente attendibile poiché presuppone il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a telaio; può essere utilizzata per la valutazione del primo modo di vibrare della struttura nelle due direzioni principali, ma l'interpretazione del contributo dei modi superiori deve essere trattato con la dovuta attenzione, considerando che tali strutture presentano un comportamento non lineare dei materiali già in presenza di modesta azione orizzontale;
- analisi dinamica non lineare: utilizzabile solo in casi particolari, quando la complessità della struttura e il contributo dei diversi modi di vibrare sono così importanti da non poter ricondurre la risposta sismica ad un sistema non lineare equivalente ad un grado di libertà (DPC-ReLUIS-UfficioViceCommissario-STM 2010).

Altra modalità di analisi è la statica non lineare: il suo utilizzo in contesti come quelli oggetto di studio appare lecito, come normativa propone. Questa metodologia di analisi prevede l'applicazione alla struttura sia dei carichi gravitazionali che di un sistema di forze orizzontali distribuite proporzionalmente alle forze d'inerzia nella direzione considerata per l'azione sismica (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.) (7.3.4.1). Le forze orizzontali sono scalate in modo da far crescere monotonamente, con segno positivo e negativo fino al raggiungimento del collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale di un punto di controllo posto all'ultimo livello della costruzione. Le forze applicate seguono due distinte distribuzioni: proporzionali alle masse e proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare della struttura. Confronti con i risultati di analisi dinamiche non-lineari hanno evidenziato che distribuzioni di forze proporzionali al primo modo colgono meglio la risposta dinamica finché la struttura rimane in campo elastico, mentre quando si raggiungono grandi deformazioni la risposta può essere meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse. L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, viene condotta finché si ha un decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo (d_u) dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Lo spostamento d_c descrive invece lo spostamento del nodo di controllo in esame per il tracciamento della curva di capacità. Risultato finale dell'analisi è la curva di capacità taglio alla base

F_b (somma di tutte le forze orizzontali) – spostamento d_c (di un punto ritenuto significativo del comportamento globale) che permette di caratterizzare il sistema sismico resistente. Tali curve intendono rappresentare l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la simulazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura e la capacità viene confrontata con la domanda di spostamento d_{max} prevista dalla normativa. La curva viene schematizzata attraverso una curva di capacità bi-lineare di un sistema strutturale equivalente ad 1-Grado di Libertà (1-GdL), nota la quale viene identificato il periodo del sistema equivalente a 1-GdL il cui comportamento permette di individuare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati in normativa, per lo SLV e lo SLD.

L'esecuzione di analisi statiche non-lineari su modelli a macroelementi verrà condotta in questo capitolo utilizzando il software TREMURI (P. A. Lagomarsino S. 2013). La larga diffusione di tale programma, dovuta in parte alla facilità di utilizzo dello stesso, ha incentivato la scelta di questo strumento di analisi; le proposte fornite a conclusione dello studio potranno infatti essere utilizzate nella pratica anche dai professionisti.

Lo studio verrà quindi affrontato a diversi livelli di approfondimento, sviluppando un approccio metodologico per l'analisi di US in contesti aggregati. La necessità di definire alcuni parametri tipologici per le US oggetto di studio ha richiesto di basare l'analisi su contesti urbani definiti, visti quindi come punto di partenza per la trattazione di tematiche di più ampio respiro. È risultata utile inoltre, dopo osservazione della letteratura, l'identificazione di forme di aggregazione e distributivi diversi da quelli già analizzati in precedenti studi (es. schiera singola o doppia). Al fine quindi di adottare forme di aggregazione diverse da quelle sopracitate, che siano frequenti anche in contesti internazionali centro ed est europei, e di mantenere una continuità con gli studi di vulnerabilità condotti nel precedente capitolo, lo studio ha preso avvio dall'analisi tipologica già condotta per il centro storico della città di Timisoara. A seguire, il metodo verrà inoltre calibrato e validato per uno specifico caso studio situato nello stesso centro storico.

4.2. Analisi globale di unità strutturali in aggregato: un approccio tipologico calato nel contesto del centro storico di Timisoara (RO)

Il centro storico della città di Timisoara, come già noto, è caratterizzato da isolati di forma pressoché rettangolare, segnati da una rigida griglia di strade ortogonali. Nonostante si percepisca una certa regolarità a scala territoriale, se si osservano gli edifici singolarmente è possibile veder emergere l'intrinseca complessità di queste strutture, che rende difficile valutarne correttamente il comportamento sismico. Gli isolati infatti sono composti per lo più da edifici in aggregato, aventi caratteristiche geometriche spesso complesse e dotati in alcuni casi di irregolarità plano-altimetriche. Al tempo stesso però, gli edifici del centro storico presentano anche caratteristiche di regolarità spesso non rintracciabili in altri contesti territoriali: la ricostruzione dell'intera area in un periodo storico temporalmente limitato (epoca asburgica) ha permesso lo sviluppo di strutture tra loro piuttosto omogenee, caratterizzate da ripetitività, se non altro nei materiali e nelle tecniche costruttive, oltre che regolarità nei prospetti. Frequente inoltre è la presenza di edifici in uno stesso isolato caratterizzati da uguale numero di piani.

Si è resa evidente la necessità di affrontare uno studio del costruito da un punto di vista tipologico, che potesse semplificare ulteriormente la classificazione del costruito, oltre a facilitare l'individuazione di criticità. Alcune forme geometriche in pianta sono riscontrabili, riassumibili come segue:

- forma a “O”: edificio costruito intorno ad una corte interna;
- forma a “C”: edificio con due ali alle estremità, ortogonali al blocco principale;
- forma ad “A”, che interessa gli edifici localizzati presso i vertici dei blocchi triangolari, spesso caratterizzati da corte interna;
- forma ad “L”;
- forma rettangolare.

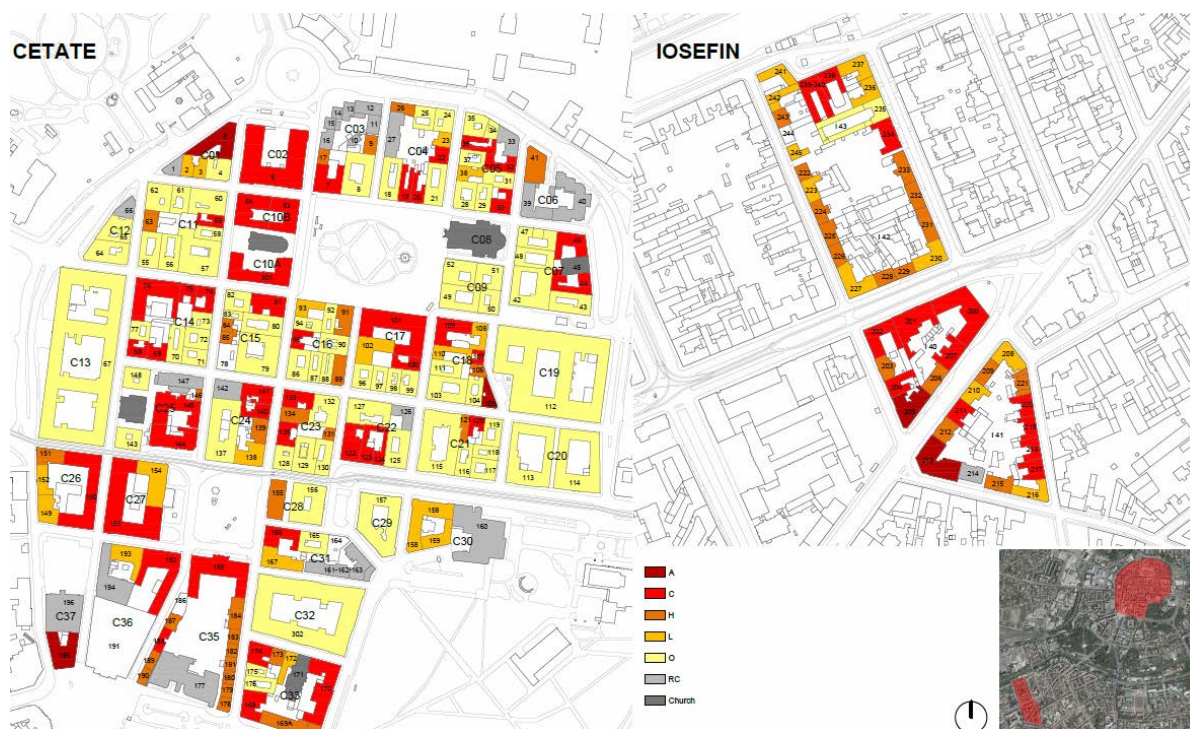


Figura 4 - 1: Distribuzione delle forme in pianta nei due quartieri oggetto di studio

Osservando le forme tipologiche in pianta, è possibile individuare la prevalenza di alcune a discapito di altre. In particolare, gli edifici con forma a “O” costituiscono circa il 30% del costruito locale (68 unità su 243), concentrati principalmente nel quartiere “Cetate”, seguiti dagli edifici con forma a “C” e dalle altre forme in pianta, in percentuale minore (Figura 4 - 1).

Incrociando i dati relativi alla forma in pianta “O” con i dati relativi alle tipologie strutturali, si può osservare come gli edifici presentino usualmente le caratteristiche riportate in Tabella 4 - 1.

Tabella 4 - 1 Descrizione delle tipologie più diffuse per la forma in pianta “O”

TIPOLOGIA	STRUTTURE VERTICALI	STRUTTURE ORIZZONTALI	COPERTURA	NUMERO DI PIANI	SPESSORE DEL PIANO TERRA (m)	ALTEZZA MEDIA D'INTERPIANO (m)
2B	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Solai leggeri e volte al piano terra	Copertura in legno non spingente (capriate)	2	0.60	4
3B	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Solai leggeri e volte al piano terra	Copertura in legno non spingente (capriate)	3	0.60	4

Se si passa poi ad un'analisi delle geometrie interne per la designata forma in pianta, si possono individuare due diverse distribuzioni, differenziate principalmente in base alla posizione dell'ingresso principale, segnato dalla presenza di un atrio che collega l'accesso con la corte interna. Tale ingresso fronte strada può essere situato su uno dei due lati lunghi o, come nella maggior parte dei casi, in asse ad uno dei lati corti; in questo ultimo caso, si evidenzia la presenza di murature portanti interne, parallele al lato corto, all'incirca a metà lunghezza dell'atrio passante. La corte interna mostra una forma allungata, che ricalca la forma rettangolare dell'US. Le geometrie delle US e soprattutto le dimensioni in pianta sono variabili, ma si può notare una certa corrispondenza nelle proporzioni tali da permettere di definire una forma base di riferimento in pianta (Figura 4 - 2).

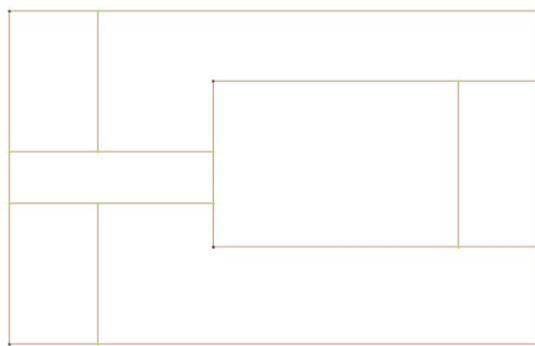


Figura 4 - 2: Schema semplificato della tipologia in pianta più diffusa, nel caso di edificio rettangolare con corte interna

Tale forma presenta un aspetto in comune anche con altre già analizzate in letteratura, e diffusamente riscontrabile in numerosi centri storici: gli edifici sono spesso separati l'uno dall'altro per mezzo di murature piene (prive di aperture). È questo il caso delle schiere, che presentano aperture lungo i due lati fronte strada, mentre le murature di spina risultano spesso non forate; stessa condizione si presenta anche per gli edifici in aggregato analizzati negli studi proposti da (Senaldi 2009), (Simoes A. 2015) e (Pujades L.G. 2012). È innegabile infatti che le murature trasversali in aggregato siano caratterizzate da un numero di aperture di gran lunga inferiori (al più qualche porta o qualche nicchia) rispetto alle facciate lungo strada. Se quindi questa condizione è stata analizzata in più occasioni per edifici a schiera singola a doppia, molto diffusi anche in territorio italiano, poco studiato risulta invece il caso in cui setti privi di aperture siano disposti ortogonalmente. La presenza di murature tra loro perpendicolari aventi una rigidità di gran lunga superiore rispetto alle altre che compongono l'US, in aggiunta a solai sufficientemente ammortati tali da consentire il verificarsi di comportamento globale, porta l'US ad avere un comportamento nei confronti del sisma diverso rispetto ad altre casistiche già analizzate.

Si prevede quindi di condurre in questo capitolo uno studio tipologico finalizzato a definire il possibile comportamento di US caratterizzate da murature in aggregato tra loro ortogonali, prive di aperture, inserite in un contesto aggregato semplificato. Si è deciso di limitare il numero di variabili allo studio, così da rendere più controllabile l'analisi, e relativi risultati:

- stesso numero di piani tra unità contigue: edifici caratterizzati da una stessa altezza totale e interpiano;
- analisi di una stessa tipologia di forma in pianta, evitando le complessità correlate alla gestione di geometrie diverse; modulo ripetibile;
- unica scelta di parametri meccanici per le murature (muratura in mattoni pieni e malta di calce – strutture verticali più diffuse per quella forma in pianta e, in generale, nell'intero centro della città - nessun coefficiente correttivo, LC1);
- utilizzo di solai su base tipologica, ammorsati alle murature;
- copertura non spingente, definita su base tipologica, ammorsata alla muratura;
- regolarità nelle aperture, riconducibili all'osservazione dei prospetti fronte strada.

Sulla base delle considerazioni precedentemente condotte, si è deciso di indagare la tipologia comunemente più diffusa (Figura 4 - 2), con numero di piani pari a 3. Per quanto riguarda la tipologia di strutture verticali e orizzontali, si rimanda alla Tabella 4 - 1. In generale, per i solai è previsto un buon ammorsamento alle murature, così da escludere possibili meccanismi fuori piano; nonostante siano per lo più in legno, essi presentano caratteristiche costruttive che ne riducono la deformabilità aumentandone sensibilmente la rigidezza:

- tipologia 1: travi di orditura principale giustapposte l'una all'altra sormontate da travi secondarie su cui poggia la pavimentazione (solitamente in legno) (Figura 4 - 3);
- tipologia 2: travi principali, chiuse sul lato inferiore da un tavolato in legno e con riempimento in terra e materiale di risulta posto tra una trave e l'altra, travi secondarie e pavimentazione solitamente eseguita con tavolato in legno (Figura 4 - 4).

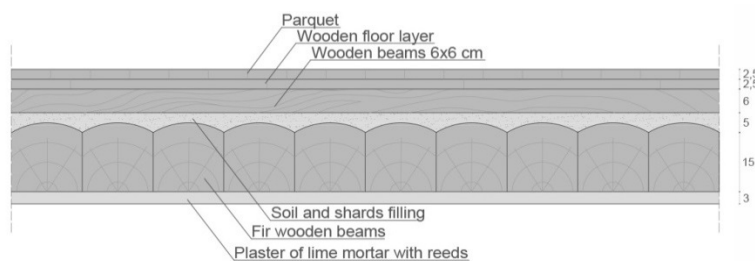


Figura 4 - 3: Particolare costruttivo solaio in legno tipologia 1

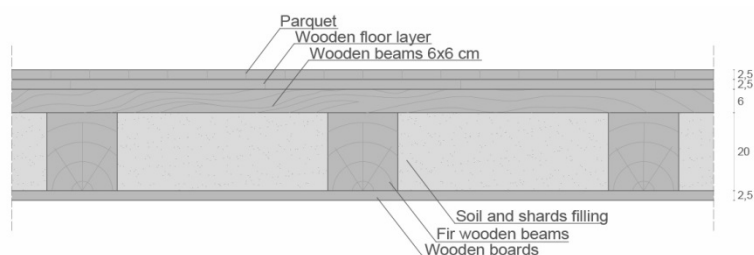


Figura 4 - 4: Particolare costruttivo solaio in legno tipologia 2

Ulteriori dati di natura geometrica sono stati ricavati incrociando i parametri relativi alla tipologia individuata e le classi proposte, per i prospetti fronte strada, nel Capitolo 3 (Tabella 3 - 5), valutando sempre la combinazione più frequente (Tabella 4 - 2).

Tabella 4 - 2: Parametri geometrico-tipologici per una US tipo

TIPOLOGIA	N. PIANI	CLASSE TIPOLOGICA FACCIATA	SPESSORE MURATURE DA PT A P2 (m)	ALTEZZA INTERPIANO (m)	DIMENSIONE FINESTRE (m)	ALTEZZA DAVANZALE (m)
3B	3	VII	0.60_0.60_0.60	4.3	1.3*2	1

Per quanto riguarda la scelta dei parametri meccanici della muratura si faccia riferimento alla Tabella 4 - 3, che incrocia i valori definiti da (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C8A2.1) per la tipologia di muratura in mattoni pieni e malta di calce e le informazioni fornite da esperti locali. Allo stesso modo, i carichi dei solai sono stati valutati sulla base di pacchetti e materiali definiti da questi ultimi.

Tabella 4 - 3: Proprietà meccaniche della muratura (si veda Tabella 3 - 4)

MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE	
E [N/mm ²]	1600
G [N/mm ²]	500
W [kN/m ³]	18
F _m [N/cm ²]	240
T [N/cm ²]	5.99
F _k [N/cm ²]	124.44
FC	1.35

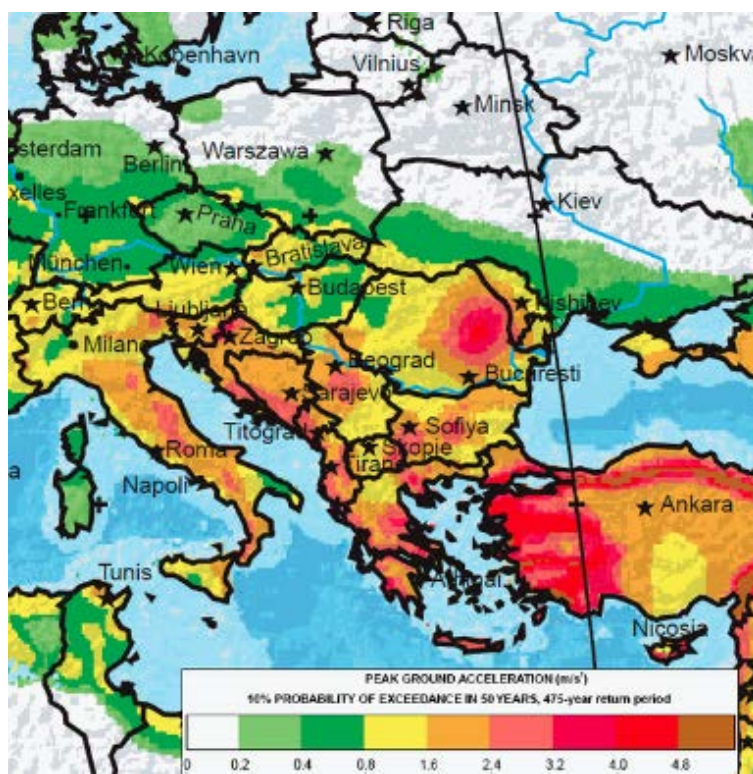


Figura 4 - 5: Global Seismic Hazard map: particolare relativo all'area dell'Est Europa
 Fonte: <http://www.seismo.ethz.ch/static/GSHAP/global/gshapfin.gif> e

Altre considerazioni di carattere generale:

- le aperture presenti in facciata sono riproposte anche nelle murature della corte interna;
- le murature interne, ad eccezione delle due murature ortogonali piene, presentano un'apertura in mezzeria;
- medesimo distributivo viene ripetuto per tutti i piani dell'edificio.

Alla luce delle carenze normative individuate nel codice rumeno in vigore in merito all'analisi del comportamento sismico di strutture esistenti, si segnala l'utilizzo della normativa italiana per lo svolgimento delle verifiche; il valore di a_g considerato si riferisce ai parametri forniti dalla "Global Seismic Hazard Map" (Figura 4 - 5). La scelta di utilizzare il codice italiano è legata anche alla volontà di non vincolare l'approccio metodologico al contesto geografico analizzato; l'ambito internazionale risulta in questo caso il pretesto per evidenziare l'applicabilità della procedura adottata a tipologie extra-nazionali.

4.2.1. Proposta per la modellazione semplificata di unità strutturali in aggregato

Al fine di facilitare la comprensione dell'approccio adottato, si descrivono le fasi del percorso di analisi, che verranno debitamente approfondite nelle pagine a seguire:

1. caso A: modellazione di 4 US in aggregato, aventi le caratteristiche descritte in 4.2 (“Analisi globale di unità strutturali in aggregato: un approccio tipologico calato nel contesto del centro storico di Timisoara (RO)”), su base tipologica; per una delle 4 unità (US_co, indicata in Figura 4 - 6a), valutazione della deformata di parete per i prospetti fronte strada e della deformata globale in pianta; definizione della curva di capacità per la singola US, valutata considerando il taglio alla base relativo alla singola unità e lo spostamento del nodo di controllo interno all'unità stessa, pari allo spostamento di quello stesso nodo per la configurazione in aggregato;
2. caso B: modellazione di 4 US in aggregato, su base tipologica, nelle quali l'US_co è rappresentata nella sua condizione reale mentre le 3 US in aggregato sono prive del distributivo interno (viene riprodotto quindi solo ciò che è visibile dall'esterno - prospetti esterni e corte interna); solai definiti su base tipologica. Definizione della curva di capacità per US_co, con le modalità descritte al punto 1;
3. caso C: modellazione di 4 US in aggregato, nelle quali l'US_co è rappresentata nella sua condizione reale mentre le 3 US in aggregato sono private del distributivo interno e presentano solai infinitamente rigidi. Definizione della curva di capacità per US_co;
4. caso D: modellazione di 4 US in aggregato, nelle quali l'US_co è rappresentata nella sua condizione reale mentre le 3 US in aggregato sono private del distributivo interno e presentano solai infinitamente rigidi e privi di carichi. Definizione della curva di capacità per US_co;
5. confronto della deformata globale in pianta e della deformata di parete per i prospetti fronte strada di US_co nel caso A, nel caso B, nel caso C e nel caso D;
6. confronto tra le curve di capacità della singola US_co ottenute nel caso A e nei casi B, C e D. Confronto della domanda in spostamento per il sistema anelastico nei quattro casi analizzati, in relazione al possibile soddisfacimento delle verifiche.

Il primo step di analisi ha previsto la modellazione del caso A, caratterizzato da 4 US in aggregato (Figura 4 - 6) aventi le medesime caratteristiche geometriche e tipologiche.

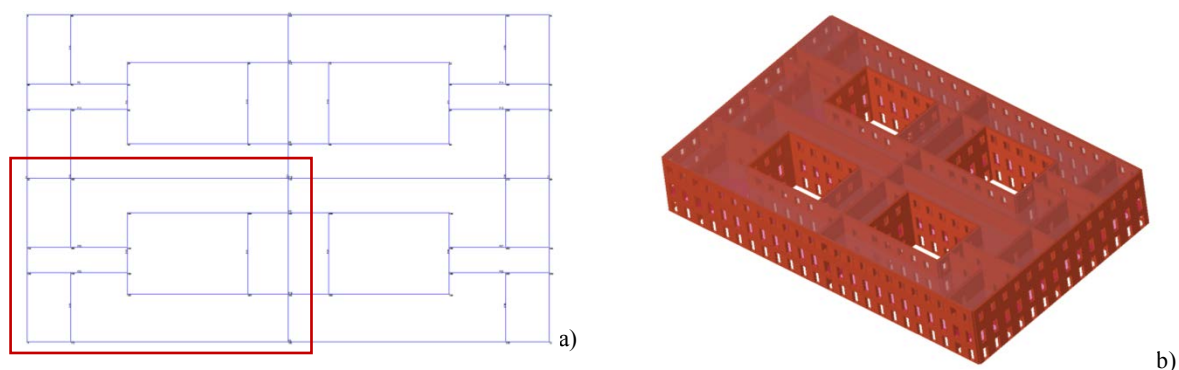


Figura 4 - 6: Rappresentazione schematica in pianta (a) e tridimensionale (b) del modello analizzato

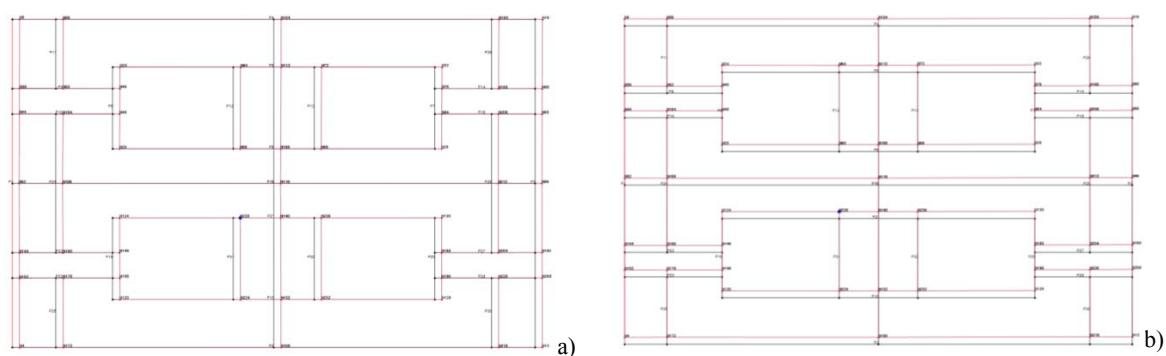


Figura 4 - 7: Deformata in pianta dell'aggregato nelle due direzioni $+x$ (a) e $+y$ (b), relative al primo modo

A fini di ricerca, considerando la corrispondenza di centro di massa e centro di rigidezza (struttura simmetrica), lo studio è stato condotto considerando le prime otto analisi (in direzione x e y , proporzionali alle masse e alla massa del primo modo di vibrare), escludendo quelle dotate di eccentricità. Come si vedrà successivamente, anche per gli altri casi (B, C e D) non si assiste a significativi spostamenti del centro di rigidezza, principalmente governato dai due setti centrali privi di forature e dalla buona simmetria delle strutture, di conseguenza non si prevedono effetti torsionali così significativi da giustificare lo studio delle analisi caratterizzate da eccentricità (Figura 4 - 7).

Per quanto riguarda il quadro di danno dei prospetti lungo strada, si riportano in Figura 4 - 8 i risultati ottenuti per le prime due analisi in direzione $+x$ e $+y$ proporzionali alle masse e al primo modo di vibrare. Non sono riportate le analisi più gravose, in quanto il confronto con i casi B, C e D sarà possibile solo valutando ogni analisi con la corrispondente.

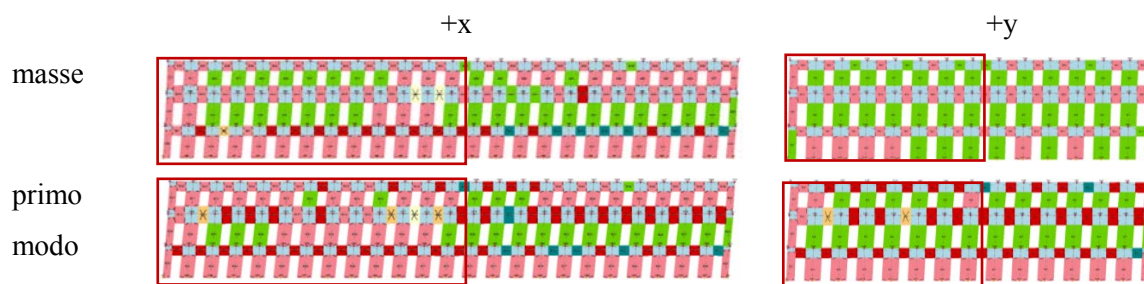


Figura 4 - 8: Rappresentazione della deformata di parete per i due prospetti fronte strada, con riferimento alle analisi proporzionali alle masse e al primo modo di vibrare nelle due direzioni $+x$ e $+y$. Il rettangolo rosso individua le porzioni di prospetto appartenenti ad US_{co}

Dall'osservazione delle modalità di rottura si possono individuare rotture per pressoflessione delle fasce di piano, accompagnate in alcuni casi da rotture anche in fase elastica. I maschi murari sono integri, o subiscono plasticizzazione per pressoflessione.

Si calcola a seguire la curva di capacità relativa alla singola US_{co} . A partire dalle curve di capacità ad n-GdL ottenute per ciascuna analisi del caso A, definite dagli spostamenti del nodo di controllo individuato entro US_{co} ed indicato in Figura 4 - 9, e dal taglio alla base valutato per l'intero edificio in aggregato, viene definita la curva di capacità ad n-GdL per US_{co} , sulla base dei medesimi spostamenti del nodo di controllo e del taglio alla base relativo invece alle sole pareti afferenti ad US_{co} .

La scelta di valutare gli spostamenti relativi ad un medesimo nodo di controllo (piuttosto che spostamenti medi o medi pesati) è funzionale al confronto tra curve (stessi spostamenti per US_{co} e aggregato); la posizione di tale nodo inoltre è in prossimità del centro di massa dell'edificio in aggregato.

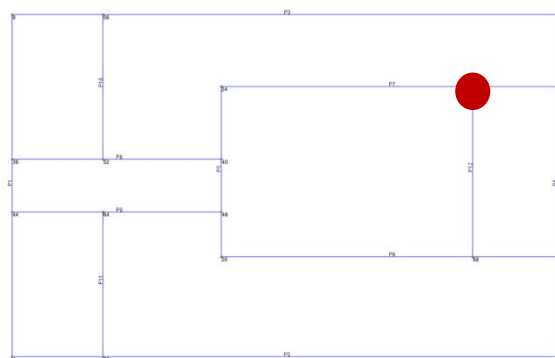


Figura 4 - 9: Individuazione del nodo di controllo selezionato per le analisi

Ottenuta la curva per US_{co} , si procede alla definizione della bilineare equivalente ad 1-GdL, utilizzando la procedura proposta da (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C7.3.4.1). Come definisce la norma, la forza F^* e lo

spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle grandezze F_b (taglio alla base) e d_c (spostamento del nodo di controllo), dalle relazioni

$$F^* = F_b/\Gamma \quad (6)$$

$$d^* = d_c/\Gamma \quad (7)$$

in cui il valore di Γ (fattore di partecipazione modale) varia sulla base della distribuzione di forze d'inerzia considerata. La normativa prevede che vengano considerate almeno due forze d'inerzia, ricadenti una nelle distribuzioni principali e l'altra nelle distribuzioni secondarie (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.) (7.3.4.1).

In particolare, le due distribuzioni di forze considerate sono le seguenti:

- caso 1: forze proporzionali alle masse;
- caso 2: forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo.

Il fattore di partecipazione modale Γ è definito dalla seguente relazione (C.7.3.5):

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad (8)$$

In cui:

τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata;

φ è il vettore che definisce il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c=1$;

M è la matrice di massa del sistema reale.

Partendo dalla considerazione che il fattore di partecipazione modale può anche essere rappresentato come segue (Fajfar 2000)

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (9)$$

i valori del fattore di partecipazione modale sono ottenuti considerando che alla struttura vengano applicate rispettivamente una distribuzione di forze proporzionali alle masse, per le quali il vettore φ risulta essere il vettore unitario di ordine 3: $\varphi^T=[1 \ 1 \ 1]$ e proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare, che assume quindi la forma $\varphi^T=[1 \ 0.666 \ 0.333]$ poiché ciascun piano presenta medesima altezza (Boscotrecase L. 2009).

Si riportano in Tabella 4 - 4 i parametri individuati per il caso A per l'edificio in aggregato. Fattore di partecipazione modale e periodo della struttura faranno riferimento nella creazione delle curve, sia per l'aggregato che per US_co, a quelli dell'aggregato nel suo complesso e non alla singola US, in quanto obiettivo dell'analisi è la valutazione dell'effettivo comportamento dell'US inclusa in un contesto aggregato.

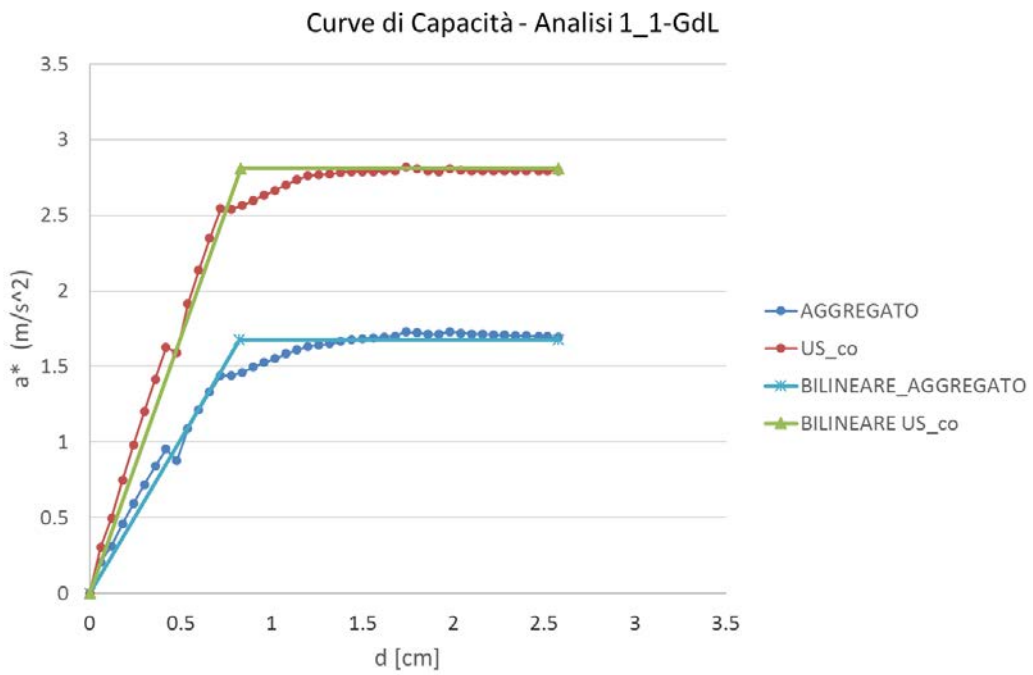
Tabella 4 - 4: Massa partecipante e fattore di partecipazione modale per l'aggregato

	AGGREGATO	
	caso 1	caso 2
massa (Kg)	14593725	14593725
m* (Kg)	1487638	975267.9
Γ	1	1.292454

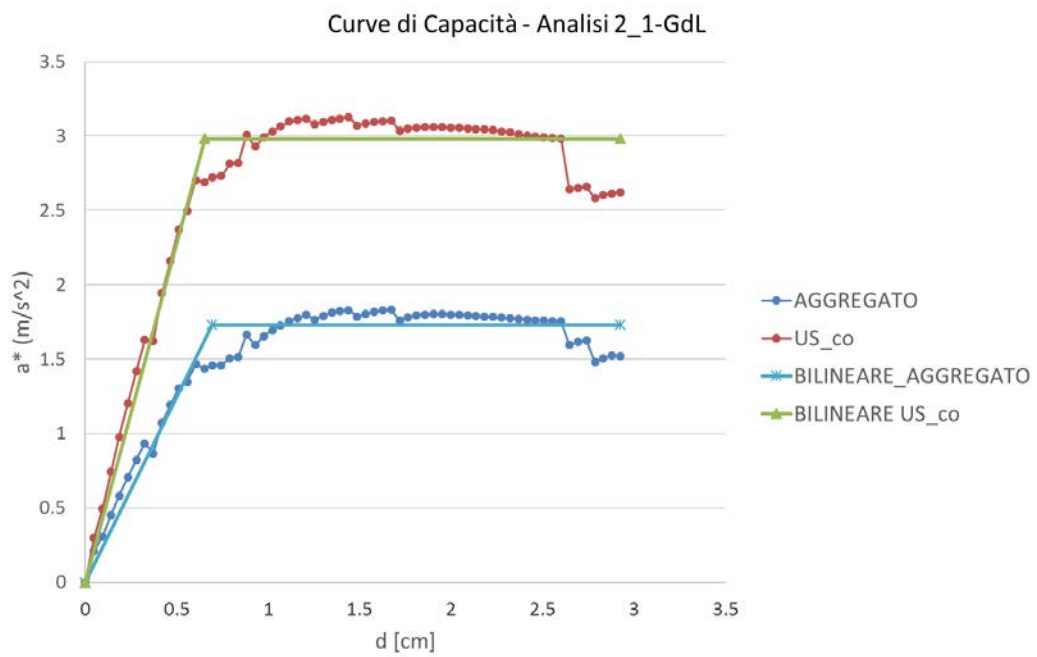
La costruzione della bilineare prevede che la rappresentazione del tratto elastico avvenga imponendo il passaggio per il punto $0.60F_{bu}^*$, mentre la forza di plasticizzazione F_y^* è ottenuta uguagliando le aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* , corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0.20F_{bu}^*$.

Una volta ottenute le curve di capacità per l'edificio in aggregato e per US_co, in funzione di forza di plasticizzazione-spostamento, è stato possibile ricavare nuove curve riscalate in un sistema di riferimento accelerazione-spostamento che dovrebbe essere indipendente dalla scelta del nodo di riferimento e dalla massa complessiva del sistema (Garlasco A. s.d.). L'indipendenza dal nodo di controllo non è totale, ed in ambito di ricerca è tuttora in fase di studio (G. A. Cattari S. 2006).

Si ripropongono le curve relative alle prime 4 analisi (direzione X), proporzionali alle masse e al primo modo (Figura 4 - 10).



a)



b)

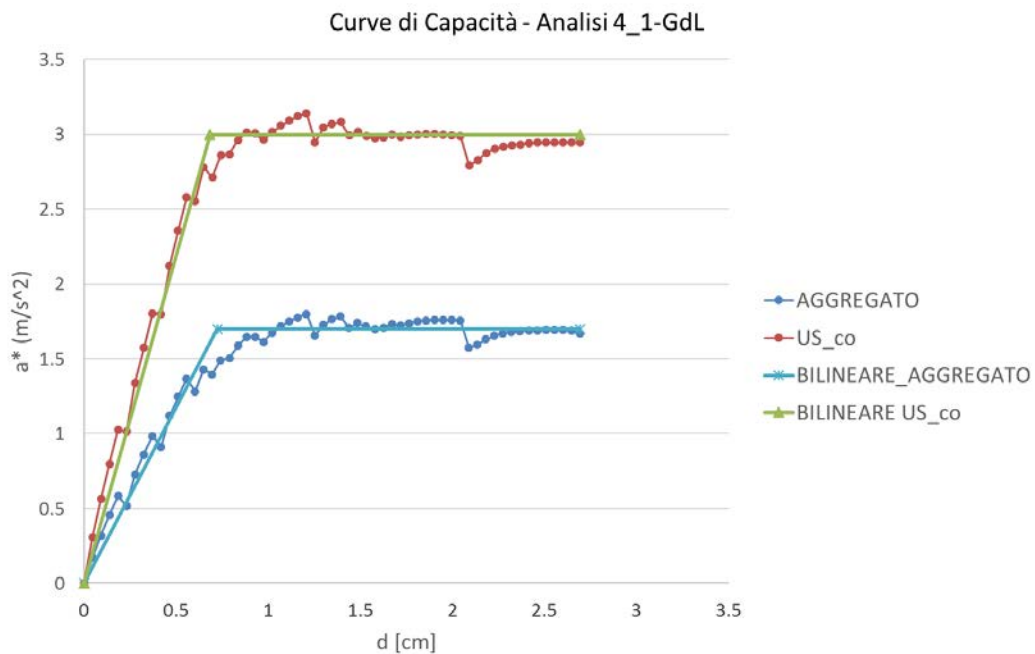
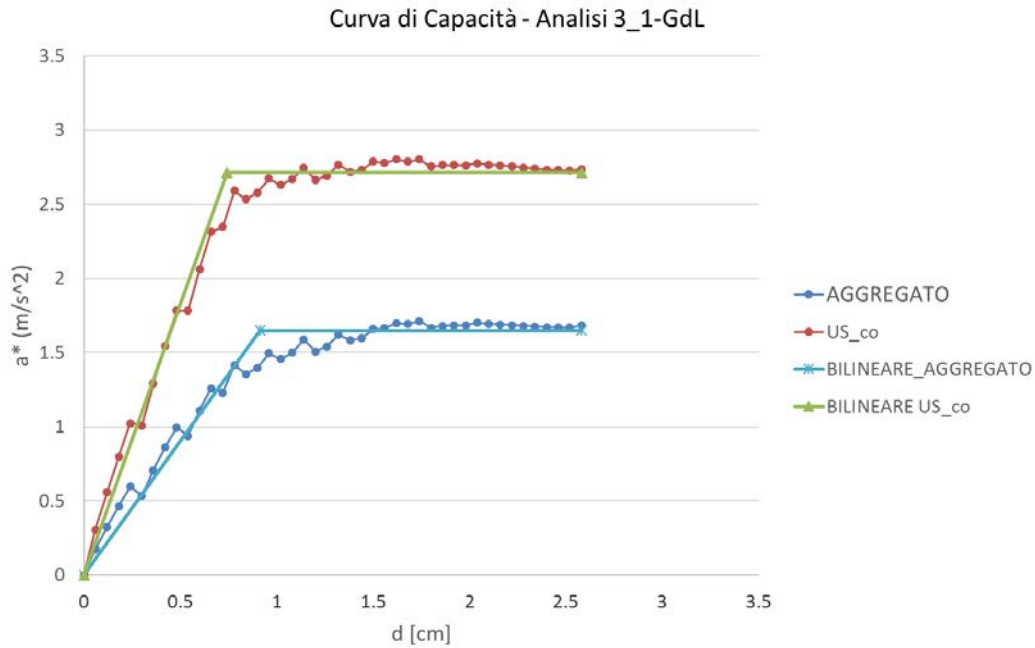


Figura 4 - 10: Caso A: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d)

Confrontando tra loro le diverse analisi in direzione X è possibile osservare, come prevedibile, una significativa riduzione del taglio alla base per le curve di capacità di US_co rispetto all'aggregato; oltre a tale riduzione, si individua anche un significativo appiattimento dei crolli nel taglio legati alla rottura delle porzioni murarie. Tale appiattimento è legato al fatto che il crollo viene distribuito uniformemente tra le curve di capacità relative a ciascuna US: è ovviamente da considerare che questo

metodo non coglie la possibile rottura di un pannello murario entro US_{co}, che prevedrebbe di considerare la riduzione del taglio nella sola curva di capacità relativa all'US. Dall'analisi delle bilineari forza-spostamento, se si confrontano le percentuali di forza di plasticizzazione coinvolte in US_{co} rispetto alla totalità dell'edificio in aggregato (Tabella 4 - 5), è possibile osservare come, per le prime 4 analisi in direzione X, US_{co} coinvolga una percentuale variabile tra il 46% e il 49%. Alla luce della perfetta simmetria delle strutture analizzate, ci si attenderebbe di individuare un valore per l'US_{co} pari a circa il 25%. Percentuali quasi raddoppiate sono principalmente legate all'aver considerato nel calcolo anche le due pareti piene di competenza dell'US, in aggregato con le unità adiacenti. Esse, come prevedibile, aumentano considerevolmente il valore di taglio alla base.

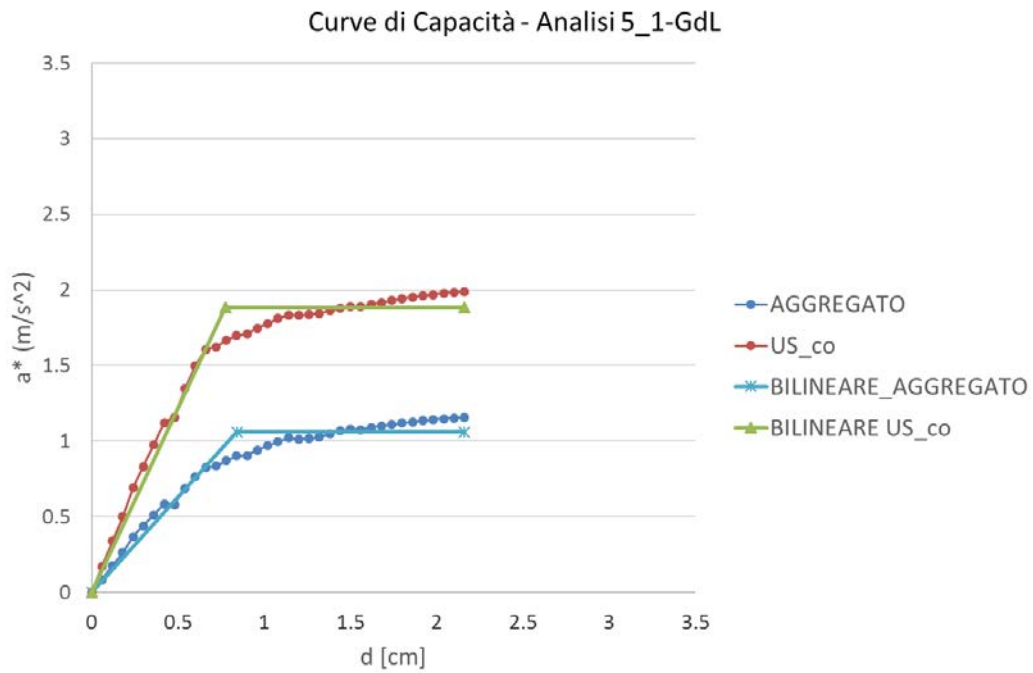
Considerazioni simili anche per la rigidezza in fase elastica, che si attesta intorno al 50%.

Per quanto riguarda invece l'accelerazione di capacità limite, i valori maggiori sono riscontrabili per l'US_{co}, che dimostra quindi, rispetto all'aggregato, di giungere a collasso per livelli di accelerazione pari ad una percentuale variabile tra il 165% e il 176%. Il rapporto tra taglio alla base assorbito e massa partecipante risulta infatti a favore di US_{co}, rispetto a quanto si ottiene invece per l'intero aggregato.

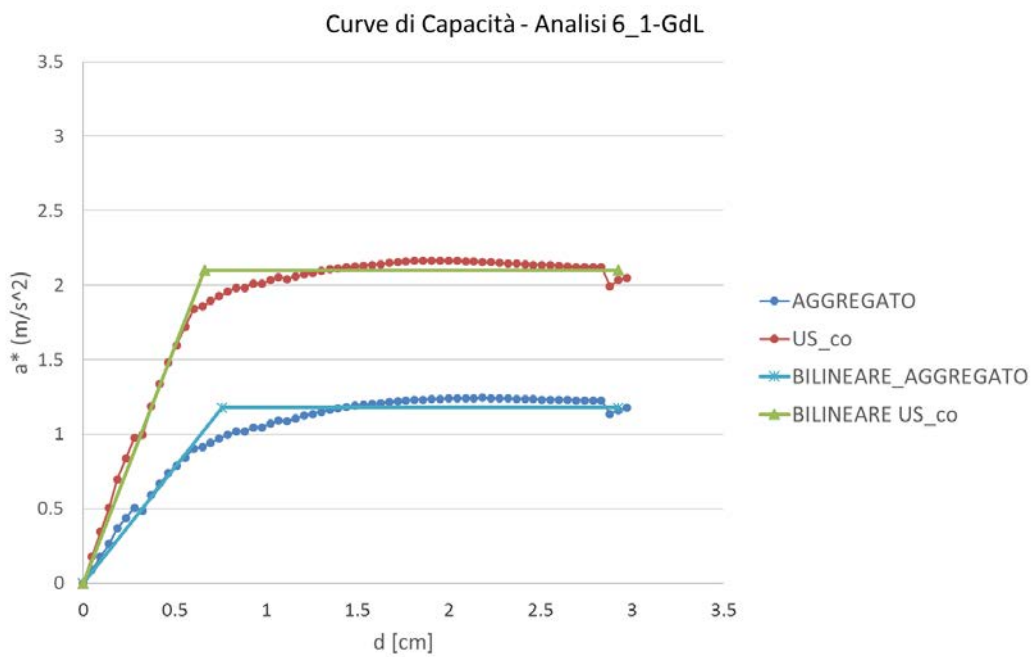
Tabella 4 - 5: Caso A: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_{co} per le prime 4 analisi in direzione X

	ANALISI 1		RAPPORTI	ANALISI 2		RAPPORTI
	AGGREGATO	US _{co}		AGGREGATO	US _{co}	
F* _v (daN)	2492761.54	1157700.30	46%	1686948.70	805454.21	48%
K* (daN/m)	302662235.29	139412388.00	46%	243580463.84	123580711.15	51%
a*(m/s ²)	1.68	2.81	168%	1.73	2.98	172%
	ANALISI 3		RAPPORTI	ANALISI 3		RAPPORTI
	AGGREGATO	US _{co}		AGGREGATO	US _{co}	
F* _v (daN)	2453470.74	1118722.41	46%	1659102.83	810292.18	49%
K* (daN/m)	268388105.26	150716794.35	56%	228914950.66	118501591.22	52%
a*(m/s ²)	1.65	2.71	165%	1.70	3.00	176%

Medesime considerazioni possono essere affrontate valutando le 4 analisi in direzione Y, per le quali si riportano le curve di capacità accelerazione-spostamento ad 1-GdL e relative bilineari per il caso A (Figura 4 - 11).



a)



b)

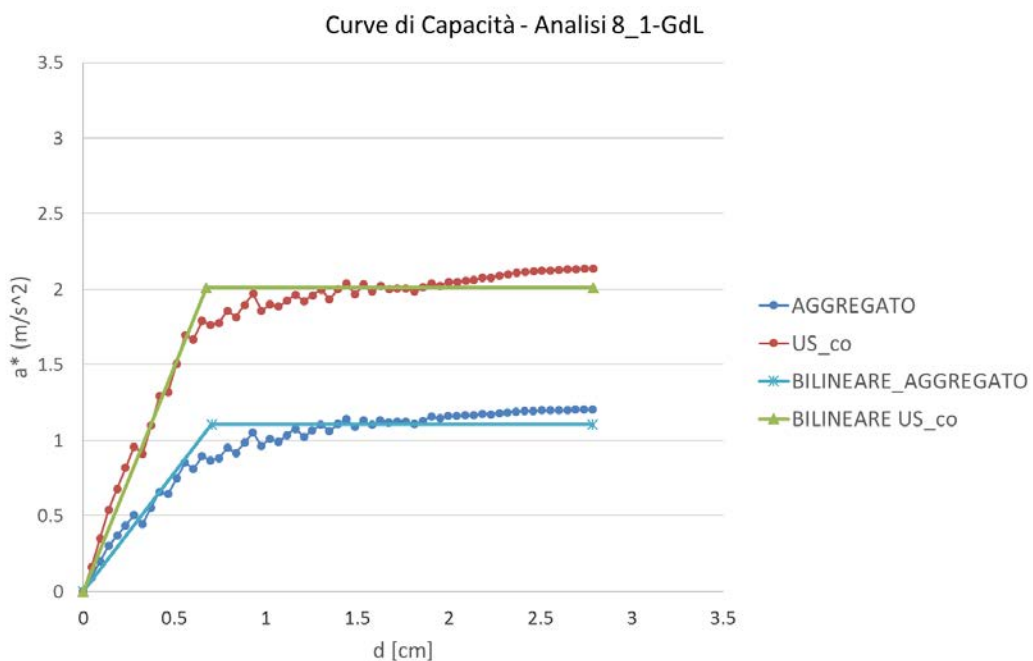
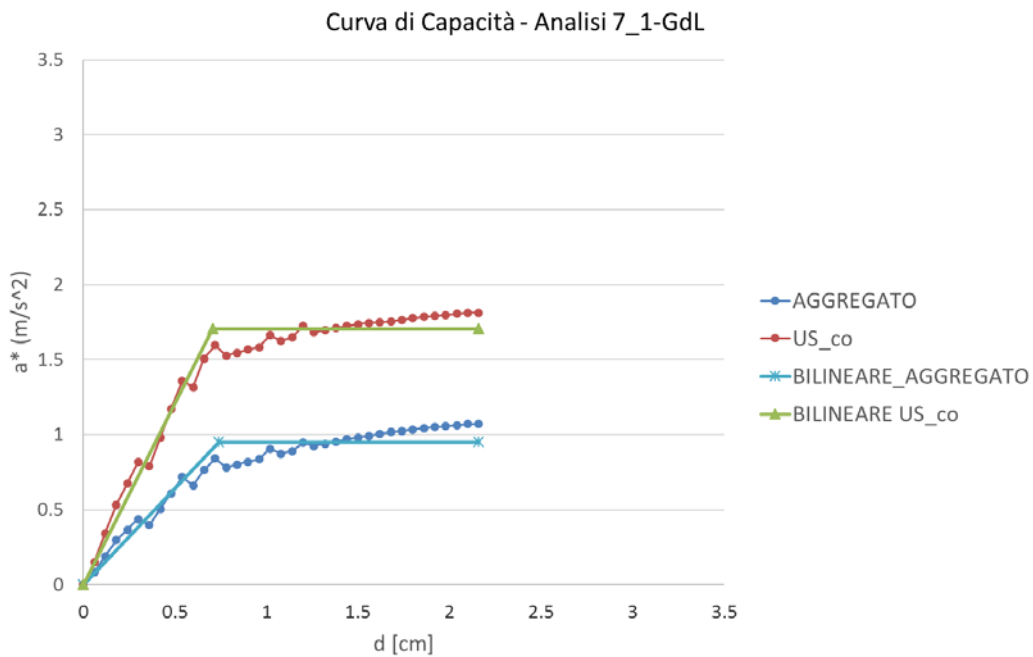


Figura 4 - 11: Caso A: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 5 (a), analisi 6 (b), analisi 7 (c), analisi 8 (d)

Anche per le analisi in direzione Y (Tabella 4 - 6), allo stesso modo che per le analisi in direzione X, la riduzione del taglio alla base e di conseguenza della forza di plasticizzazione tra US_co e aggregato si attesta tra il 49% e il 50%. Di poco superiore invece il rapporto tra i moduli elastici, che non supera comunque il 57%.

Per quanto riguarda l'accelerazione di capacità limite, si riscontrano valori leggermente superiori rispetto a quelli individuati per le analisi in X, con percentuali tra 176% e 182%.

Tabella 4 - 6: Caso A: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidità e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y

	ANALISI 5		RAPPORTI	ANALISI 6		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F_v^* (daN)	1578074.31	776503.96	49%	1149266.04	567752.70	49%
K^* (daN/m)	187559018.18	100347724.59	54%	151486316.98	85654046.68	57%
a^* (m/ s ²)	1.06	1.88	178%	1.178410638	2.10	178%
	ANALISI 7		RAPPORTI	ANALISI 8		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F_v^* (daN)	1413945.27	702842.09	50%	1076645.12	543435.85	50%
K^* (daN/m)	191397120.00	99627540.68	52%	153144945.28	80611790.02	53%
a^* (m/ s ²)	0.95	1.70	179%	1.10	2.01	182%

Una volta noto quindi il valore della rigidità k^* del tratto elastico della bilineare, è possibile calcolare il periodo elastico della costruzione T^* , utilizzando la seguente formula (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C7.3.6):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (10)$$

A partire da queste informazioni sarà quindi possibile procedere alla verifica, che viene in questo caso condotta per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Confrontando il valore di T^* ottenuto, si verifica che $T^* < T_c$ (stessa condizione si riproporrà anche per i casi B, C e D), perciò la domanda di spostamento per il sistema anelastico risulta maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo.

La domanda di spostamento si ottiene quindi applicando la formula:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (11)$$

dove il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente è

$$q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$

Considerando che, alla luce della necessità di valutare il comportamento dell'US_co entro il complesso aggregato, il valore di T^* rimane invariato sia per l'aggregato che per US_co, la variazione di q^* è legata esclusivamente alla variazione di m^* e F_y^* . Si assiste ad una riduzione per US_co della

domanda di spostamento, che si attesta intorno al 95%. Nonostante tale riduzione, le verifiche in direzione X continuano a non risultare soddisfatte (Tabella 4 - 7). Medesime considerazioni anche per le verifiche in direzione Y (Tabella 4 - 8)

Tabella 4 - 7: Caso A: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X

	ANALISI 1		VERIFICA		ANALISI 2		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	4.03	3.86	NO	NO	3.56	3.33	NO	NO
d_u^* (cm)	2.58	2.58			2.92	2.92		
q^*	3.96	2.36			3.83	2.23		

	ANALISI 3		VERIFICA		ANALISI 4		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	3.21	3.17	NO	NO	3.70	3.47	NO	NO
d_u^* (cm)	2.58	2.58			2.69	2.69		
q^*	3.21	2.44			3.90	2.21		

Tabella 4 - 8: Caso A: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y

	ANALISI 5		VERIFICA		ANALISI 6		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	4.03	3.86	NO	NO	3.56	3.33	NO	NO
d_u^* (cm)	2.58	2.58			2.92	2.92		
q^*	3.96	2.36			3.83	2.23		
	ANALISI 7		VERIFICA		ANALISI 8		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	3.21	3.17	NO	NO	3.70	3.47	NO	NO
d_u^* (cm)	2.58	2.58			2.69	2.69		
q^*	3.21	2.44			3.90	2.21		

Passando quindi all'analisi del caso B, l'aggregato presenta una configurazione semplificata, nella quale non sono stati rappresentati i distributivi interni delle US in aggregato ad US_co (Figura 4 - 12). I solai, definiti ancora su base tipologica, risultano poggianti sulle murature perimetrali e su travi aventi medesima rigidezza del solaio utilizzato. In questo caso, e anche per i casi descritti a seguire (C e D), si assume che il solaio adempia alla funzione di ripartitore di rigidezza. Si segnala che la definizione di solai poggianti solo sulle murature perimetrali e della corte interna, rispetto al caso A, comporta una diversa distribuzione dei carichi sulle murature e di conseguenza un possibile aumento dello sforzo normale sui maschi murari nelle US contigue. Tale condizione potrà causare variazioni nelle modalità di rottura (ad esempio, incremento rotture a taglio a discapito di quelle per pressoflessione) ma considerate le finalità dello studio, la presenza di un contesto aggregato anche se

in forma semplificata è funzionale per lo più alla definizione di vincoli aggregativi, rigidzze e trasmissione di taglio di murature contigue. Dall'osservazione esterna del contesto aggregato non è possibile stabilire a priori la direzione principale di orditura dei solai in legno definiti su base tipologica. Le combinazioni possibili sono molteplici (l'orditura può variare sia piano per piano che all'interno di ciascuno di essi): a tal proposito, sono state individuate due configurazioni, con orditure tutte in direzione Y e successivamente tutte in direzione X per le 3 US contigue. Confrontando il caso A con i due casi B individuati, si sono osservati risultati simili in termini di deformate di parete per US_co; gli spostamenti del nodo di controllo risultano maggiori per la maggior parte delle analisi dei due casi B rispetto al caso A, ma in termini di percentuale di soddisfacimento della verifica i risultati più cautelativi si osservano per il caso B con orditura in direzione Y. Le deformate in pianta sono invece le medesime; si segnala per ogni analisi il decadimento del taglio che porta a conclusione l'analisi per rottura di una delle due pareti piene tra loro ortogonali, in base alla direzione considerata per il sisma. L'orditura in direzione Y consente inoltre una distribuzione verosimile dei solai entro le US oggetto di studio, in considerazione delle luci presenti. Si è deciso quindi di procedere considerando quest'ultimo caso.

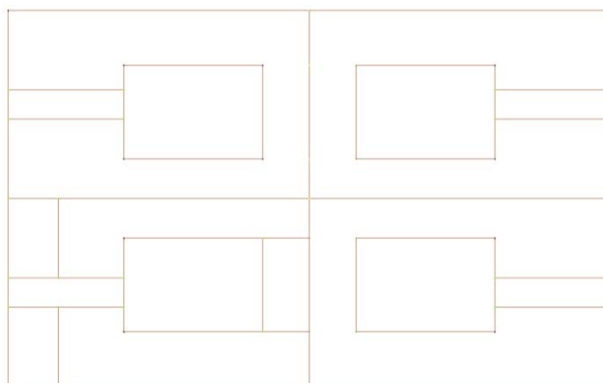


Figura 4 - 12: Schema semplificato del Caso B

Sono state definite le curve di capacità accelerazione-spostamento ad 1-GdL per le 8 analisi condotte per il caso B, rispettivamente per aggregato e US_co (Figura 4 - 13).

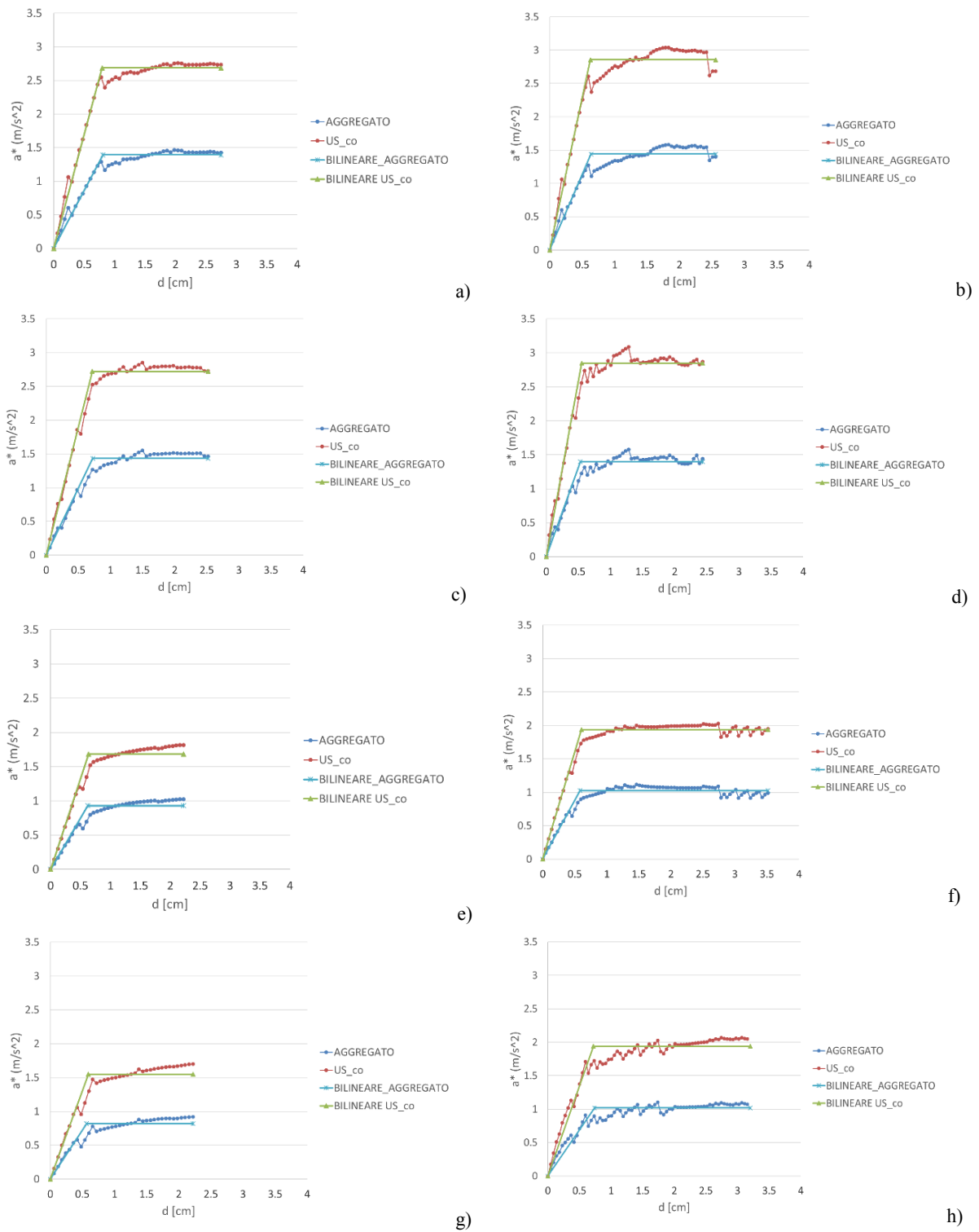


Figura 4 - 13: Caso B: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h)

Osservando le forze di plasticizzazione F_y^* per aggregato e US_co, per tutte le analisi in X il rapporto percentuale cresce del 20-25% rispetto al caso A, per quelle in Y del 15-20%, a seguito

dell'eliminazione delle pareti interne delle US contigue. Medesime percentuali sono riscontrabili anche per il valore di rigidezza k^* (Tabella 4 - 9) per le analisi in direzione X; per la direzione Y, invece, l'incremento è circa del 15% (Figura 4 - 10). Se si analizzano invece le accelerazioni di capacità limite, le percentuali si attestano tra il 181% e il 204%.

Tabella 4 - 9: Caso B: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X

	ANALISI 1		RAPPORTI	ANALISI 2		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F_v^* (daN)	1661724.83	1107068.51	67%	1091765.58	772597.10	71%
K^* (daN/m)	205667294.12	139336519.21	68%	171463354.40	123298019.41	72%
a^* (m/ s ²)	1.39	2.69	193%	1.44	2.86	199%
	ANALISI 3		RAPPORTI	ANALISI 3		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F_v^* (daN)	1709069.08	1122741.18	66%	1061517.62	770226.56	73%
K^* (daN/m)	235868425.53	156703092.48	66%	199628940.79	139102082.14	70%
a^* (m/ s ²)	1.43	2.72	190%	1.40	2.85	204%

Tabella 4 - 10: Caso B: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y

	ANALISI 5		RAPPORTI	ANALISI 6		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F_v^* (daN)	1108776.38	694780.70	63%	778850.20	523446.66	67%
K^* (daN/m)	178863073.17	109613148.59	61%	133861293.44	86615302.92	65%
a^* (m/ s ²)	0.93	1.69	181%	1.03	1.94	189%
	ANALISI 7		RAPPORTI	ANALISI 8		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F_v^* (daN)	977745.78	638844.84	65%	772449.15	524765.49	68%
K^* (daN/m)	173515421.05	108007863.71	62%	104476295.48	72969723.38	70%
a^* (m/ s ²)	0.82	1.55	189%	1.02	1.94	191%

Per quanto riguarda la verifica allo SLV, si riportano i risultati per le 4 analisi in direzione X e Y (Tabella 4 - 11 e Tabella 4 - 12). In questo caso è possibile osservare come i rapporti tra le domande di spostamento relative ad aggregato e US_co si mantengano, per direzione, pressoché invariati per entrambi i casi. Ad ogni modo, le analisi risultano non verificate, come nel caso precedente.

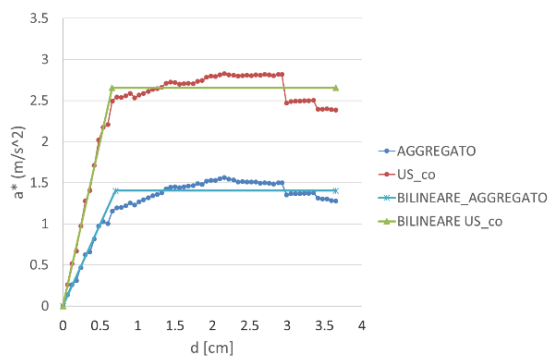
Tabella 4 - 11: Caso B: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X

	ANALISI 1		VERIFICA		ANALISI 2		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	4.49	4.33	NO	NO	3.83	3.58	NO	NO
d_u^* (cm)	2.75	2.75			2.55	2.55		
q^*	4.76	2.47			4.61	2.32		
	ANALISI 3		VERIFICA		ANALISI 4		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	3.02	2.92	NO	NO	3.51	3.24	NO	NO
d_u^* (cm)	2.52	2.52			2.43	2.43		
q^*	3.02	2.44			4.74	2.33		

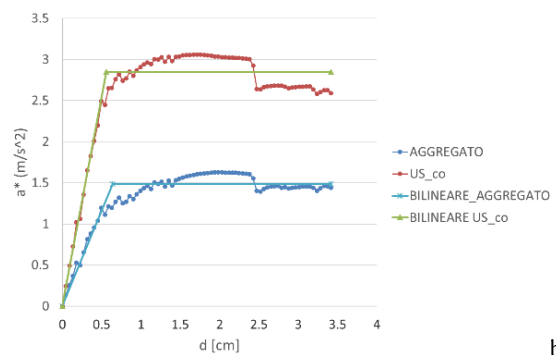
Tabella 4 - 12: Caso B: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y

	ANALISI 5		VERIFICA		ANALISI 6		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	4.92	4.85	NO	NO	4.48	4.36	NO	NO
d_u^* (cm)	2.22	2.22			3.52	3.52		
q^*	7.14	3.94			6.46	3.43		
	ANALISI 7		VERIFICA		ANALISI 8		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	3.83	3.78	NO	NO	5.16	5.10	NO	NO
d_u^* (cm)	2.22	2.22			3.20	3.20		
q^*	3.83	4.28			6.52	3.42		

Si propongono i risultati ottenuti dall'analisi del caso C, per il quale si riporta il confronto tra curve di capacità accelerazione-spostamento ad 1-GdL e relative bilineari per le prime 8 analisi (Figura 4 - 14).



a)



b)

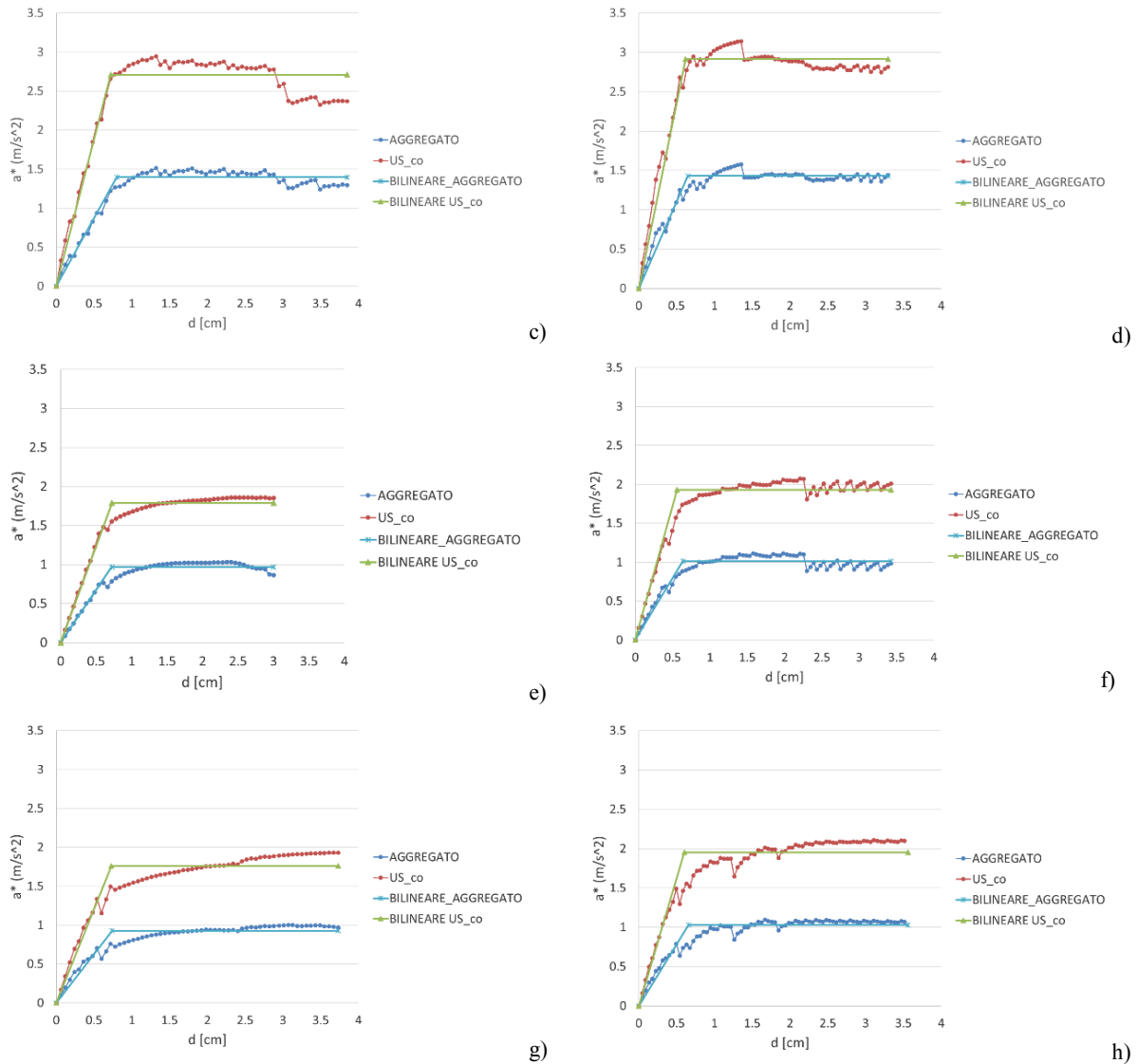


Figura 4 - 14: Caso C: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h)

Osservando le forze di plasticizzazione F_y^* per aggregato e US_co, per tutte le analisi in X e Y si riscontrano riduzioni non superiori ai 5 punti percentuali rispetto al caso B. Per quanto riguarda la rigidità, si può osservare un aumento dei rapporti tra singola US_co e intero aggregato (Tabella 4 - 13, Tabella 4 - 14). I rapporti di accelerazione di capacità limite tra US_co e aggregato si attestano su percentuali variabili tra 185% e 204%.

Tabella 4 - 13: Caso C: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidità e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X

	ANALISI 1		RAPPORTI	ANALISI 2		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F* _y (daN)	1757980.93	1093909.52	62%	1158179.81	770560.05	67%
K* (daN/m)	250331617.02	166594878.96	67%	181343821.56	137975189.94	76%
a*(m/ s ²)	1.40	2.65	189%	1.49	2.85	192%
	ANALISI 3		RAPPORTI	ANALISI 4		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F* _y (daN)	1753348.26	1117764.32	64%	1113738.70	788138.43	71%
K* (daN/m)	218937576.92	155054668.04	71%	171644965.62	127435447.67	74%
a*(m/ s ²)	1.40	2.71	194%	1.43	2.91	204%

Tabella 4 - 14: Caso C: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidità e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y

	ANALISI 5		RAPPORTI	ANALISI 6		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F*y (daN)	1215282.90	737229.64	61%	789330.90	521822.80	66%
K* (daN/m)	168813652.17	102145651.70	61%	123811857.22	93480097.27	76%
a*(m/ s ²)	0.97	1.79	185%	1.01	1.93	191%
	ANALISI 7		RAPPORTI	ANALISI 8		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F*y (daN)	1162542.77	725377.46	62%	802198.61	528040.22	66%
K* (daN/m)	157332500.00	99457194.41	63%	121824125.77	87586830.81	72%
a*(m/ s ²)	0.93	1.76	190%	1.03	1.95	190%

Se si osservano invece i risultati delle verifiche relative allo SLV, si nota tra il caso C e i casi A e B una buona corrispondenza negli esiti di tutte le analisi, ad eccezione dell'analisi 3, che nel caso C risulta verificata sia per aggregato che US_co (Tabella 4 - 15, Tabella 4 - 16).

Tabella 4 - 15: Caso C: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X

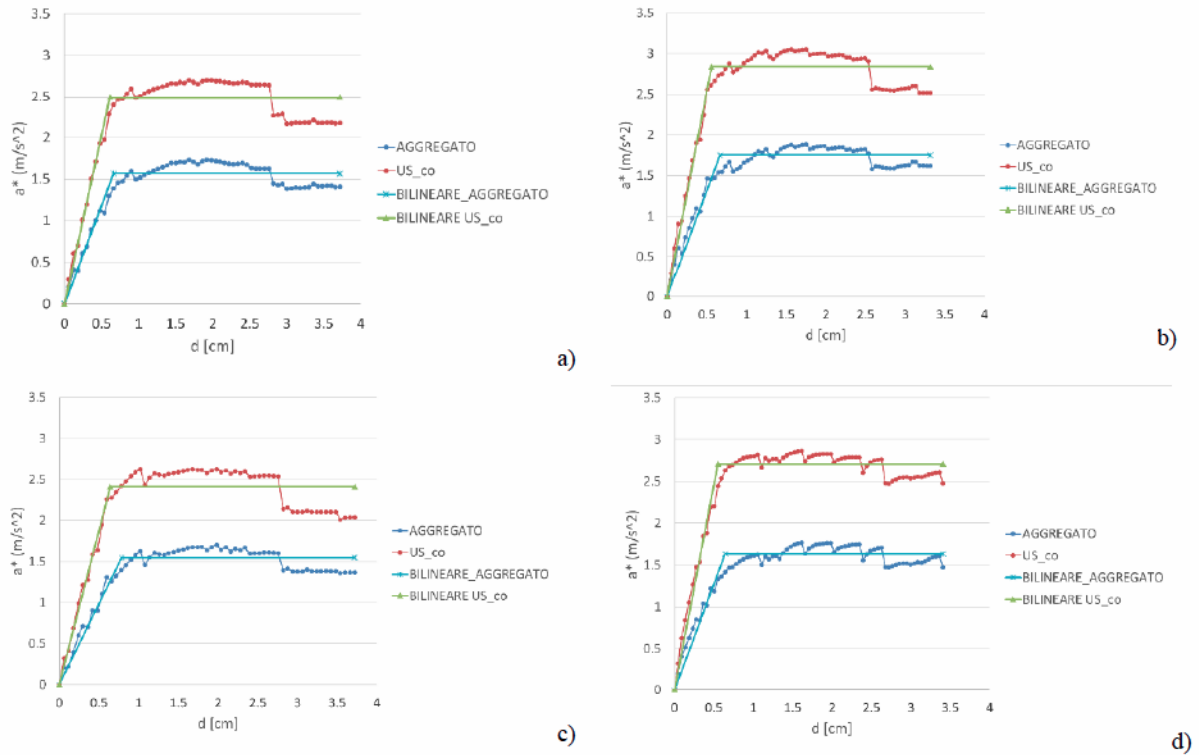
	ANALISI 1		VERIFICA		ANALISI 2		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d* _{max} (cm)	4.12	3.93	NO	NO	3.75	3.51	NO	NO
d* _u (cm)	3.65	3.65			3.42	3.42		
q*	4.73	2.50			4.46	2.33		
	ANALISI 3		VERIFICA		ANALISI 4		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d* _{max} (cm)	3.22	3.13	SI	SI	3.89	3.64	NO	NO
d* _u (cm)	3.85	3.85			3.30	3.30		
q*	3.22	2.45			4.64	2.28		

Tabella 4 - 16: Caso C: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y

	ANALISI 5		VERIFICA		ANALISI 6		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	5.23	5.18	NO	NO	4.75	4.66	NO	NO
d_u^* (cm)	3.00	3.00			3.43	3.43		
q^*	6.85	3.71			6.55	3.44		
	ANALISI 7		VERIFICA		ANALISI 8		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	4.08	4.04	NO	NO	4.80	4.71	NO	NO
d_u^* (cm)	3.73	3.73			3.56	3.56		
q^*	4.08	3.77			6.44	3.40		

L'ultimo caso proposto (caso D) prevede invece la rappresentazione delle unità contigue attraverso solai infinitamente rigidi, privi di carichi. Dall'osservazione delle curve di capacità accelerazione-spostamento ad 1-GdL (Figura 4 - 15) e dei valori di F_y^* , k^* e a^* , emergono i risultati riportati in Tabella 4 - 17 e Tabella 4 - 18.

Gli esiti delle verifiche risultano in questo caso diversi, in quanto segnalano per US_co un soddisfacimento delle verifiche per le prime 4 analisi (Tabella 4 - 19, Tabella 4 - 20), a differenza di quanto valutato per il caso A.



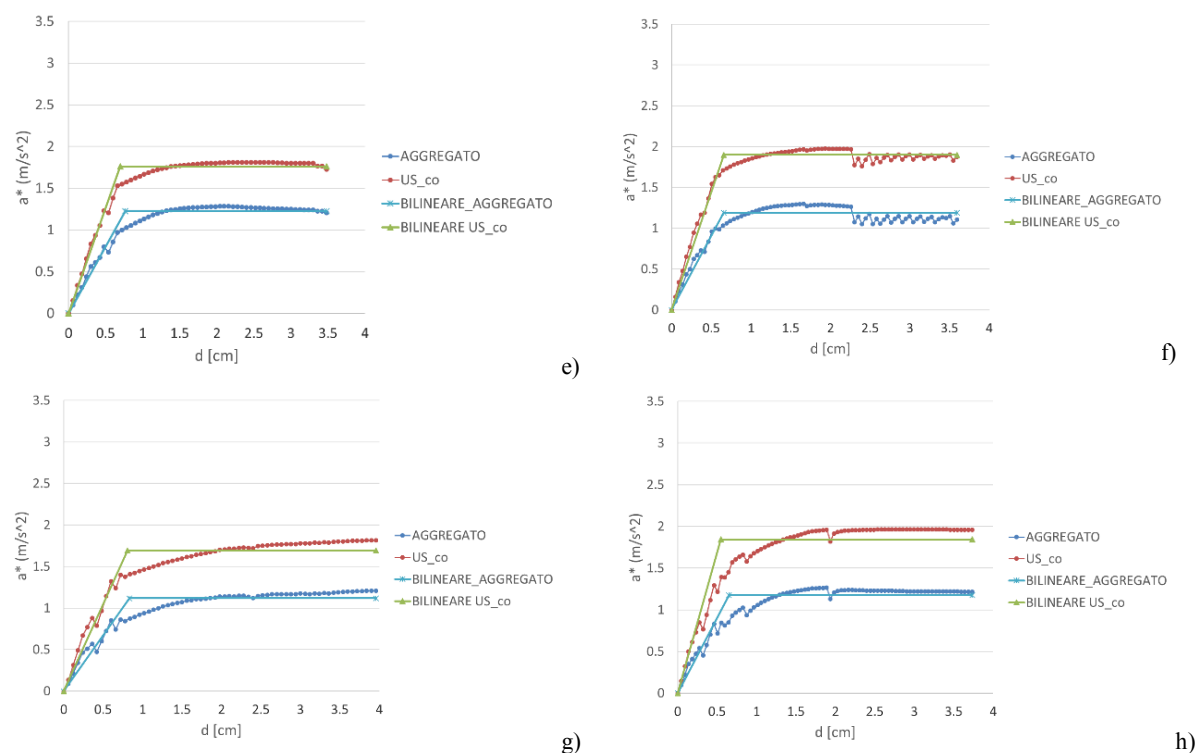


Figura 4 - 15: Caso D: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h)

Tabella 4 - 17: Caso D: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidità e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X

	ANALISI 1		RAPPORTI	ANALISI 2		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F* _v (daN)	1494402.60	1027201.97	69%	1081563.69	767559.11	71%
K* (daN/m)	225234000.00	167066622.01	74%	162328628.07	137611497.80	85%
a*(m/ s ²)	1.57	2.49	159%	1.75	2.84	162%
	ANALISI 3		RAPPORTI	ANALISI 3		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F* _v (daN)	1476000.41	994588.87	67%	1007058.63	731734.63	73%
K* (daN/m)	187322884.62	154680878.33	83%	156217551.34	132610850.48	85%
a*(m/ s ²)	1.55	2.41	156%	1.63	2.71	166%

Tabella 4 - 18: Caso D: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidità e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y

	ANALISI 5		RAPPORTI	ANALISI 6		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F* _v (daN)	1170795.04	724981.28	62%	733386.31	513674.22	70%
K* (daN/m)	153071000.00	104215092.16	68%	111825330.82	78151064.17	70%
a*(m/ s ²)	1.23	1.76	143%	1.19	1.90	160%

	ANALISI 7		RAPPORTI	ANALISI 8		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F_v^* (daN)	1066788.85	698240.21	65%	726506.61	499101.16	69%
K^* (daN/m)	128245555.56	86394967.72	67%	111652540.81	91022537.69	82%
a^* (m/ s ²)	1.12	1.69	151%	1.18	1.85	157%

Tabella 4 - 19: Caso D: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X

	ANALISI 1		VERIFICA		ANALISI 2		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	3.71	3.54	SI	SI	3.45	3.24	NO	SI
d_u^* (cm)	3.72	3.72			3.32	3.32		
q^*	4.24	2.66			3.79	2.34		
	ANALISI 3		VERIFICA		ANALISI 4		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	3.04	3.03	SI	SI	3.55	3.35	NO	SI
d_u^* (cm)	3.72	3.72			3.41	3.41		
q^*	3.04	2.75			4.07	2.45		

Tabella 4 - 20: Caso D: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y

	ANALISI 5		VERIFICA		ANALISI 6		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	4.70	4.65	NO	NO	4.39	4.30	NO	NO
d_u^* (cm)	3.48	3.48			3.59	3.59		
q^*	5.41	3.77			5.59	3.49		
	ANALISI 7		VERIFICA		ANALISI 8		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	3.97	3.98	NO	NO	4.40	4.31	NO	NO
d_u^* (cm)	3.96	3.96			3.73	3.73		
q^*	3.97	3.92			5.64	3.59		

In generale quindi, se si confrontano i risultati analisi per analisi e caso per caso, è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- le deformate in pianta, per tutti i casi analizzati, presentano come prevedibile le medesime caratteristiche, individuando traslazioni nelle due direzioni e nei due versi, in base alla direzione dell'azione sismica. Non si verificano effetti torsionali (centro di massa e centro di rigidità, anche nei casi semplificati, sono abbastanza prossimi);
- il decadimento del taglio è per lo più legato alla rottura di uno dei pannelli murari, privi di aperture, che dividono tra loro le unità strutturali, nella direzione dell'azione sismica (solo per il caso A il decadimento è legato in un paio di analisi alla rottura di altri maschi murari interni

all'aggregato, e solo per una di tali analisi in X il decadimento è fornito anche da alcune pareti interne a US_co);

- l'osservazione delle deformate dei prospetti fronte strada, descritto al fine di completare lo studio in merito al loro comportamento nel piano descritto nel Capitolo 3, segnala condizioni più gravose per tutti i casi semplificati (B, C e D), o al più simili, rispetto al caso A; fanno eccezione le deformate osservate per l'analisi 4 e l'analisi 8, che si dimostrano invece meno gravose per tutti i casi semplificati; in generale, le rotture coinvolgono le fasce di piano, con rotture a pressoflessione e, in alcuni casi, in fase elastica; i maschi murari rimangono integri, o al più subiscono plasticizzazione per pressoflessione;
- in generale, i valori di accelerazione di capacità limite relativi ad US_co sono sempre superiori a quelli dell'aggregato per valori quasi raddoppiati; rispetto a valori medi, valutando singolarmente ciascuna analisi di ciascun caso, le variazioni oscillano tra -12% e +14%; rispetto al caso A, i casi B e C mostrano rapporti percentuali inferiori di accelerazione, che oscillano per l'aggregato tra 82% e 97% e per US_co tra 89% e 103%; il caso D presenta invece valori di accelerazione superiori per l'aggregato rispetto ai medesimi del caso A, percentuali simili ai casi B e C per US_co;
- i rapporti tra forza di plasticizzazione di US_co e aggregato si attestano per tutte le analisi tra il 46% e il 50% per il caso A; i casi B, C e D presentano una variazione compresa tra 11% e 24% rispetto al caso A;
- considerando ciascun caso separatamente, la variazione nei rapporti tra forze di plasticizzazione per le diverse analisi si mantiene entro $\pm 5\%$;
- i rapporti tra rigidità elastica di US_co e aggregato presentano variazioni più significative, in quanto variano tra 46% e 85% per il caso A; i rapporti maggiori si verificano per il caso D, per il quale la rigidità dell'aggregato è proporzionalmente inferiore rispetto a quella di US_co; rispetto al caso A, le variazioni per gli altri casi sono comprese tra 7% e 34%;
- considerando ciascun caso separatamente, la variazione nei rapporti tra rigidità in fase elastica, valutata per le diverse analisi, si attesta su $\pm 10\%$;
- in generale, per tutti i casi semplificati (B, C e D) e per ciascuna analisi, si mostra un aumento del rapporto tra US_co e aggregato dovuta ad una netta riduzione della forza di plasticizzazione (30-40%) per l'aggregato; riduzioni poco significative si hanno invece per forza di plasticizzazione di US_co (max 10%); si assiste quindi ad una diminuzione, come prevedibile, del complessivo taglio alla base per l'aggregato, al contrario per US_co la riduzione è pressoché irrisoria;

- per quanto riguarda la rigidità in fase elastica, si possono condurre medesime valutazioni analizzando l'intero complesso aggregato; l'aumentare del rapporto tra US_co e aggregato (aumento dal 10% al 34% per i casi B, C e D rispetto al caso A) è per lo più legato ad una riduzione della rigidità in fase elastica dell'intero aggregato; rigidità invariate sono invece riscontrabili per US_co.

Considerando il fatto che gli spostamenti ultimi per US_co e aggregato sono invariati, si riportano alcune riflessioni in merito ai valori di d_y^* e d_{max}^* . Le differenze tra d_y^* per US_co e aggregato sono pressoché invariate, per lo più dell'ordine di pochi millimetri (rapporti tra US_co e aggregato non inferiori a 82%); percentuali non inferiori al 92% sono individuabili invece per d_{max}^* . A differenza dei valori di F_y^* e k^* , tali percentuali sono poco significative e il confronto deve essere condotto analizzando singolarmente gli esiti dei vari casi e delle varie analisi. Per quanto riguarda lo spostamento massimo richiesto da normativa, si può osservare che per ciascuna analisi la maggior diminuzione dei valori di d_{max}^* rispetto al caso A si ha per il caso D, sia per l'intero aggregato che per US_co. Al contrario, i valori più prossimi al caso reale si hanno per il caso C. Se si osservano però gli spostamenti ultimi d_u^* ottenuti per i diversi casi, si osserva per il caso B una leggera diminuzione dei valori di spostamento ultimo rispetto al caso reale, mentre il caso C e il caso D mostrano aumenti superiori al centimetro. Tale condizione ha portato in più occasioni (soprattutto per il caso D, che segnala inoltre i valori più bassi di d_{max}^*) al soddisfacimento delle verifiche sia per US_co che per aggregato.

Si portano quindi a confronto in Tabella 4 - 21 i range di variabilità di curve di capacità e valori da verifica per lo SLV per i diversi casi, al fine di definire il caso più rappresentativo della condizione reale (caso A). La tabella definisce la variazione dei valori percentuali per i diversi parametri del caso B, C e D rispetto ai risultati ottenuti per il caso di riferimento (caso A).

Tabella 4 - 21: Variazioni dei principali parametri caratterizzanti curve di capacità e verifiche allo SLV per i casi B, C e D. In azzurro il caso maggiormente rappresentativo della condizione reale (caso A)

	CASO B		CASO C		CASO D	
	AGG	US_co	AGG	US_co	AGG	US_co
F_y^*	64-72%	89-100%	67-82%	92-103%	60-75%	89-99%
k^*	68-95%	91-117%	74-82%	100-119%	68-82%	87-120%
a^*	82-92%	91-100%	84-97%	92-103%	93-118%	89-99%
d_y^*	73-105%	81-107%	84-100%	79-103%	81-113%	74-115%
d_u^*	87-118%	87-118%	115-173%	115-173%	113-183%	113-183%
d_{max}^*	91-111%	90-112%	96-106%	96-105%	87-97%	86-97%

Dal confronto emerge come caso maggiormente rappresentativo della reale condizione il caso B, per il quale si osserva il range di variazione percentuale della forza di plasticizzazione più contenuto tra tutti i casi (per US_co l'intervallo si mantiene pressoché lo stesso per caso B, C e D); simili considerazioni anche per la rigidezza in fase elastica, per la quale il caso B si presenta come il caso con valori per aggregato e US_co più equilibrati (intervalli più ridotti si hanno rispettivamente per l'aggregato nel caso D e per US_co nel caso C). Passando quindi alle verifiche, come già riportato nei precedenti paragrafi, il caso B è quello che presenta, a favore di sicurezza, i risultati maggiormente cautelativi tra i 3 casi semplificati con valori di d_u^* prossimi al caso reale e valori di d_{max}^* maggiori (valutazioni condotte confrontando ciascuna analisi del caso A con la rispettiva del caso B).

Stabilita la buona corrispondenza tra caso A e caso B, un ulteriore confronto può essere affrontato comparando le curve di capacità accelerazione-spostamento per questi due casi relative a US_co con la curva di capacità relativa all'US modellata singolarmente (non inclusa nell'aggregato), a cui ci si riferirà con l'acronimo US_is. Nella pratica professionale infatti, il progettista tende solitamente ad approcciarsi alla modellazione dell'US come fosse isolata, senza tenere in considerazione i vincoli di aggregazione. Si riportano in Tabella 4 - 22 e Tabella 4 - 23 i valori ottenuti dall'analisi statica non-lineare per il caso US_is, mentre in Tabella 4 - 24 le verifiche allo SLV. Si propongono quindi in Figura 4 - 16 i confronti per ciascuna analisi delle 3 curve di capacità relative a US_co (caso A), US_co (caso B) e US_is.

Tabella 4 - 22: US_is: definizione di forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per le prime 4 analisi in direzione X

	ANALISI 1	ANALISI 2
	US_co	US_co
F_v^* (daN)	718300.15	460426.62
K^* (daN/m)	83879886.79	68906746.00
a^* (m/ s ²)	1.74	1.70
	ANALISI 3	ANALISI 3
	US_co	US_co
F_v^* (daN)	734687.00	495166.81
K^* (daN/m)	88403769.23	73640784.21
a^* (m/ s ²)	1.78	1.83

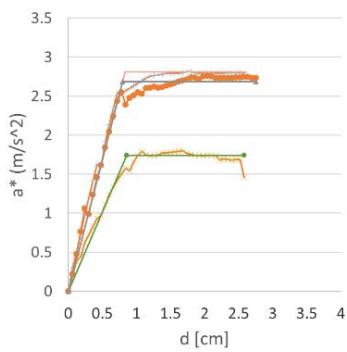
Tabella 4 - 23: US_is: definizione di forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per le prime 4 analisi in direzione Y

	ANALISI 5	ANALISI 6
	US_co	US_co
F_v^* (daN)	507906.30	333086.26
K^* (daN/m)	62861882.35	47991664.59
a^* (m/ s ²)	1.23	1.23

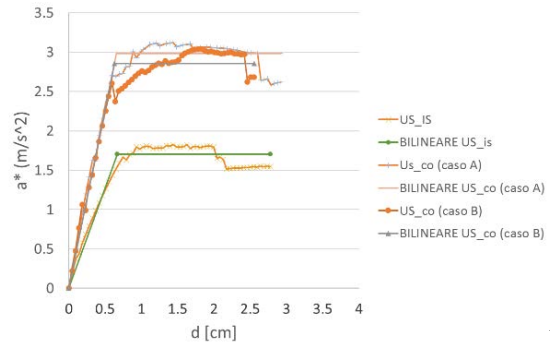
	ANALISI 7	ANALISI 8
	US_co	US_co
F^*_v (daN)	508655.55	345726.21
K^* (daN/m)	54263300.00	43607359.44
a^* (m/ s ²)	1.23	1.28

Tabella 4 - 24: US_is: verifiche allo SLV per le analisi in direzione X e Y

	ANALISI 1	VERIFICA	ANALISI 2	VERIFICA
d^*_{max} (cm)	4.02	NO	3.52	NO
d^*_u (cm)	2.58		2.78	
q^*	3.81		3.90	
	ANALISI 3	VERIFICA	ANALISI 4	VERIFICA
d^*_{max} (cm)	3.02	NO	3.36	NO
d^*_u (cm)	2.52		2.24	
q^*	3.72		3.62	
	ANALISI 5	VERIFICA	ANALISI 6	VERIFICA
d^*_{max} (cm)	4.85	NO	4.44	NO
d^*_u (cm)	1.44		1.95	
q^*	5.38		5.39	
	ANALISI 7	VERIFICA	ANALISI 8	VERIFICA
d^*_{max} (cm)	4.13	NO	4.69	NO
d^*_u (cm)	1.50		1.67	
q^*	5.38		5.19	



a)



b)

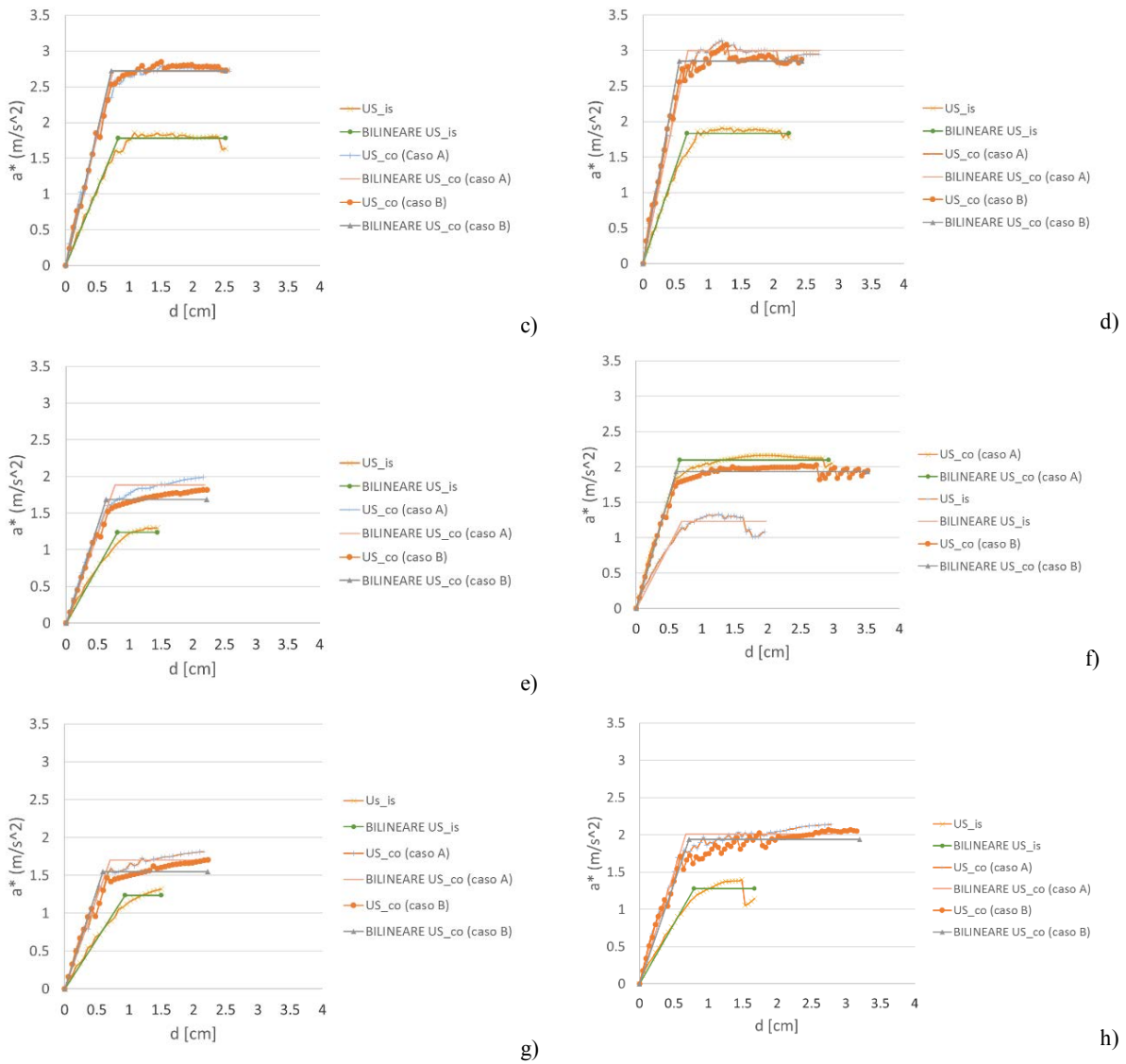


Figura 4 - 16: Curve di capacità accelerazione-spostamento per le prime 8 analisi per US_co (caso A), US_co (caso B) e US_is. Analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h)

In generale, si può osservare come le curve relative a US_is presentino valori di accelerazione e spostamento, in tutti i casi, decisamente inferiori rispetto sia al caso A che al caso B. La modellazione dell'US come isolata sottostima sensibilmente la capacità della struttura, limitando sia i valori di spostamento (simili per le analisi in direzione X, nettamente inferiori per quelle in direzione Y – riduzione del 30-40%) che i valori di accelerazione di capacità limite, inferiori di circa 30-40%. Per quanto riguarda la forza di plasticizzazione, US_is presenta valori inferiori rispetto ai due casi in aggregato (caso A e caso B) del 30-40%. Si conferma invece, dall'osservazione dei casi A e B, una buona corrispondenza tra le curve, che segnala una leggera sovrastima dei valori di accelerazione per il caso B per tutte le analisi, e per alcune di esse anche una leggera sovrastima dei valori di spostamento.

È possibile quindi concludere che la modellazione dell'unità isolata sottostima significativamente i valori di accelerazione di capacità limite: essa risulta quindi a favore di sicurezza, ma eccessivamente cautelativa rispetto alla modellazione in aggregato. Si segnala inoltre, nel caso di modellazione dell'US senza contesto aggregato, il verificarsi di significativi effetti torsionali già nelle prime 8 analisi; considerando il medesimo nodo di controllo, le due pareti perimetrali prive di aperture influenzano notevolmente l'allontanamento del centro di rigidità dal centro di massa.

La possibilità di poter procedere all'analisi di US calate in contesti aggregati apre la strada ad una più realistica valutazione del comportamento globale di porzioni di edificio, e alla successiva definizione di possibili interventi sulla struttura analizzata finalizzati a migliorarne il comportamento strutturale.

4.2.2. Applicazione della procedura ad un caso studio: analisi di un edificio in aggregato presso il centro storico di Timisoara

Al fine di calibrare e validare lo studio tipologico, si è deciso di procedere allo studio di un reale edificio in aggregato nel centro storico della città di Timisoara, del quale è stato possibile ottenere per l'intero blocco un buon livello di conoscenza delle strutture, oltre che dei distributivi interni.

Il percorso di studi ha previsto in primis la modellazione della struttura come appare (sfruttando la conoscenza dell'edificio nella sua interezza). Questo primo caso è stato quindi utilizzato come caso di riferimento (caso A), rispetto al quale confrontare i risultati di analisi condotte sul caso semplificato modellato con le modalità individuate nel capitolo precedente (caso B). Si ricorda che la semplificazione prevista dal caso B prevede la rappresentazione del contesto aggregato come composto da US prive di distributivo interno e caratterizzate da solai tipologici. In particolare, anche in questo caso, lo studio si è concentrato sull'analisi di una singola US, valutandone il comportamento in relazione alle interazioni con le strutture in adiacenza.

Si è deciso di procedere alla scelta di un isolato composto da 4 US, caratterizzato dall'identificativo C09, sito nel quartiere "Cetate" (Figura 4 - 17) e composto da 4 US (49, 50, 51, 52) aventi ciascuna 3 piani e organizzate intorno ad una corte interna. L'aggregato si compone di US ricadenti nella tipologia di forma ad "O", precedentemente analizzata, e sono anch'esse caratterizzate da murature prive di forature a dividere le US l'una dall'altra. Diversamente da quanto individuato nel caso tipologico affrontato in 4.2.1 ("Proposta per la modellazione semplificata di unità strutturali in aggregato"), le US presentano dimensioni diverse tra loro e la muratura che divide le quattro US in direzione Y non è continua (Figura 4 - 17b). Si riscontra in tutte la presenza del passaggio coperto al piano terra, che collega l'esterno con la corte interna.

Per la modellazione del caso A, si riporta in Figura 4 - 18 la schematizzazione delle US e relative murature portanti.

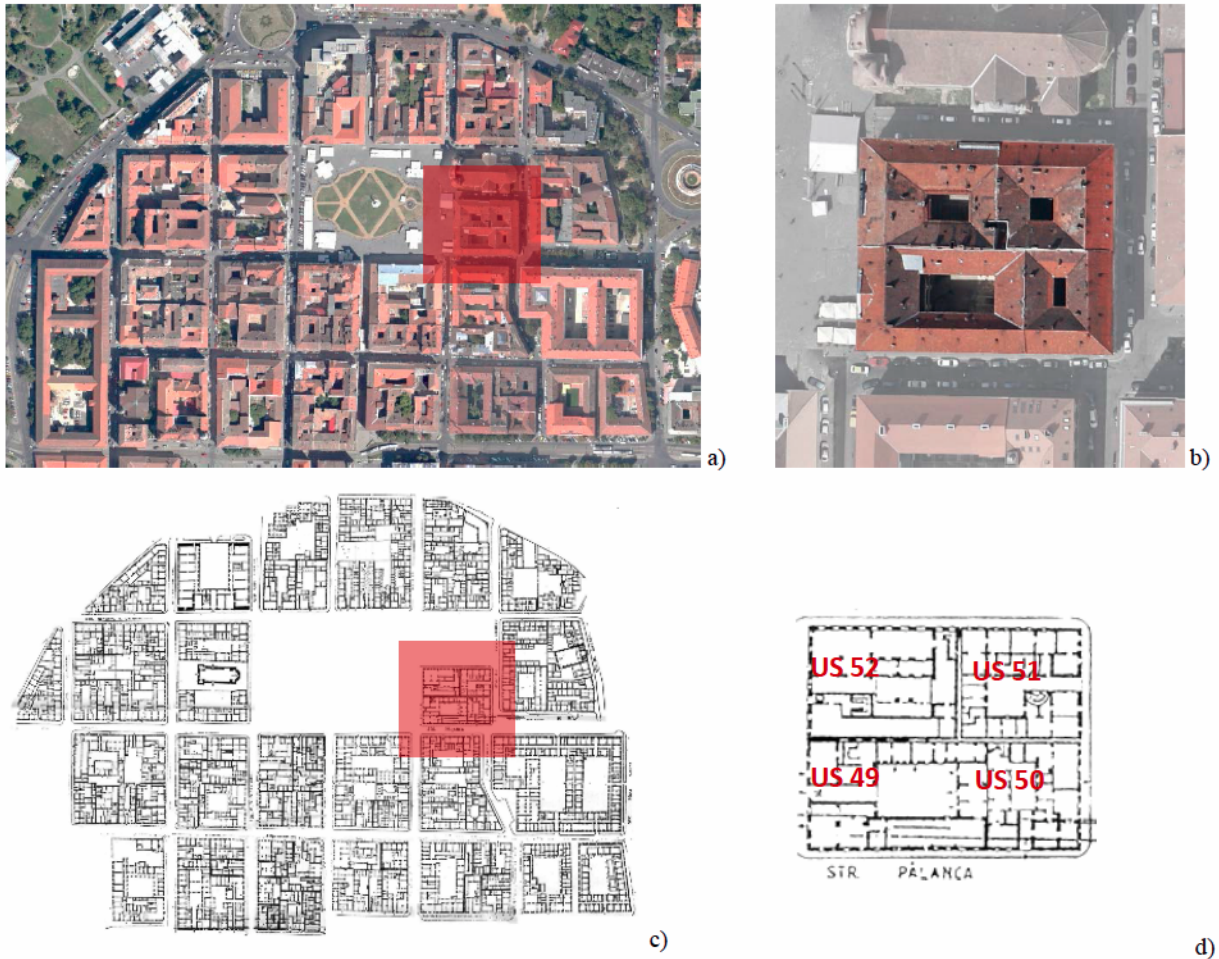


Figura 4 - 17: Localizzazione e identificazione dell'isolato C09 oggetto di studio (a) (b); mappa degli anni '80 rappresentante la distribuzione degli spazi del piano terra dell'aggregato (c) (d)

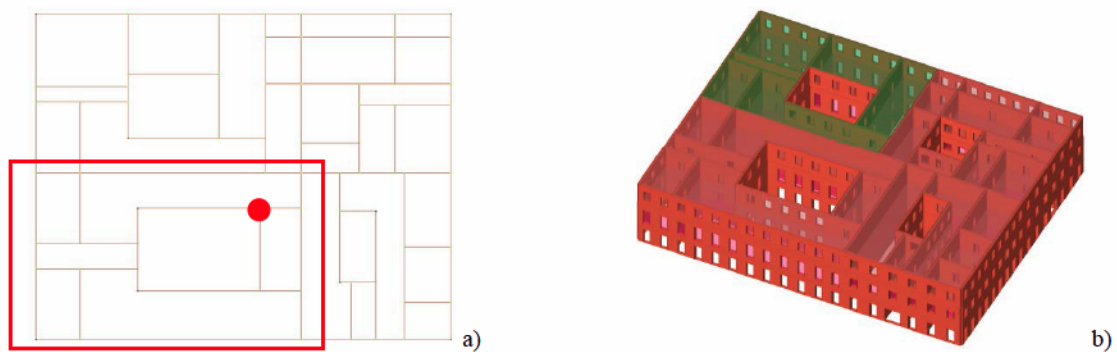


Figura 4 - 18: Rappresentazione in pianta della struttura modellata, con individuazione dell'US oggetto di studio (US_co) e indicazione del nodo di controllo selezionato (a); rappresentazione tridimensionale dell'aggregato (b)

Per quanto riguarda le principali caratteristiche individuate per le US che compongono l'aggregato, si segnala:

- US 49, 50, 51: muratura in mattoni pieni e malta di calce, spessore di 0.60 m al piano terra e 0.45 m ai piani superiori; volte al piano terra, solai in legno al piano primo e copertura in legno non spingente; altezza interpiano di 4.30m per il piano terra, 4.20 m per i piani superiori;
- US 52: muratura in mattoni pieni e malta di calce, spessore di 0.60 m al piano terra e 0.45 m ai piani superiori; volte al piano terra, solai in legno al piano primo e copertura mista in legno e c.a (non spingente); altezza interpiano di 4.30 m per il piano terra, 4.20 m per i piani superiori.

La geometria in pianta (murature portanti) è stata definita sulla base di una mappa degli anni Ottanta del Novecento, fornita dall'Università Politecnica di Timisoara, rappresentante i distributivi del piano terra di buona parte del quartiere "Cetate" (Figura 4 - 17). La distribuzione e le dimensioni delle aperture in facciata sono state ricavate dall'analisi dei foto-raddrizzamenti di ciascun prospetto.

Sulla base di queste informazioni, si è proceduto quindi alla creazione di un modello globale, che approssimasse al meglio la condizione reale. I risultati ottenuti in termini di curve accelerazione-spostamento per US_co (US oggetto di studio) e aggregato sono riportati in Figura 4 - 19.

Dall'analisi delle curve si può osservare una netta distinzione nei risultati ottenuti per le direzioni X e Y. In particolare, se si analizza la direzione Y, l'accelerazione di capacità limite per US_co risulta molto simile a quella del contesto aggregato (per le analisi 5 e 6 di poco superiore, per 7 e 8 di poco inferiore), dimostrando una certa vulnerabilità della porzione oggetto di studio in tale direzione rispetto al trend individuato per le analisi in direzione X. Confrontando tra loro le US che compongono l'aggregato, si individua per US_co un numero inferiore di pareti resistenti al sisma nella direzione considerata, oltre alla non continuità della parete piena che divide tra loro le US in direzione Y. Il taglio assorbito da questa unità, come si può osservare anche dai valori riportati in Tabella 4 - 25 e Tabella 4 - 26, è pari a circa il 30% di quello individuato per l'intero aggregato. Allo stesso modo, anche la rigidezza percentuale si riduce, rispetto alle analisi in direzione X (30-35%). Per quanto riguarda i risultati delle verifiche allo SLV, si conferma il mancato soddisfacimento di tutte le verifiche, in entrambe le direzioni.

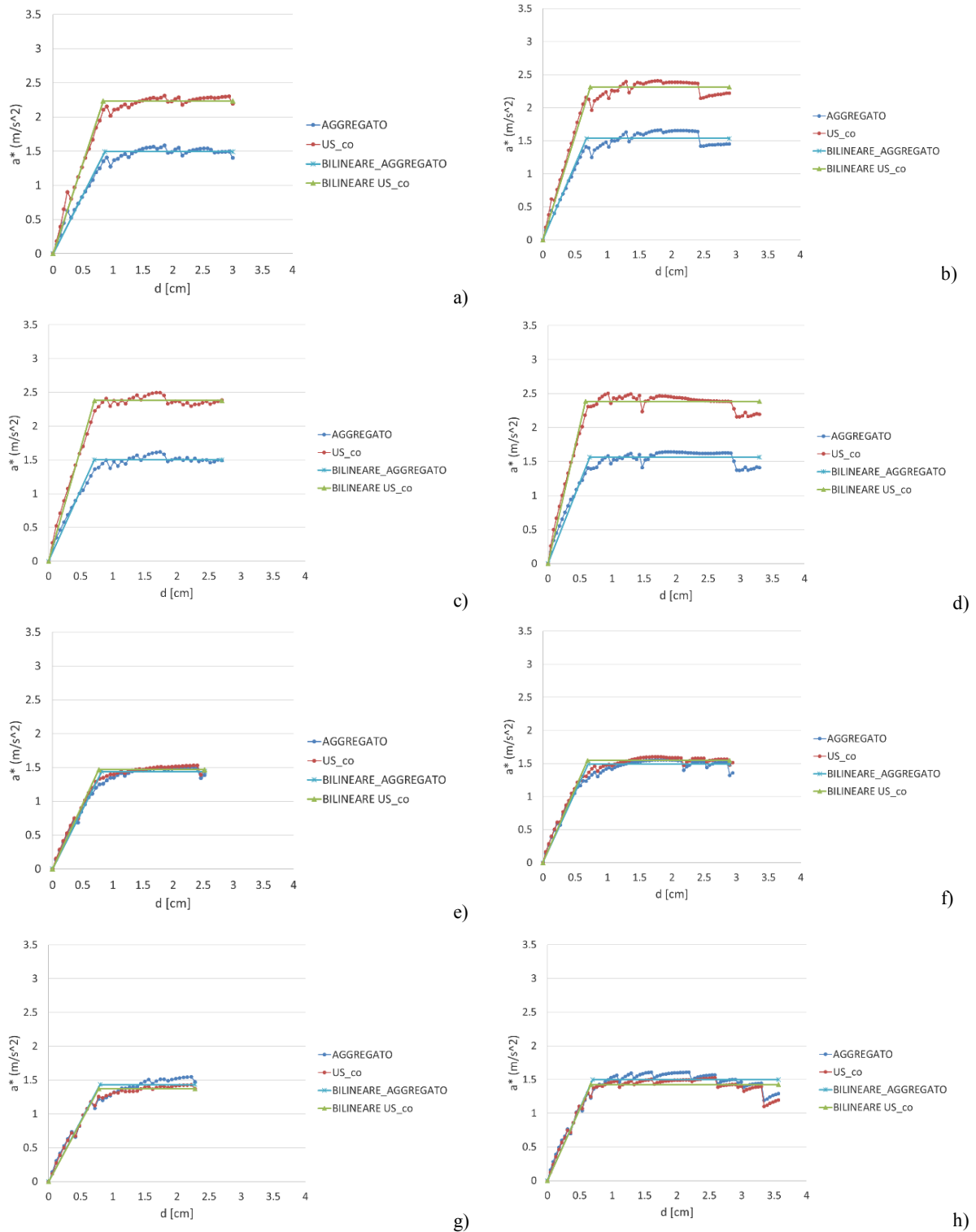


Figura 4 - 19: Caso A: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h)

L'analisi delle deformate in pianta evidenzia per lo più una traslazione dell'intero aggregato nella direzione dell'azione sismica. Effetti torsionali sono evidenti solo per l'analisi 8.

Per quanto riguarda le deformate dei prospetti fronte strada, per entrambe le direzioni si segnalano principalmente rotture per pressoflessione o in fase elastica delle fasce di piano, mentre per i maschi murari al più plasticizzazione per pressoflessione. Le analisi in direzione X arrivano a conclusione per rottura a taglio della parete in posizione centrale, priva di aperture (Tabella 4 - 25). Simili considerazioni anche per le analisi in direzione Y, dove le due pareti piene, seppur non in continuità, presentano lo stesso comportamento individuato per la parete in direzione X (rottura di una o entrambe le pareti a taglio) (Tabella 4 - 26).

Tabella 4 - 25: Caso A: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X

	ANALISI 1		RAPPORTI	ANALISI 2		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F_v^* (daN)	1931142.42	920310.86	48%	1235133.90	625597.93	51%
K^* (daN/m)	223589345.45	109896892.91	49%	182098570.78	84905069.89	47%
a^* (m/ s ²)	1.49	2.23	150%	1.54	2.31	151%
	ANALISI 3		RAPPORTI	ANALISI 4		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F_v^* (daN)	1942763.88	980299.27	50%	1257877.02	644731.40	51%
K^* (daN/m)	182098570.78	84905069.89	50%	193205909.19	109738910.31	57%
a^* (m/ s ²)	1.50	3.62	241%	1.56	2.38	152%

Tabella 4 - 26: Caso A: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y

	ANALISI 5		RAPPORTI	ANALISI 6		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F_v^* (daN)	1863781.76	604943.34	32%	1197073.95	418392.02	35%
K^* (daN/m)	229028941.2	78774598.44	34%	170531900.30	60406832.53	35%
a^* (m/ s ²)	1.44	1.47	102%	1.49	1.55	104%
	ANALISI 7		RAPPORTI	ANALISI 8		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F_v^* (daN)	1854052.63	565429.64	30%	1205624.14	385642.71	32%
K^* (daN/m)	170531900.30	60406832.53	31%	172368234.00	57549996.20	33%
a^* (m/ s ²)	1.43	1.37	96%	1.50	1.43	95%

Tabella 4 - 27: Caso A: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X

	ANALISI 1		VERIFICA		ANALISI 2		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	4.47	4.38	NO	NO	3.80	3.67	NO	NO
d_u^* (cm)	3.00	3.00			2.90	2.90		
q^*	4.44	2.97			4.32	2.87		

	ANALISI 3		VERIFICA		ANALISI 4		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	2.82	2.83	NO	NO	3.67	3.52	NO	NO
d_u^* (cm)	2.70	2.70			3.30	3.30		
q^*	2.82	2.79			4.24	2.78		

Tabella 4 - 28: Caso a: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y

	ANALISI 5		VERIFICA		ANALISI 6		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	4.42	4.41	NO	NO	3.96	3.95	NO	NO
d_u^* (cm)	2.52	2.52			2.94	2.94		
q^*	4.60	4.52			4.45	4.29		
	ANALISI 7		VERIFICA		ANALISI 8		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	3.16	3.34	NO	NO	3.94	3.95	NO	NO
d_u^* (cm)	2.28	2.28			3.57	3.57		
q^*	3.16	4.84			4.42	4.65		

Si propone quindi l'analisi del caso B, schematizzato secondo le indicazioni già individuate per il medesimo caso in 4.2.1 ("Proposta per la modellazione semplificata di unità strutturali in aggregato"). Si segnala in particolare la presenza di un solaio infinitamente rigido in copertura di US 52, definito su base tipologica a seguito di rilievo speditivo in sito (attribuzione di US a tipologie predefinite sulla base di pochi parametri noti). Anche per il caso B relativo al caso studio si assume che i solai adempiano per lo più alla funzione di ripartitori di rigidità, trasferendo i carichi sismici generati su di essi grazie alla rigidità nel piano e tangenziale fornita. I solai saranno disposti nella direzione di orditura che si suppone preferenziale, unità per unità, valutando posizione e reciproca distanza delle murature rappresentate. Le pareti perimetrali saranno caratterizzate da distribuzioni dei carichi diverse rispetto al caso reale e di conseguenza da possibili aumenti dello sforzo normale sui maschi murari; l'ammorsamento tra pareti e solai consente ad ogni modo la distribuzione dei carichi verticali trasmessi non solo nella zona di incidenza ma anche in zone limitrofe. Si potranno quindi verificare variazioni nelle modalità di rottura (incremento rotture a taglio a discapito di quelle per pressoflessione) ma considerate le finalità dello studio, la presenza di un contesto aggregato anche se in forma semplificata è funzionale per lo più alla definizione di vincoli aggregativi, rigidità e trasmissione di taglio di murature contigue. Dall'osservazione delle deformate delle pareti, si individuano situazioni di vulnerabilità locali nelle US contigue legate per lo più a significative concentrazioni di carichi nelle murature della corte che, a seguito dell'eliminazione delle murature interne in continuità, presentano maschi murari molto snelli. La rottura di questi pannelli murari

influenza in maniera limitata i risultati per US_co; si giunge sempre a termine delle analisi per la rottura a taglio delle pareti piene che separano tra loro le US.

Nonostante queste necessarie premesse, sono stati condotti alcuni studi finalizzati al confronto fra le curve di capacità relative ad US_co considerando possibili variazioni nell'orditura dei solai in legno delle porzioni contigue. Oltre al caso sopra descritto (Figura 4 - 20 a), si è ipotizzato che ciascuna US contigua presenti orditure opposte rispetto a quelle definite (Figura 4 - 20 b), o orientate tutte secondo una direzione preferenziale (direzione X) (Figura 4 - 20 c).

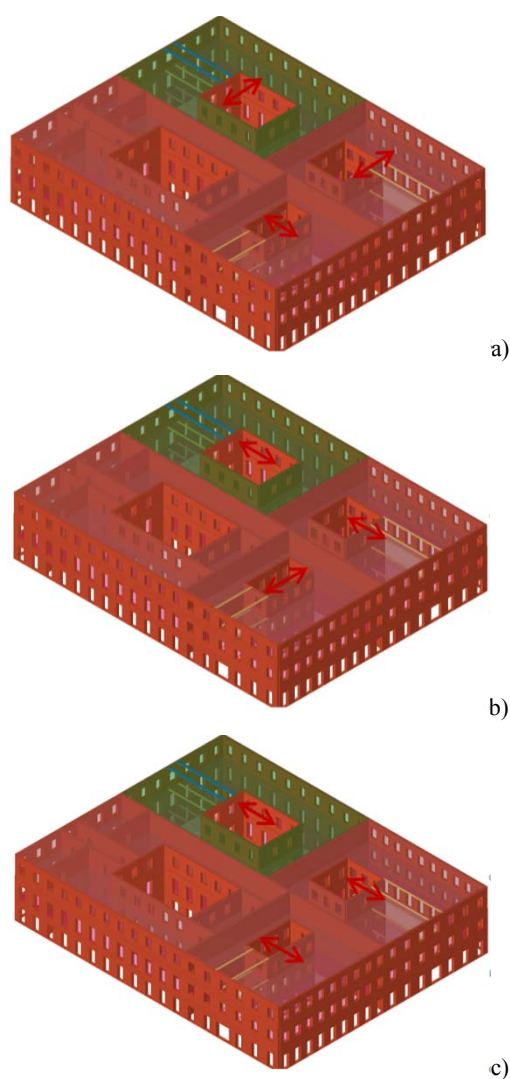
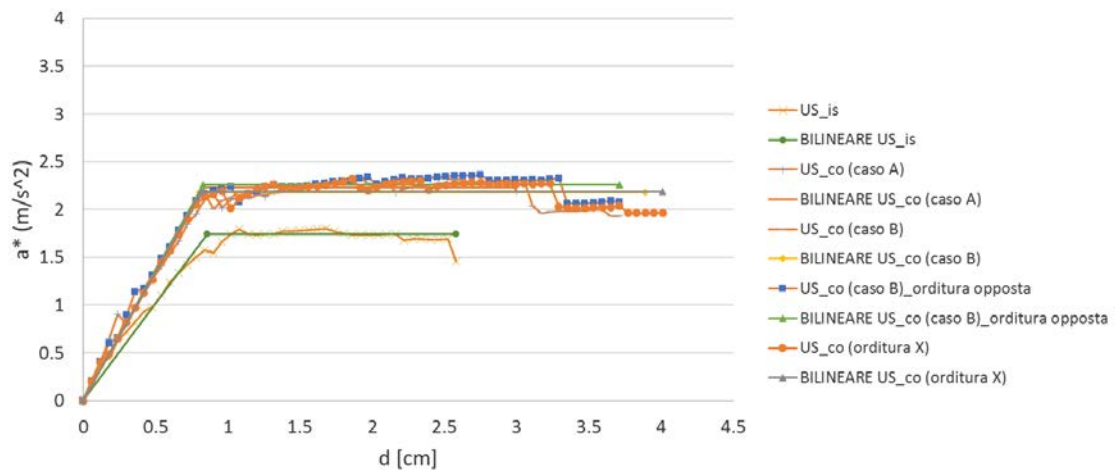


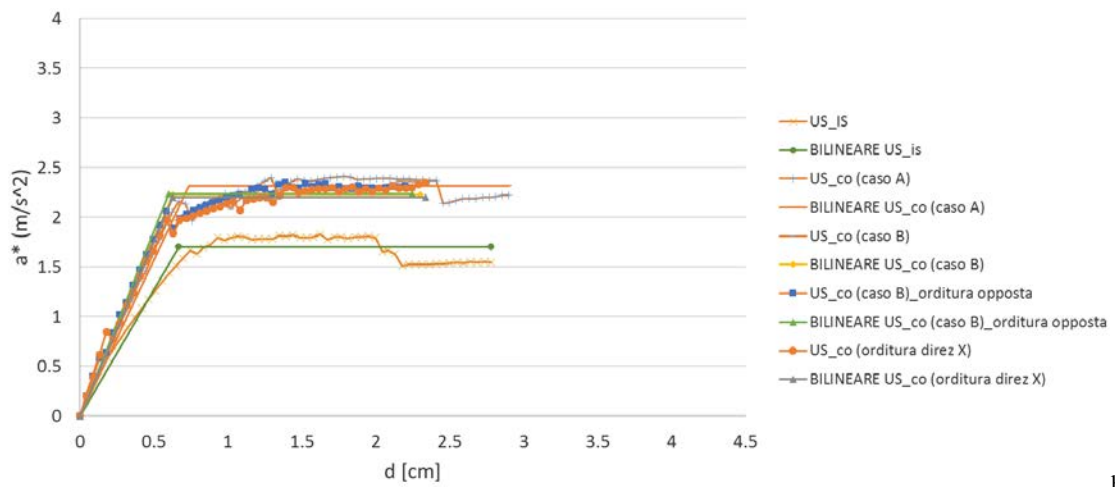
Figura 4 - 20: Individuazione della direzione di orditura dei solai per i 3 casi considerati: orditura preferenziale (caso B) (a), orditura opposta (b), orditura in direzione X (c)

Si riportano nei grafici in Figura 4 - 21 i confronti tra le curve di capacità accelerazione-spostamento per US_co in contesto aggregato,, incluso il caso di US modellata come isolata (US_is). Come si può notare, in direzione X le curve risultano praticamente sovrapposte e non si evidenziano variazioni

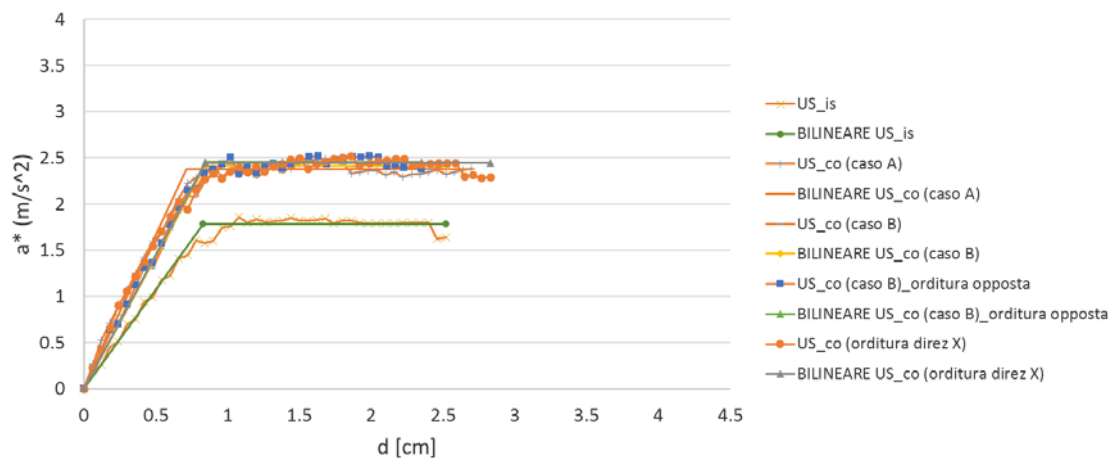
significative né in termini di accelerazione, né di spostamento ultimo rispetto al caso A. Risultati meno uniformi, ma comunque accettabili, si hanno per le analisi nella direzione più vulnerabile (direzione Y), dove tutte le modellazioni semplificate sottostimano i livelli di accelerazione rispetto al caso A. I diversi casi B, inoltre, presentano curve praticamente sovrapponibili.



a)

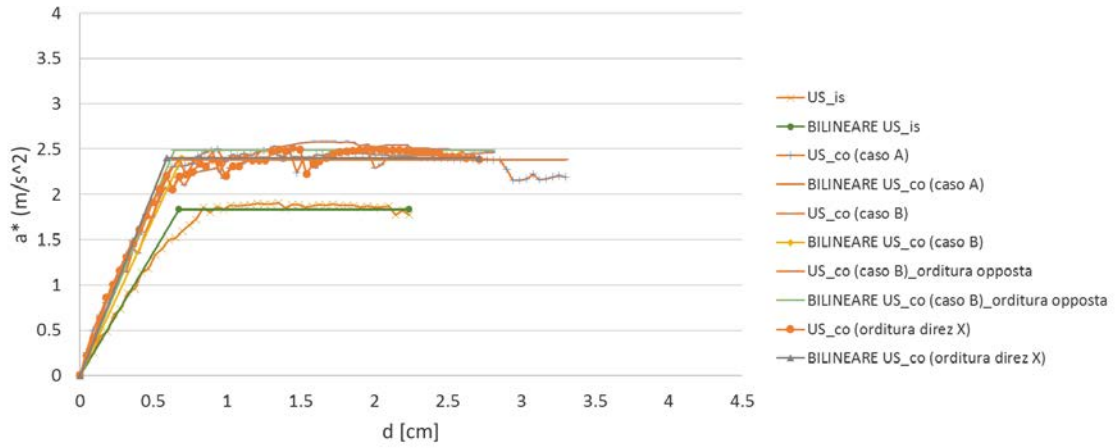


b)

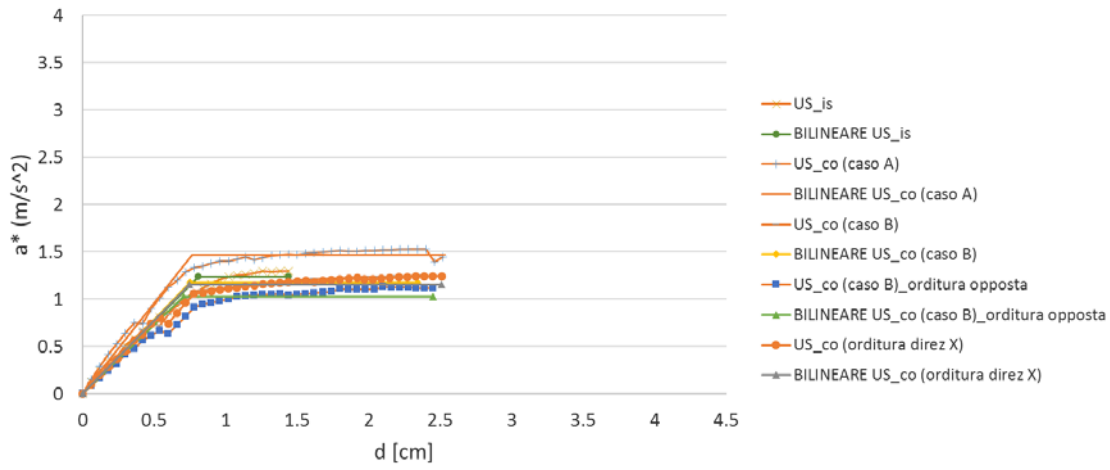


c)

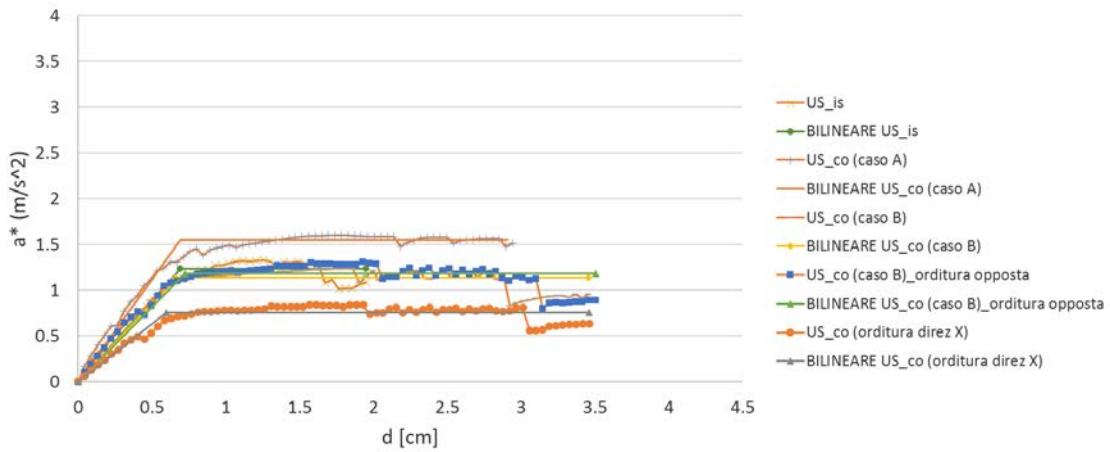
Metodi speditivi per la valutazione della vulnerabilità sismica del costruito storico
 approccio all'incertezza nelle forme di aggregazione complessa a diversa scala



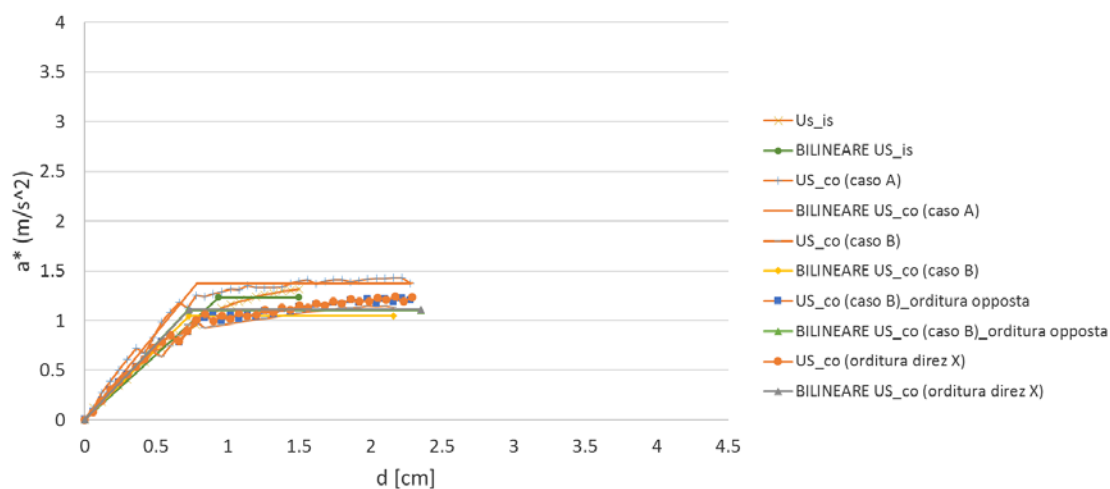
d)



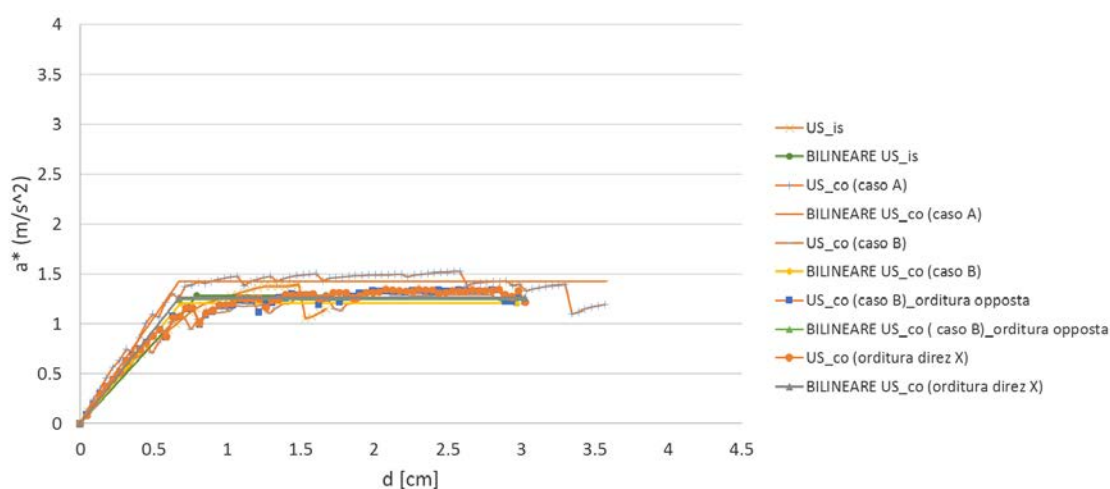
e)



f)



g)



h)

Figura 4 - 21: Confronto curve accelerazione-spostamento per US_{is} , US_{co} (caso A), US_{co} (caso B), US_{co} (orditura opposta) e US_{co} (orditura in direzione X): analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h)

Si può quindi dedurre che la variazione di orditura per i solai del contesto aggregato non influenza in maniera significativa i risultati delle analisi. Alla luce di questa conclusione, si è deciso di considerare per ciascuna US l'orditura che si considera più realistica (Figura 4 - 20a). Si propongono quindi in Figura 4 - 22 le curve accelerazione-spostamento relative alle prime 8 analisi rispettivamente per aggregato e US_{co} .

Come per il caso A, anche nel caso B si segnalano livelli di accelerazione di capacità limite molto superiori per US_{co} rispetto al complesso aggregato per le analisi in direzione X, diversamente per quelle in direzione Y l'accelerazione è pressoché la stessa, confermando la maggiore vulnerabilità di US_{co} in quella direzione. Si segnala inoltre per l'analisi 6 un crollo significativo del taglio pochi passi prima della conclusione dell'analisi, sia per aggregato che per US_{co} , dovuta alla rottura della parete piena che separa US_{co} da US 50. Si presentano in Tabella 4 - 29 alcuni confronti in merito a

forza di plasticizzazione, rigidezza e accelerazione di capacità limite individuati. Si segnalano in Tabella 4 - 30 e Tabella 4 - 31 i risultati ottenuti in termini di soddisfacimento delle verifiche.

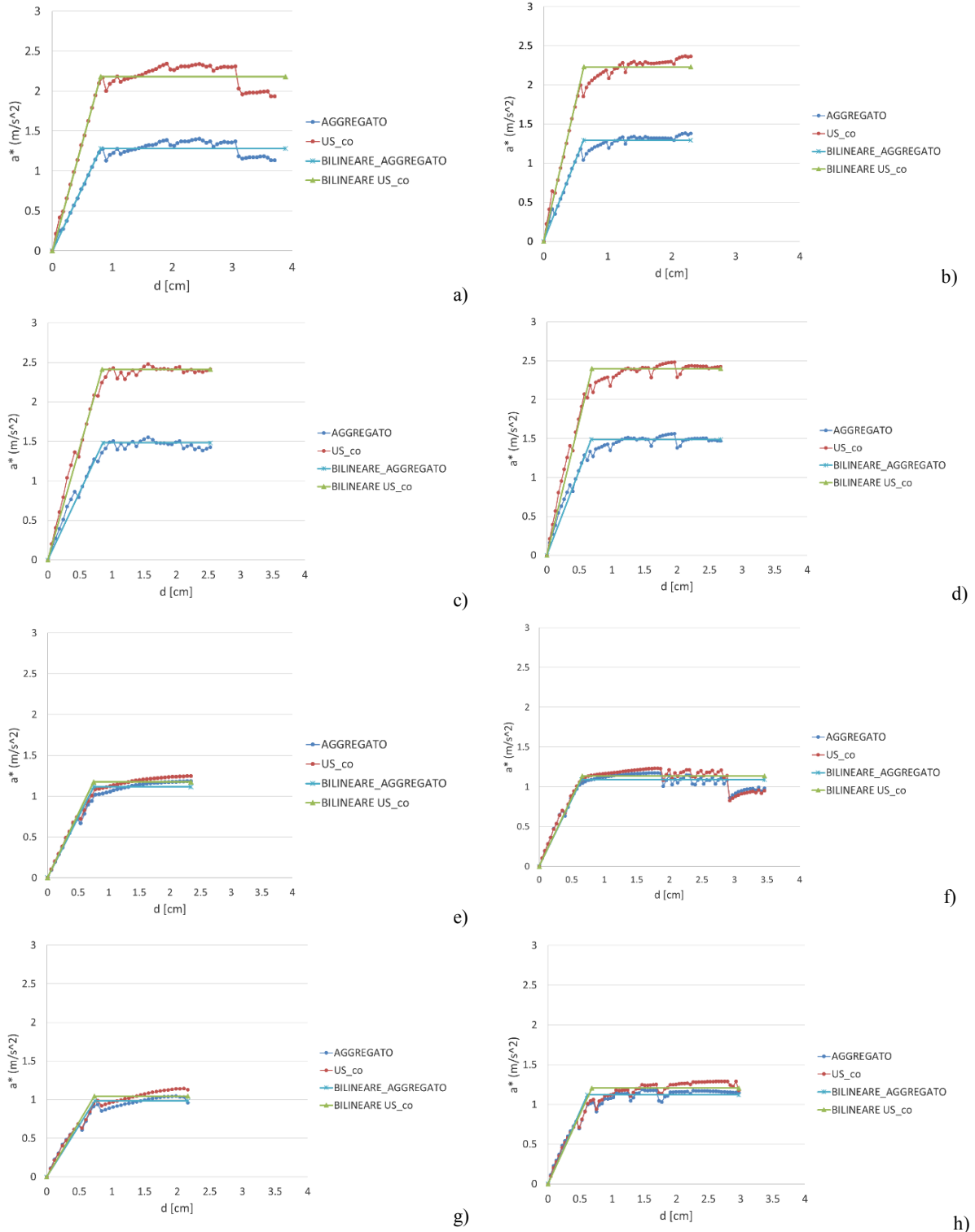


Figura 4 - 22: Caso B: curva di capacità ad 1-GdL per aggregato e US_co: analisi 1 (a), analisi 2 (b), analisi 3 (c), analisi 4 (d), analisi 5 (e), analisi 6 (f), analisi 7 (g), analisi 8 (h)

Tabella 4 - 29: Caso B: confronto tra forza di plasticizzazione, rigidità e accelerazione di capacità limite per aggregato e US_co per le prime 4 analisi rispettivamente in direzione X e Y

	ANALISI 1		RAPPORTI	ANALISI 2		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F* _y (daN)	1197399.66	899178.94	75%	744843.51	603168.74	81%
K* (daN/m)	148718490.57	111488327.57	75%	119603625.08	96123605.90	80%
a*(m/ s ²)	1.28	2.18	170%	1.29	2.23	173%
	ANALISI 3		RAPPORTI	ANALISI 4		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F* _y (daN)	1385841.46	994395.29	72%	857499.50	649339.67	76%
K* (daN/m)	161216888.89	117894489.60	73%	125749205.38	93733414.79	75%
a*(m/ s ²)	1.48	2.41	163%	1.49	2.40	161%
	ANALISI 5		RAPPORTI	ANALISI 6		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F* _y (daN)	1043249.82	483847.96	46%	627524.32	306552.9841	49%
K* (daN/m)	138231500.00	64280792.58	47%	96510077.73	46422970.00	48%
a*(m/ s ²)	1.12	1.17	105%	0.71	0.76	107%
	ANALISI 7		RAPPORTI	ANALISI 8		RAPPORTI
	AGGREGATO	US_co		AGGREGATO	US_co	
F* _y (daN)	903693.86	430866.68	48%	645983.79	326484.16	51%
K* (daN/m)	133545818.18	59053620.78	44%	105345050.27	47627675.62	45%
a*(m/ s ²)	0.98	1.05	106%	1.12	1.21	108%

Tabella 4 - 30: Caso B: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione X

	ANALISI 1		VERIFICA		ANALISI 2		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d* _{max} (cm)	4.72	4.63	NO	NO	4.04	3.90	NO	NO
d* _u (cm)	3.89	3.89			2.30	2.30		
q*	5.18	3.04			5.13	2.97		
	ANALISI 3		VERIFICA		ANALISI 4		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d* _{max} (cm)	3.19	3.19	NO	NO	3.90	3.74	NO	NO
d* _u (cm)	2.53	2.53			2.67	2.67		
q*	3.19	2.75			4.46	2.76		

Tabella 4 - 31: Caso a: verifiche allo SLV per aggregato e US_co per le prime 4 analisi in direzione Y

	ANALISI 5		VERIFICA		ANALISI 6		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d* _{max} (cm)	4.94	4.94	NO	NO	4.60	4.60	NO	NO
d* _u (cm)	2.34	2.34			3.46	3.46		
q*	5.94	5.65			6.09	5.85		

	ANALISI 7		VERIFICA		ANALISI 8		VERIFICA	
	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co	AGGR	US_co
d_{max}^* (cm)	3.75	3.84	NO	NO	4.38	4.36	NO	NO
d_u^* (cm)	2.16	2.16			3.15	3.15		
q^*	3.75	6.35			5.91	5.50		

Si riportano a seguire le principali considerazioni in merito al confronto fra il caso studio reale (caso A) e caso B (Tabella 4 - 32):

- come nel paragrafo precedente (4.2.1), le deformate in pianta, per tutti i casi analizzati, individuano traslazioni nelle due direzioni e nei due versi, in base alla direzione dell'azione sismica. Non si verificano effetti torsionali significativi;
- il decadimento del taglio è per lo più legato alla rottura di uno dei pannelli murari, privi di aperture, che dividono tra loro le unità strutturali, nella direzione dell'azione sismica (si segnala all'analisi 6 la rottura di una delle pareti non forate in direzione Y che divide US_co da US_50 prima che l'analisi giunga a termine); si individuano inoltre significative e anticipate modalità di rottura nel contesto aggregato, già definite a pag.186;
- l'osservazione delle deformate dei prospetti fronte strada del caso B individua condizioni simili, o poco meno gravose, rispetto al caso A; in generale, le rotture coinvolgono le fasce di piano, con rotture a pressoflessione e, in alcuni casi, in fase elastica; i maschi murari rimangono integri, o al più subiscono plasticizzazione per pressoflessione;
- in generale, i valori di accelerazione di capacità limite relativi ad US_co sono sempre superiori a quelli dell'aggregato ($\geq 150\%$) per le analisi in direzione X per il caso A e il caso B, al contrario in direzione Y essi sono simili (rapporti percentuali pari a circa 100%), a segnalare una maggiore vulnerabilità di US_co in riferimento a quella direzione; rispetto al caso A, il caso B presenta rapporti percentuali inferiori o al più pari di accelerazione, che oscillano per l'aggregato tra 69% e 99% e per US_co tra 73% e 101%;
- i rapporti tra forza di plasticizzazione di US_co e aggregato variano tra il 48% e il 51% per il caso A per le analisi in direzione X, mentre la percentuale si riduce in direzione Y (30-35%); il caso B, rispetto al caso A, presenta un aumento tra i 15 e i 20 punti percentuali dei rapporti tra forza di plasticizzazione di US_co e aggregato, legata per lo più alla riduzione della forza per l'intero aggregato (riduzione del 30-40%) per le analisi in direzione X, mentre US_co mantiene pressoché invariata la sua forza di plasticizzazione; diversa situazione si presenta in direzione Y, dove la riduzione percentuale rimane la medesima riscontrata in direzione X per l'intero aggregato ma la forza di plasticizzazione di US_co si riduce del 15-25%,

evidentemente a causa della diversa trasmissione delle componenti di taglio delle murature contigue all'US oggetto di studio;

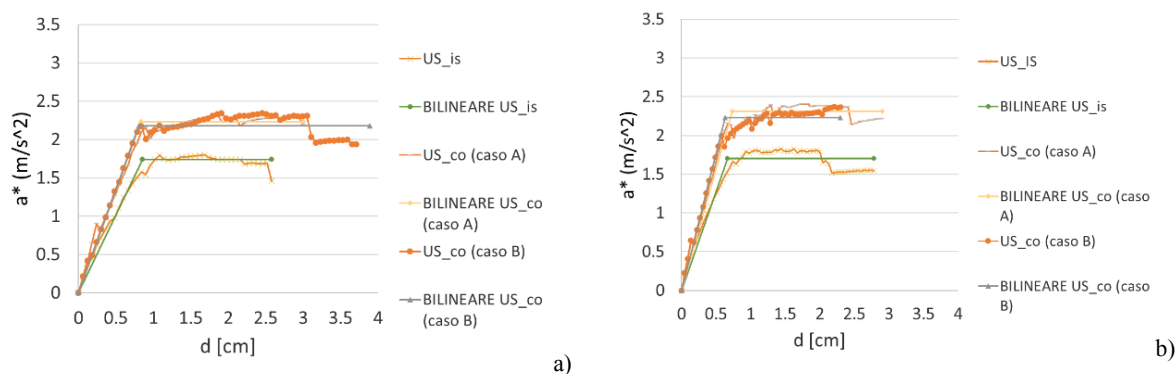
- i rapporti tra rigidità elastica di US_co e aggregato presentano variazioni più significative, in quanto variano tra 33% e 57% per il caso A; i rapporti crescono di circa il 30% per il caso semplificato, dove US_co mantiene la sua rigidità a discapito dell'aggregato privato delle murature interne; in direzione Y tali percentuali sono meno evidenti, alla luce della maggiore vulnerabilità di US_co: la riduzione percentuale è la medesima per l'aggregato, ma si riduce anche la rigidità di US_co di circa il 15%.

Partendo dal presupposto che gli spostamenti ultimi per US_co e aggregato sono invariati, si riportano alcune riflessioni in merito ai valori di d_{max}^* , in relazione ai valori di spostamento ultimo. Si segnala in primo luogo una corrispondenza in termini di non soddisfacimento delle verifiche allo SLV per entrambi i casi analizzati (caso A e caso B). Valutando la variazione di spostamenti ultimi tra caso A e B, si osserva per tutte le analisi (eccetto 1 e 6), una riduzione di tale valore nel caso B, mentre lo spostamento massimo cresce di almeno 10 punti percentuali per tutte le analisi. Si può affermare che il caso B presenta condizioni a favore di sicurezza.

Tabella 4 - 32: Variazioni dei principali parametri caratterizzanti curve di capacità e verifiche allo SLV per il caso B rispetto al caso A, per il caso studio analizzato

	CASO B caso studio	
	AGG	US_co
F_y^* (daN)	49-71%	73-101%
K^* (daN/m)	57-89%	83-139%
a^* (m/ s ²)	73-99%	73-101%
d_u^* (cm)	69-99%	79-130%
d_{max}^* (cm)	106-111%	106-116%

Si riporta in ultimo il confronto fra le curve di capacità per US_co, rispettivamente per il caso A, il caso B e US_is (Figura 4 - 23).



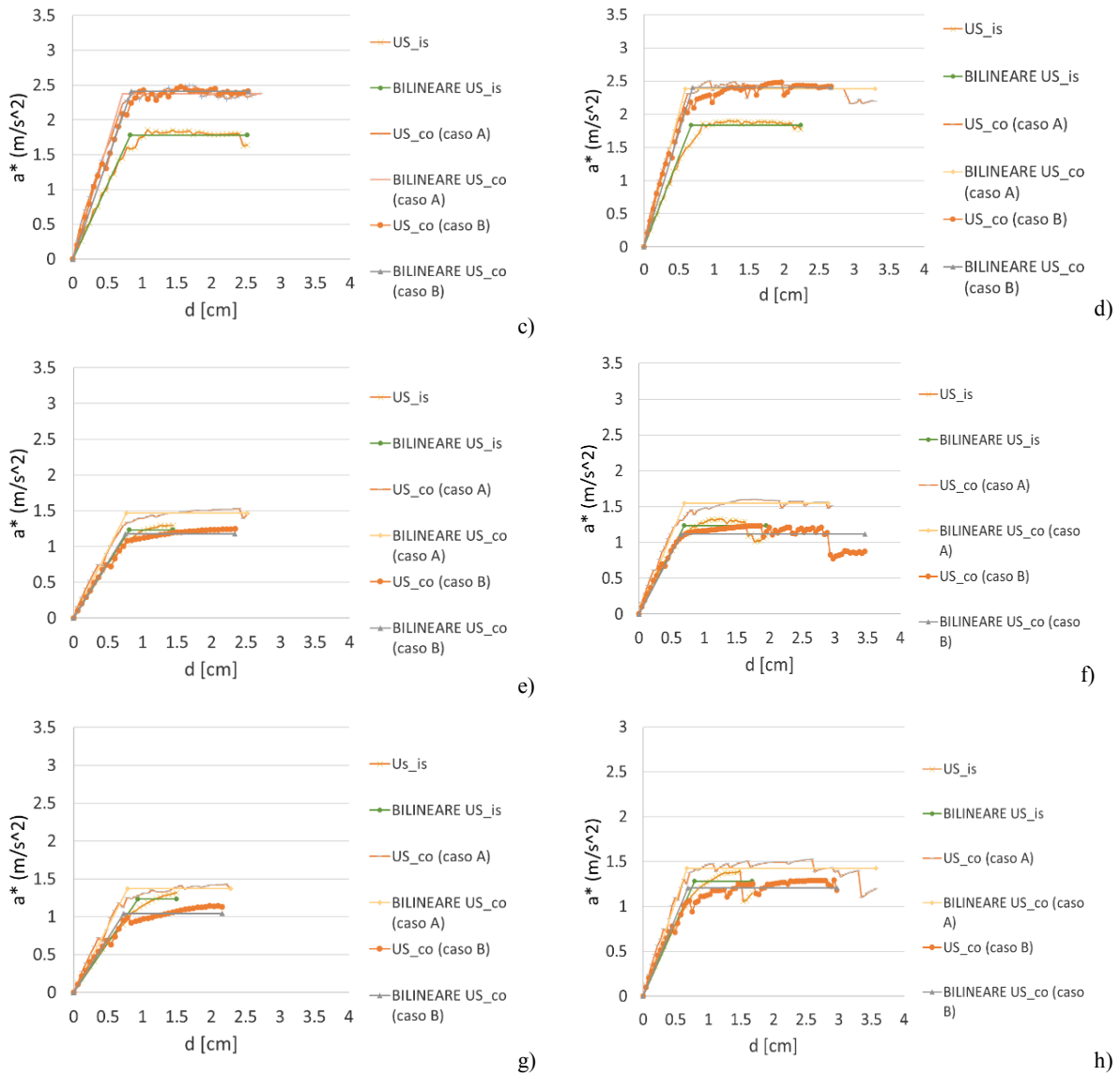


Figura 4 - 23: Curve di capacità accelerazione-spostamento per le prime 8 analisi per US_co (caso A), US_co (caso B) e US_is

Come si può osservare dal confronto tra le curve, per le analisi in direzione X è individuabile una buona corrispondenza tra le curve accelerazione-spostamento di caso A e caso B, mentre le curve di US_is presentano livelli di accelerazione di capacità limite significativamente inferiori. Per quanto riguarda le analisi in Y, si conferma la maggior vulnerabilità dell'US nella direzione considerata, percepibile in primis dal fatto che US_is mostra livelli di accelerazione limite più prossimi a quelli di US_co nel caso A; l'unità rappresentata nel contesto semplificato (caso B) sottostima i livelli di accelerazione, ponendosi quindi a favore di sicurezza, e presentando però valori di spostamento ultimo più prossimi al caso A rispetto a US_is. In conclusione, come già visto in 4.2.1, si individua una

migliore corrispondenza in termini di curve di capacità tra i casi A e B, rispetto alla modellazione dell'unità in isolato.

Al fine di contribuire alla validazione della proposta, valutando il possibile comportamento di unità caratterizzate da dimensioni in pianta e geometrie diverse rispetto a US_co, l'approccio definito in questo capitolo potrà essere applicato anche alle altre US che compongono l'aggregato oggetto di studio. Il confronto tra le curve consentirà di valutare quale tra esse presenta una accelerazione di capacità limite inferiore, e di conseguenza una maggiore vulnerabilità agli eventi sismici, definendo una possibile lista di priorità di intervento per l'intero edificio in aggregato.

4.3.Sommario

A partire dalla necessità di indagare il comportamento di unità strutturali in aggregato attraverso analisi globali che completino lo studio intrapreso nel precedente capitolo con l'analisi dei meccanismi locali di collasso, è stata proposta una procedura per la valutazione della sicurezza sismica di porzioni di edificio in cui siano individuate modalità semplificate di rappresentazione delle condizioni al contorno relative al contesto aggregato. Lo studio ha richiesto una preliminare definizione, a partire dalle informazioni disponibili per il caso studio di Timisoara, della tipologia più ricorrente nell'area. La possibilità di confrontarsi con questa realtà internazionale ha favorito l'individuazione di moduli, limitatamente indagati in letteratura, caratterizzati da una configurazione che prevede la presenza di murature non forate disposte a croce a dividere tra loro le unità strutturali (dotate di corte interna) che compongono l'aggregato. A partire dalla predefinita configurazione tipologica dell'aggregato è stata selezionata l'US oggetto di studio (di cui si ha conoscenza completa) e sono state vagliate diverse proposte per la rappresentazione semplificata delle condizioni al contorno. Il confronto tra curve di capacità, deformate di piante e prospetti, esiti delle verifiche, ha permesso di definire la modalità di semplificazione più idonea del contesto aggregato, che è risultata nella rappresentazione di ciò che è visibile dall'esterno (unità prive di distributivo interno), integrata da informazioni tipologiche sulle strutture orizzontali presenti.

Il confronto tra curve di capacità accelerazione-spostamento relative all'US modellata come isolata e all'US in contesto aggregato (per due casi tipologici, in cui la differenza principale è data dalla conoscenza –caso reale - o meno –caso semplificato – della configurazione interna), ha permesso di osservare una buona corrispondenza tra le curve di caso reale e caso semplificato, a discapito invece di

quelle per l'unità strutturale isolata, che sono risultate estremamente cautelative sia in termini di accelerazione limite di collasso che di spostamenti ultimi individuati.

Una volta calibrato il metodo, la validazione è stata condotta applicando la stessa procedura ad un caso studio reale, avente caratteristiche simili per forma in pianta e in alzato al caso tipologico, il quale ha confermato i risultati ottenuti.

CAPITOLO 5

APPLICAZIONE DI UN APPROCCIO SPEDITIVO DI TIPO PROBABILISTICO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SU SCALA TERRITORIALE: DEDURRE INFORMAZIONI INCOGNITE A PARTIRE DA DATI NOTI

5.1. Descrizione dell'approccio Bayesiano: la metodologia

La valutazione della vulnerabilità su scala territoriale tramite l'adozione di approcci deterministici (una proposta, rinnovata attraverso l'implementazione di procedure parametriche, è presentata nel Capitolo 3 della presente tesi) è ormai metodologia consolidata e adottata diffusamente da molti anni. Recentemente sta emergendo un nuovo interesse per la raccolta di dati e relativa analisi attraverso procedure di tipo probabilistico. Questi ultimi approcci ben si adattano al contesto nel quale attualmente gli operatori del settore operano, caratterizzato da risorse finanziarie e umane sempre più limitate. È ben noto che in questi ultimi anni non è possibile mobilitare enormi risorse, prima di tutto finanziarie ma anche tecnico-produttive ed operative, per rispondere efficacemente a tali esigenze in tempi brevi.

La definizione di priorità operative (in termini di tutela e conservazione dei beni immobili), a mano a mano che le risorse diventano "limitate", è un problema tecnico complesso, il quale, a parte per le inevitabili ripercussioni politiche, richiede l'implementazione di criteri "oggettivi". Da un punto di vista concettuale, si tratta di adottare le ben note procedure di "ottimizzazione", ovvero massimizzando i benefici ottenibili dalle risorse disponibili (ISO 31000/2009 - Risk management - Principles and guidelines s.d.). Sulla strada dell'ottimizzazione, tuttavia, esiste il problema pratico, finora rimasto privo di reali soluzioni, della valutazione in tempi brevi del rischio sismico a scala urbana, che richiede in via preliminare, sul piano ingegneristico, la valutazione della vulnerabilità sismica del tessuto edilizio che compone un centro storico.

Il problema tecnico di valutare la vulnerabilità di un singolo edificio storico in maniera speditiva è stato per lo più risolto (D.P.C.M. 09/02/2011 - Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008 s.d.) (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) ma prevede operazioni – il rilievo dello spessore delle murature ai vari piani, delle altezze di interpiano, delle dimensioni e posizioni delle aperture, ecc. – la cui esecuzione è resa, se non impossibile, lentissima se realizzata con i metodi tradizionali, che di fatto si scontrano con realtà operative spesso insormontabili, non fosse altro perché richiedono l'accesso diretto (non sempre e non facilmente concesso dai singoli proprietari) a un numero enorme di singole proprietà immobiliari, oltre che l'ispezionabilità di tutti gli elementi costruttivi sopra citati. I dati utili allo svolgimento di analisi di vulnerabilità possono essere aggiornati attraverso informazioni già disponibili raccolte dai tecnici e dagli operatori in occasione di lavori di ordinaria manutenzione delle strutture, senza l'aggiunta di ulteriori risorse umane e finanziarie oltre a quelle già disponibili e utilizzate per il normale

funzionamento delle strutture indagate, come già descritto nel Capitolo 2. In aggiunta alla minimizzazione dell'impiego di risorse durante il processo di raccolta dei dati, è auspicabile stabilire procedure che riducano l'onere computazionale e consentano l'aggiornamento dei risultati ogni volta che nuovi dati vengono resi disponibili.

L'ottimizzazione, ovvero la valutazione a breve termine del rischio sismico su scala urbana, è ad oggi un problema pratico privo di una soluzione adeguata. Oltre alla necessaria premessa che i metodi adottati e i previsti livelli di conoscenza sono diversi a livello di singolo edificio o di scala territoriale, (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (D.P.C.M. 09/02/2011 - Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008 s.d.), è evidente che i giudizi ottenuti attraverso la valutazione della vulnerabilità dei centri storici sono sempre condizionati da fattori di incertezza legati al processo di acquisizione dei dati che inevitabilmente influenzano i risultati delle analisi. Le valutazioni di vulnerabilità di interi ambiti territoriali richiedono la raccolta di informazioni sulle caratteristiche geometriche e strutturali degli edifici oggetto di studio (o almeno di una buona parte di essi), le quali sono, se non impossibili, molto difficili da rilevare attraverso metodi tradizionali (come il rilievo speditivo degli edifici condotto prevalentemente dall'esterno). L'applicazione di procedure per la valutazione della vulnerabilità che considerino l'incertezza insita nel rilievo consentono di estendere in modo significativo le analisi, includendo edifici per i quali vi sia mancanza di informazioni circa uno o più dati. Ad esempio, l'altezza totale degli edifici e la dimensione e la posizione delle aperture possono solitamente essere misurate con una precisione accettabile anche dall'esterno, utilizzando metodi di rilievo tradizionali o metodi remote sensing (rilievi aerofotogrammetrici). Le procedure che adottano il remote sensing per la valutazione della vulnerabilità sono numerose e ampiamente applicate sia per il rilievo del danno post-sisma (Dong L. 2013) sia per valutazioni predittive di vulnerabilità (Pittore M. 2013). I dati ottenuti tramite rilievo aerofotogrammetrico possono fornire modelli tridimensionali degli edifici e definire quindi informazioni precise su come siano composti gli aggregati oggetto di studio. La conoscenza raggiungibile con queste tecniche, anche se limitata a pochi dati osservabili dall'esterno, consente di superare alcune delle sopracitate difficoltà inerenti il rilievo tradizionale (primo fra tutti, la necessità di recarsi direttamente in sito per la raccolta dati). Ad ogni modo altri dati, non direttamente rilevabili dall'esterno (es. lo spessore delle murature perimetrali e le diverse altezze interpiano degli edifici) sono indispensabili per qualsiasi tipo di valutazione di vulnerabilità.

Alla luce di queste considerazioni, una nuova metodologia per la valutazione della vulnerabilità su scala territoriale, capace di integrare le informazioni ottenute tramite metodi remote sensing o di

rilievo tradizionale e che tenga in considerazione l'incertezza o la mancanza di informazioni circa gli edifici in analisi è di seguito presentata.

Il metodo proposto è stato implementato dal Dipartimento ICEA dell'Università di Padova in questi ultimi anni, ed ha avuto avvio con la tesi di dottorato dell'Ing. Campostrini, nella quale sono state poste le basi di tale approccio da un punto di vista prettamente teorico-metodologico (Campostrini 2014). Nel seguente capitolo tale approccio verrà ulteriormente ampliato, calibrato e validato, sia attraverso approfondimenti teorici che l'applicazione ad un caso studio (Figura 5 - 1).

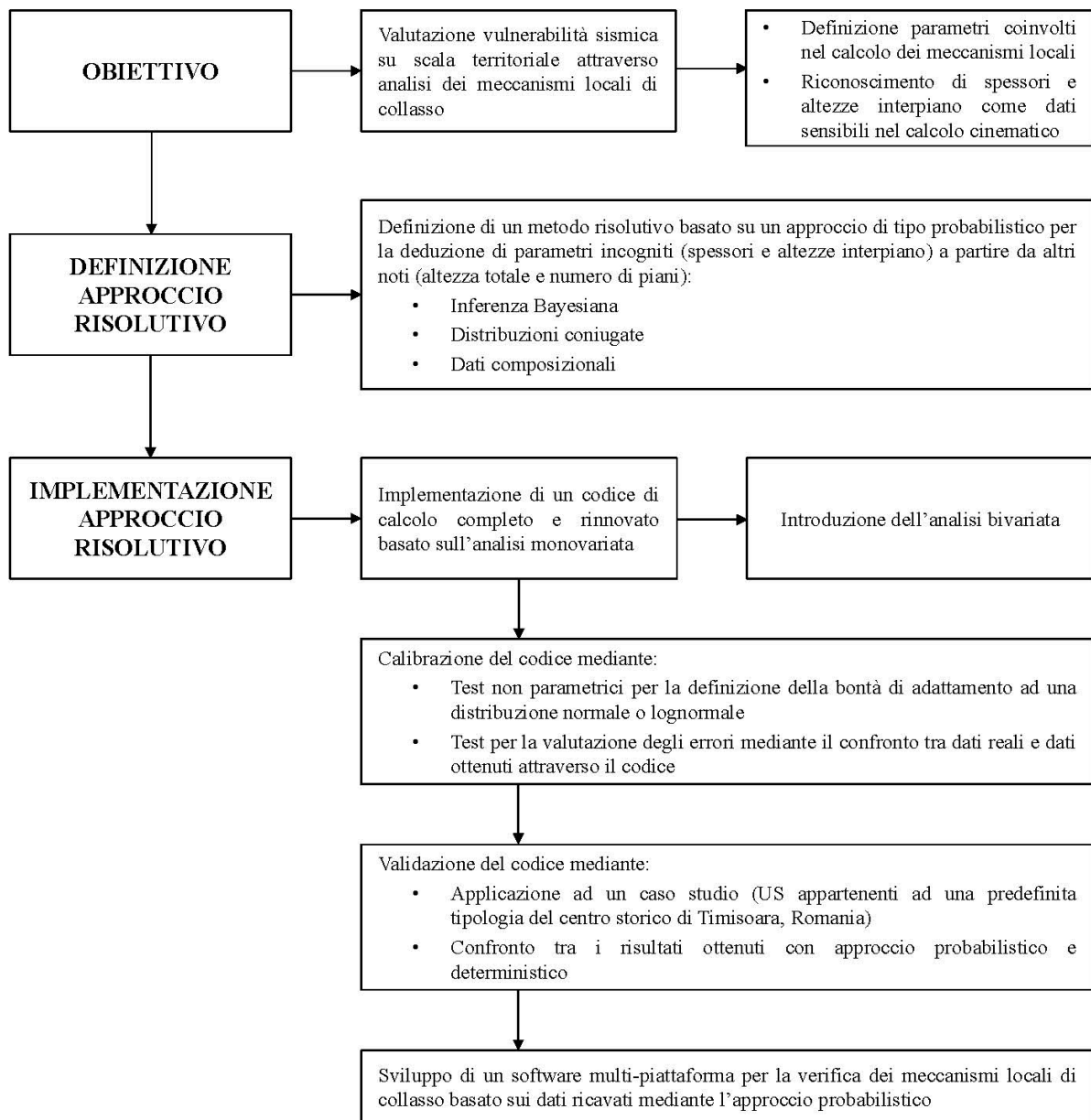


Figura 5 - 1: Schema distributivo che definisce il percorso sviluppato in questo capitolo

Verranno inoltre proposti alcuni spunti interessanti per i possibili sviluppi futuri di tale approccio, il quale si presta agevolmente ad essere impiegato in maniera estensiva in ambiti territoriali sia italiani che internazionali, oltre a prevedere numerose applicazioni anche in altri ambiti non prettamente ingegneristici (es. area archeologica).

5.1.1. Impostazione teorica del metodo

Il metodo mira a superare i limiti descritti in 5.1 (“Descrizione dell’approccio Bayesiano: la metodologia”) attraverso un approccio probabilistico, che colleghi parametri geometrici misurabili ad altri difficilmente rilevabili. Partendo dalla conoscenza dell’altezza totale degli edifici e del numero di piani, facilmente rilevabili a partire dall’osservazione degli edifici dall’esterno (o dall’elaborazione di informazioni ottenute dall’aerofotogrammetria) l’approccio è stato implementato al fine di ricavare le relative altezze interpiano e spessori dei muri. Data la finalità della valutazione della vulnerabilità su scala territoriale, è chiaro che la raccolta di informazioni deve essere basata su dati che possono essere raccolti adottando metodi speditivi, senza richiedere l’accesso agli edifici. Le informazioni relative allo spessore dei muri sono indispensabili per qualsiasi valutazione di vulnerabilità, ma quest’ultimo può essere misurato con facilità e correttamente solo attraverso un rilievo di dettaglio che comprenda l’accesso agli edifici in analisi. Con queste premesse, lo spessore dei muri è una variabile che è solitamente incognita o incerta, e come tale si può caratterizzare mediante una funzione di densità di probabilità (pdf) che fornisce la probabilità associata al presentarsi di ciascuno degli infiniti possibili spessori dei muri di un certo piano. Le difficoltà insite nella raccolta di dati affidabili, come detto sopra, scoraggiano ogni possibile approccio di tipo frequentista. Basandosi su quanto riportato in letteratura (Rondelet 1802-1817) (Breyemann 1868) o sull’esperienza acquisita (giudizio dell’esperto), è possibile ipotizzare una pdf che sia sostanzialmente una rappresentazione formale di quell’esperienza (elicitazione).

L’approccio può essere descritto attraverso la Figura 5 - 2. Il primo passo della procedura prevede la definizione dei dati di input, i quali possono essere rappresentati con pdf. Le pdf ottenute attraverso l’elicitazione (formalizzazione dell’esperienza) definiscono le distribuzioni a priori; queste ultime possono essere aggiornate inserendo nuovi dati e ottenendo di conseguenza distribuzioni a posteriori. Ogni volta che nuovi dati sono disponibili, il processo può essere quindi ripetuto iterativamente: la posteriori diventa a sua volta una priori e una nuova posteriori viene creata utilizzando la cosiddetta inferenza statistica Bayesiana. È importante osservare come le distribuzioni a priori e a posteriori generate vengano rappresentate graficamente mediante una superficie, grafico della funzione normale gamma-inversa, che è il prodotto di una distribuzione normale per una distribuzione gamma-inversa

(Hoff 2009). Coppie (μ, σ) vengono quindi estratte dalla pdf a posteriori, quest'ultima risultato dell'inferenza. Ciascuna coppia (μ, σ) individua una distribuzione normale dalla quale estrarre i dati di cui si necessita adottando, ove necessario, l'approccio ai dati composizionali. I dati così ottenuti possono essere utilizzati per valutazioni di vulnerabilità. La procedura consente di ricavare grandezze incognite a partire da altre note, con il fine di completare la raccolta dati necessaria per le successive analisi di vulnerabilità. Essa inoltre risulta semplice e adattabile a diversi tipi di dati: una volta stabiliti i legami che uniscono parametri noti ad altri incogniti, la definizione di distribuzioni di probabilità per dati non noti risulta pressoché immediata.

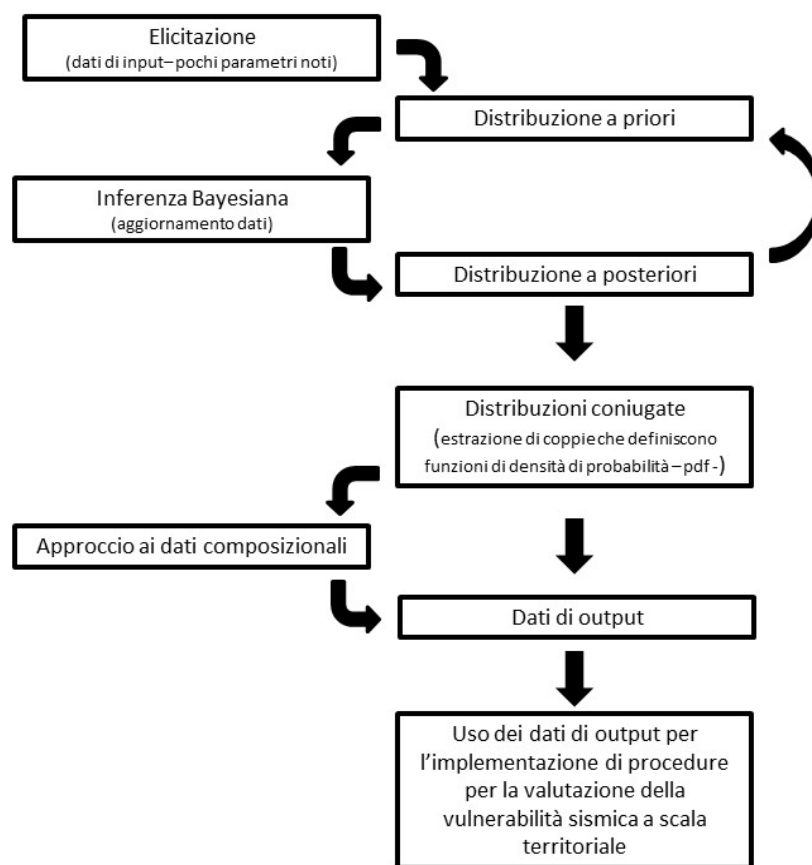


Figura 5 - 2: Grafico che descrive l'approccio Bayesiano proposto

Passando quindi alla trattazione dell'approccio da un punto di vista teorico, si procede a descrivere brevemente la metodologia (Campostrini 2014). Come già detto, se si abbandona l'approccio frequentista accettando i presupposti insiti nel processo di elicitazione, l'alternativa naturale è l'adozione dell'approccio Bayesiano (Hoff 2009). Il paradigma Bayesiano può essere esplicitato come segue:

distribuzione a priori → dati → distribuzione a posteriori

o allo stesso modo:

$$p(\boldsymbol{\theta}) \rightarrow \mathbf{y} \rightarrow p(\boldsymbol{\theta}|\mathbf{y}) \quad (12)$$

Nel caso di variabili continue, il teorema di Bayes può essere espresso come segue:

$$p(\boldsymbol{\theta}|\mathbf{y}) = \frac{p(\boldsymbol{\theta})p(\mathbf{y}|\boldsymbol{\theta})}{\int p(\boldsymbol{\theta})p(\mathbf{y}|\boldsymbol{\theta})d\boldsymbol{\theta}} \quad (13)$$

in cui:

$p(\boldsymbol{\theta})$ è la distribuzione a priori, la quale quantifica tutte le informazioni disponibili prima dell'osservazione dei risultati sperimentali (dati);

$p(\mathbf{y}|\boldsymbol{\theta})$ è la verosimiglianza, la quale, al variare di $\boldsymbol{\theta}$, rappresenta la probabilità di ottenere i risultati sperimentali osservati. La verosimiglianza è spesso indicata da $L(\boldsymbol{\theta})$ poiché, una volta che i dati sono noti, diventa una funzione del solo parametro $\boldsymbol{\theta}$,

$p(\boldsymbol{\theta}|\mathbf{y})$ è la distribuzione a posteriori ed è il risultato dell'inferenza Bayesiana. Essa rappresenta la distribuzione finale che si ottiene a seguito dell'osservazione dei risultati sperimentali.

$\int p(\boldsymbol{\theta})p(\mathbf{y}|\boldsymbol{\theta})d\boldsymbol{\theta}$ può essere considerata quindi una costante, perciò l'equazione (13) può essere scritta come segue:

$$p(\boldsymbol{\theta} | \mathbf{y}) \propto p(\boldsymbol{\theta})p(\mathbf{y} | \boldsymbol{\theta}) \quad (14)$$

dove la costante di proporzionalità è:

$$k = \frac{1}{\int p(\boldsymbol{\theta})p(\mathbf{y}|\boldsymbol{\theta})d\boldsymbol{\theta}} \quad (15)$$

Poiché l'equazione (13) può essere risolta in forma chiusa solo in casi particolari, si adottano simulazioni di Monte Carlo e in particolare catene Markov Chain Monte Carlo (Gelman D. 2006). Vengono quindi create catene di Markov che abbiano come distribuzione stazionaria la distribuzione a posteriori da cui si vuole campionare. Un altro approccio spesso seguito, e adottato anche in questo capitolo, prevede l'utilizzo delle distribuzioni coniugate. Una distribuzione a priori $p(\boldsymbol{\theta})$ viene definita come coniugata ad una di verosimiglianza $L(\boldsymbol{\theta})$ nel caso in cui la distribuzione a posteriori presenti la stessa forma funzionale della priori. In questo caso, poiché le distribuzioni vengono univocamente individuate dai valori assunti dai parametri statistici, l'aggiornamento Bayesiano riguarda i parametri che descrivono le distribuzioni iniziale e finale.

Uno dei modelli più usualmente utilizzati è il modello normale. L'adozione di una distribuzione normale è giustificata se la dimensione del campione è composta da un numero sufficientemente

grande di dati (Liseo 2008). Se si assume che le grandezze geometriche da misurare siano distribuite secondo questa distribuzione, allora:

$$\theta = (\mu, \sigma) \tag{16}$$

E la distribuzione a priori è:

$$p(\theta) = p(\mu, \sigma) \tag{17}$$

La distribuzione a posteriori $p(\mu, \sigma | \mathcal{Y})$, ottenuta dall'inferenza Bayesiana, consente di generare un numero sufficiente di campioni (μ_i, σ_i) , ciascuno dei quali identifica a sua volta una distribuzione normale che viene poi utilizzata per definire la grandezza geometrica cercata. Se come distribuzioni di partenza si scelgono delle funzioni rappresentate da normali gamma-inversa definite da 4 iperparametri $(\mu_0, n_0, \nu_0, \sigma_0^2)$, adottando il teorema di Bayes anche la distribuzione a posteriori sarà a sua volta una normale gamma-inversa, definita dai 4 iperparametri $(\mu_1, n_1, \nu_1, \sigma_1^2)$ (Hoff 2009).

Gli iperparametri possono essere descritti attraverso le seguenti formule (Jackman 2009):

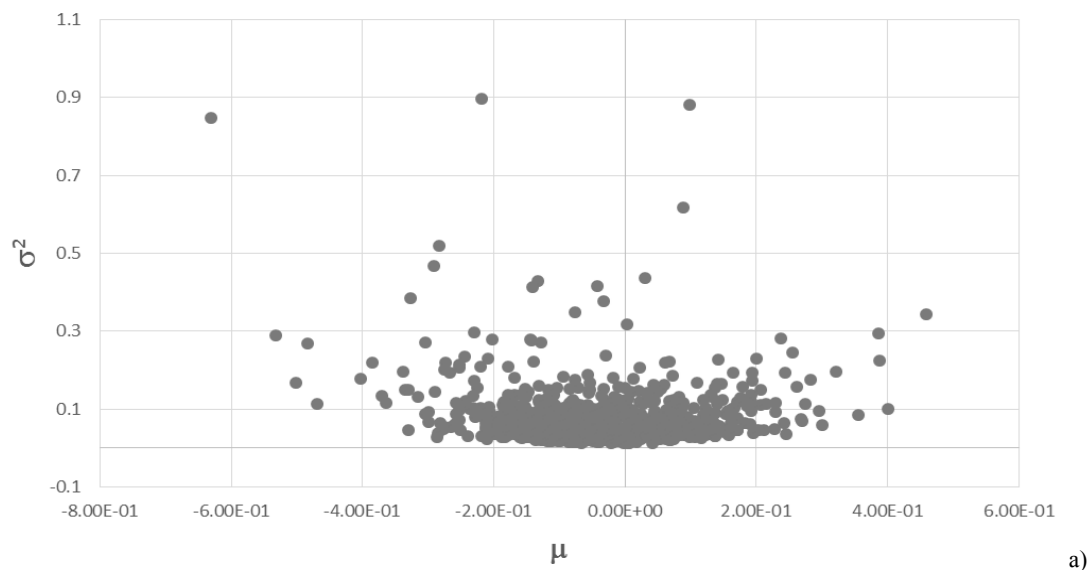
$$\mu_1 = \frac{n_0 \mu_0 + n \bar{y}}{n_0 + n} \tag{18}$$

$$n_1 = n_0 + n \tag{19}$$

$$\nu_1 = \nu_0 + \nu \tag{20}$$

$$\nu_1 \sigma_1^2 = \nu_0 \sigma_0^2 + s^2(n-1) + \frac{n_0 n}{n_0 + n} (\mu_0 - \bar{y})^2 \tag{21}$$

A partire dalla priori quindi, a mano a mano che si procede con l'aggiornamento Bayesiano, la superficie diventerà sempre meno "piatta" e la distribuzione di probabilità tenderà quindi a concentrarsi in un'area sempre più ristretta (Figura 5 - 3) (C. G. Taffarel S. 2016).



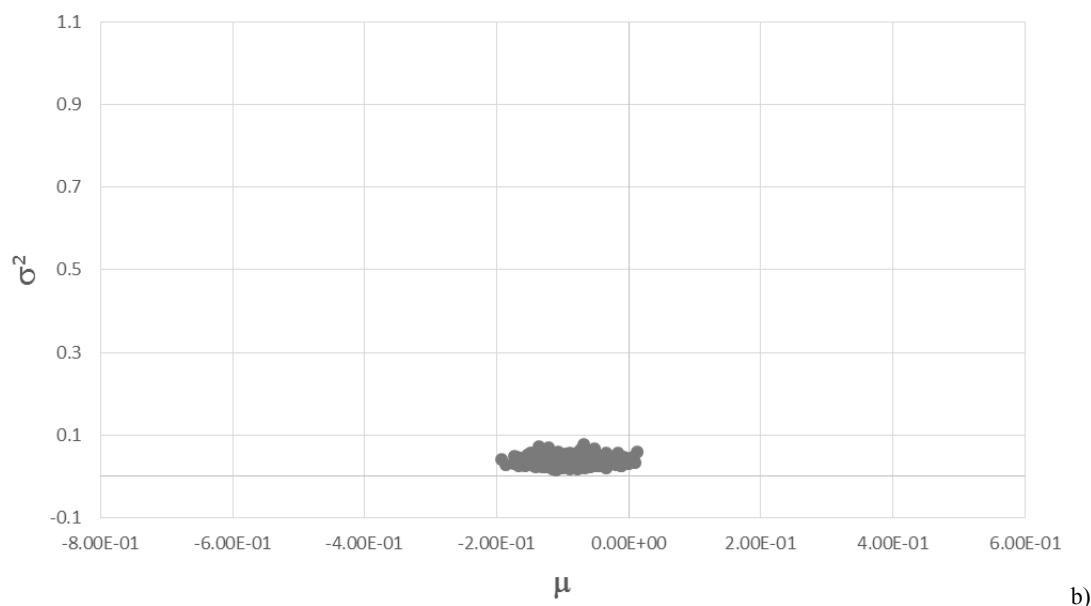


Figura 5 - 3: Distribuzione normale gamma-inversa a priori (a) e a posteriori (b). il diagramma a dispersione rappresenta le distribuzioni rispettivamente a priori e a posteriori ottenute generando 1000 campioni tramite il metodo Monte Carlo

Emerge quindi sempre più evidente la necessità di stabilire delle distribuzioni a priori rappresentative del campione di dati che si vuole ottenere. Partire infatti da distribuzioni vaghe (non informative), se può essere da un lato cautelativo in quanto tutela l'operatore dall'inserire informazioni di partenza poco rappresentative, dall'altro è molto limitante in quanto l'aggiornamento Bayesiano potrebbe richiedere l'inserimento di un alto numero di dati per giungere a delle posteriori efficaci. Sicuramente l'approccio da perseguire prevede l'utilizzo di distribuzioni a priori tarate sulle tipologie costruttive dell'edilizia indagata. Rimane ancora questione aperta, e fonte di possibili ulteriori studi, definire il livello di dettaglio che è auspicabile tali priori posseggano. Ad oggi, resta percorribile la strada di definire distribuzioni basate sull'esperienza ottenuta dall'analisi di studi in letteratura (Giuffrè 1993) (Sorrentino 2014) oppure da documenti storici che definiscano la regola dell'arte o ricorrenti rapporti dimensionali tra elementi strutturali (Breyemann 1868) (Rondelet 1802-1817).

In parallelo a questo percorso metodologico, un ulteriore approccio adottato prende in considerazione l'utilizzo della procedura dei dati compositivi (Campostrini 2014) (C. G. Taffarel S. 2016), che prevede l'individuazione di legami tra grandezze geometriche la cui somma dia come risultato una grandezza fissa. Questa situazione si adatta perfettamente ad alcuni ambiti scientifici, quali ad esempio la chimica, in cui la somma delle componenti che danno origine ad un composto chimico deve corrispondere sempre ad un valore percentuale fisso, stabilito a priori. La stessa situazione si presenta anche in alcuni casi nel campo ingegneristico, ad esempio nel calcolo delle altezze interpiano. Stabilita infatti l'altezza totale di un edificio e il suo numero di piani, la somma delle altezze interpiano deve

sempre dare come risultato l'altezza totale (Aitchison 1982). Ad esempio, considerando la facciata di un edificio di cui si conoscono il numero di piani e l'altezza totale (h_{tot}), i valori delle altezze interpiano h_n possono essere rappresentati da un vettore n-dimensionale:

$$\mathbf{h} = [h_1 \quad h_2 \quad \dots \quad h_n] \quad (22)$$

Adottando l'equazione (23), h può essere standardizzato:

$$\mathbf{x} = [x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_n] = \left[\frac{h_1}{\sum_1^n h_i} \quad \frac{h_2}{\sum_1^n h_i} \quad \dots \quad \frac{h_n}{\sum_1^n h_i} \right] \quad (23)$$

dove:

$\sum_1^n h_i$ è l'altezza totale dell'edificio;

n è la dimensione del vettore \mathbf{x} ;

x_i sono valori positivi e più piccoli di 1 (o pari ad 1, nel caso di edificio ad un piano).

A seguire:

$$\mathbf{y} = [y_1 \quad y_2 \quad \dots \quad y_n] = \left[\log\left(\frac{x_1}{x_n}\right) \quad \log\left(\frac{x_2}{x_n}\right) \quad \dots \quad \log\left(\frac{x_{n-1}}{x_n}\right) \right] \quad (24)$$

\mathbf{y} è il vettore risultante, le cui componenti assumono valore nell'insieme dei numeri reali. La generazione dei valori del vettore \mathbf{y} è ottenuta assumendo che essi seguano una distribuzione normale caratterizzata da un vettore avente dimensione $(n-1)$, dove n è il numero di piani. Se il numero di piani dell'edificio è maggiore di 2, il calcolo dell'altezza interpiano richiede l'adozione di analisi multivariate (l'applicazione per la procedura bivariata verrà descritta al paragrafo 5.2.4).

Ripercorrendo quindi la procedura compositiva all'inverso, è possibile derivare i valori di h_i a partire dagli y_i .

$$[x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_n] = \frac{[\exp(y_1) \quad \dots \quad \exp(y_{n-1}) \quad 1]}{\exp(y_1) + \dots + \exp(y_{n-1}) + 1} \quad (25)$$

quindi:

$$[h_1 \quad h_2 \quad \dots \quad h_n] = [x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_n] \cdot \sum_1^n h_i \quad (26)$$

Una volta dedotti i dati geometrici incogniti attraverso l'utilizzo degli approcci sopra descritti, sarà possibile implementare tali dati in analisi di vulnerabilità. La procedura in particolare ben si adatta all'analisi dei meccanismi locali di collasso condotta con approccio cinematico (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (D.M. 14/01/2008 -

Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.). Chiaramente, i risultati ottenuti applicando l'approccio sopra descritto non saranno singoli valori, bensì distribuzioni di probabilità.

5.1.2. Definizione dei parametri allo studio e analisi di sensitività

L'analisi dei meccanismi locali di collasso più significativi prevede la conoscenza di alcuni parametri geometrici e tipologici riconducibili all'edificio oggetto di studio (o alla sua tipologia di appartenenza, nel caso in cui l'analisi venga condotta a livello tipologico) oltre ad altri relativi al contesto, alla localizzazione geografica e alle caratteristiche del suolo.

A seguire si riportano le principali informazioni che è necessario acquisire per procedere al calcolo e alla verifica dei meccanismi locali di collasso. In particolare, alcune di queste possono essere dedotte senza la necessaria esecuzione di un rilievo o di prove in sito, affidandosi alle indicazioni proposte dalla normativa italiana vigente, a partire da informazioni quali la localizzazione del sito (per il calcolo dello spettro di domanda) o da valutazioni assunte dal tecnico preposto alla verifica (es. stato limite e probabilità di superamento, vita nominale, classe d'uso, valori dei coefficienti di combinazione). Una maggior accuratezza nei risultati delle verifiche è raggiungibile aumentando il livello di conoscenza (relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali); a tal proposito, la normativa italiana prevede l'introduzione del cosiddetto fattore di confidenza, che richiede la modifica dei parametri di capacità sulla base del livello di conoscenza raggiunto. La valutazione della vulnerabilità su scala territoriale è perseguibile adottando un livello di conoscenza degli edifici relativamente basso (LC1), ovvero “[...] *rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali* [...]” (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C8A.1A.4): in questo caso, il corrispondente fattore di confidenza (FC) è $FC=1.35$.

Nel caso di analisi cinematica per lo studio dei meccanismi locali di collasso, i parametri che possono essere stabiliti “a priori”, attraverso una semplice conoscenza preliminare dell'area oggetto di studio e senza ricorrere a rilievi o prove in sito, sono i seguenti:

- stato limite;
- probabilità di superamento;
- vita nominale;
- classe d'uso;
- valori dei coefficienti di combinazione e dei carichi di esercizio.

Altri parametri, quali invece il tipo di suolo e la categoria topografica, possono essere assunti sulla base delle informazioni disponibili da letteratura e cartografia. Anche in questo caso, l'aumento del livello di accuratezza dell'informazione è dettato dalla possibilità di procedere a prove in sito e di caratterizzazione del suolo. Questi ultimi dati, in combinazione con i valori di accelerazione di picco al suolo stabiliti da normativa sulla base della localizzazione del sito, sono indispensabili per il calcolo della risposta sismica. Diversamente, dati geometrici e tipologici possono essere dedotti attraverso il rilievo in sito degli edifici analizzati. In generale, come comprensibile, alcuni di questi parametri sono facilmente rilevabili anche attraverso rilievi speditivi dall'esterno, o tecniche di remote sensing:

- lunghezza parete;
- numero di campate;
- numero di piani;
- altezza totale degli edifici;
- percentuale di forature in facciata;
- area copertura.

Altri parametri richiedono invece rilievi più approfonditi, che prevedono quantomeno l'accesso agli edifici (o l'esecuzione di prove sperimentali):

- tipologia di strutture verticali (e relativi parametri meccanici della muratura);
- pesi propri di solai e coperture, oltre ad eventuali spinte orizzontali e verticali delle volte (e altezza d'imposta);
- altezza interpiano;
- spessore muri;
- posizione muri di spina;
- coefficiente di attrito tra strutture orizzontali e verticali;
- area solai.

Risulta indispensabile ragionare sulla facilità di acquisizione di tali parametri, con il fine di comprendere qualitativamente l'impegno, sia temporale che economico, oltre alla fattibilità, di una completa raccolta di dati. Questa stima si deve accompagnare ad una ulteriore riflessione sull'influenza che tali parametri hanno rispetto ai risultati ottenibili per le analisi. Combinando infatti questi due fattori, è possibile comprendere quali dati sia indispensabile prendere in considerazione nella fase di calcolo e quali altri sia invece accettabile trascurare o ipotizzare. Dare un peso, anche solo qualitativo, a questi due fattori (tipo di rilievo previsto e influenza sui risultati dell'analisi) consentirà quindi di comprendere per quali parametri potrebbe essere giustificabile e perseguibile la raccolta di

informazioni e l'applicazione della procedura probabilistica già implementata per spessori e altezze interpiano e per quali altri invece tale reperimento potrebbe essere considerato secondariamente influente. Da un punto di vista logico, maggiori sono le informazioni ottenibili per lo studio, più dettagliati e precisi saranno i risultati. Trattandosi di un approccio su scala territoriale, tale condizione non è però perseguibile.

Prioritariamente, si prediligerà la raccolta di informazioni sul costruito facilmente e velocemente reperibili. Per i prospetti visibili:

- altezza totale;
- lunghezza totale;
- numero di piani;
- percentuale di bucatore in facciata;
- superficie coperta.

Indipendentemente dall'influenza che tali parametri possono avere sul risultato finale, escluderli dall'analisi risulta insensato, considerata l'immediata reperibilità dal dato.

Per i dati rilevabili esclusivamente attraverso rilievi di maggior dettaglio, la questione diventa più complessa, sia se si considerano tempi e costi, che la possibile accessibilità agli edifici. Risulta in questo caso primario riuscire ad individuare quali parametri tra questi influenzino in maniera più significativa i risultati dell'analisi (analisi di sensitività), così da poter definire prioritariamente per essi approcci che ne consentano una valutazione probabilistica secondo la procedura prevista dall'approccio Bayesiano.

L'approccio Bayesiano ad oggi implementato consente di ricavare, a partire da dati noti inclusi nell'elenco sopra riportato, i seguenti parametri geometrici:

- altezze interpiano;
- spessore dei muri.

Si riporta in Tabella 5 - 1 l'elenco dei parametri allo studio, per ciascuno dei quali è stato definito il tipo di rilievo necessario ad ottenere l'informazione: campiti in verde, i parametri geometrici facilmente reperibili, sulla base di quanto sopra indicato, o già ricavabili tramite l'approccio probabilistico.

Considerando i restanti, la loro definizione risulta decisamente meno banale in quanto per la loro raccolta è necessario procedere con un rilievo di dettaglio, spesso corredato da prove in sito, non perseguibile per analisi su scala territoriale:

- tipologia strutture verticali (proprietà meccaniche dei materiali);

- peso proprio dei solai e della copertura;
- spinte delle volte e altezza d'imposta;
- posizione dei muri di spina;
- coefficiente di attrito tra elementi strutturali;
- area di influenza dei solai.

Tabella 5 - 1: Definizione dei parametri geometrico-tipologici utilizzati per il calcolo e la verifica dei meccanismi locali di collasso e della tipologia di rilievo previsto per il loro reperimento

PARAMETRO	TIPO DI RILIEVO PREVISTO
lunghezza parete	speditivo (dall'esterno/remote sensing)
numero di piani	speditivo (dall'esterno/remote sensing)
altezza totale degli edifici	speditivo (dall'esterno/remote sensing)
percentuale di forature in facciata	speditivo (dall'esterno/remote sensing)
superficie coperta	speditivo (dall'esterno/remote sensing)
tipologia strutture verticali (e relativi parametri meccanici della muratura)	di dettaglio, spesso accompagnato da prove in sito
carichi dei solai	di dettaglio, che prevede l'accesso agli edifici, spesso accompagnato da prove in sito
spinte orizzontali e verticali delle volte (oltre all'altezza d'imposta)	di dettaglio, che prevede l'accesso agli edifici, spesso accompagnato da prove in sito
altezza interpiano	di dettaglio, che prevede l'accesso agli edifici
spessore muri	di dettaglio, che prevede l'accesso agli edifici
attrito tra strutture orizzontali e verticali	di dettaglio, che prevede l'accesso agli edifici e prove in sito
area solai	di dettaglio, che prevede l'accesso agli edifici

L'unica strada che sembra ragionevole è quella di definire tali dati a partire dalla classificazione tipologica del costruito oggetto di studio. Quest'ultima diventa doppiamente significativa, in quanto definisce da un lato il punto di partenza per l'individuazione di priori efficaci, dall'altro permette di condurre analisi parametriche sugli edifici presenti in una data area (Capitolo 3). Si propone quindi di condurre analisi di sensitività per la valutazione dell'influenza di alcuni parametri allo studio a partire dall'osservazione di una tipologia ricorrente di edifici appartenenti ad uno specifico ambito territoriale, già oggetto di studio nei Capitoli 3 e 4, ovvero il centro storico della città di Timisoara. Per questo studio, il range è stato limitato agli edifici a due piani (36 in totale) per i quali sono stati

individuati tipologia di struttura verticale, tipologia di struttura orizzontale e copertura. Elemento ricorrente in tutti i casi è la tipologia di struttura verticale, che si identifica con mattoni pieni e malta di calce. Variano invece le strutture orizzontali, che possono essere riassunte come segue:

- volte a botte o a crociera (solitamente individuabili al piano terra);
- solai in legno (quasi sempre collocati ai piani superiori);
- solai a putrelle e voltine;
- solai in latero-cemento;
- soletta piena in cemento armato.

Gli orizzontamenti sono stati a loro volta raggruppati in base al loro peso proprio (parametro determinante per il calcolo dei meccanismi locali di collasso) in:

- solai leggeri: (3.00 kN/m²): solai in legno e solai in putrelle e voltine;
- solai pesanti: (4.50 kN/ m²): solai in latero-cemento e soletta piena in cemento armato.

Spinte orizzontali e verticali di volte a botte e a crociera sono state calcolate utilizzando il software Arco, sulla base dei carichi permanenti e accidentali definiti a partire dai dettagli costruttivi analizzati e dalla categoria d'uso definita sulla base delle indicazioni fornite da (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.), Tab. 3.1.II (in questo caso, ambienti ad uso residenziale).

Per quanto riguarda invece la copertura, sono state individuate due tipologie ricorrenti, caratterizzate sempre da strutture non spingenti:

- copertura con capriate in legno;
- copertura mista, con capriate in legno alternate a capriate in cemento armato.

Alla luce di queste semplificazioni sono state definite 4 tipologie di edifici:

- Tipologia n.1: volte al piano terra – solai leggeri al piano superiore – copertura in legno non spingente;
- Tipologia n.2: solai pesanti a tutti i piani – copertura in legno non spingente;
- Tipologia n.3: volte al piano terra – solai leggeri al piano superiore – copertura mista non spingente;
- Tipologia n.4: solai pesanti a tutti i piani – copertura mista non spingente.

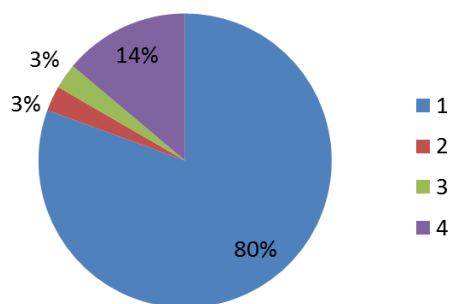


Figura 5 - 4: Distribuzione percentuale delle tipologie individuate per gli edifici a due piani

In Figura 5 - 4 è riportata la distribuzione percentuale delle tipologie sopra indicate rappresentative dei 36 edifici individuati:

- Tipologia n.1: 80%, 29 edifici
- Tipologia n.2: 3%, 1 edificio
- Tipologia n.3: 3%, 1 edificio
- Tipologia n. 4: 14%, 5 edifici

Tabella 5 - 2: Definizione del numero di strutture orizzontali per tipologia

TIPOLOGIE	SOLAI PIANO TERRA				SOLAI PIANO PRIMO		COPERTURA	
	volta	putrelle-voltine	legno	soletta o latero-cemento	legno	soletta o latero-cemento	legno	mista
1	22	5	2	0	29	0	29	0
2	0	0	0	1	1	0	1	0
3	1	0	0	0	1	0	0	1
4	1	0	0	4	0	5	2	3

Per completezza, si riporta in Tabella 5 - 2 la distribuzione delle strutture orizzontali per gli edifici a due piani, sulla base della tipologia di appartenenza. Come osservabile, la tipologia più diffusa è la Tipologia 1, che include 29 edifici su un totale di 36. Si è deciso quindi di procedere all'analisi di sensitività per una parete tipo relativa alla tipologia 1. La definizione di una parete "tipo" consente di poter variare, da quella base di partenza, tutti gli altri possibili parametri allo studio, a partire da valori medi tipologicamente stabiliti. Le variazioni considerate coinvolgono in particolare i seguenti parametri, analizzati sia nel caso di ribaltamento da terra che in quota:

1. spessore della parete: gli spessori considerati per il piano terra sono 0.45, 0.60, 0.75 e 0.90 m; per il piano superiore, si considera una riduzione dello spessore di 0.15 m oppure il mantenimento di uno spessore costante;

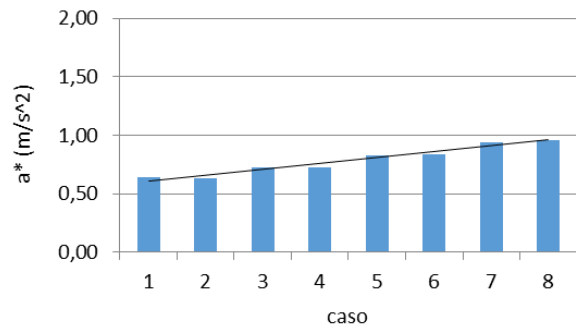
2. altezza d'interpiano per piano terra e piani superiori; variazioni ipotizzate considerando di variare le altezze interpiano, lasciando invariata l'altezza totale dell'edificio; le altezze interpiano sono variate di $\pm 1.00\text{m}$, ad intervalli di 0.25 m , a partire dall'altezza interpiano tipologica media;
3. area del solaio che grava sulla parete, variazioni di $\pm 4.00\text{ m}^2$, ad intervalli di 2.00 m^2 , il valore medio fa riferimento al valore tipologico; è stato considerato anche il caso di parete completamente libera;
4. percentuale di forature in facciata (da 0% a 80%, con intervalli di 20%);
5. coefficiente di attrito (da 0.05 a 0.25, con intervalli di 0.05);
6. tipologia di struttura verticale (utilizzo dei parametri meccanici relativi al livello di conoscenza più basso e delle tipologie murarie più plausibili nei contesti storici considerati, previsti dal (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.) (C8A.2.1);
7. tipologia di struttura orizzontale (utilizzo di range di carico basati sui valori medi dei carichi individuati per le diverse tipologie di solaio); carichi con variazioni di 1.5 kN/m^2 , da 1.5 kN/m^2 a 6.0 kN/m^2 trattandosi ovviamente del ribaltamento di pareti di edifici a 2 piani, le variazioni terranno conto delle diverse combinazioni di carichi tra piano primo e copertura.

Una breve considerazione deve essere fatta per la tipologia prevalente di solaio al piano terra: considerando i plausibili carichi propri delle volte e le possibili altezze di imposta, nella maggior parte dei casi analizzati, il coefficiente di attivazione risultante è negativo, a sottolineare una attivazione del meccanismo anche in condizioni statiche, per la sola influenza delle spinte delle volte. Ovviamente tale condizione non è rappresentativa della realtà. Ne consegue quindi l'ipotizzabile presenza al piano terra di presidi efficaci, quali catene, non visibili dall'esterno, o di una diversa geometria della struttura, che si ripercuote sui valori di spinta. A tal proposito, si è deciso per questo studio di considerare al piano terra strutture orizzontali non spingenti. È possibile quindi già definire a priori, sulla base di queste considerazioni, la significativa influenza che le volte spingenti hanno sui risultati delle analisi cinematiche.

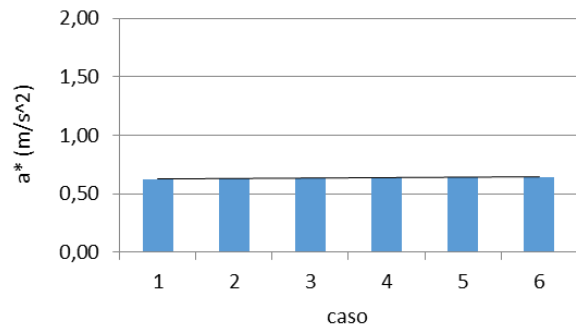
In Tabella 5 - 3 e in Tabella 5 - 4 sono riportati i risultati dell'analisi di sensitività effettuata, nella quale ciascun parametro indagato è stato confrontato con il valore di accelerazione ottenuto a_0^* . Osservando i risultati sia nel caso di ribaltamento di parete in quota che sostanzialmente appoggiata a terra, si può osservare come il trend per ciascuno dei parametri allo studio sia lo stesso in entrambi i casi.

Tabella 5 - 3: Variazione dell'accelerazione spettrale a_0^* al variare dei parametri geometrico-tipologici individuati, per ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra

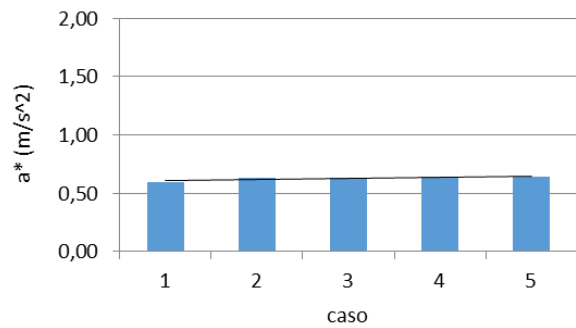
	VARIAZIONE SPESSORE		a_0^* (m/s^2)
	PT (m)	P1 (m)	
1	0.45	0.30	0.639
2	0.45	0.45	0.627
3	0.60	0.45	0.728
4	0.60	0.60	0.729
5	0.75	0.60	0.831
6	0.75	0.75	0.839
7	0.90	0.75	0.943
8	0.90	0.90	0.954



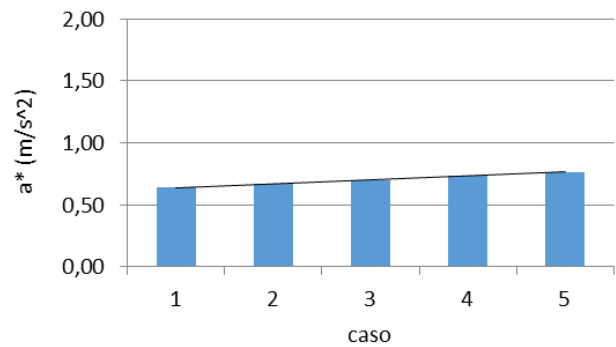
	VARIAZIONE ALTEZZA		a_0^* (m/s^2)
	PT (m)	P1 (m)	
1	4.75	3.55	0.622
2	4.50	3.80	0.630
3	4.25	4.05	0.635
4	4.00	4.30	0.639
5	3.75	4.55	0.642
6	3.50	4.80	0.642



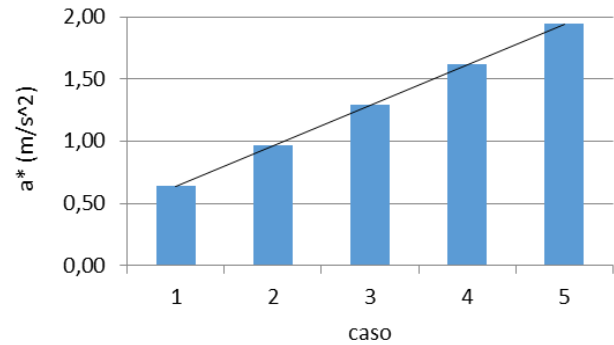
	AREA SOLAI		a_0^* (m/s^2)
	PT (m^2)	P1 (m^2)	
1	0	0	0.596
2	8	8	0.632
3	10	10	0.636
4	12	12	0.639
5	14	14	0.644



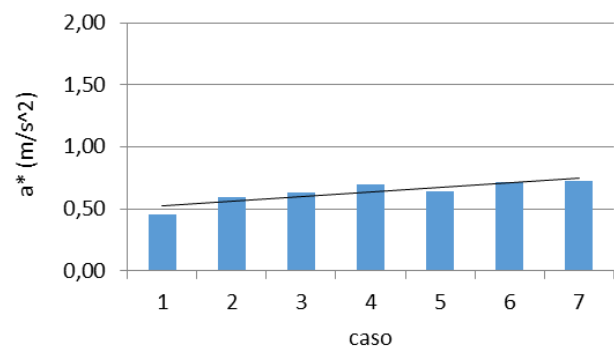
	PERCENTUALE FORATURE		a_0^* (m/s^2)
	PT (%)	P1 (%)	
1	0	0	0.639
2	20	20	0.668
3	40	40	0.699
4	60	60	0.732
5	80	80	0.767



	COEFFICIENTE D'ATTRITO		a_0^* (m/s^2)
	PT	P1	
1	0.05	0.05	0.639
2	0.10	0.10	0.966
3	0.15	0.15	1.292
4	0.20	0.20	1.619
5	0.25	0.25	1.945



	STRUTTURA VERTICALE		a_0^* (m/s^2)
	PT	P1	
1	pietrame disordinata	pietrame disordinata	0.454
2	conci sbozzati	conci sbozzati	0.598
3	pietre a spacco	pietre a spacco	0.627
4	blocchi lapidei	blocchi lapidei	0.696
5	mattoni pieni	mattoni pieni	0.639
6	mattoni semipieni	mattoni semipieni	0.717
7	laterizi semipieni_con giunti verticali a secco	laterizi semipieni_con giunti verticali a secco	0.722



	STRUTTURA ORIZZONTALE		a_0^* (m/s^2)
	PT (kN/m^2)	P1 (kN/m^2)	
1	1.5	1.5	0.636
2	1.5	3.0	0.653
3	3.0	3.0	0.651
4	3.0	1.5	0.635
5	3.0	4.5	0.658
6	4.5	4.5	0.655
7	4.5	3.0	0.648
8	4.5	6.0	0.656
9	6.0	6.0	0.653
10	6.0	4.5	0.651

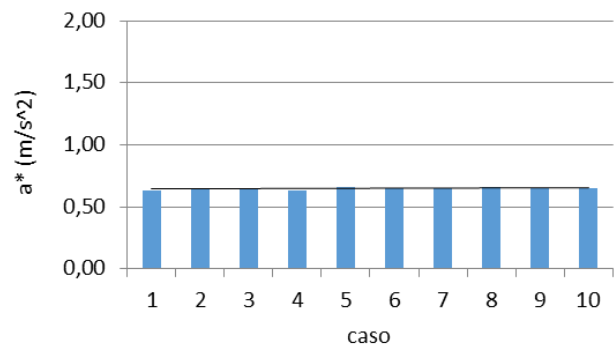
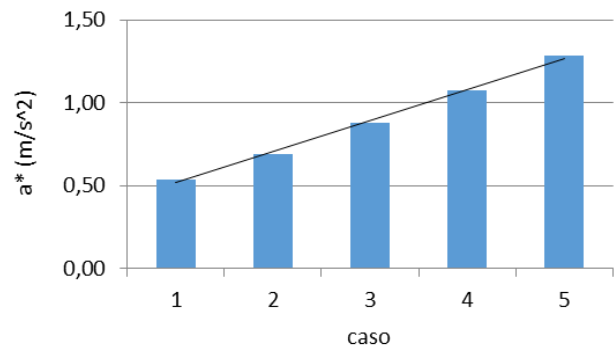
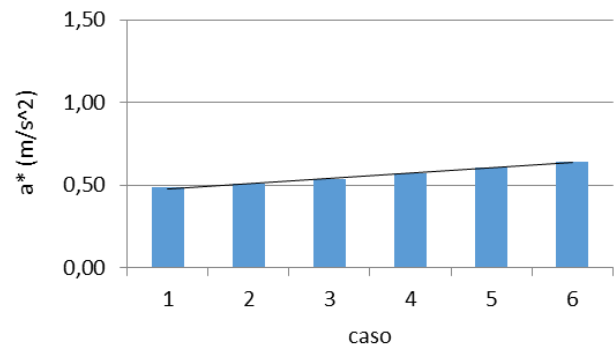


Tabella 5 - 4: Variazione dell'accelerazione spettrale a_0^* al variare dei parametri geometrico-tipologici individuati, per ribaltamento di parete in quota

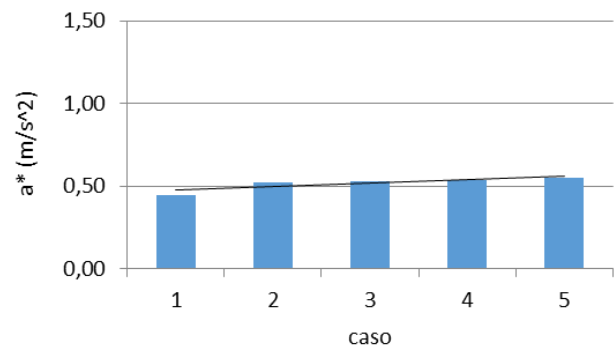
VARIAZIONE SPESSORE		a_0^* (m/s^2)
	P1 (m)	
1	0.30	0.539
2	0.45	0.694
3	0.60	0.878
4	0.75	1.077
5	0.90	1.283



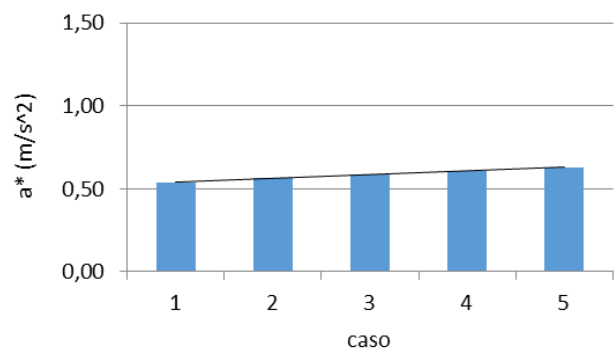
VARIAZIONE ALTEZZA		a_0^* (m/s^2)
	P1 (m)	
1	4.80	0.485
2	4.55	0.511
3	4.30	0.539
4	4.05	0.570
5	3.80	0.604
6	3.55	0.642



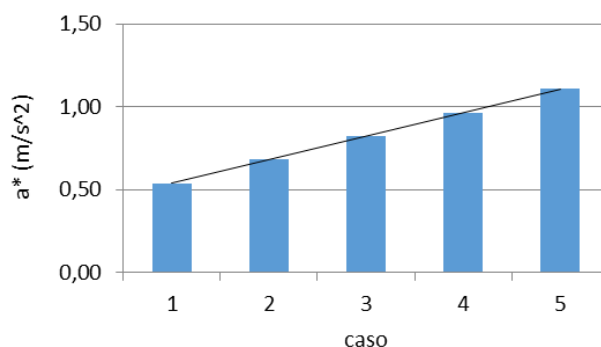
AREA SOLAI		a_0^* (m/s^2)
	P1 (m^2)	
1	0	0.448
2	8	0.523
3	10	0.532
4	12	0.539
5	14	0.550



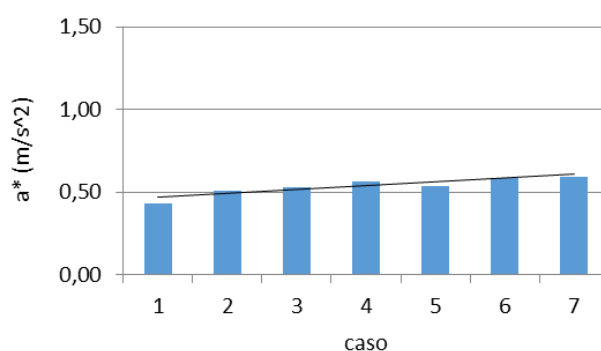
PERCENTUALE FORATURE		a_0^* (m/s^2)
	P1 (%)	
1	0	0.539
2	20	0.561
3	40	0.585
4	60	0.608
5	80	0.626



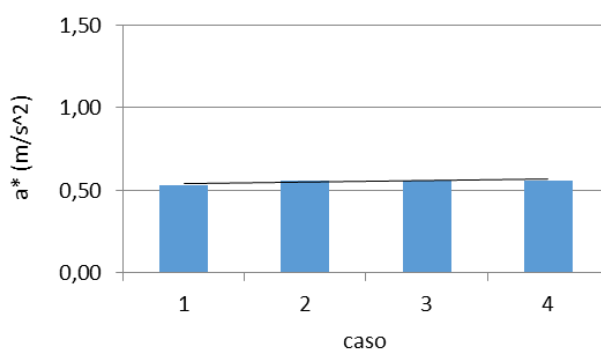
COEFFICIENTE D'ATTRITO		a_0^* (m/s^2)
	P1	
1	0.05	0.539
2	0.10	0.681
3	0.15	0.823
4	0.20	0.965
5	0.25	1.107



STRUTTURA VERTICALE		a_0^* (m/s^2)
	P1	
1	pietrame disordinata	0.432
2	conci sbozzati	0.512
3	pietre a spacco	0.528
4	blocchi lapidei	0.565
5	mattoni pieni	0.539
6	mattoni semipieni	0.588
7	laterizi semipieni_con giunti verticali a secco	0.596



STRUTTURA ORIZZONTALE		a_0^* (m/s^2)
	P1 (kN/m^2)	
1	1.5	0.531
2	3.0	0.555
3	4.5	0.561
4	6.0	0.559



Analizzando i singoli parametri indagati, è possibile osservare che:

1. spessore della parete: tale parametro è uno dei più influenti tra gli indagati, in quanto comporta variazioni significative nel livello di accelerazione ($0.60-1.00 m/s^2$ nel caso di ribaltamento da terra; $0.60-1.30 m/s^2$ nel caso di ribaltamento in quota), che sono evidenti anche in presenza di variazioni di spessore poco significative ($0.15 m$);
2. altezza interpiano: in entrambi i casi il parametro è poco significativo se rapportato allo spessore delle pareti o al coefficiente di attrito; variazioni più rilevanti si osservano nel caso di ribaltamento in quota rispetto al ribaltamento da terra;

3. area di influenza del solaio: questo parametro è sostanzialmente ininfluenza nelle analisi; il dato che più si allontana dalla tendenza lineare fa riferimento al caso di parete completamente scarica;
4. percentuale forature: anche in questo caso, il parametro in entrambi i tipi di ribaltamento è poco influente;
5. coefficiente di attrito: è il parametro più influente, che definisce variazioni di a_0^* nel caso di ribaltamento da terra da 0.50 a 1.30 m/s^2 e nel caso di ribaltamento in quota da 0.50 a 1.20 m/s^2 ;
6. struttura verticale: definisce la condizione meno interpretabile, in quanto la variazione di tipologia strutturale comporta la variazione delle proprietà meccaniche delle murature; ad ogni modo, anche per questo parametro, le variazioni non sono particolarmente significative;
7. struttura orizzontale: si tratta di uno dei parametri meno influenti tra quelli indagati, la variazione del carico per metro quadro non modifica significativamente il valore di a_0^* .

Sulla base delle valutazioni sopra riportate, si definisce quindi, attraverso un giudizio qualitativo (“basso”, “medio”, “alto”), l’influenza di ciascun parametro sull’analisi locale (Tabella 5 - 5). Per i parametri facilmente reperibili in sito, non si è ritenuto necessario eseguire tale confronto. In generale, lo studio può essere ulteriormente approfondito indagando ulteriori parametri quali, ad esempio, il possibile ammorsamento tra strutture verticali (che si accompagna solitamente all’instaurarsi di meccanismi di ribaltamento con cuneo).

Tabella 5 - 5: Definizione dei parametri geometrico-tipologici utilizzati per il calcolo e la verifica dei meccanismi locali di collasso. Individuazione della tipologia di rilievo previsto e dell’influenza di ciascun parametro sui risultati dell’analisi

PARAMETRO	TIPO DI RILIEVO PREVISTO	INFLUENZA SUI RISULTATI DELL’ANALISI
lunghezza parete	speditivo (dall’esterno/remote sensing)	/
numero di piani	speditivo (dall’esterno/remote sensing)	/
altezza totale degli edifici	speditivo (dall’esterno/remote sensing)	/
percentuale di forature in facciata	speditivo (dall’esterno/remote sensing)	MEDIA
area copertura	speditivo (dall’esterno/remote sensing)	BASSA
tipologia strutture verticali (e relativi parametri meccanici della muratura)	di dettaglio, spesso accompagnato da prove in sito	MEDIA

carichi dei solai	di dettaglio, che prevede l'accesso agli edifici, spesso accompagnato da prove in sito	BASSA
spinte orizzontali e verticali delle volte (oltre all'altezza d'imposta)	di dettaglio, che prevede l'accesso agli edifici, spesso accompagnato da prove in sito	ALTA
altezza interpiano	di dettaglio, che prevede l'accesso agli edifici	BASSA
spessore muri	di dettaglio, che prevede l'accesso agli edifici	MEDIA
Coefficiente di attrito tra strutture orizzontali e verticali	di dettaglio, che prevede l'accesso agli edifici e prove in sito	ALTA
area solai	di dettaglio, che prevede l'accesso agli edifici	BASSA

A conclusione, incrociando le informazioni disponibili, si può osservare come i parametri che maggiormente influenzano i risultati delle analisi sono spinte e altezza di imposta delle volte e valore del coefficiente di attrito, i quali sono per lo più reperibili in seguito all'esecuzione di prove o rilievo di dettaglio. Diventa al contrario meno complessa la definizione dei parametri che presentano influenza "media", in quanto la percentuale di forature in facciata è un'informazione facilmente reperibile dall'esterno e lo spessore delle murature è ad oggi individuabile con buona precisione attraverso l'approccio probabilistico proposto. Più complessa risulta la definizione della tipologia di struttura verticale, in quanto la corretta identificazione richiede l'esecuzione di prove in sito per la caratterizzazione dei parametri meccanici. Area e carichi dei solai e altezze interpiano hanno invece una bassa influenza sui risultati ottenuti.

5.2. Gli strumenti per l'analisi: il codice statistico per la deduzione di parametri non noti a partire da altri noti

Una volta definito l'approccio da un punto di vista teorico-metodologico, è stato possibile procedere con il percorso di scrittura, calibrazione e validazione del codice di calcolo. In particolare, gli ulteriori sviluppi hanno riguardato:

- implementazione di un codice di calcolo completo e ulteriormente rinnovato rispetto alla prima versione;
- esecuzione di test non parametrici per la definizione della bontà di adattamento;
- esecuzione di test per la valutazione dell'errore mediante il confronto tra dati reali e dati ottenuti attraverso il codice sviluppato;
- introduzione dell'analisi bivariata per lo studio di edifici con numero di piani pari a 3;
- proposta di software multi-piattaforma per la verifica dei meccanismi locali di collasso.

È fondamentale ricordare che l'intera procedura di calibrazione e validazione del metodo è stata possibile grazie alla disponibilità di dati ricavati da casi studio già trattati nei precedenti capitoli. In particolare, si è scelto di fare riferimento al caso studio relativo al centro storico di Timisoara per il quale erano già disponibili valutazioni di vulnerabilità ottenute adottando un approccio di tipo deterministico. Tali risultati verranno poi confrontati con quelli ricavati mediante l'approccio probabilistico descritto in questo capitolo.

5.2.1. Implementazione del codice statistico e primi confronti

Il codice di calcolo è stato redatto utilizzando R (DCT 2008), un software opensource che consente di maneggiare agevolmente formulazioni statistiche attraverso l'uso di un linguaggio intuitivo, semplice e perfettamente adattabile alle finalità dell'approccio scelto.

Per brevità, si riporta in Allegato B il codice nella sua forma finale, debitamente commentato.

Si rendono ad ogni modo necessarie alcune precisazioni: il codice è stato inizialmente implementato partendo dal presupposto che i dati in analisi seguissero una distribuzione normale. Si è ritenuto successivamente interessante valutare la migliore adattabilità dei dati ad altre distribuzioni, in particolare a quella log-normale. È importante sottolineare che l'adozione di distribuzioni log-normali non altera il codice. La distribuzione log-normale consiste infatti nella distribuzione di probabilità di una variabile aleatoria X il cui logaritmo $\log X$ segue una distribuzione normale. In ragione di ciò, la distribuzione utilizzata per l'analisi è rimasta la stessa (normale), sono variati invece i dati di input utilizzati per la definizione delle priori, per l'aggiornamento e di output, dei quali infatti verrà utilizzato il logaritmo.

Il codice è stato implementato seguendo un processo step-by-step, che ha consentito sia di controllare in itinere il corretto funzionamento della procedura che di valutare la reale attendibilità dei dati di output ottenuti. A tal proposito, sono disponibili diverse versioni del codice, la cui affidabilità è stata

descritta in (C. G. Taffarel S. 2016). I dati di output da esse ottenuti sono stati confrontati con i valori reali rilevati in sito, al fine di valutare quale versione fornisse risultati maggiormente attendibili rispetto al caso reale. Per lo studio sono stati utilizzati tutti gli edifici a due piani presenti nel centro storico della città di Timisoara, le cui caratteristiche geometriche sono brevemente riassunte in Tabella 5 - 6.

La possibilità di analizzare edifici appartenenti ad una medesima tipologia consente di gestire parametri geometrici che, in linea di massima, sono simili tra loro. In conseguenza di ciò, sia i dati di input che quelli utilizzati per l'aggiornamento, favoriscono la creazione di distribuzioni a priori realistiche e di distribuzioni a posteriori sempre più simili alle reali condizioni e caratteristiche dell'edificato.

Tabella 5 - 6: Parametri geometrici utili all'implementazione del codice probabilistico, relativi agli edifici a 2 piani del centro storico della città di Timisoara (RO)

U.S.	groundfloor interstorey heigh ht (m)	first floor interstorey heigh h1 (m)	total height (m)	s ₁ - ground floor (m)	s ₂ - first floor (m)	α_0 (real value)
8	4.00	4.90	8.90	0.60	0.45	0.049
10	3.00	4.20	7.20	0.60	0.60	0.067
17	4.65	3.80	8.45	0.60	0.45	0.054
18	4.30	4.05	8.35	0.60	0.45	0.054
19	4.50	4.00	8.50	0.60	0.45	0.053
20	4.00	5.50	9.50	0.60	0.45	0.044
21	4.00	5.50	9.50	0.60	0.45	0.044
23	3.80	3.60	7.40	0.60	0.60	0.065
30	4.20	3.50	7.70	0.60	0.45	0.060
31	4.40	3.80	8.20	0.60	0.45	0.056
44	4.80	4.20	10.00	0.45	0.45	0.038
55	5.60	6.10	11.70	0.60	0.45	0.056
58	3.80	4.20	8.00	0.60	0.45	0.057
59	4.10	3.90	8.00	0.60	0.45	0.055
63	3.65	4.45	8.10	0.60	0.45	0.048
71	4.20	4.80	9.00	0.60	0.45	0.072

73	3.20	4.60	7.80	0.75	0.60	0.056
75	4.00	4.10	8.10	0.60	0.45	0.060
77	3.00	3.20	6.20	0.45	0.45	0.065
80	3.70	3.70	7.40	0.60	0.60	0.058
83	4.20	5.10	9.30	0.75	0.60	0.055
84	3.30	4.70	8.00	0.60	0.45	0.074
98	3.30	3.20	6.50	0.60	0.45	0.049
114	3.40	4.00	7.40	0.45	0.45	0.105
117	3.70	4.00	8.70	1.05	0.90	0.084
120	3.50	3.50	7.50	0.75	0.60	0.048
121	4.00	5.00	9.00	0.60	0.45	0.048
139	4.00	5.00	9.00	0.60	0.45	0.058
145	4.00	3.90	7.90	0.60	0.45	0.071
146	3.30	4.60	7.90	0.75	0.60	0.071
151	3.40	4.50	7.90	0.75	0.60	0.077
167	3.50	2.80	6.30	0.60	0.45	0.095
175	3.60	4.70	8.30	1.05	0.60	0.070
185	3.20	3.50	6.70	0.60	0.45	0.083
202	5.10	4.40	10.60	1.05	0.60	0.059
228	4.00	3.80	7.80	0.60	0.45	0.046
301	3.80	5.50	9.30	0.60	0.45	0.034

Le varianti di codice proposte consentono di giungere al medesimo risultato finale, ovvero il calcolo del coefficiente di attivazione α_0 (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C8A.4). Il meccanismo locale di collasso indagato è il meccanismo di ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra e in quota. Poiché il calcolo del parametro α_0 per questo tipo di meccanismo, una volta noti i dati di partenza, implica semplicemente un mero calcolo analitico, esso può essere implementato direttamente nel codice o calcolato in un secondo momento utilizzando altre procedure (es. fogli di calcolo). Allo stesso modo, è possibile calcolare anche i coefficienti di attivazione relativi ad altri meccanismi locali. La scelta di analizzare il meccanismo di ribaltamento è sostanzialmente legata a due fattori:

- è il meccanismo che normalmente si attiva con maggior facilità, soprattutto in assenza di ammortamento della parete con le murature ortogonali;
- in assenza di priori per i dati tipologici, il codice è stato ad oggi implementato considerando la parete libera, priva cioè di connessioni con il resto della struttura, e tralasciando il peso dei possibili solai gravanti su di essa.

Questa seconda condizione si presenta in una certa misura come limitante e, in numerosi contesti, poco realistica. È da evidenziare però il fatto che, una volta calibrata e validata la procedura, essa può

essere indistintamente applicata a qualsiasi dato di tipo geometrico (es. peso e area di influenza dei solai). Una volta stabilite le possibili relazioni (tipologiche o geometriche) tra questi parametri e la tipologia di riferimento sulla base della quale viene definita la priori, sarà possibile implementare ulteriormente il codice e renderlo ancora più completo.

Ai fini della ricerca, è inoltre importante fare un'ulteriore premessa. Il codice è stato inizialmente implementato per lo studio di edifici a due piani, per i quali l'approccio ai dati composizionali può essere risolto mediante l'utilizzo di analisi monovariate. In un secondo momento, esso è stato ulteriormente aggiornato attraverso l'introduzione delle analisi bivariate (5.2.4) che, a differenza delle precedenti, consentono di eseguire il calcolo anche per gli edifici a tre piani e per quelli a due piani dotati di seminterrato o sottotetto. Poiché ai fini della validazione della procedura tale ulteriore implementazione è limitatamente significativa, si è deciso di utilizzare comunque il codice di calcolo relativo agli edifici a due piani.

L'approccio step-by step ha consentito quindi di confrontare tra loro tre codici per il calcolo del coefficiente di attivazione α_0 , i cui risultati sono stati poi confrontati con i valori relativi al caso reale (C. G. Taffarel S. 2016):

- caso 1: caso reale;
- caso 2: inferenza Bayesiana per la definizione dei valori di s_2 (spessore della muratura al piano primo) e Δs (variazione di spessore tra il piano primo e il piano terra); l'approccio ai dati composizionali non è stato utilizzato per il calcolo delle altezze interpiano;
- caso 3: inferenza Bayesiana per la definizione dei valori di s_2 e Δs ; utilizzo dell'approccio ai dati composizionali per il calcolo delle altezze interpiano;
- caso 4: inferenza Bayesiana per la definizione dei valori di s_2 e s_1 (spessore al piano terra); utilizzo dell'approccio ai dati composizionali per il calcolo delle altezze di interpiano.

Come dati di input sono invece stati considerati:

1. parametri meccanici della muratura. Tutti gli edifici sono caratterizzati da muratura in mattoni pieni e malta di calce, mentre il livello di conoscenza adottato è LC1, come definito dalla normativa italiana (D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni s.d.) (C8A.1A.4);
2. numero di piani;
3. altezza totale dell'edificio.

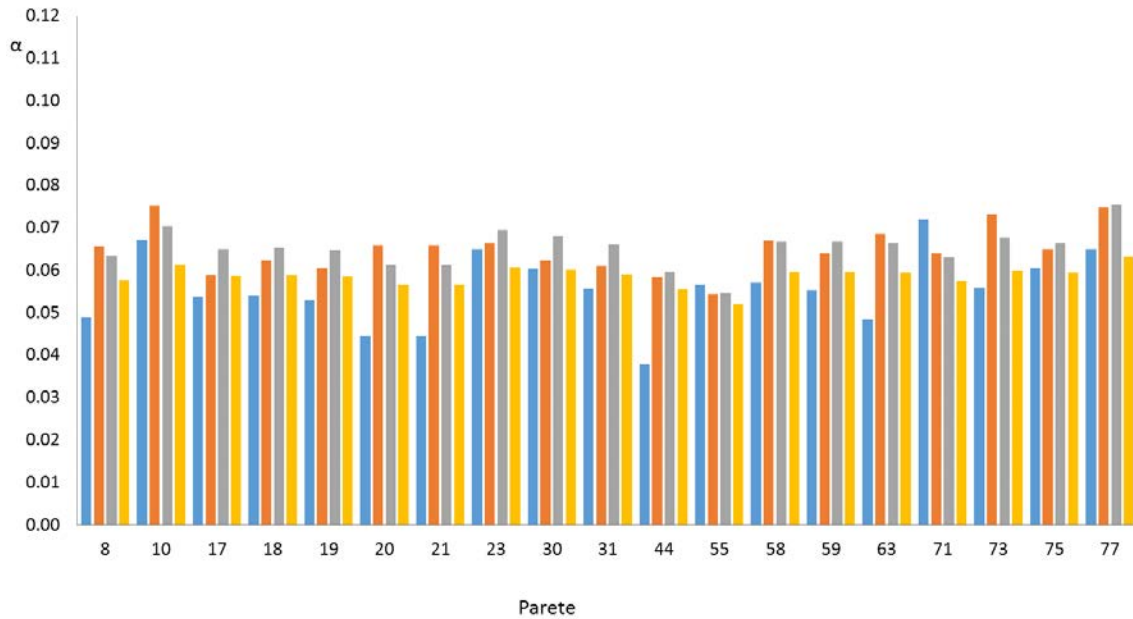
Le differenze principali tra i codici fanno riferimento al calcolo delle altezze interpiano (utilizzo o meno dell'approccio ai dati composizionali) e al calcolo dello spessore del piano terra. A partire quindi dai dati relativi a 5 facciate di altrettanti edifici misurate direttamente in sito, è stata definita la

distribuzione a priori relativa ai rapporti s_2/h_2 (s_2 = spessore piano primo; h_2 = altezza piano primo). Adottando l'inferenza Bayesiana, sono stati successivamente inseriti nel codice nuovi dati relativi ad un campione più ampio di facciate (32), mediante i quali si è giunti alla definizione della distribuzione a posteriori. Infine, utilizzando le simulazioni Monte Carlo, è stato estratto dal codice un campione significativo di rapporti s_2/h_2 . La stessa procedura è stata adottata per il calcolo dei valori di Δs e s_1 , sfruttando ovviamente in questo ultimo caso i rapporti s_1/h_1 e moltiplicando i risultati di tali rapporti per le relative altezze interpiano misurate in sito o ricavate con l'approccio ai dati composizionali.

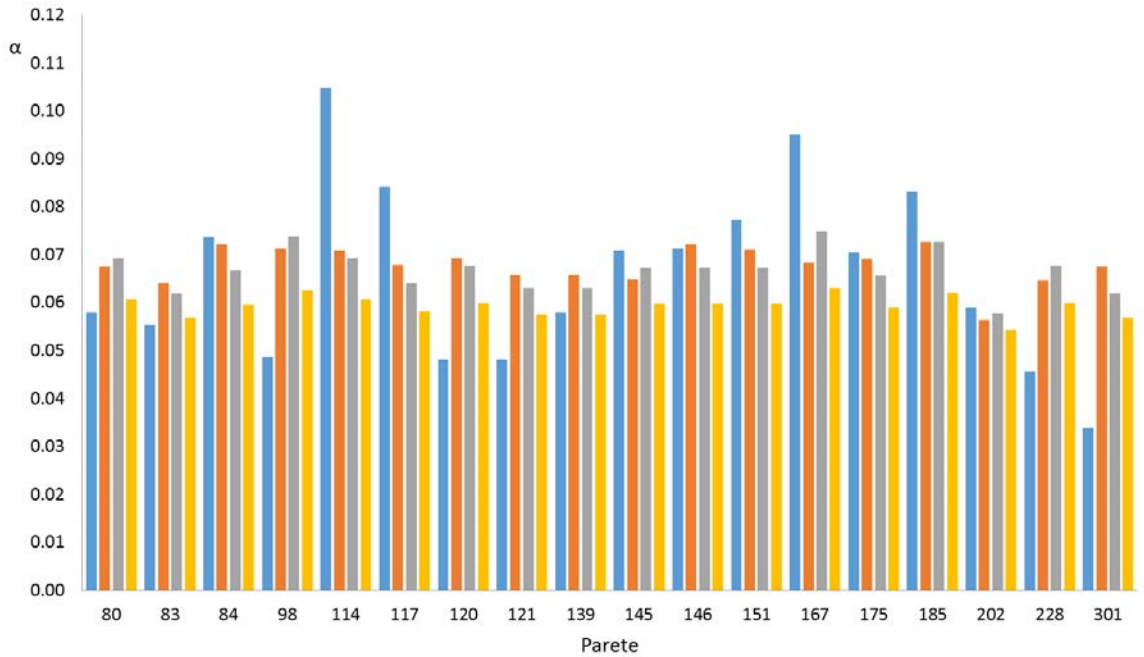
L'approccio probabilistico prevede che si possa verificare il caso in cui lo spessore del piano primo sia maggiore di quello al piano terra. Poiché questa situazione ha una bassa probabilità di verificarsi nella realtà, l'estrazione di un elevato numero di campioni ed il calcolo del relativo valore medio consente di stabilizzare i dati entro intervalli realistici, garantendo la verifica della condizione $s_1 \geq s_2$. È inoltre importante sottolineare come l'adozione di un approccio probabilistico consenta di derivare solamente distribuzioni di probabilità del parametro studiato e non suoi singoli valori.

Si presenta il confronto tra i risultati ottenuti mediante i tre codici precedentemente descritti e quelli relativi al caso reale (Figura 5 - 5). Al fine di confrontare i risultati delle analisi, tutti i valori ottenuti sono stati normalizzati con riferimento al valore medio. Si può notare una certa omogeneità nel caso 4: i dati ottenuti tendono infatti a stabilizzarsi vicino al valore medio, in un range percentuale molto stretto (-0.7% e 0.4%). L'unica differenza rispetto al caso 3 riguarda la modalità di calcolo di s_1 che, in questo caso, è stato eseguito utilizzando il rapporto s_1/h_1 invece della somma di $s_2 + \Delta s$. In generale, il codice tende ad uniformare gli spessori s_1 e s_2 , di fatto riducendo significativamente il valore di Δs rispetto al caso reale e falsando quindi i risultati finali. Comparando invece il caso 2 e il caso 3, tra i quali la differenza principale è data dall'adozione o meno dell'approccio ai dati composizionali, le variazioni nei risultati non sono sembrate significative considerando che esse sono incluse nell'intervallo compreso tra -1.2% e 0.9%. È deducibile quindi come l'approccio ai dati composizionali mostri buoni risultati e possa essere adottato correntemente, riducendo l'onere legato all'attività di rilievo in sito, che può essere facilmente sostituita da procedure di rilievo più speditive, quali aerofotogrammetria e mappe online (Fabris M. 2013). Alla luce di tutte queste considerazioni, si considera il caso 3 come meglio rappresentante la condizione reale (caso 1).

Metodi speditivi per la valutazione della vulnerabilità sismica del costruito storico
 approccio all'incertezza nelle forme di aggregazione complessa a diversa scala



a)



b)

Figura 5 - 5: Confronto tra i valori di α reali e i valori di α ottenuti attraverso l'adozione delle tre proposte di codice (a) (b)

In generale, osservando la Figura 5 - 5, i valori reali che presentano una minor corrispondenza con quelli calcolati tramite l'ausilio del codice fanno riferimento a casi particolari, nei quali i dati

geometrici misurati in sito presentano, per altezze interpiano o spessori, valori molto lontani da quelli medi relativi al centro storico di Timisoara. I risultati ottenuti adottando l'approccio probabilistico potranno quindi essere in alcuni casi a favore di sicurezza, in altri meno, in relazione alle variazioni della configurazione geometrica. Un ulteriore sviluppo dell'applicazione potrebbe quindi prevedere la definizione di coefficienti correttivi da adottare nel caso in cui le caratteristiche geometriche delle facciate, seppur appartenenti ad edifici riconducibili alla medesima tipologia, varino significativamente rispetto ai parametri utilizzati per la definizione delle priori e per l'aggiornamento Bayesiano. È importante inoltre ricordare che solitamente gli approcci probabilistici tendono a rappresentare configurazioni comuni a discapito di casi eccezionali. È ad ogni modo indispensabile sottolineare come i casi particolari debbano essere considerati e analizzati separatamente.

Come accennato in 5.1.1, l'adozione di un approccio probabilistico non consente di ottenere valori discreti del dato indagato, quanto piuttosto sue distribuzioni di probabilità. Ai fini dell'applicazione dell'approccio cinematico e dello studio dei meccanismi locali di collasso, si presenta quindi la necessità di riuscire a pervenire a singoli valori di α_0 da poter adottare nello svolgimento delle verifiche sismiche. Ad oggi, non esistono coefficienti correttivi che consentano di calcolare tali valori adattandoli al livello di conoscenza degli edifici studiati, come accade ad esempio per i fattori di confidenza (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C8A.1A.4). È stato quindi necessario definire un criterio per l'individuazione del valore di α_0 maggiormente realistico mediante il confronto tra i valori relativi ai casi reali e le pdf ottenute utilizzando il codice di calcolo relativo al caso 3, individuato come quello che definisce risultati più prossimi a quelli del caso reale.

La procedura ha previsto in primo luogo la standardizzazione ($\mu = 0$, $\sigma = 1$) dei valori di α_0 calcolati per le 37 facciate degli edifici del centro storico di Timisoara, in accordo con la formula:

$$Z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (27)$$

Dove:

Z sono i valori standardizzati di α_0 ,

x sono i valori reali di α_0 ,

μ è la media della distribuzione normale ottenuta per ciascuna facciata implementando il codice;

σ è la deviazione standard della distribuzione normale ottenuta per ciascuna facciata implementando il codice.

Come indicato in Figura 5 - 6, il 100% dei valori (37 casi su 37) è incluso nell'intervallo $\mu - \sigma = -1$ e $\mu + \sigma = 1$. Di conseguenza, la scelta di un valore di α_0 che sia incluso nell'intervallo $\pm\sigma$ per ciascuna distribuzione normale calcolata tramite il codice può essere considerata adeguata e sufficientemente a favore di sicurezza. È possibile in alternativa considerare anche intervalli compresi tra differenti valori estremi, quali ad esempio quello definito dal frattile al 5% (Campostrini 2014), comunemente utilizzato in ambito ingegneristico, anche se tale approccio risulta essere eccessivamente cautelativo.

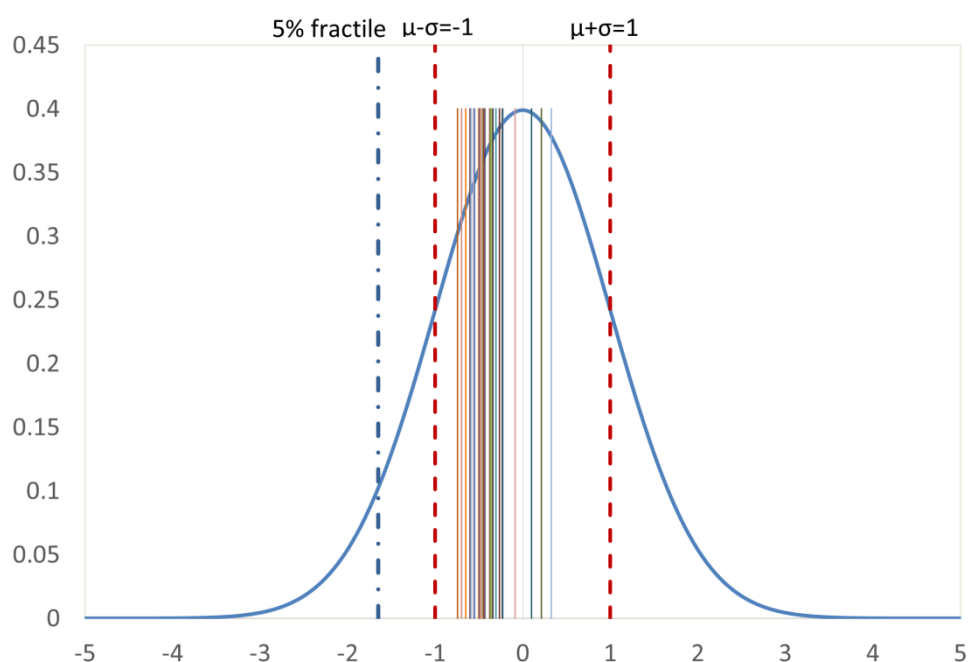


Figura 5 - 6: Distribuzione normale standard dei valori di α . Le rette verticali rappresentano i valori reali di α relativi alle 37 facciate oggetto di studio

5.2.2. Test non parametrici per la definizione della bontà di adattamento

Al fine di valutare la miglior predisposizione del campione di dati ad adattarsi ad una distribuzione rispetto ad un'altra (normale piuttosto che log-normale o viceversa), sono stati condotti alcuni test di tipo non parametrico. Nel caso in esame, questo genere di test si rivela essere particolarmente performante in quanto consente di ovviare ad alcuni dei limiti che caratterizzano il campione ad oggi disponibile, in primis la bassa numerosità campionaria.

Nello specifico, si è deciso di eseguire i seguenti test:

- test Shapiro-Wilk;
- test Kolmogorov-Smirnov;
- test Lilliefors.

Oltre a questi, si è proceduto all'esecuzione del test chi-quadro, il quale però, a causa della bassa numerosità di dati disponibili, non ha fornito risultati consistenti.

A. COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE α_0

La prima analisi ha riguardato i dati relativi al coefficiente di attivazione α_0 . I valori considerati fanno riferimento al meccanismo di ribaltamento da terra di parete libera relativo a 37 facciate di edifici a 2 piani appartenenti al centro storico della città di Timisoara (RO), le medesime che, fin da subito, sono state oggetto della validazione del codice.

Le due ipotesi indagate sono state le seguenti:

1. ripartizione dei dati secondo una distribuzione normale;
2. ripartizione dei dati secondo una distribuzione log-normale.

Il test è stato inizialmente condotto utilizzando l'output fornito dal codice di calcolo in R mentre, nel successivo step di analisi, il campione è stato sostituito con i logaritmi dei dati, ed è stato valutato il suo buon adattamento ad una distribuzione normale.

TEST SHAPIRO -WILK

Tale test risulta essere una delle procedure più potenti per la valutazione della normalità di un campione di dati, specialmente in condizioni di bassa numerosità. In questo caso la verifica della normalità viene effettuata analizzando la statistica W , definita come il rapporto tra uno stimatore non parametrico e la varianza campionaria (stimatore parametrico), la quale assumerà sempre valori compresi tra 0 e 1. Se il valore utilizzato per valutare l'adattabilità è più piccolo rispetto a quello stabilito, allora il test rifiuta l'ipotesi nulla (H_0) che i valori campionari siano distribuiti come una variabile casuale normale.

$$W = \frac{(\sum_{i=1}^n a_i x_{(i)})^2}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (28)$$

Dove:

$x_{(i)}$ è l' i -esimo valore più piccolo (rango i) del campione;

\bar{x} è la media aritmetica del campione;

$(a_1, \dots, a_n) = \frac{m^T V^{-1}}{(m^T V^{-1} V^{-1} m)^{\frac{1}{2}}}$ dove $m = (m_1, \dots, m_n)^T$ e m_1, \dots, m_n sono i valori attesi dei ranghi di un numero casuale standardizzato, e V è la matrice delle covarianze di questi ranghi.

Affinché l'ipotesi nulla sia rispettata, è quindi necessario verificare la correttezza della seguente disuguaglianza:

$$p \geq \alpha \quad (29)$$

Il valore p-value da utilizzare per tale confronto viene ricavato da tabella sulla base di W , mentre il valore di α da inserire nella disuguaglianza è pari a 0.05.

Tabella 5 - 7: Risultati ottenuti per il test Shapiro-Wilk utilizzando i valori di α ricavati da rilievo in sito

<u>TEST SHAPIRO-WILK</u>	
α	0.05
p-value	0.078
Ipotesi nulla (Ho) rispettata	SI

Sulla base di quanto riportato in Tabella 5 - 7, nel caso 1 il valore di p-value è superiore rispetto a quello di riferimento, pari a 0.05, stabilito per il seguente test, per cui l'ipotesi nulla è rispettata. Nel secondo caso, utilizzando il vettore composto dai logaritmi in base 10 dei dati sopra indicati, al fine di definirne la possibile adattabilità ad una distribuzione log-normale, sono stati ottenuti i risultati riportati in Tabella 5 - 8.

Tabella 5 - 8: Risultati ottenuti per il test Shapiro-Wilk, utilizzando i logaritmi in base 10 dei valori di α

<u>TEST SHAPIRO WILK</u>	
α	0.05
p-value	0.886
Ipotesi nulla (Ho) rispettata	SI

Dal confronto con il caso precedente, è possibile notare come l'adattabilità del campione costituito dai logaritmi dei dati sia migliore. I valori logaritmici quindi si adattano meglio ad una distribuzione normale rispetto ai dati presi tout-court.

TEST KOLMOGOROV-SMIRNOV

Si tratta anche in questo caso di un test non parametrico che, nella sua formulazione esatta, prevede l'utilizzo di variabili continue e che, a differenza del precedente, consente di definire quale sia la forma di una distribuzione campionaria senza richiedere la formulazione di una specifica ipotesi

iniziale. Esso inoltre ben si adatta all'analisi di campioni molto piccoli. La distribuzione di tale statistica è quindi calcolata sotto l'ipotesi nulla che il campione sia descritto dalla distribuzione scelta. Qualora esso venga utilizzato per stimare l'adattamento di un campione alla distribuzione normale, i dati devono essere standardizzati e comparati con una distribuzione normale standard. È importante osservare come il test possa dare risultati meno attendibili nel caso in cui vi siano numerosi legami tra i dati (molti valori identici).

La procedura prevede che il campione venga supposto come proveniente da una popolazione con funzione di distribuzione cumulativa $F(x)$. Si definisce quindi D_n come la massima differenza in valore assoluto tra la funzione di ripartizione empirica e la funzione di ripartizione teorica:

$$D_n = \max_x |F(x) - S_n(x)| \quad (30)$$

In cui la funzione di ripartizione empirica è:

$$S_n(x) = \begin{cases} 0, & x < x_1 \\ k/n, & x_k \leq x \leq x_{k+1} \\ 1, & x \geq x_n \end{cases} \quad (31)$$

Confrontando quindi il valore di D_n con il valore di $D_{n,\alpha}$ (valore critico ricavato dalla Tabella di Kolmogorov-Smirnov che dipende sia dal livello di significatività scelto, pari in questo caso a 0.05, che dalla numerosità del campione considerato), è possibile definire la buona adattabilità o meno della distribuzione ad una funzione $F(x)$ con specifica distribuzione. Il campione quindi, ben si adatta ad una distribuzione normale se $D_{n,\alpha} \geq D_n$.

I risultati ottenuti attraverso il test sono riportati in Tabella 5 - 9:

Tabella 5 - 9: Risultati del test Kolmogorov Smirnov con utilizzo dei valori di α ricavati in sito

TEST KOLMOGOROV-SMIRNOV	
D_n	0.105
$D_{n,\alpha}$	0.230
Ipotesi nulla (H_0) rispettata	SI

In questo caso, la distribuzione scelta ben si adatta ai dati del campione. Si è quindi riproposta l'analisi utilizzando il logaritmo in base 10 dei dati del campione (Tabella 5 - 10).

Tabella 5 - 10: Risultati del test Kolmogorov Smirnov con utilizzo dei logaritmi in base 10 dei valori di α

<u>TEST KOLMOGOROV-SMIRNOV</u>	
D_n	0.030
$D_{n,\alpha}$	0.230
Ipotesi nulla (H_0) rispettata	SI

Anche in questo secondo caso l'ipotesi nulla è rispettata in quanto il valore di D_n è inferiore rispetto a quello critico. Il confronto tra i valori di D_n calcolati sulla base dei due differenti campioni consente di confermare, anche in questo caso, la migliore adattabilità del campione ad una distribuzione log-normale.

TEST LILLIEFORS

Tale test, anch'esso di normalità, segue la medesima procedura di Kolmogorov-Smirnov ma, rispetto ad esso, basa il confronto su valori tabellari meno conservativi. Il test viene utilizzato per validare o meno l'ipotesi nulla secondo la quale i dati provengono da una distribuzione normale, presupponendo però che essa abbia media e deviazione standard stimate sulla base del campione. Tale condizione è fondamentale e ben si adatta al caso in esame in quanto, in situazioni differenti, il test Kolmogorov-Smirnov potrebbe portare a valori troppo conservativi. Il valore di D_n è calcolato utilizzando la medesima procedura del test precedente, mentre sono diversi i valori critici che, in questo caso, sono ricavati dalla Tavola per il Test Lilliefors.

Si propongono nel seguito i risultati ottenuti, relativi, nel primo caso, all'adattamento del campione ad una distribuzione normale (Tabella 5 - 11) e, nel secondo, ad una log-normale (Tabella 5 - 12).

Tabella 5 - 11: Risultati del test Lilliefors con utilizzo dei valori di α ricavati in sito

<u>TEST LILLIEFORS</u>	
D_n	0.105
$D_{n,\alpha}$	0.146
Ipotesi nulla (H_0) rispettata	SI

Tabella 5 - 12: Risultati del test Lilliefors con utilizzo dei logaritmi in base 10 dei valori di α

<u>TEST LILLIEFORS</u>	
D_n	0.030
$D_{n,\alpha}$	0.146
Ipotesi nulla (H_0) rispettata	SI

In entrambi i casi l'ipotesi nulla è rispettata, di conseguenza la distribuzione del campione si adatta sia ad una distribuzione normale che ad una log-normale.

B. RAPPORTO SPESSORE-ALTEZZA PIANO PRIMO s_2/h_2

La procedura è stata quindi ripetuta per i rapporti spessore-altezza relativi al piano primo dei 37 edifici a due piani considerati per l'analisi.

Le due ipotesi indagate sono le seguenti:

1. ripartizione dei dati secondo una distribuzione normale;
2. ripartizione dei dati secondo una distribuzione log-normale.

Tabella 5 - 13: Risultati ottenuti per il test Shapiro-Wilk in caso di utilizzo dei valori di s_2/h_2 ricavati da rilievo in sito (sx) e dei logaritmi in base 10 dei valori di s_2/h_2 (dx)

	<u>TEST SHAPIRO WILK</u>	
	Ipotesi 1: Distribuzione normale	Ipotesi 2: Distribuzione log-normale
α	0.050	0.050
p-value	0.030	0.770
Ipotesi nulla (Ho) rispettata	NO	SI

Tabella 5 - 14: Risultati ottenuti per il test Kolmogorov-Smirnov in caso di utilizzo dei valori di s_2/h_2 ricavati da rilievo in sito (sx) e dei logaritmi in base 10 dei valori di s_2/h_2 (dx)

	<u>TEST KOLMOGOROV-SMIRNOV</u>	
	Ipotesi 1: Distribuzione normale	Ipotesi 2: Distribuzione log-normale
D_n	0.105	0.030
$D_{n,\alpha}$	0.230	0.230
Ipotesi nulla (Ho) rispettata	SI	SI

Tabella 5 - 15: Risultati ottenuti per il test Lilliefors in caso di utilizzo dei valori di s_2/h_2 ricavati da rilievo in sito (sx) e dei logaritmi in base 10 dei valori di s_2/h_2 (dx)

	<u>TEST LILLIEFORS</u>	
	Ipotesi 1: Distribuzione normale	Ipotesi 2: Distribuzione log-normale
D_n	0.105	0.030
$D_{n,\alpha}$	0.146	0.146
Ipotesi nulla (Ho) rispettata	SI	SI

Come è possibile osservare nelle tabelle di cui sopra (Tabella 5 - 13, Tabella 5 - 14, Tabella 5 - 15), tutti i test risultano verificati nel caso in cui si ipotizzino i dati distribuiti secondo una distribuzione log-normale. Diversamente, nel caso di distribuzione normale, l'ipotesi nulla è rispettata solo per i test Kolmogorov Smirnov e Lilliefors.

Si deduce quindi, a conclusione di questa analisi, una generale migliore adattabilità dei dati ad una distribuzione log-normale. Tale condizione verrà quindi rispettata nella stesura del codice, redatto proponendo l'utilizzo di distribuzioni di forma normale, ma inserendo quali dati di input il logaritmo degli stessi.

5.2.3. Test per la valutazione dell'errore: confronto tra dati reali e dati ottenuti attraverso il codice

Un ulteriore sviluppo dell'analisi ha comportato l'esecuzione di test per la valutazione dell'errore, in cui sono state quantificate e confrontate le differenze tra i valori reali delle grandezze geometriche ricavate in sito e i risultati ottenuti utilizzando il codice di calcolo. L'analisi degli scarti ha permesso infatti di valutare l'affidabilità dei risultati e di sviluppare alcune riflessioni interessanti sull'andamento dei valori ricavati utilizzando l'approccio probabilistico. Nello specifico, l'analisi grafica dei residui è stata condotta con il fine ultimo di stabilire se le ipotesi riguardanti il termine di errore del modello fossero o meno supportate dai dati, ovvero se il modello scelto fosse adeguato e il legame funzionale ipotizzato corretto, oltre ad individuare possibili altri fattori trascurati. L'analisi dei residui è stata condotta considerando diverse condizioni e diverse versioni del codice, al fine di confermare o meno le ipotesi già avanzate al momento della definizione dei codici statistici.

I casi analizzati sono quindi:

- A. spessore della muratura relativa all'ultimo piano dell'edificio (s_2);
- B. spessore della muratura relativa al piano terra dell'edificio (s_1);
- C. coefficiente di attivazione del meccanismo di ribaltamento semplice α_0 (moltiplicatore orizzontale dei carichi).

Sia per il caso A che per il caso B sono state messe a confronto diverse procedure per la definizione dei valori stimati (le descrizioni dei casi sono riportate a seguire).

A. SPESSORE S₂

Confronto fra valori di s_2 osservati e valori di s_2 stimati da modello:

$$\varepsilon = y_i - \hat{y}_i \quad (32)$$

ε = errore

y_i = valori osservati

\hat{y}_i = valori stimati da modello

L'unità di misura dei valori inseriti è il metro. I casi confrontati sono i seguenti:

- Caso 1: il valore di s_2 da modello è calcolato moltiplicando i rapporti s_2/h_2 (estratti utilizzando simulazioni Monte Carlo) per valori di h_2 rilevati in sito;
- Caso 2: il valore di s_2 da modello è calcolato moltiplicando i rapporti s_2/h_2 (estratti utilizzando simulazioni Monte Carlo) per valori di h_2 ottenuti applicando l'approccio ai dati composizionali (a partire dall'altezza totale della parete, rilevata in sito).

I due casi sopra descritti sono quindi stati confrontati tra loro. I relativi boxplot sono riportati in Figura 5 - 7 mentre i parametri utili alla loro creazione sono descritti in Tabella 5 - 16.

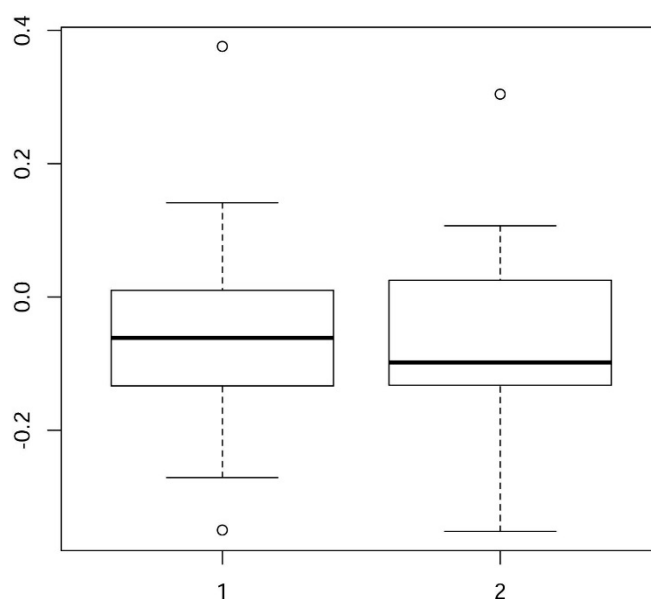


Figura 5 - 7: Boxplot relativi al caso A (caso 1 a sx e caso 2 a dx)

Tabella 5 - 16: Parametri utilizzati per la creazione dei grafici per il caso A

	$s_{2_caso\ 1}$ (m)	$s_{2_caso\ 2}$ (m)
q1	-0.133	-0.132
min	-0.350	-0.352
mediana	-0.061	-0.098
max	0.376	0.304
q3	0.010	0.025
media	-0.058	-0.065
r(differenza interquartilica)	0.143	0.158
q1-1.5r	-0.349	-0.369
q3+1.5r	0.225	0.262

Interpretazione dei risultati:

- entrambi i boxplot (e di conseguenza i valori degli scarti) sono posizionati indicativamente intorno allo zero, quindi i dati ricavati attraverso il modello denotano una certa corrispondenza rispetto ai valori reali;
- la mediana si dispone intorno allo zero (con un valore minimo di 0.10 m nel caso 2), mentre la media degli scarti si attesta intorno a -0.006 m per entrambi i casi;
- per entrambi i casi, il modello probabilistico tende a fornire come risultati valori di spessore superiori rispetto a quelli reali;
- la lunghezza della scatola (che corrisponde alla differenza interquartile) individua l'intervallo che comprende il 50% dei valori centrali (dispersione): quanto maggiore è la lunghezza tanto più elevata è la variabilità dei valori attorno alla mediana; considerando il 50% dei dati (boxplot) la dispersione non è molto grande, infatti, in generale, l'errore si mantiene per entrambi i casi entro l'intervallo + 0.02 m e -0.13 m;
- il valore adiacente inferiore (VAI) è il valore più piccolo tra le osservazioni che risulta maggiore o uguale a $Q1-1.5r$. Il valore adiacente superiore (VAS) invece, è il valore più grande tra le osservazioni che risulta minore o uguale a $Q3+1.5r$. Pertanto se gli estremi della distribuzione sono contenuti tra $Q1-1.5r$ e $Q3+1.5r$, essi coincideranno con i valori limite dei "baffi", altrimenti come estremi verranno usati i valori $Q1-1.5r$ e $Q3+1.5r$. I valori adiacenti inferiore e superiore forniscono informazioni sulla dispersione e sulla forma della distribuzione ed anche sulle code della distribuzione; per il VAI (valore adiacente inferiore) nel caso 2 è stato considerato il valore di $Q1-1.5r$, perché l'estremo della distribuzione

presenta un valore superiore a $Q1-1.5r$ (caso 2: -0.352). Al contrario invece, per il caso 1, l'estremo della distribuzione presenta un valore inferiore: si procede quindi a considerare come estremo del "baffo" il valore subito superiore a $Q1-1.5r$ (caso 1: -0.271). Anche per il VAS, escludendo i valori anomali (caso 1: 0.376; caso 2: 0.304), gli estremi della distribuzione sono maggiori dei residui (caso 1: 0.376; caso 2: 0.304);

- vi è la presenza di alcuni valori anomali: la prima singolarità, riscontrabile in entrambi i casi analizzati, è legata allo stesso dato, significativamente discostato nel caso reale rispetto a quelli usualmente rilevati per lo spessore al piano ultimo (0.90 m invece di un valore medio di circa 0.45 m). Tale anomalia risulta comunque accettabile in quanto le distribuzioni probabilistiche tendono a rappresentare realisticamente valori probabili a discapito di quelli meno probabili. Per quanto riguarda invece il valore anomalo minore di zero (caso 1: -0.350), esso si riferisce ad una particolare circostanza in cui l'altezza interpiano del piano primo si discosta significativamente dai valori medi: in questo caso, il valore di s_2 ricavato dal rapporto s_2/h_2 mediante l'utilizzo dell'altezza generata attraverso l'applicazione dell'approccio probabilistico, risulta falsato rispetto al caso reale. In generale comunque, l'approccio ai dati composizionali tende a favorire un livellamento dell'altezza interpiano intorno ai valori medi.

B. SPESSORE S_1

Confronto fra i valori di s_1 osservati (caso reale) e quelli calcolati attraverso il modello probabilistico. Il valore dello spessore viene definito mediante la formula:

$$s_1 = s_2 + \Delta s \quad (33)$$

in cui:

- s_2 (da modello) è calcolato moltiplicando il rapporto s_2/h_2 (estratto utilizzando simulazioni Monte Carlo) per il valore di h_2 ottenuto applicando l'approccio ai dati composizionali (a partire dall'altezza totale della parete rilevata in sito);
- Δs è calcolato come media dei valori di Δs estratti utilizzando simulazioni Monte Carlo. Il suo valore è costante per tutte le pareti utilizzate in quanto media dei valori estratti a partire dalla distribuzione a posteriori.

Il boxplot in Figura 5 - 8 mette in comparazione i risultati ottenuti applicando l'analisi dei residui ai due casi seguenti:

- Caso 1: s_1 , ottenuto moltiplicando i rapporti s_1/h_1 per le altezze h_1 calcolate applicando l'approccio ai dati composizionali;

- Caso 2: s_1 calcolato con la formula (33).

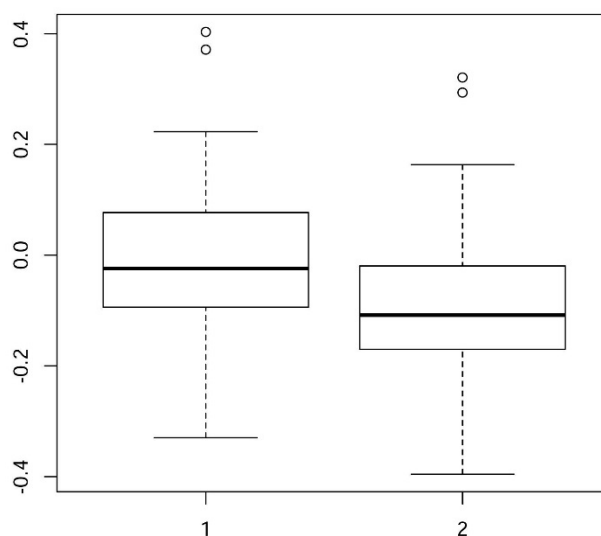


Figura 5 - 8: Boxplot relativo al caso B (caso 1 a sx e caso 2 a dx)

Tabella 5 - 17: Parametri utilizzati per la creazione dei grafici per il caso B

	s_1 caso 1 (m)	s_1 caso 2 (m)
q1	-0.094	-0.170
min	-0.330	-0.396
mediana	-0.024	-0.109
max	0.403	0.321
q3	0.077	-0.019
media	-0.001	-0.083
r(differenza interquartilica)	0.172	0.151
q1-1.5r	-0.352	-0.396
q3+1.5r	0.335	0.207

Interpretazione dei risultati:

- il boxplot (e di conseguenza i valori degli scarti) sono posizionati indicativamente intorno allo zero, quindi i dati ricavati attraverso il modello utilizzato denotano una certa corrispondenza con i valori reali;
- la media degli scarti si attesta intorno a -0.001 m nel caso 1 e -0.083 m nel caso 2, mentre la mediana è pari a -0.024 m nel caso 1 e a -0.109 nel caso 2 (Tabella 5 - 17);

- in generale, il modello probabilistico tende a fornire valori di spessore superiori rispetto a quelli reali; tale considerazione appare evidente soprattutto nel caso 2 se si prendono in considerazione i dati contenuti nel boxplot (50% dei risultati); ad ogni modo, si può osservare come, oltre alla presenza dello stesso numero di valori anomali, vi sia una dispersione dei dati simile a quella riportata nel caso 1;
- nel caso 2, per il VAI (valore adiacente inferiore) è stato considerato il valore minimo dei residui (-0.396 m), pari a $Q1-1.5r$. Anche per il VAS (valore adiacente superiore) gli estremi della distribuzione coincidono con il valore massimo dei residui (0.163 m), escludendo quindi i valori anomali (0.294 m; 0.321 m). Nel caso 1 invece, il VAI corrisponde a $Q1-1.5r$, mentre il VAS è pari a 0.223, con la conseguente esclusione dei valori anomali 0.371 e 0.403.
- le anomalie relative ai casi con valore positivo sono legate, in entrambe le situazioni, agli identificativi 117 e 175 (Tabella 5 - 1), per i quali gli spessori s_1 rilevati in sito si discostano in maniera significativa da quelli rilevati attraverso l'uso del modello probabilistico (al piano terra sottostima del modello di circa 30 cm). Le anomalie riguardano casi di significativa sottostima dei valori rispetto ai corrispettivi reali. Nel caso 2, considerata la dipendenza del valore di s_1 da s_2 e il legame di quest'ultimo con il rapporto s_2/h_2 , è comprensibile prevedere una diretta proporzionalità tra l'aumento dell'altezza di interpiano (e in generale dell'altezza totale) e l'aumento dello spessore della parete. Nel caso 1 invece, variazioni significative nella stima di s_1 dipendono esclusivamente dal rapporto s_1/h_1 , ossia dalla possibile errata stima dell'altezza interpiano s_1 ;
- nonostante il boxplot relativo al caso 1 sembri individuare un errore residuo decisamente inferiore rispetto a quello calcolato per il caso 2, confrontando i singoli dati, si può osservare una significativa uniformità dei valori relativi agli spessori al piano terra e al piano primo (nel caso 1), con differenze che si aggirano al massimo sugli 0,08 m. Questa condizione mal si adatta alla reale configurazione del costruito, in cui è quasi sempre evidente una variazione nello spessore tra i due piani di almeno 0,15 m. Si ritiene quindi concettualmente più corretto continuare ad utilizzare l'approccio per il quale $s_1 = s_2 + \Delta s$. Opportuno potrebbe quindi risultare, in questo caso, l'ulteriore affinamento dei risultati ottenuti per il calcolo di s_2 , al fine di evitare approssimazioni che, nel peggiore dei casi, possono portare a risultati accettabili ma non coerenti con le reali configurazioni.

C. MOLTIPLICATORE ORIZZONTALE DEI CARICHI (α_0)

Confronto fra i valori del moltiplicatore orizzontale α_0 ottenuti mediante i dati osservati in sito e quelli ricavati dai dati ottenuti applicando il modello probabilistico:

- Caso 1: il valore di α_0 da modello è calcolato a partire dai valori ricavati di s_2 e Δs ; i valori delle altezze interpiano sono invece quelli osservati in sito;
- Caso 2: il valore di α_0 da modello è calcolato a partire dai valori ricavati di s_2 e Δs , mentre le altezze interpiano sono ricavate attraverso l'approccio ai dati composizionali a partire dall'altezza totale della facciata osservata in sito;
- Caso 3: il valore di α_0 da modello è calcolato a partire dai valori ricavati di s_2 e s_1 , mentre i le altezze interpiano sono ricavate attraverso l'approccio ai dati composizionali a partire dall'altezza totale della facciata osservata in sito.

La Figura 5 - 9 riporta i boxplot relativi ai tre casi sopra descritti, mentre in Tabella 5 - 18 sono indicati i parametri utilizzati per la creazione di tali grafici.

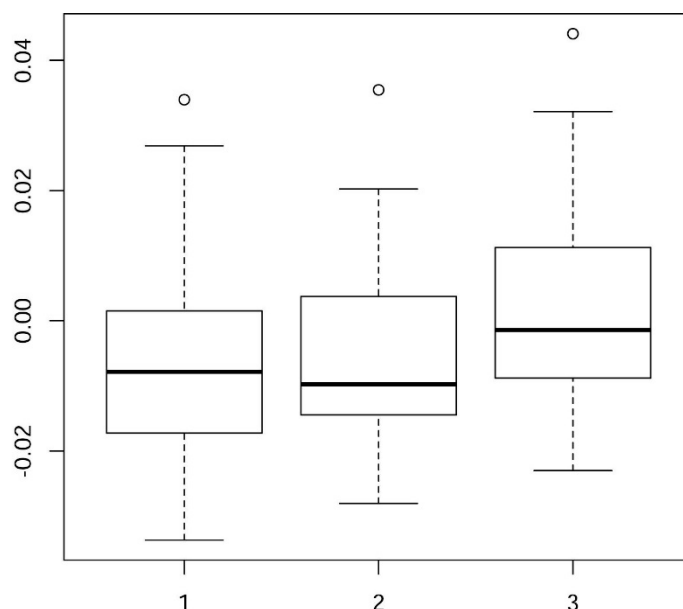


Figura 5 - 9: Boxplot relativo al caso C (caso 1 a sx, caso 2 al centro e caso 3 a dx)

Tabella 5 - 18: Parametri utilizzati per la creazione dei grafici per il caso C

	$\alpha_{\text{caso 1}}$	$\alpha_{\text{caso 2}}$	$\alpha_{\text{caso 3}}$
q1	-0.017	-0.014	-0.009
min	-0.034	-0.028	-0.023
mediana	-0.008	-0.010	-0.001
max	0.034	0.035	0.044
q3	0.002	0.004	0.011
media	0.066	-0.006	-0.005

r (differenza interquartilica)	0.019	0.018	0.020
q1-1.5r	-0.045	-0.042	-0.039
q3+1.5r	0.030	0.031	0.041

Interpretazione dei risultati:

- i boxplot (e di conseguenza i valori degli scarti) sono posizionati indicativamente intorno allo zero, quindi i dati ricavati attraverso il modello utilizzato denotano una certa corrispondenza con i valori reali;
- il caso in cui vi è una minore dispersione dei dati è il caso 2, mentre il caso 3, in cui il calcolo degli spessori s_1 e s_2 non prevede alcuna dipendenza tra i due dati, è quello che presenta una configurazione più simmetrica ed una media maggiormente prossima allo zero. Rispetto al caso 2 però, in cui le altezze sono ricavate con l'approccio dei dati composizionali e il valore di s_1 è calcolato come somma di $s_2 + \Delta s$, vi è una maggiore dispersione;
- i boxplot sono tutti asimmetrici;
- i risultati ottenuti applicando i modelli probabilistici tendono, in generale, a sovrastimare il dato rispetto al valore reale, eccetto nel caso 3;
- valori anomali sono presenti in tutti e tre i casi e si verificano sempre in occasione di significativa sottostima dei dati rispetto ai valori reali;
- in generale, il range di variabilità dei residui (e anche i valori di α_0 ottenuti sia da valori stimati che da valori reali) risulta pressoché irrisorio se si considera il normale intervallo di variabilità del coefficiente α_0 (in questo caso, le variazioni tra i coefficienti reali e quelli stimati riguardano la seconda cifra dopo la virgola, mentre normalmente esse sono considerate significative se coinvolgono la prima cifra dopo la virgola);
- in tutti e tre i casi, i valori dei rispettivi VAI coincidono con i minimi valori ottenuti (caso 1: -0.033; caso 2: -0.028; caso 3: -0.022); stessa cosa avviene per il VAS (caso 1: 0.027; caso 2: 0.021; caso 3: 0.032).

5.2.4. Introduzione dell'analisi bivariata per lo studio di edifici con numero di piani pari a 3

L'approccio ai dati composizionali, seppur concettualmente semplice, presenta notevoli complessità quando ci si allontana dall'approccio monovariato per affrontare quello multivariato, indispensabile nell'analisi di edifici caratterizzati da un numero di piani maggiore di 2. In particolare, tale condizione si verifica al momento della definizione del vettore \mathbf{y} , caratterizzato da una dimensione pari ad $n-1$, intendendo con n la dimensione del vettore \mathbf{x} (si vedano formula 23 e formula 25). L'approccio

multivariato prevede la gestione di distribuzioni multivariate, ovviamente più difficili da controllare rispetto a semplici distribuzioni monodimensionali. Lo studio prevede l'implementazione di procedure di statistica avanzata, risolvibili sul lungo termine. Ad ogni modo, limitando l'analisi multivariata al caso della bivariata (edifici a 3 piani), la gestione delle variabili è maggiormente controllabile.

In Allegato B si propone la descrizione della porzione di codice relativa all'approccio ai dati composizionali nel caso della distribuzione bivariata. Tale condizione, come precedentemente descritto, permette di estendere l'applicazione della procedura anche ad edifici aventi un numero di piani pari a 3 o ad edifici a 2 piani dotati di sottotetto o seminterrato. Inoltre l'estensione del campione mediante il coinvolgimento di un maggior numero di edifici consente di ampliare l'analisi contribuendo a rendere ancor più efficace la procedura di calibrazione e validazione del metodo.

L'approccio prevede che venga mantenuta la procedura già definita per la monovariata e che consente, utilizzando il metodo Monte Carlo, di estrarre coppie di valori da distribuzioni a posteriori, ottenute adottando l'aggiornamento Bayesiano. Il procedimento viene ripetuto sia per i valori di $\ln((h_2/h_{tot})/(h_1/h_{tot}))$ che per quelli di $\ln((h_3/h_{tot})/(h_1/h_{tot}))$, estraendo per ciascuno di essi coppie di media e varianza. Diversamente da quanto accadeva per il codice monovariato, ma senza sostanziali variazioni nella procedura utilizzata e nei risultati ottenuti, per il bivariato i rapporti di altezze considerati sono invertiti (esempio $(h_2/h_{tot})/(h_1/h_{tot})$ sostituisce $(h_1/h_{tot})/(h_2/h_{tot})$). Si procede quindi alla definizione della funzione bivariata, avente media pari alla media delle osservazioni e sigma derivante dalla matrice delle covarianze (varianza e covarianza utilizzate fanno riferimento alla formula corretta, in quanto i valori utilizzati sono ricavati direttamente dai dati del campione). Da tale funzione si estraggono quindi coppie di valori che descrivono $\ln((h_2/h_{tot})/(h_1/h_{tot}))$ e $\ln((h_3/h_{tot})/(h_1/h_{tot}))$. Queste vengono poi utilizzate per ricavare le altezze interpiano applicando l'approccio ai dati composizionali.

5.3. Validazione dell'approccio: confronto fra curve di fragilità ottenute con procedura deterministica e probabilistica

In questa sezione si procede all'implementazione dell'approccio probabilistico per la definizione di curve di fragilità, i cui risultati saranno successivamente confrontati con quelli ottenuti attraverso l'applicazione di analisi di tipo tradizionale/deterministico che utilizzano dati ottenuti da rilievo in sito. Le curve di fragilità riportate a seguire sono state realizzate considerando dati e risultati ottenuti dall'analisi delle 37 pareti libere coincidenti con le facciate di altrettanti edifici a due piani rilevati

presso il centro storico della città di Timisoara (Romania). Tali curve sono state ottenute applicando il Metodo CSM già descritto al Capitolo 3; i risultati si riferiscono all'analisi del meccanismo locale di ribaltamento semplice di parete libera sostanzialmente appoggiata a terra e in quota.

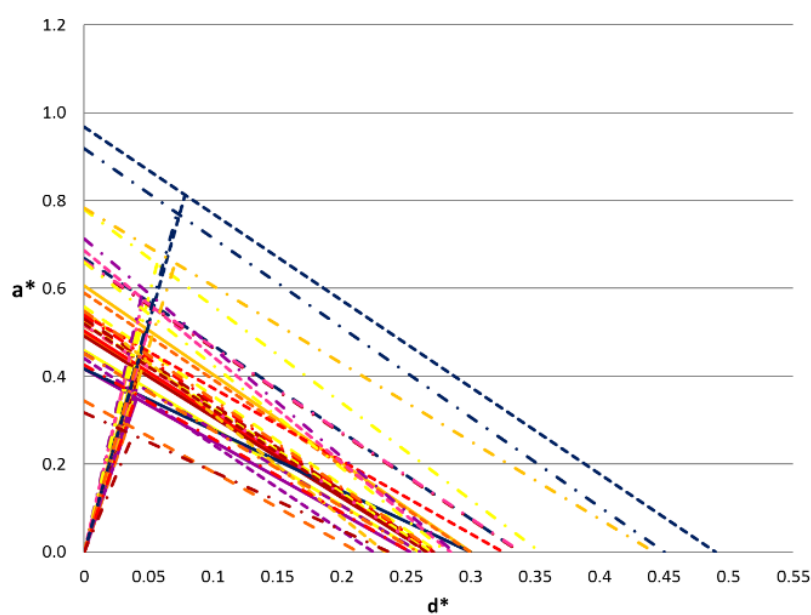
Partendo dal presupposto che la procedura analitica per il calcolo delle curve di fragilità rimane la medesima indipendentemente dal tipo di approccio (deterministico o probabilistico), le differenze tra i due casi riguardano sostanzialmente i dati geometrici relativi alle pareti analizzate. Si distinguono in particolare due tipi di input:

- A. utilizzo di dati geometrici ricavati interamente tramite sopralluogo in sito. I valori utilizzati fanno riferimento alla configurazione reale;
- B. utilizzo di dati geometrici ricavati attraverso l'approccio probabilistico: il programma consente il calcolo dei valori di s_2 e Δs per ciascuna parete e la determinazione dei valori delle altezze interpiano attraverso l'approccio ai dati composizionali, a partire dall'altezza totale della facciata osservata in sito.

RIBALTAMENTO DI PARETE SOSTANZIALMENTE APPOGGIATA A TERRA

Si riportano a seguire i confronti tra le curve di capacità e le curve di fragilità per i casi A e B relative al meccanismo di ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra (Figura 5 - 10).

- CURVE DI CAPACITA'



A

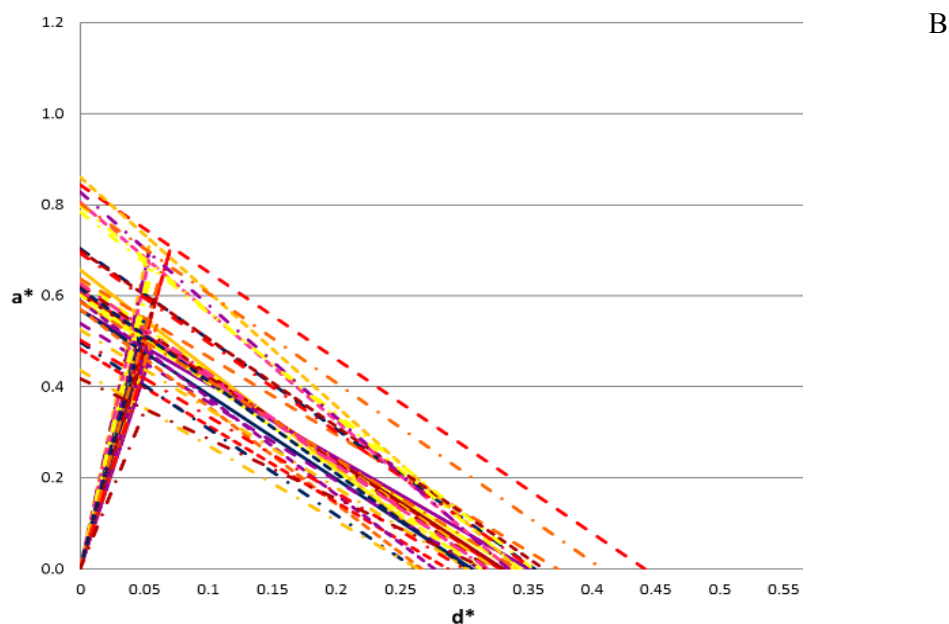


Figura 5 - 10: Confronto tra curve di capacità per il caso A (caso reale) e il caso B (approccio probabilistico) per il meccanismo di ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra

Il confronto fra curve di capacità mostra come, in linea di massima, il caso B sia più cautelativo, in quanto i valori massimi ottenuti per spostamento ultimo (d_u^*) e accelerazione di attivazione del meccanismo (a_0^*) sono entrambi inferiori rispetto al caso reale. Allo stesso modo, i valori minimi nel caso B sono sempre superiori a quelli del caso A. Tale valutazione è di carattere generale, in quanto le curve sono osservate nel loro complesso. Si può valutare quindi come, nel caso B, il ribaltamento si attivi per livelli massimi di PGA inferiori rispetto al caso reale (valori di accelerazione sismica spettrale complessivamente inferiori) e livelli minimi di PGA superiori; a parità di evento sismico (stessa PGA), ne consegue una tendenza da parte delle pareti analizzate a dimostrarsi più vulnerabili nel caso B piuttosto che nel caso A per alti valori di PGA; viceversa per bassi valori di PGA la tendenza si inverte. È anche possibile osservare come, in generale, le curve tendano a disporsi entro un intervallo di variabilità più ristretto nel secondo caso rispetto al primo. Ciò dipende dal fatto che l'approccio probabilistico, per sua natura, tende a fornire risultati che si distribuiscono per lo più entro un intervallo di valori considerati come "più probabili", uniformando quindi gli output e limitando le eventuali anomalie.

I range di accelerazione e spostamento sono, nei due casi, riportati in Tabella 5 - 19.

Tabella 5 - 19: Range di accelerazione spettrale e spostamento ultimo per il caso reale (caso A) e il caso probabilistico (caso B) per il meccanismo di ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra

	CASO A	CASO B
accelerazione a_0^* (m/s^2)	0.30 – 1.00	0.40 – 0.85
spostamento d_u^* (m)	0.20 - 0.50	0.25 – 0.45

- CURVE DI FRAGILITA'

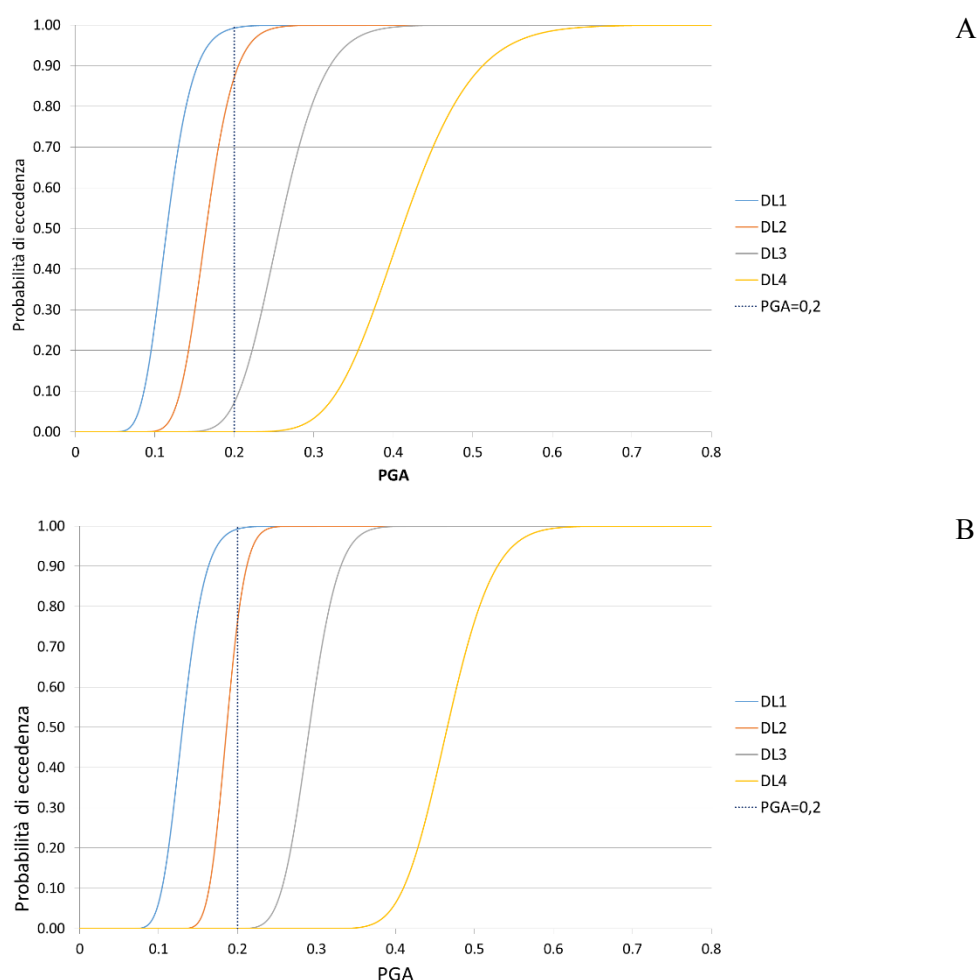


Figura 5 - 11: Confronto tra curve di fragilità riferite al caso reale (Caso A) e all'approccio probabilistico (Caso B) per il meccanismo di ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra

I risultati ottenuti dal confronto tra curve di fragilità (Figura 5 - 11) confermano quanto già valutato in prima battuta dall'osservazione delle curve di capacità. Nel caso B, le curve si presentano generalmente più ripide rispetto al caso A, indicando quindi un repentino aumento della probabilità di eccedenza per ciascun livello di danno in presenza di variazioni molto piccole dei valori di accelerazione al suolo. Le curve relative a ciascun livello di danno sono, per il caso B, leggermente traslate verso destra rispetto al caso A (indipendentemente dalla gravità del danno considerato, esso

tende a verificarsi per livelli di accelerazione più alti), ma il 100% di probabilità di eccedenza viene raggiunto per valori simili al caso reale. Fondamentalmente, il metodo probabilistico tende a sovrastimare i valori di PGA per i quali incomincia a manifestarsi danno nelle pareti considerate (condizione evidente soprattutto al crescere del livello di danno), ponendo quindi la stima probabilistica a sfavore di sicurezza. Valutando probabilità pari o prossime al 100% di eccedenza di danno, i valori previsti di PGA per il caso B sono per lo più identici a quelli del caso A. Sostanzialmente si assiste ad una iniziale sovrastima dei valori per basse probabilità di eccedenza, che si allinea al caso reale in corrispondenza di alte probabilità di eccedenza. In particolare, per valori di $PGA=0.20g$, la probabilità di eccedenza di danno è riportata in Tabella 5 - 20.

Tabella 5 - 20: Probabilità di eccedenza di danno per il caso reale (caso A) e il caso probabilistico (caso B) per il ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra

	CASO A	CASO B
DL1	99%	99%
DL2	90%	80%
DL3	10%	0%
DL4	0%	0%

RIBALTAMENTO DI PARETE IN QUOTA

Si riportano a seguire i confronti tra le curve di capacità e le curve di fragilità per i casi A e B relative al meccanismo di ribaltamento di parete in quota.

- CURVE DI CAPACITA'

Anche in questo caso, come per il meccanismo di ribaltamento di parete sostanzialmente appoggiata a terra, le curve di capacità (Figura 5 - 12) ottenute applicando l'approccio probabilistico (caso B) tendono in generale a disporsi entro un range di valori molto più ridotto rispetto al caso A. Sono anche riscontrabili alcune "anomalie" (curve che si discostano molto rispetto all'andamento generale) che risultano essere meno evidenti nel caso probabilistico in conseguenza della maggiore uniformità dei risultati. Inoltre è interessante osservare come nel caso B, a differenza di quello reale, le curve tendano a presentare una pendenza tra loro molto simile.

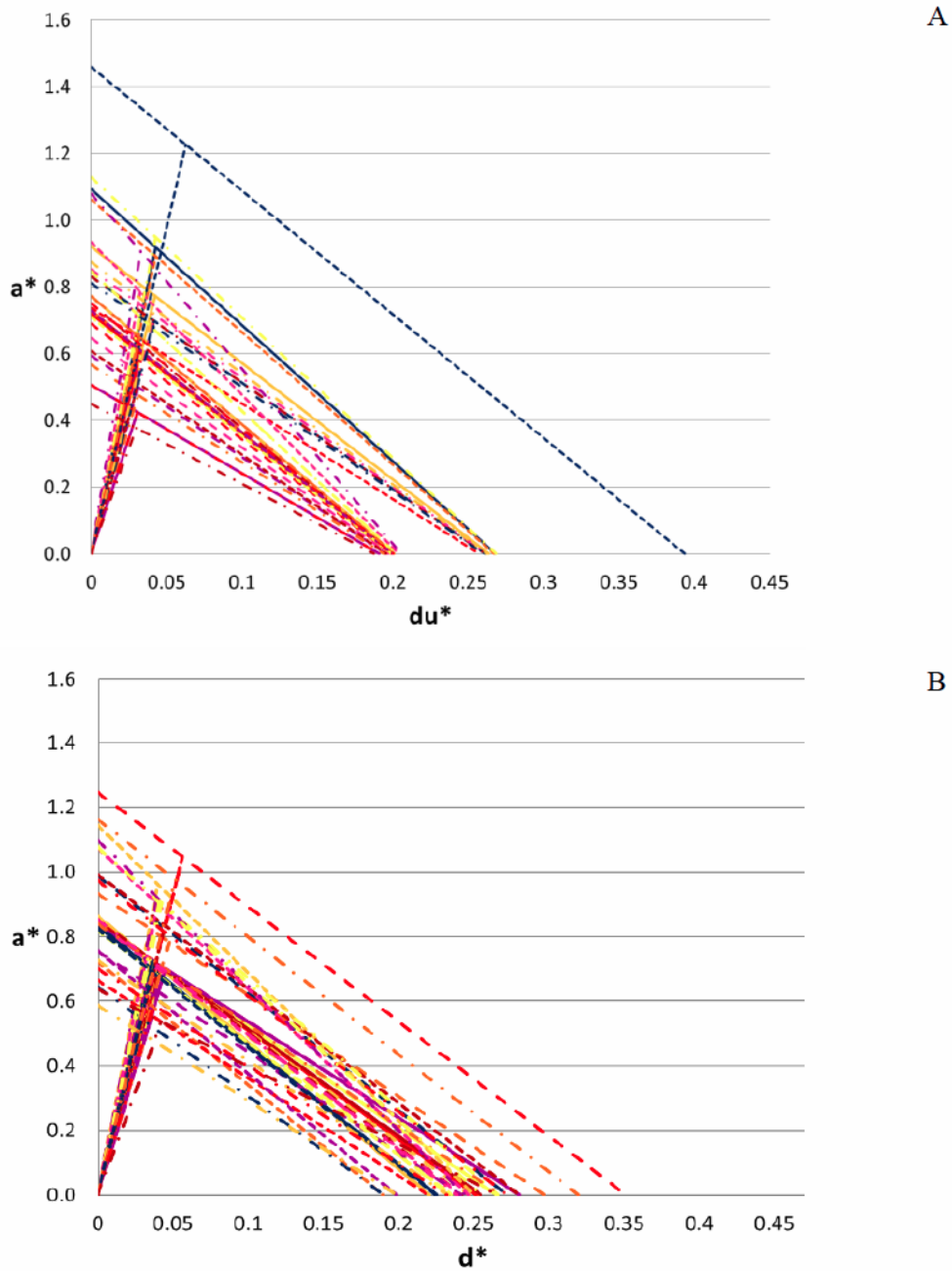


Figura 5 - 12: Confronto tra curve di capacità per il caso A (caso reale) e il caso B (approccio probabilistico) per il meccanismo di ribaltamento di parete in quota

Gli intervalli di accelerazione e spostamento sono per i due casi, riportati in Tabella 5 - 21.

Tabella 5 - 21: Range di accelerazione spettrale e spostamento ultimo per il caso reale (caso A) e il caso probabilistico (caso B) per il meccanismo di ribaltamento di parete in quota

	CASO A	CASO B
accelerazione a_0^* (m/s^2)	0.45 – 1.40	0.60 – 1.22
spostamento d_u^* (m)	0.20 - 0.40	0.18 – 0.35

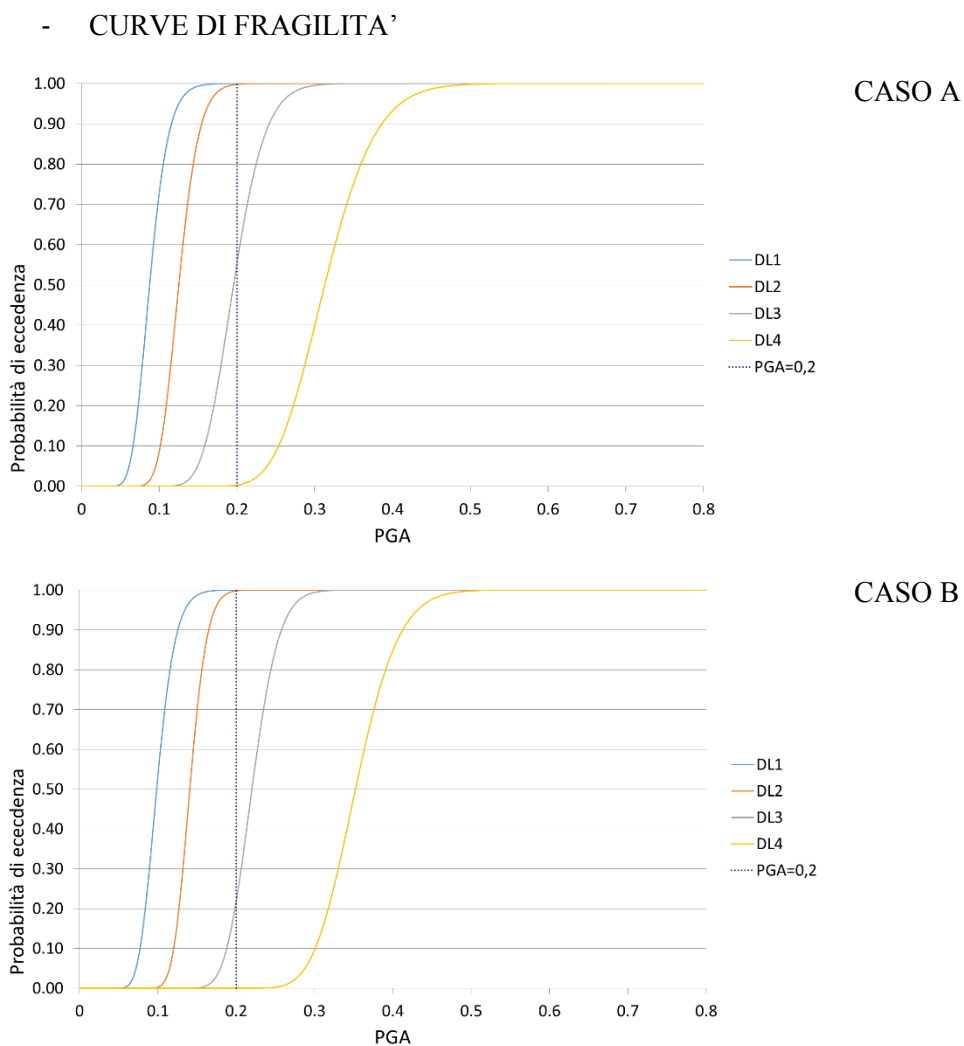


Figura 5 - 13: Confronto tra curve di fragilità riferite al caso reale (Caso A) e all'approccio probabilistico (Caso B) per il meccanismo di ribaltamento di parete in quota

Confrontando le curve di fragilità relative ai due meccanismi considerati (Figura 5 - 12, Figura 5 - 13), si può osservare come in entrambi i casi (caso A e caso B), il meccanismo che si presenta come più vulnerabile (ovvero che si attiva per valori di accelerazione al suolo inferiori e giunge prima a probabilità di eccedenza del 100%) è quello di ribaltamento di parete in quota. Questa considerazione è evidente in particolare se si osservano le curve relative al livello di danno PL4. Confrontando poi tra loro le curve di fragilità legate al meccanismo di ribaltamento in quota (Figura 5 - 13), si può osservare che, come nel precedente caso, la principale differenza tra i due casi è legata ad una maggiore pendenza delle curve nel caso B rispetto al caso A (curve più ripide rappresentano una più rapida evoluzione del meccanismo). In generale, tale considerazione diventa più evidente per livelli di danno più alti (PL3, PL4), mentre per livelli di danno lievi o moderati, la corrispondenza con il caso reale si mantiene più veritiera. Come per il meccanismo di ribaltamento a terra quindi, i risultati

ottenuti nel caso B sono complessivamente meno cautelativi (sfavore di sicurezza) in quanto, a parità di PGA, la probabilità di eccedenza dei diversi livelli di danno è in generale inferiore rispetto a quella del caso A, anche se le differenze non sono così marcate. Ciò è osservabile confrontando i risultati ottenuti per i due casi, considerando il livello di accelerazione al suolo pari a $PGA=0.20g$ (Tabella 5 - 22).

Tabella 5 - 22: Probabilità di eccedenza di danno per il caso reale (caso A) e il caso probabilistico (caso B) nel caso di ribaltamento di parete in quota

	CASO A	CASO B
DL1	100%	100%
DL2	100%	100%
DL3	55%	40%
DL4	0%	0%

5.4. Proposta di software multi-piattaforma per la verifica dei meccanismi locali di collasso

Affrontato l'approccio da un punto di vista metodologico e calibrato e validato il metodo attraverso la sua applicazione ad un caso studio, si fornisce una proposta di software multi-piattaforma per la verifica dei meccanismi locali di collasso, in cui l'analisi cinematica eseguita utilizzando un foglio di calcolo è integrata con la procedura probabilistica implementata con il codice R. In particolare il software, ad oggi ancora in fase sperimentale, consente lo svolgimento di analisi lineari e non lineari (valutando quindi il soddisfacimento o meno delle verifiche) per il calcolo dei meccanismi locali di ribaltamento a terra e in quota. Il foglio di calcolo, piattaforma principale del programma, implementa la procedura definita da normativa (Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008 s.d.) (C8A.4), recependo e sfruttando in automatico, come dati di input, i risultati derivanti dall'analisi probabilistica eseguita tramite il codice R.

Ad oggi, l'implementazione è prevista per il solo meccanismo di ribaltamento, ma può essere integrata con semplicità introducendo ulteriori tipologie di meccanismi locali. È possibile inoltre prevedere lo sviluppo futuro di un'analisi multi-meccanismo, al fine di individuare per quale meccanismo si presenti un minore coefficiente di attivazione. Allo stesso modo, il codice in R si presta ad essere integrato in altri programmi già esistenti per il calcolo dei meccanismi locali, fornendo un utile

strumento per la definizione su base probabilistica di grandezze che, in alcuni contesti, potrebbero risultare non note o non rilevabili. Per quanto riguarda la struttura del software, i valori disponibili da normativa (vita nominale e classe d'uso della costruzione, stati limite, categorie di sottosuolo e topografiche, livelli di conoscenza, tipologie murarie e rispettivi coefficienti correttivi) sono già implementati nel foglio di calcolo cosicché, attraverso semplici menu a tendina, sia possibile impostare le condizioni di analisi ed ottenere di rimando i valori numerici associati. Inoltre un codice colore suggerisce all'utente quali parametri è necessario inserire manualmente in quanto non definibili a priori o da normative. Infine è prevista la definizione delle forme spettrali, indispensabili per l'esecuzione delle verifiche (Figura 5 - 14).

Allo stato attuale il software è tarato per lo studio di pareti libere, ma l'implementazione di ulteriori parametri è procedura consolidata e andrà di pari passo con l'affinamento del codice in R. Per quanto riguarda l'analisi dei carichi, è prevista una sezione compilativa per la definizione della stima del livello di conoscenza e del fattore di confidenza, la definizione di tipologie e parametri meccanici delle murature, il loro peso specifico e i conseguenti valori di calcolo delle resistenze. Inserendo il numero di piani e l'altezza totale della parete, il programma consente il calcolo automatico, mediante apposita funzione, delle altezze interpiano e degli spessori di parete, recependoli dal codice implementato in R. La struttura del software consente l'interoperabilità sia in entrata che in uscita: altezza totale e numero di piani, inseriti nel foglio di calcolo, vengono letti dal codice e processati; il codice a sua volta fornisce come dati di output le altezze interpiano e gli spessori delle pareti, i quali vengono trasferiti automaticamente al foglio di calcolo. Definendo poi l'altezza della cerniera rispetto al piano campagna, sarà possibile valutare il possibile ribaltamento da terra o in quota del macroelemento (Figura 5 - 15). L'output finale del programma è la valutazione del possibile soddisfacimento della verifica prevista, sia in campo lineare che, qualora fosse necessario, in campo non lineare (Figura 5 - 16).

DATI RELATIVI AL SITO E ALLA STRUTTURA OGGETTO DI VERIFICA SISMICA			
STRUTTURA			
Nome:			
Indirizzo:			
Tipo di costruzione:	2		
Classe d'uso	II		
Latitudine:			
Longitudine:			
SITO DI RIFERIMENTO (Allegato B alle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008)			
ID:			
Latitudine:			
Longitudine:			

STATO LIMITE DI RIFERIMENTO	SLV		
Accelerazione orizzontale massima al sito	a_g	0.197	g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_0	2.440	
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_{c^*}	0.410	s
Vita nominale (in relazione al tipo di costruzione)	V_N	50	$anni$
Coefficiente d'uso (in relazione alla classe d'uso)	c_u	1.0	
Periodo di riferimento per l'azione sismica	V_R	50	$anni$
Probabilità di superamento	P_{VR}	0.10	$\%$
Tempo di ritorno dell'azione sismica	T_R	475	$anni$
Categoria di sottosuolo	C		
Categoria topografica	T1		
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	S_S	1.412	
	CC	1.409	
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.000	
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	S	1.412	
Coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5.000	$\%$
Fattore di alterazione dello spettro elastico per ξ diversi dal 5%	η	1.000	
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante	T_B	0.193	s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro	T_C	0.578	s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T_D	2.388	s
Primo periodo limite dello spettro di risposta elastico in spostamento	T_E	6.000	s
Secondo periodo limite dello spettro di risposta elastico in spostamento	T_F	10.000	s
Modo principale di vibrare	T_1	0.258	s
Spostamento orizzontale massimo del terreno	d_g	0.094	m
Velocità orizzontale massima del terreno	v_g	0.252	
Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale	$S_e(T_1)$	6.656	
Spettro di risposta elastico in spostamento orizzontale	$S_{D_e}(T_1)$	0.011	
Periodo secante	T_s	2.079	s
Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale	$S_e(T_s)$	1.850	
Spettro di risposta elastico in spostamento orizzontale	$S_{D_e}(T_s)$	0.203	

Figura 5 - 14: Software multi-piattaforma: schermata per la definizione della forma spettrale

Metodi speditivi per la valutazione della vulnerabilità sismica del costruito storico
 approccio all'incertezza nelle forme di aggregazione complessa a diversa scala

DATI IDENTIFICATIVI DELL' MACROELEMENTO/I								
ID	Posizioni							
STIMA DEL LIVELLO DI CONOSCENZA E DEL FATTORE DI CONFIDENZA								
Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza								
Livello di Conoscenza	LC	LC1	Fattore di confidenza FC 1,35					
meccanici da inserire manualmente nel caso in cui il Livello di Conoscenza sia								
Resistenza media a compressione delle muratura (prove sperimentali)	fm		Nkcm /					
Resistenza media a taglio della muratura (prove sperimentali)	t0		Nkcm /					
Valore medio del modulo di elasticità normale	E		Nkmm /					
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	G		Nkmm /					
TIPOLOGIE E PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE								
Tipologia muraria	Muratura in mattoni pieni e malta di calce		ID 6					
Coefficienti correttivi dei parametri meccanici della muratura								
<input type="checkbox"/> Malta Buona	FALSO	1	<input type="checkbox"/> Nucleo scadente e/o ampio	FALSO	1			
<input type="checkbox"/> Giunti sottili (< 10 mm)	FALSO	1	<input type="checkbox"/> Iniezione di miscele leganti	FALSO	1			
<input type="checkbox"/> Ricorsi o listature	FALSO	1	<input type="checkbox"/> Intonaco armato*	FALSO	1			
<input type="checkbox"/> Connessione Trasversale	FALSO	1	*Valori da ridurre nel caso di pareti di estrada spesse (s>= 28 cm).					
ALTRI COEFFICIENTI								
Coefficiente parziale di sicurezza	γ-	2	Fattore di struttura q	2				
PARAMETRI MECCANICI, PESO SPECIFICO MEDIO E VALORI DI CALCOLO DEL								
Parametri meccanici definitivi e peso specifico								
Resistenza media a compressione delle muratura (prove sperimentali)	fm	240	Nkcm /					
Resistenza media a taglio della muratura (prove sperimentali)	t0	6	Nkcm /					
Valore medio del modulo di elasticità normale	E	1500	Nkmm /					
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	G	500	Nkmm /					
Peso specifico medio della muratura	w	18	Nkmm /					
Valori di calcolo delle resistenze								
Resistenza a compressione di calcolo della muratura	σc	0.889	Nkmm /					
Resistenza a taglio di calcolo della muratura in assenza di compressione	fctd	0.022	Nkmm /					
SCHEMI ESPLICATIVI DEL CINEMATISMO ANALIZZATO								
DATI RELATIVI ALL'EDIFICIO E ALLE SUE CARATTERISTICHE SISMICHE								
Numero totale di piani dell'edificio esaminato	N	2						
Altezza totale dell'edificio (rispetto al piano campagna)	htot	8.9	m					
Quota della cerniera rispetto al piano campagna	Z	0	m					
Primo modo di vibrare nella direzione considerata	v(Z)	0						
Coefficiente di partecipazione modale	η	1.2						
Calcolo automatico dei dati geometrici relativi alle pareti sottoposte a verifica sismica (tabella sottostante)		Calcola Dati Geometrici						
DATI GEOMETRICI E CARICHI RELATIVI AI SETTI MURARI								
ID setto	Spessore [m]	Altezza [m]	unghezz [m]	Quota [m]	Flag	Volume [m³]	bucatur [%]	carico P [kN]
P1	0.653867	4.641940	1	0	1	3.03521103		54.6338
P2	0.513030	4.258060	1	4.5	1	2.1845139		39.3213
P3					0	0		0
P4					0	0		0
P5					0	0		0
P6					0	0		0
COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO								
ID del cinematismo in esame (autogenerazione)	ID_cinematismo	1						
Arretramento della cerniera C rispetto allo spigolo	t	0.070466	m					
Momento stabilizzante	Mstabilizzante	21.32745	Nkmm					
Momento ribaltante	Mribaltante	393.0464	Nkmm					
Moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo	α0	0.054261913						
DATI PER IL CALCOLO DELLA VERIFICA LINEARE								
Quota del punto di controllo a spostamento unitario	H	8.9	m					
Angolo per cui si ottiene lo spostamento unitario	θ	0.11236	1/m					
Spostamenti virtuali orizzontali								
Spostamento per P1	δv,p1	0.26078						
Spostamento per P2	δv,p2	0.76078						
Spostamento per P3	δv,p3	1						
Spostamento per P4	δv,p4	1						
Spostamento per P5	δv,p5	1						
Spostamento per P6	δv,p6	1						
Massa partecipante al cinematismo	M*	7.509551	Nk					
Frazione di massa partecipante al cinematismo	e*	0.784084456						
Accelerazione sismica spettrale che attiva il cinematismo	a0*	0.5029	m/s²					
DATI PER IL CALCOLO DELLA VERIFICA NON LINEARE								
Angoli rispetto alla base		Raggi C - P:						
Angolo P1 - base	βp1	1.48074	Raggio C - P1	Rp1	2.3351			
Angolo P2 - base	βp2	1.54333	Raggio C - P2	Rp2	6.77353			
Angolo P3 - base	βp3	-1.56288	Raggio C - P3	Rp3	8.90028			
Angolo P4 - base	βp4	-1.56288	Raggio C - P4	Rp4	8.90028			
Angolo P5 - base	βp5	-1.56288	Raggio C - P5	Rp5	8.90028			
Angolo P6 - base	βp6	-1.56288	Raggio C - P6	Rp6	8.90028			
Angolo della configurazione per cui si verifica αp=0	θ0	0.054209	rad					
Quota del baricentro delle forze verticali	htc	4.183345	m					
Spostamento del punto di controllo per α0=0	d0	0.226663	rad					
Spostamento virtuale orizzontale del baricentro	δv,baricentro	0.470039	m					
Spostamento spettrale dell'oscillatore equivalente (1 g.d.l.)	d0*	0.28908	m					
40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a* (valutata secondo le condizioni di normativa)	d0.4*	0.1156	m					
Spostamento del baricentro in corrispondenza di T1	d1*	0.046253	m					
Accelerazione corrispondente allo spostamento d0.4*	a0.4*	0.422422	m/s²					
Periodo secante	T0	2.079099	s					

Figura 5 - 15: Software multi-piattaforma: schermate per l'analisi dei carichi e la definizione del coefficiente di attivazione

VERIFICA DELLO STATO LIMITE SLV CON ANALISI LINEARE (NTC 2008)			
Accelerazione sismica spettrale che attiva il cinematismo	a0*	0.502884	m/s²
Termine di confronto della prima disuguaglianza	a0,1*	1.364	m/s²
Termine di confronto della seconda disuguaglianza	a0,2*	0	m/s²
La porzione di edificio considerata non è verificata			
VERIFICA DELLO STATO LIMITE SLV CON ANALISI NON LINEARE (NTC 2008)			
40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a* (valutata secondo le condizioni di normativa)	d0.4*	0.1156319	m
Termine di confronto della prima disuguaglianza	d0,1*	0.2025369	m
Termine di confronto della seconda disuguaglianza	d0,2*	0	m
La porzione di edificio considerata non è verificata			

Figura 5 - 16: Software multi-piattaforma: schermata per la verifica SLV per analisi lineare e non lineare

Per completezza si riportano in Tabella 5 - 23 i risultati relativi alle verifiche lineari e non lineari condotte per il meccanismo di ribaltamento a terra per le pareti individuate.

Tabella 5 - 23: Analisi del meccanismo locale di ribaltamento di parete appoggiata a terra: risultati delle verifiche lineari e non lineari

U.S.	Altezza totale (m)	α_0 (da programma)	a_0^* (da programma) (m/s ²)	$a_g(P_{VR}) \cdot S$ (m/s ²)	VERIFICATO	d_u^* (da programma) (m)	$S_{De}(T_s)$ (m/s ²)	VERIFICATO
8	8.90	0.054	0.503	1.364	NO	0.116	0.203	NO
10	7.20	0.060	0.562	1.364	NO	0.103	0.181	NO
17	8.45	0.056	0.517	1.364	NO	0.113	0.197	NO
18	8.35	0.056	0.520	1.364	NO	0.112	0.196	NO
19	8.50	0.056	0.515	1.364	NO	0.113	0.198	NO
20	9.50	0.052	0.485	1.364	NO	0.120	0.210	NO
21	9.50	0.052	0.485	1.364	NO	0.120	0.210	NO
23	7.40	0.060	0.554	1.364	NO	0.105	0.184	NO
30	7.70	0.058	0.543	1.364	NO	0.107	0.188	NO
31	8.20	0.057	0.525	1.364	NO	0.111	0.194	NO
44	10.00	0.051	0.471	1.364	NO	0.123	0.215	NO
55	11.70	0.046	0.429	1.364	NO	0.132	0.233	NO
58	8.00	0.057	0.532	1.364	NO	0.109	0.191	NO
59	8.00	0.057	0.532	1.364	NO	0.109	0.191	NO
63	8.10	0.057	0.529	1.364	NO	0.110	0.193	NO
71	9.00	0.054	0.500	1.364	NO	0.116	0.204	NO
73	7.80	0.058	0.539	1.364	NO	0.108	0.189	NO
75	8.10	0.057	0.529	1.364	NO	0.110	0.193	NO
77	6.20	0.065	0.607	1.364	NO	0.095	0.167	NO
80	7.40	0.060	0.554	1.364	NO	0.105	0.184	NO
83	9.30	0.053	0.491	1.364	NO	0.118	0.207	NO
84	8.00	0.057	0.532	1.364	NO	0.109	0.191	NO
98	6.50	0.064	0.592	1.364	NO	0.097	0.171	NO
114	7.40	0.060	0.554	1.364	NO	0.105	0.184	NO
117	8.70	0.055	0.509	1.364	NO	0.114	0.200	NO
120	7.50	0.058	0.539	1.364	NO	0.108	0.189	NO
121	9.00	0.054	0.500	1.364	NO	0.116	0.204	NO

139	9.00	0.054	0.500	1.364	NO	0.116	0.204	NO
145	7.90	0.058	0.536	1.364	NO	0.109	0.190	NO
146	7.90	0.058	0.536	1.364	NO	0.109	0.190	NO
151	7.90	0.058	0.536	1.364	NO	0.109	0.190	NO
167	6.30	0.065	0.602	1.364	NO	0.096	0.169	NO
175	8.30	0.056	0.522	1.364	NO	0.112	0.195	NO
185	6.70	0.063	0.583	1.364	NO	0.099	0.174	NO
202	10.60	0.049	0.456	1.364	NO	0.126	0.222	NO
228	7.80	0.058	0.539	1.364	NO	0.108	0.189	NO
301	9.30	0.053	0.491	1.364	NO	0.118	0.207	NO

Il software proposto si presenta ancora in una versione sperimentale e semplificata. L'obiettivo finale è l'implementazione di un programma che consenta non solo l'esecuzione di analisi cinematiche utilizzando i dati ottenuti attraverso il codice R, ma anche un aggiornamento delle distribuzioni a posteriori prodotte dal codice. Si prevede infatti l'inserimento di un ulteriore foglio, preliminare a quelli finalizzati al vero e proprio calcolo analitico, nel quale possa essere selezionata, sulla base di un database su base nazionale o internazionale, la tipologia dell'edificio di cui ci si accinge ad eseguire il cinematisimo (selezionando ad esempio regione e città, sarà possibile accedere alle tipologie riscontrabili in quella determinata area). Ovviamente per ciascuna tipologia saranno forniti dal programma come dati preliminari sia le caratteristiche tipologiche di base, necessarie per l'esecuzione delle verifiche (tipologie di solai e relativi pesi propri, murature e relative proprietà meccaniche, ecc.) sia le predefinite distribuzioni a priori delle caratteristiche geometriche desumibili tramite il codice. Qualora l'attività in sito consenta di ricavare ulteriori informazioni sul costruito, sarà anche possibile procedere alla modifica dei dati di input, i quali verranno a loro volta riversati nel codice R per la definizione di posteriori sempre più attendibili. La procedura definisce quindi un processo incrementale: partendo da distribuzioni approssimate, ma tarate sulle tipologie di partenza, sarà possibile affinare i risultati ottenuti sfruttando i parametri certi rilevati direttamente in sito. È ovviamente auspicabile la realizzazione di un database a livello nazionale, integrabile e aggiornabile da tecnici competenti provenienti dal settore della ricerca (enti di ricerca, laboratori, università) che permetta di raccogliere dati e informazioni provenienti da diverse aree del territorio italiano, così da rendere sempre più completa e attendibile la definizione delle priori. A questo fine, ad esempio, ben si prestano le attività condotte in seno al progetto CARTIS.

Il metodo proposto apre quindi una nuova strada, consentendo di affrontare lo studio di vulnerabilità attraverso un approccio alternativo rispetto ai tradizionali percorsi deterministici finora perseguiti. Trattandosi di una metodologia non ancora consolidata, è inevitabile scontrarsi con limiti spesso evidenti, alcuni dei quali richiedono necessariamente tempo e ulteriori studi per essere superati, altri

invece di più difficile risoluzione. È importante ad ogni modo metterli in evidenza, al fine di individuare fin da subito i punti, teorici e pratici, che richiedono un ulteriore approfondimento. Per quanto riguarda le questioni prettamente teorico/metodologiche, la definizione di priori affidabili è un argomento primario, già emerso, e destinato a trovare una possibile soluzione sul lungo termine a seguito della creazione di un database esaustivo a livello nazionale che consenta di fornire dati preliminari e affidabili su base tipologica per l'intero territorio italiano. Le priori stabilite non saranno più basate strettamente sul giudizio dell'esperto, ma potranno riferirsi a dati di partenza reali, ottenuti su base regionale. Altra questione non ancora risolta riguarda la definizione delle distribuzioni che meglio rappresentano i dati analizzati: nonostante l'affidabilità della distribuzione log-normale sia stata confermata dai test condotti, è opportuno valutare altre distribuzioni di probabilità, non ancora indagate, che possano presentare una migliore bontà di adattamento ai dati. Altro limite dell'approccio è legato al numero e al tipo di dati ad oggi estraibili dal codice, che limitano l'esecuzione del cinematismo ad un'analisi di parete libera: tale questione è ovviamente superabile individuando idonee distribuzioni di probabilità a priori anche per gli altri dati quantitativi mancanti; la procedura infatti, da un punto di vista metodologico, si presta ad essere applicata a qualsiasi tipo di valore numerico. In merito invece all'estensione della procedura ad edifici con numero di piani superiori a 3, tale condizione sarà superata attraverso l'introduzione dell'analisi multivariata. Rimane invece inapplicabile il processamento di dati usualmente non ottenibili attraverso rilievi speditivi (es. qualità dell'ammorsamento tra strutture), in quanto richiedono necessariamente l'esecuzione di indagini in sito che esulano dalle finalità dell'approccio speditivo adottato.

Il percorso si prospetta ancora molto lungo, ma al tempo stesso le premesse sono promettenti. Si conferma la necessità di validare ulteriormente la procedura coinvolgendo diversi casi studio, in diversi contesti nazionali e internazionali, ancor meglio se caratterizzati da quadri di danno già visibili.

5.5. Sommario

La proposta per la valutazione della vulnerabilità fornita in questo capitolo mira al superamento di incertezze e non conoscibilità dei dati (per lo più geometrici), indispensabili per condurre analisi dei meccanismi locali di collasso, attraverso l'applicazione di un approccio probabilistico. La metodologia desume parametri non noti (spessori e altezze interpiano) a partire da altri (altezza totale e numero di piani) facilmente reperibili da un'osservazione speditiva dall'esterno del costruito o attraverso tecniche più moderne di remote sensing. I dati geometrici necessari ad implementare il metodo sono

stati selezionati tra quelli disponibili per il centro storico della città di Timisoara, al fine di garantire una successiva validazione della metodologia attraverso i risultati desunti da studi di vulnerabilità di tipo deterministico (già descritti al Capitolo 3). Il percorso proposto ha visto in primo luogo l'aggiornamento e l'implementazione del preliminare codice statistico, definito dall'Università di Padova, utilizzando un approccio incrementale (step-by-step) finalizzato ad affinare la procedura attraverso il confronto di codici a diversi livelli di complessità e completezza. La validità della versione finale di codice proposta è stata confermata dai risultati di test per la valutazione dell'errore, nei quali si è proceduto al confronto tra i dati relativi al caso reale e gli output ottenuti dall'analisi. Il codice ha previsto inoltre l'implementazione dell'approccio ai dati compositivi per il calcolo di altezze interpiano a partire dalle altezze totali degli edifici e dell'analisi bivariata per lo studio di edifici con numero di piani pari a 3. Attraverso test per la bontà di adattamento è stato inoltre possibile definire la migliore adattabilità ad una distribuzione log-normale, rispetto alla normale prevista nel codice preliminare, delle priori inserite nel codice e delle posteriori generate; è stato inoltre fornito un criterio per definire l'intervallo della funzione di distribuzione di probabilità che individua i risultati più prossimi al caso reale. L'approccio si mostra ancora ad una fase preliminare: l'affinamento del codice e un approfondimento degli studi consentiranno di superare i limiti ad oggi presenti garantendo una maggiore affidabilità delle priori e l'estensione del numero e del tipo di dati geometrici estraibili.

In termini di validazione del codice, è stato possibile eseguire per il caso studio un confronto tra i risultati di curve di fragilità ottenute applicando l'approccio deterministico e quello probabilistico. Tale comparazione ha permesso di individuare buone corrispondenze tra le due procedure. In particolare, si segnala per il meccanismo locale di ribaltamento a terra una iniziale sottostima dei risultati del metodo probabilistico per basse probabilità di eccedenza, che si allinea al caso reale in corrispondenza di alte probabilità di eccedenza. Per il ribaltamento in quota invece, una leggera sottostima è evidente sia per alte che per basse probabilità di eccedenza, soprattutto per livelli di danno grave. Ulteriori analisi potranno essere condotte su altri casi studio, al fine di validare e calibrare ulteriormente la procedura, verificando l'adattabilità dell'approccio anche a contesti diversi.

A conclusione, il codice implementato è stato integrato in un software di calcolo per i meccanismi locali di collasso, capace di recepire automaticamente, quali dati di input, i risultati derivanti dall'analisi probabilistica eseguita attraverso il codice.

CONCLUSIONI

Il processo di valutazione della vulnerabilità sismica del costruito esistente su scala territoriale è complicato dalla difficoltà di doversi confrontare sia con edifici di cui è difficile comprendere il comportamento strutturale, sia con limiti (di tempo, ma soprattutto economici) che non consentono di sfruttare appieno gli strumenti disponibili per lo studio. In occasione di ogni nuovo evento sismico emerge la necessità di preservare l'edilizia italiana, con particolare attenzione a quella storica, proteggendola da possibili danneggiamenti e tutelando la vita delle persone che la abitano, ma appare evidente che le principali difficoltà che si interpongono al raggiungimento di questo fine sono di tipo economico più che operativo. Il presente lavoro di tesi si pone l'obiettivo di individuare procedure utili alla gestione dell'incertezza dell'informazione implicita nello studio della vulnerabilità su ampia scala, affinando approcci disponibili o definendo nuovi percorsi che non richiedano come prerogativa un approfondimento in sito della conoscenza, ove lacunosa, e che riescano a superare tali mancanze attraverso l'adozione di approcci alternativi. I percorsi proposti mirano a garantire il rispetto del concetto di "sostenibilità economica", oltre a quello già assodato di salvaguardia della vita umana e tutela e preservazione del patrimonio.

Per quanto riguarda la conoscenza del costruito, sono stati definiti al Capitolo 2 dei percorsi utili a ricavare informazioni sull'edificato, sia di tipo ordinario che monumentale, su base tipologica o per ambito territoriale, a partire da strumenti schedografici già disponibili e utilizzati per finalità diverse: sfruttando risorse già presenti (indicazioni su tipologie costruttive, vulnerabilità e interventi, danno agli edifici), elaborandole ed integrandole in strumenti capaci di garantire l'aggiornamento e l'integrazione dei dati (database, GIS), è stato possibile fornire un contributo all'aumento della conoscenza delle tipologie e delle relative vulnerabilità su base regionale e alla definizione di una tassonomia del costruito basata su dati poveri.

Per quanto riguarda la fase di analisi della vulnerabilità, essa si è focalizzata sulla definizione di nuove (e l'affinamento di esistenti) procedure per la valutazione e sull'individuazione di approcci funzionali a superare le incertezze insite nella raccolta speditiva di dati sul costruito. La definizione della vulnerabilità del costruito attraverso l'utilizzo di curve di fragilità ben si presta a rappresentare sia i risultati ottenuti tramite l'applicazione di procedure deterministiche in cui l'incertezza dell'informazione venga superata attraverso l'utilizzo di approcci parametrici, sia quelli raggiunti attraverso procedure probabilistiche, in cui è possibile procedere alla deduzione di parametri incogniti a partire da altri noti. In entrambi i casi, la procedura non può prescindere dalla definizione di

tipologie (la cui importanza emerge già nel Capitolo 2), a cui sono associati alcuni parametri o dati rappresentativi, a partire dai quali è possibile procedere allo studio di quelli incogniti/incerti. L'approccio proposto al Capitolo 3, la cui validità è confermata dal confronto con quadri di danno reali, richiede che gli intervalli di variabilità definiti per le analisi parametriche siano ottenuti a partire da un campione di edifici rappresentativo, tale da consentire la creazione di curve di vulnerabilità affidabili; l'approccio probabilistico presentato al Capitolo 5 consente di superare anche questo limite garantendo distribuzioni a priori fondate sul giudizio dell'esperto (processo di elicitazione) e su pochi dati, sottoponibili ad un costante aggiornamento ogniqualvolta nuove informazioni diventino disponibili (aggiornamento Bayesiano). Quest'ultimo approccio, in particolare, permette di ridurre al minimo le fasi di rilievo in sito, garantendo al tempo stesso valutazioni di vulnerabilità affidabili (il confronto con l'approccio deterministico ha portato a buoni risultati) e costantemente aggiornabili.

Allo stesso tempo, anche l'approfondimento ad una scala di maggior dettaglio proposto al Capitolo 4 ha come obiettivo il superamento dell'incertezza, legata in questo caso alla difficoltà di rappresentare correttamente le condizioni al contorno nella modellazione di porzioni di edifici in aggregato. Questa situazione, nello specifico, trova una diretta applicazione nella pratica professionale, dove la modellazione si limita spesso alla rappresentazione in isolato della porzione oggetto di studio, senza coinvolgere le strutture adiacenti di cui non sono note le caratteristiche. Quest'ultima condizione, ovviamente, non è rappresentativa del reale comportamento della struttura, fortemente influenzato dalle porzioni contigue. La procedura definita consente di valutare la capacità di una singola unità strutturale nota, modellata in un contesto aggregato semplificato di cui è conoscibile solo ciò che è visibile dall'esterno e gli orizzontamenti su base tipologica, fornendo risultati comparabili con il caso reale (modellazione completa dell'intero aggregato, interamente noto) in termini di deformate, curve di capacità e soddisfacimento delle verifiche.

Valutato quindi nel suo complesso, il percorso proposto fornisce un valido contributo alla definizione di metodi speditivi per la valutazione di vulnerabilità di forme di aggregazione a diversa scala, individuando procedure funzionali al superamento dell'incertezza e traendo il miglior risultato possibile dalla loro elaborazione.

SVILUPPI FUTURI

L'attività di ricerca presentata in questa tesi fornisce notevoli spunti allo sviluppo e all'approfondimento di studi, in continuità con il percorso virtuoso di accrescimento della conoscenza del comportamento dinamico del costruito esistente, finalizzati all'affinamento e all'adozione estensiva delle procedure proposte di analisi della vulnerabilità su scala territoriale, inserite nel più ampio contesto della valutazione e mitigazione del rischio sismico.

Le procedure definite al Capitolo 2, rivolte alla gestione ed ottimizzazione delle informazioni relative a tipologie o ambiti territoriali, sono strutturate in modo tale da favorire un costante aggiornamento delle informazioni sul costruito. Lo studio relativo all'edilizia storico-monumentale (chiese) segna un punto di partenza nella raccolta e prima elaborazione dei dati: il campione ad oggi analizzato è circoscritto ai beni schedati dall'Università di Padova, ma è auspicabile un'estensione del parco chiese agli edifici analizzati da altri gruppi di ricerca che si sono occupati del rilievo del danno in fase post-sisma, al fine di completare l'analisi statistica con informazioni sempre più complete su tipologie e vulnerabilità, oltre a garantire uno studio esaustivo del danno e dell'agibilità. Lo studio si presta inoltre ad essere integrato con le informazioni relative ad altri eventi sismici, primo fra tutti in ordine di tempo il sisma che ha colpito l'Italia centrale nel 2016. Al tempo stesso, i dati disponibili possono essere implementati in valutazioni di vulnerabilità o in studi finalizzati all'osservazione, a fini statistici, delle pratiche di pronto intervento e messa in sicurezza individuate in scheda. Allo stesso modo, anche l'attività di studio delle schede sinottiche allegate alla Circolare n.15 si presta ad una agile integrazione dei dati e ad un aggiornamento delle informazioni acquisite in termini di tipologie, vulnerabilità ed interventi. In particolare, la procedura è agevolata dalla possibilità di inserire direttamente i nuovi dati in un sistema informativo geografico, predisposto in questa tesi, che favorisce la creazione di mappe dinamiche per la rappresentazione sempre aggiornata di tipologie e vulnerabilità. Inoltre, il GIS si presta ad integrare, in uno stesso strumento, informazioni quantitative e qualitative sulla vulnerabilità del costruito, oltre ad altre relative a pericolosità ed esposizione. L'elaborazione integrata di queste ultime consentirà di procedere con studi di rischio sismico.

In merito alle procedure per la valutazione della vulnerabilità proposte nei Capitoli 3 e 5, alla luce della loro riscontrata affidabilità, si prevede in primo luogo l'estensione ad altri ambiti territoriali. Con particolare riferimento al Capitolo 3, le curve di fragilità sul costruito ottenute, definite sulla base di tipologie, numero di piani e tipologia di meccanismo locale, favoriscono un agile utilizzo di tale strumento anche in contesti territoriali simili, nei quali sia possibile individuare per l'edificato le

medesime tipologie definite per i casi studio analizzati, basate su pochi dati/parametri noti. Le variazioni parametriche adottate per supplire all'incertezza di alcuni dati sono tenute in considerazione entro tali curve, garantendo un certo margine di azione nell'attribuzione dell'edificio osservato alle tipologie e alle relative curve (nel caso in cui i dati disponibili al momento dell'osservazione dell'edificio non siano certi), oltre ad assicurare valutazioni attendibili sul costruito, seppur caratterizzate da un minor livello di precisione/certezza pur sempre proporzionato alla scala di analisi. L'implementazione della medesima procedura a contesti sia nazionali che internazionali, oltre alla buona corrispondenza con gli effettivi quadri di danno osservati, valida l'estendibilità della metodologia anche ad aree dissimili da quelle analizzate, previo definizione preliminare di tipologie calate nel contesto reale. È necessario procedere ad ogni modo all'applicazione ad ulteriori casi studio, in particolare ampliando le casistiche relative a contesti territoriali già sottoposti a danneggiamento a seguito di eventi sismici: avere a disposizione estesi confronti con casi studio reali consentirà infatti di verificare in modo diretto la corrispondenza tra i risultati ottenuti tramite l'approccio proposto e il quadro di danno già presente sul costruito, contribuendo a validare la procedura. I giudizi di vulnerabilità ottenuti sulle diverse aree possono poi essere implementati, tramite mappe di vulnerabilità, in studi di più ampio respiro, finalizzati alla valutazione del rischio sismico. L'approccio probabilistico definito al Capitolo 5, che mira anch'esso alla definizione di curve di fragilità per il costruito, abbraccia gli sviluppi futuri individuati per il Capitolo 3 oltre a prestarsi ad ulteriori approfondimenti in termini di implementazione del codice statistico redatto e di affinamento del percorso metodologico proposto. In primo luogo, la questione più complessa da risolvere è l'individuazione di una procedura univoca per la definizione di priori affidabili (elicitazione, quantificazione dell'affidabilità del giudizio esperto), basate su tipologie, che possa essere applicata a tutti i parametri di input (geometrici e tipologici). È ovviamente auspicabile la realizzazione di un database a livello internazionale, integrabile e aggiornabile dagli enti di ricerca, che permetta di raccogliere dati e informazioni provenienti da diverse aree, così da rendere sempre più completa e attendibile la definizione delle posteriori. A proseguo della ricerca, si prevederà l'implementazione dell'analisi multivariata al fine di poter includere nello studio anche edifici con numero di piani superiori a 3, oltre all'integrazione nel codice di dati geometrici/tipologici ad oggi non inclusi nello studio. Di pari passo procederà l'aggiornamento del software multi-piattaforma, finalizzato all'implementazione dei nuovi sviluppi del codice e all'estensione dell'analisi ad altri meccanismi di collasso, rendendo esaustiva la verifica locale per le unità strutturali oggetto di studio.

Per quanto riguarda la proposta per la valutazione della sicurezza sismica di unità strutturali in contesti aggregati descritta al Capitolo 4, da un punto di vista metodologico è auspicabile procedere ad ulteriori validazioni del metodo, prevedendo di considerare in primis configurazioni in pianta e tipologie altre per le unità strutturali, combinandole tra loro al fine di verificare l'affidabilità dell'approccio anche in

condizioni di diversa modularità. Sarà possibile inoltre implementare variazioni nel modello aggregato in termini di ruolo tra spazi aperti e chiusi negli edifici, sistemi di connessioni, forme in alzato. Si può prevedere inoltre la valutazione dell'applicabilità del metodo anche ad altre configurazioni in aggregato caratterizzate dalla presenza di pareti con basse percentuali di foratura (schiere singole o doppie). Limitatamente al caso studio, invece, si prevede di applicare il medesimo approccio adottato per l'unità strutturale analizzata anche per le altre componenti l'aggregato. Il confronto tra le curve di capacità ottenute per le singole unità, aventi distributivi interni e dimensione diversi rispetto a quella analizzata (e al caso tipologico) contribuirà ad una ulteriore calibrazione e validazione della procedura di modellazione semplificata proposta. Qualora il metodo venga confermato, sarà possibile quindi riprodurre in termini più veritieri il comportamento di unità strutturali in contesto aggregato, basandosi per quest'ultimo sulle sole informazioni desunte da rilievi dall'esterno e analisi tipologica.

In generale, gli studi sviluppati in questa tesi, oltre a fornire un contributo nell'avanzamento dello stato dell'arte, segnano un fondamentale punto di partenza per lo sviluppo di nuovi percorsi di studio (e il proseguo di quelli ivi definiti), che abbiano come interesse principale l'implementazione di procedure finalizzate alla riduzione delle incertezze e alla valutazione dell'affidabilità delle informazioni disponibili, con l'obiettivo finale di definire approcci per la valutazione di vulnerabilità fedeli al concetto di economicità in termini di costi, di risorse e di tempo.

BIBLIOGRAFIA

- AA.VV. *Piani di Ricostruzione di Castel del Monte e Santo Stefano di Sessanio*. UNIPD, CNR, POLIMI, La Sapienza, 2014b.
- . *Piani di Ricostruzione di Castelvechio Calvisio e Villa Santa Lucia degli Abruzzi*. UNIPD, CNR, POLIMI, La Sapienza, 2014.
- Aitchison, J. «The Statistical Analysis of Compositional Data.» *Journal of the Royal Statistical Society*, 1982: 139-177.
- Barbat A.H., Carreno M.L., Pujades L.G., Lantada N., Cardona O.D., Marulanda M.C. «Seismic vulnerability and risk evaluation methods for urban areas. A review with application to a pilot area.» *Structure and Infrastructure Engineering*, 2010: 17-38.
- Beconcini M.L., Croce P., Marsili F., Muzzi M., Rosso E. «Probabilistic reliability assessment of a heritage structure under horizontal loads.» *Probabilistic engineering mechanics*, 2016: 198-211.
- Benedetti D., Petrini V. «Sulla vulnerabilità sismica degli edifici in muratura: un metodo di valutazione.» *L'industria delle Costruzioni*, n.149, 1984.
- Bernardini A., Giovinazzi S., Lagomarsino S., Parodi S. «Vulnerabilità e previsione di danno a scala territoriale secondo una metodologia macrosismica coerente con la scala EMS-98.» *Convegno A.N.I.D.I.S.* Pisa, Italia, 2007.
- Bettiol G., Munari M., Modena C., Gaudini G., Romano F.G. «Attività emergenziali svolte a seguito degli eventi sismici del Maggio 2012 in Veneto.» *ANIDIS 2013_L'ingegneria sismica in Italia*. Padova, Italia, 2013.
- Boscotrecase L., Piccarreta F. *Edifici in muratura in zona sismica*. Dario Flaccovio Ed., 2009.
- Breyemann, G.A. *Allgemeine Bau-Constructions-Lehre mit besonderer Beziehung auf das Hochbauwesen*. Gustav Weise Verlag, Stuttgart, 1868.
- C.S.LL.PP. «Studio propedeutico all'elaborazione di strumenti d'indirizzo per l'applicazione della normativa sismica agli insediamenti storici.» 2012.

- Calvi G.M., Pinho R., Magenes G., Bommer J.J., Restrepo-Velez L.F., Vrowley H. «Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years.» *ISET journal of Earthquake Technology*, 2006: 75-104.
- Campostrini, G.P. «Indagini speditive nella prevenzione e riduzione del rischio sismico del patrimonio storico: un approccio Bayesiano (Tesi di Dottorato).» 2014.
- Carniel R., Ceccotti C., Chiarandini A., Grimaz S., Picco E., Ruscetti M. «A definition of seismic vulnerability on a regional scale: the structural typology as a significant parameter.» *Bollettino di Geofisica teorica ed Applicata*, 2001: 139-157.
- Cattari S., Galasco A., Lagomarsino S., Penna A. «Aspetti critici nell'analisi sismica statica non lineare degli edifici esistenti in muratura.» 2006.
- Cattari S., Ottonelli D., Pinna M., Lagomarsino S., Clark W., Giovinazzi S., Ingham J., Marotta A., Liberatore D., Sorrentino L., Leite J., Lourenco P.B., Goded T. «Preliminary results from damage and vulnerability analysis of URM churches after the Canterbury earthquake sequence 2010-2011.» *NZSEE_New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference*. Rotorua, New Zealand, 2015.
- Circolare 15/2015_Disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico*. Governo Italiano, s.d.
- Circolare 617/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove NTC" di cui al D.M. 14/01/2008*. Governo Italiano, s.d.
- Cod. de proiectare seismică - Prevederi de proiectare pentru clădiri - Partea I*. 2013.
- Crosier S., Booth B., Dalton K., Mitchell A., Clark K. *ArcGis 9: getting started with ArcGIS*. New York: ESRI, 2005.
- D.LGS. 42/2004 - Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio*. s.d.
- D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni*. Governo Italiano, s.d.
- D.P.C.M. 09/02/2011 - Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*. Governo Italiano, s.d.
- D.P.C.M. 09/02/2011 - Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008*. Governo Italiano, s.d.

-
- da Porto F., Munari M., Prota A., Modena C. «Analysis and repair of clustered buildings: Case study of a block in the historic.» *Construction and Building Materials*, 2013: 1221-1237.
- da Porto F., Silva B., Costa C., Modena C. «Macro-scale analysis of damage to churches after earthquake in Abruzzo (Italy) on April 6, 2009.» *Journal of earthquake engineering*, 2012: 739-758.
- DCT, R Development Core Team. *R: A language and environment for statistical computing*. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria, 2008.
- Dell'Orto C., Guzzetti F., Maroldi F., Molina C. «G.I.S. per la valutazione dei danni post-sisma. il caso del centro storico di Fontecchio.» *Convegno sul recupero e la conservazione*. Venezia, Italia, 2010.
- Dolce, M. «Politiche di prevenzione del rischio sismico a scala nazionale.» *Dossier Urbanistica*, maggio 2013: 3-4.
- Dong L., Shan J. «A comprehensive review of earthquake induced building damage detection with remote sensing techniques.» *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing n. 84*, 2013: 85-99.
- DPC-ReLUIS-UfficioViceCommissario-STM. «Linee Guida per il Rilievo, l'Analisi ed il Progetto di Interventi di Riparazione e Consolidamento Sismico di Edifici in Muratura in Aggregato (Bozza - Ottobre 2010).» 2010.
- EN 1998-1:2010 - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance*. UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione, s.d.
- Fabris M., Achilli V., Campostrini G.P., Modena C. «L'aerofotogrammetria digitale per la stima delle caratteristiche strutturali degli edifici.» *ANIDIS 2013_XV Convegno - L'ingegneria Sismica in Italia*. Padova, Italia, 2013.
- Fajfar, P. «A nonlinear analysis method for performance based seismic design.» *Earthquake spectra*, 2000: 573-592.
- FEMA. *HAZUS Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual*. Federal Management Agency USA, 1999.
- Formisano A., Florio G., Landolfo R., Mazzolani F.M. «Un metodo per la valutazione su larga scala della vulnerabilità sismica degli aggregati storici.» *ANIDIS*. Bari, Italia, 2011.

- Formisano A., Marzo A., Marghella G., Indirli M. «Seismic vulnerability assessment methods applied to the historic built-up of Arsita within the 2009 post-earthquake reconstruction plan.» *International Journal of Sustainable Materials and Structural Systems*, 2016.
- Gamerman D., Lopes H. F. *Markov Chain Monte Carlo: Stochastic Simulation for Bayesian Inference*. Chapman & Hall/CRC, 2006.
- Garlasco A., Frumento S. *Analisi sismica delle strutture murarie. Calcoli strutturali*. Sistemi Editoriali, s.d.
- Giovinazzi S., Lagomarsino S. «A macroseismic method for the vulnerability assessment of buildings.» *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Canada, 2004.
- Giuffrè, A. *Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia*. Laterza, 1993.
- Hoff, P.D. *A First Course in Bayesian Statistical Methods*. Springer, 2009.
- Indirli M., Marghella G., Marzo A. «Damage and collapse mechanisms in churches during the Pianura Padana Emiliana earthquake.» *Energia Ambiente Innovazione*, 2012: 69-94.
- INFP. *Seismicity of Romania*. 2013. <http://www.infp.ro/localseismicity/romanian-seismicity>.
- Irizarry J., Lantada N., Pujades L.G., Barbat A.H., Goula X., Susagna T., Roca A. «Ground-shaking scenarios and urban risk evaluation of Barcelona using the Risk-UE capacity spectrum based method.» *Bulletin of earthquake engineering*, 2011: 441-466.
- ISO 31000/2009 - *Risk management - Principles and guidelines*. International Organization for Standardization, s.d.
- ISO/DIS-13824. «General principles on risk assessment of systems involving structures.» 2008.
- ISO-13822. «Bases for design of structures - Assessment of existing structures - Annex I (Informative) Historic structures.» 2001.
- Jackman, S. *Bayesian Analysis for the Social Sciences*. Wiley, 2009.
- L. 77/2009_ *Conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 28/04/09, n. 39*. s.d.
- Lagomarsino S., Cattari S. «PERPETUATE guidelines for seismic performance based assessment of cultural heritage masonry structures.» *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2014: 13-47.
- Lagomarsino S., Penna A., Galasco A., Cattari S. «TREMURI program: An equivalent frame model for the non linear seismic analysis of masonry buildings.» *Engineering structures*, 2013: 1787-1799.

-
- Lestuzzi P., Podestà S., Luchini C., Garofano A., Kazantzidou-Firtinidou D., Bozzano C., Bischof P., Haffter A., Rouiller J-D. «Seismic vulnerability assessment at urban scale for two typical Swiss cities using Risk-UE methodology.» *Natural Hazards*, 2016: 249-269.
- Liseo, B. *Introduzione alla statistica Bayesiana*. Springer ed., 2008.
- Lourenco P.B, Roque J.A. «Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings.» *Construction and Building Materials*, 2006: 200-208.
- Magenes G., Bolognini D., Braggio C. *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*. . Roma: CNR-GNDT, 2000.
- Mazzanti P., Rocca A., Bozzano F., Cossu R., Floris M. «Landslide forecasting analysis by displacement time series derived from satellite inSAR data: preliminary results.» *Proceedings of the Fringe 2011 Workshop*. Frascati, Roma, 2011.
- MIBACT. «Circolare n.15_Disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico.» 2015.
- Modena C., da Porto F., Bettiol G., Giaretton M. «Edilizia storica monumentale – Salvaguardia degli edifici di interesse storico-artistico nell'emergenza post-sisma.» *Progettazione sismica*, 2012: 211-221.
- Modena C., da Porto F., Valluzzi M.R. «Conservazione del patrimonio architettonico e sicurezza strutturale in zona sismica: insegnamenti dalle recenti esperienze italiane.» *Materiali e Strutture*, 2012: 17-28.
- Modena, C. «Una proposta operativa di approccio sostenibile alla valutazione e mitigazione del rischio sismico dei centri storici.» In *I quaderni della Soprintendenza per i beni architettonici e paesaggistici per le province di Verona, Rovigo e Vicenza*. 2014.
- Morbin R., Zanini M.A., Pellegrino C., Zhang H., Modena C. «A probabilistic strategy for seismic assessment and FRP retrofitting of existing bridges.» *Bulletin of earthquake Engineering*, 2015.
- Mosoarca M., Petrus C., Stoian V., Anastasiadis A. «Seismic risk of buildings with RC frames and masonry in-fills from Timisoara, Banat region, Romania.» *Proc. 9th International Masonry Conference*. Guimaraes, Portugal, 2014.
- Mouroux P., Le Brun B. «Presentation of RISK-UE Project.» *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2006: 323-339.

- Nath S.K., Adhikari M.D., Devaraj N., Maiti S.K. «Seismic vulnerability and risk assessment of Kolkata City, India.» *Natural hazards Earth System Sciences*, 2015.
- Oros, E. «Seismicitatea, seismotectonica și hazardul seismic din zona Timișoara.» *Buletinul AGIR* 3, 2012.
- Otonelli D., Cattari S., Lagomarsino S. «Urban risk assessment: fragility functions for masonry buildings.» *Recent advances in mechanics, mechatronics and civil, chemical and industrial engineering*. Zakynthos Islands, Grecia: Imre J. Rudas & Dora Foti editors, 2015.
- Parodi S., Lagomarsino S., Varum H., Mendes Silva J.A.R. «Seismic vulnerability and risk assessment: case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal.» *Bulletin of earthquake engineering*, 2011: 1067-1096.
- PCM-DPC. *CARTIS_Manuale per la compilazione della scheda di 1° Livello per la caratterizzazione tipologico-strutturale dei comparti urbani costituiti da edifici ordinari*. A cura di Progetto ReLUIIS 2014-2016. 2016.
- . *Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES)*. 2014.
- . *Manuale per la compilazione della Scheda per il rilievo del danno ai beni culturali, Chiese_Modello A-DC*. 2011.
- . *Protezione Civile_Descrizione del Rischio sismico*. s.d.
http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/descrizione_sismico.wp.
- PCM-DPC-MIBAC. *Modello A-DC_Scheda per il rilievo del danno ai beni culturali - Chiese*. 2006.
- . *Modello B-DP_Scheda per il rilievo del danno ai beni culturali - Palazzi*. 2006.
- Pittore M., Wieland M. «Toward a rapid probabilistic seismic vulnerability assessment using satellite and ground based remote sensing.» *Natural Hazards n. 68*, 2013: 115-145.
- Pujades L.G., Barbat A.H., Gonzales-Drigo R., Avila J., Lagomarsino S. «Seismic performance of a block of buildings representative of the typical construction in the Example district in Barcelona (Spain).» *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2012: 331-349.
- Rezaie F., Panahi M. «GIS modeling of seismic vulnerability of residential fabrics considering geotechnical, structural, social and physical distance indicators in Tehran using multi-criteria decision-making techniques.» *Natural Hazards Earth System Sciences*, 2015: 461-474.

-
- Rivas-Medina A., Gaspar-Escribano M., Benito B., Bernabè M.A. «The role of GIS in urban seismic risk studies: application to the city of Almeria (southern Spain).» *Natural Hazards Earth System Sciences*, 2013: 2717-2725.
- Rondelet, J. *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*. Parigi, Francia, 1802-1817.
- Rota M., Penna A., Magenes G. «A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses.» *Engineering structures*, 2010: 1312-1323.
- Rush, A. *Seismic evaluation of masonry building conglomerations of adjacent structures*. Supervisor: Dr. Magenes, Dr. Penna, 2007.
- Salmaso, M. *Analisi di dati in forma aggregata di edifici vincolati dei centri storici ed integrazione in strumenti di pianificazione per la mitigazione del rischio sismico*. 2016.
- Senaldi, I. *Numerical investigations on the seismic response of masonry building aggregates*. Supervisors: Prof. Magenes, Dr. Penna, 2009.
- Shibin L., Lili X., Maosheng G., Ming L. «Performance-based methodology for assessing seismic vulnerability and capacity of buildings.» *Earthquake engineering and engineering vibration*, 2010: 157-165.
- Shinozuka M., Feng M.Q., Kim H., Kim S.H. «Nonlinear static procedure for fragility curve development.» *Journal of Engineering Mechanics-Asce*, 2000a: 1287-1295.
- Shinozuka M., Feng M.Q., Lee J., Naganuma T. «Statistical analysis of fragility curves.» *Journal of Engineering Mechanics-Asce*, 2000b: 1224-1231.
- Silva V., Crowley H., Varum H., Pinho R., Sousa R. «Evaluation of analytical methodologies used to derive vulnerability functions.» *Earthquake engineering and structural dynamics*, 2014: 181-204.
- Simoës A., Milosevic Jelena, Meireles H., Bento R., Cattari S., Lagomarsino S. «Fragility curves for old masonry building types in Lisbon.» *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2015: 3083-3105.
- Sinha R., Aditya K.S.P., Gupta A. «GIS-based urban seismic risk assessment using RISK.iitb.» *ISET Journal of Earthquake Technology*, 2008: 41-63.
- Sorrentino L., Liberatore L., Decanini L.D., Liberatore D. «The performance of churches in the 2012 Emilia earthquakes.» *Bulletin of earthquake Engineering*, 2014b: 2299-2331.

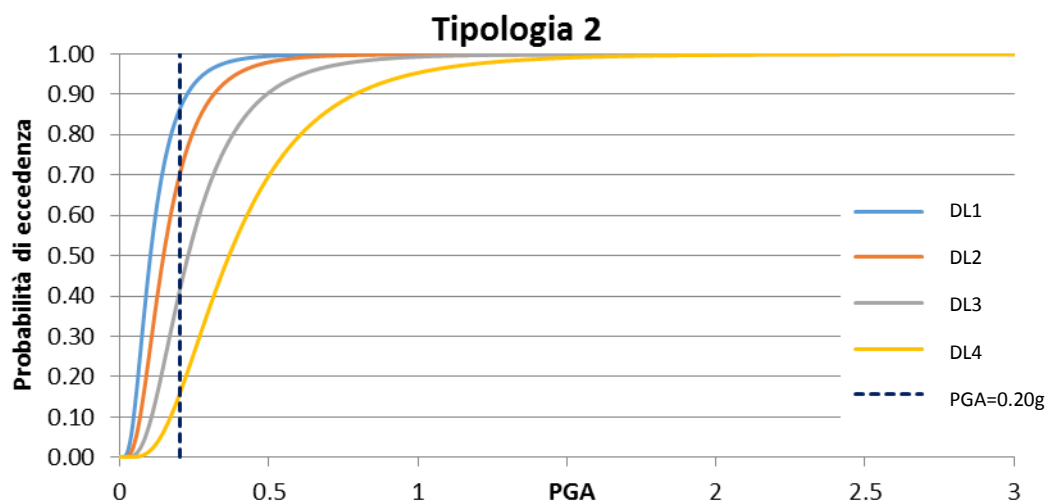
- Sorrentino, L. «Reconstruction plans after the 2009 L'Aquila earthquake. From building performance to historical centre performance.» *SAHC2014_ 9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*. Mexico City, Mexico, 2014.
- Taffarel S., Caliman M., Valluzzi M.R., da Porto F., Modena C. «Seismic vulnerability assessment of clustered historical centers: fragility curves based on local collapse mechanisms analyses.» *IBMAC 2016_16th International Brick and Block Masonry Conference*. Padova, Italy: Taylor and Francis, 2016. 2563-2470.
- Taffarel S., Campostrini G.P., Rosato L., da Porto F., Modena C. «Seismic vulnerability assessment on a territorial scale based on a Bayesian approach.» *IBMAC 2016 - Brick and Block Masonry. Trends, innovations and Challenges*. Padova: Taylor and Francis Group, London, 2016. 2471-2478.
- Taffarel S., Campostrini G.P., Rosato L., Marson C., da Porto F., Modena C. «The application of a Bayesian approach to assess the seismic vulnerability of historical centers.» *SAHC 2016 - 10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*. Leuven. Belgio, 2016.
- Taffarel S., Giaretton M., da Porto F., Modena C. «Damage and vulnerability assessment of URM buildings after the 2012 Northern Italy earthquakes.» *IBMAC 2016_16th International Brick and Block Masonry conference*. Padova, Italy, 2016b.
- Taffarel S., Marson C., Valotto C., Roverato M., Munari M., da Porto F., Modena C., Mosoarca M. «Seismic vulnerability maps of Timisoara historical center based on fragility curves.» *SAHC 2016_10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*. Leuven, Belgium, 2016.
- UNESCO. *New life for historic cities: the Historic Urban Landscape Approach Explained*. Parigi, Francia: UNESCO Publishing, 2013.
- . «Recommendation on the Historic Urban landscape.» *Records of the General Conference 36th session*. 2012. <http://unesdoc.unesco.org/images/0021/002150/215084e.pdf#page=52>.
- Valotto C., Taffarel S., Marson C., Munari M., da Porto F., Modena C. «Seismic vulnerability assessment of corner buildings in the historical centre of Timisoara.» *IBMAC 2016_16th International Brick and Block Masonry Conference*. Padova, Italy: Taylor & Francis Group, 2016. 2499-2506.

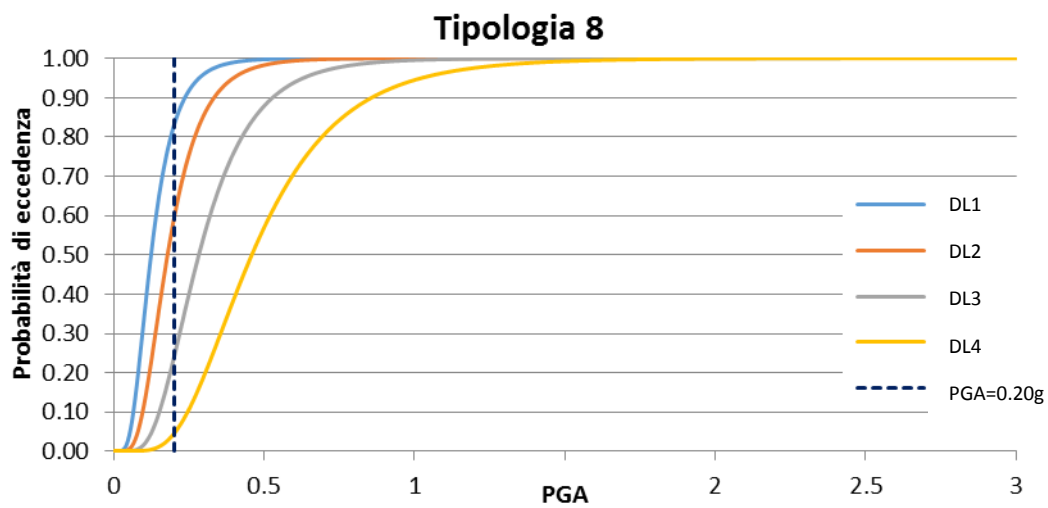
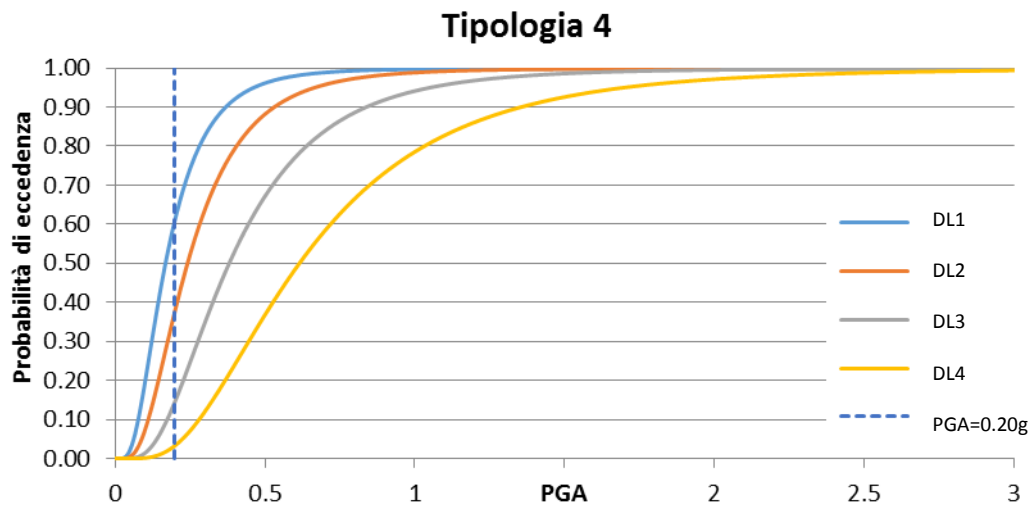
- Vicente R., Ferreira T., Maio R. «Seismic Risk at the Urban Scale: Assessment, Mapping and Planning.» *Procedia Economics and Finance*, 2014: 71-80.
- Vicente R., Ferreira T., Maio R., Valum H., Costa A.A., Costa A., Oliveira C.S., Estevao J. « Seismic vulnerability assessment of existing masonry buildings: case study of the old city centre of Faro, Portugal.» *Second European Conferenze on earthquake engineering and seismology* . Istanbul, Turchia, 2014.
- Vicente R., Ferreira T., Varum H., Costa A., Maio R. «Seismic vulnerability and risk assessment at the scale of the Old City Centre.» *Cultural HELP*. Porto, Portogallo, 2014.
- Vicente R., Parodi S., Lagomarsino S., Varum H., Mendes da Silva J.A.R. «Seismic vulnerability assessment, damage scenarios and loss estimation. Case study of the old city centre of Coimbra, Portugal.» *The 14th World Conference on Earthquake EEngineering*. Beijing, China, 2008.

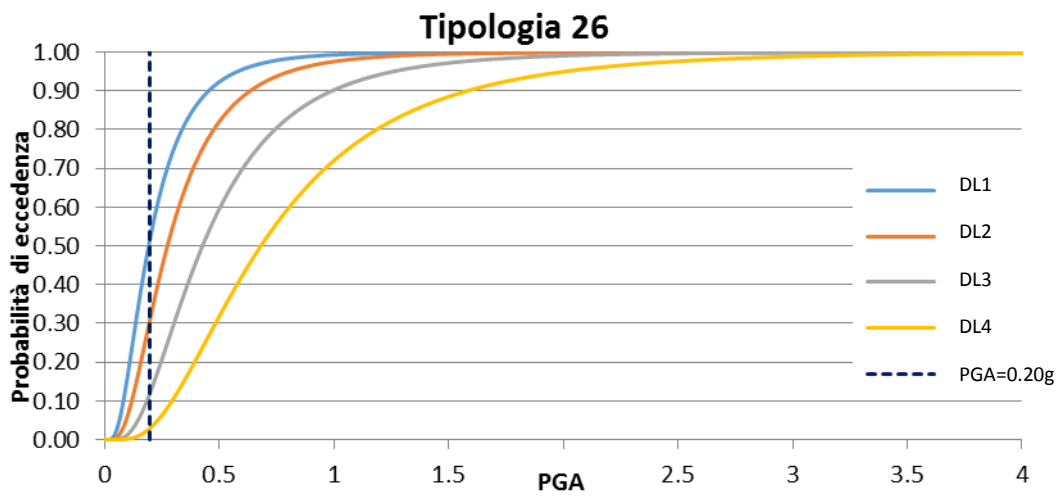
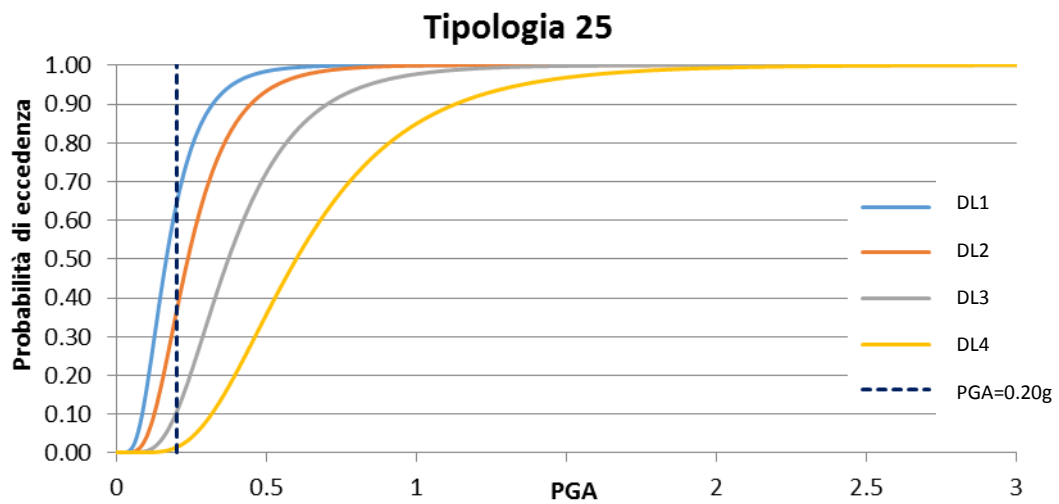
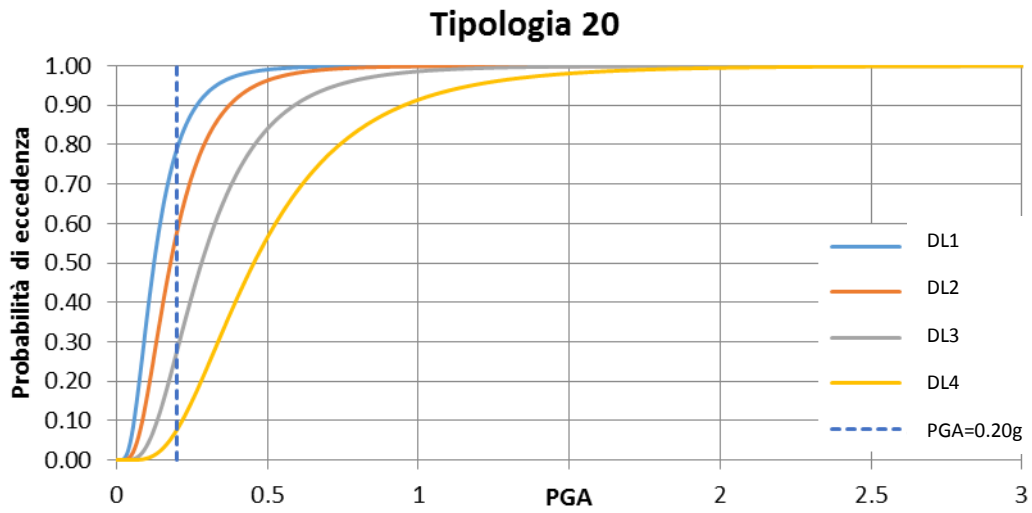
ALLEGATO A

1. Curve di fragilità per il meccanismo locale di ribaltamento

TIPOLOGIA	NUMERO DI PIANI	PROBABILITA' DI ECCEDEZZA PER PGA=0.20g			
		DL1	DL2	DL3	DL4
1	1	-	-	-	-
2	2	86%	69%	40%	15%
3	3	76%	54%	22%	5%
4	4	60%	38%	16%	3%
7	2+I	80%	70%	52%	32%
8	3+I	83%	59%	24%	5%
17	2	85%	66%	37%	12%
18	3	76%	49%	15%	2%
20	3+I	79%	58%	27%	8%
24	2	72%	32%	3%	0%
25	3	64%	36%	10%	1%
26	4	53%	32%	13%	3%

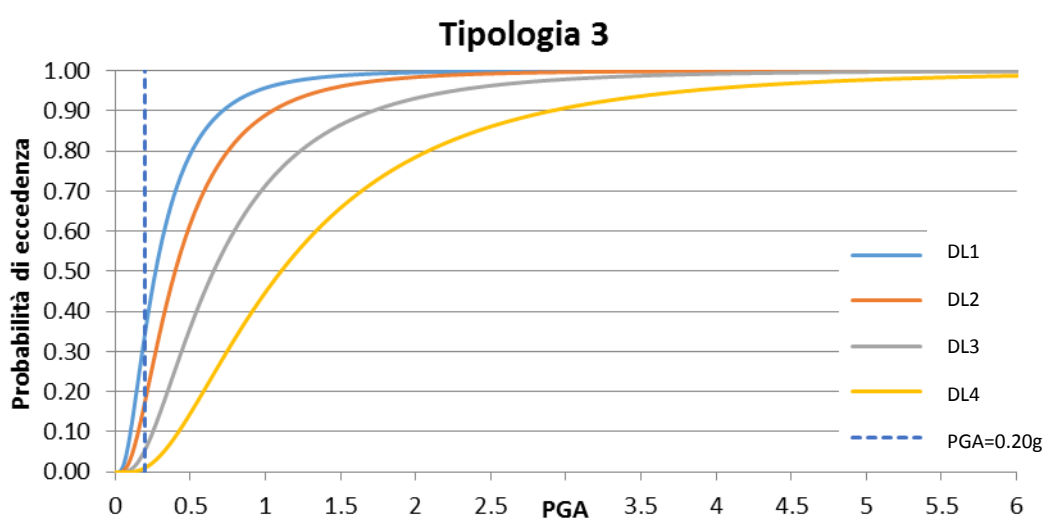


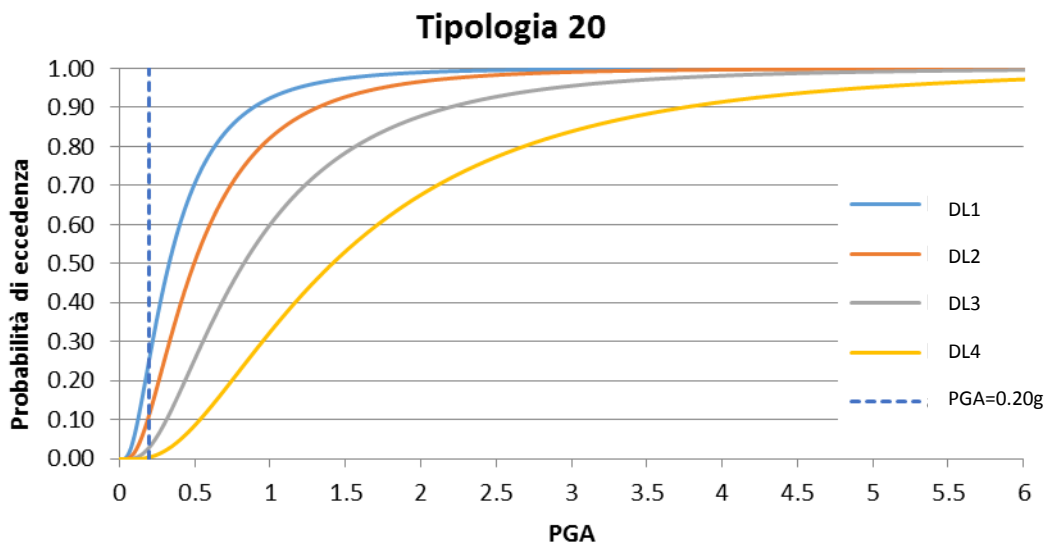
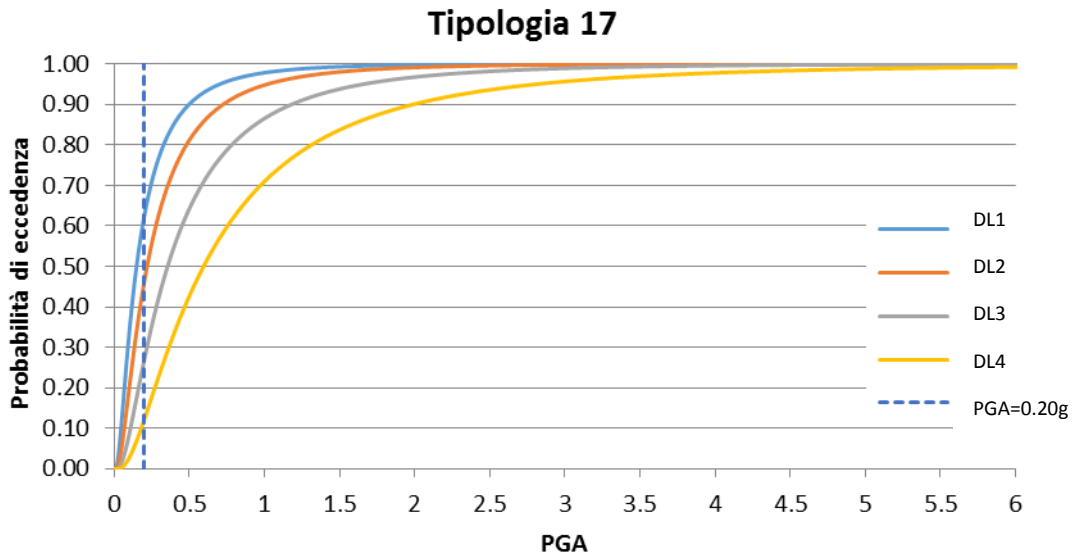
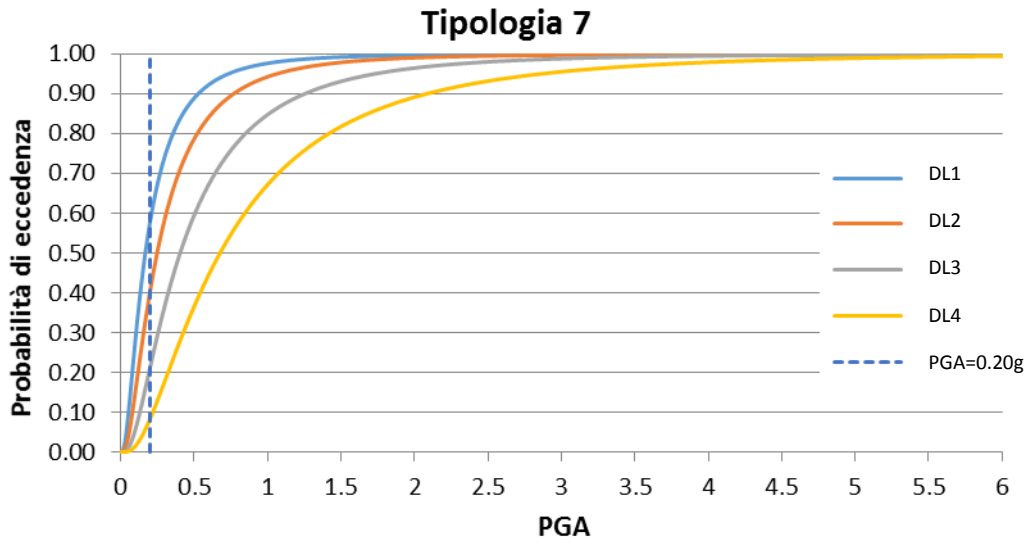




2. Curve di fragilità per il meccanismo locale di flessione verticale

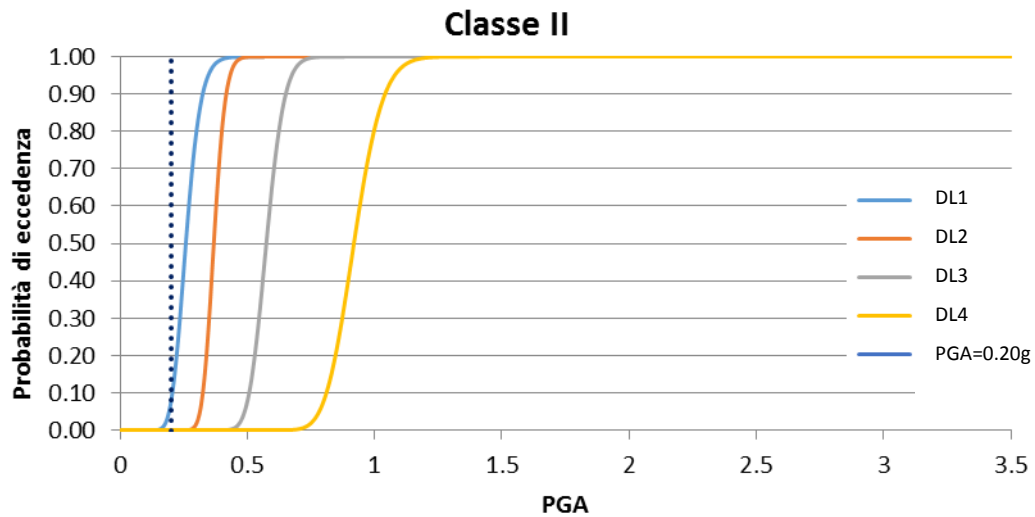
TIPOLOGIA	NUMERO DI PIANI	PROBABILITA' DI ECCEDEXZA PER PGA=0.2g			
		DL1	DL2	DL3	DL4
1	1	-	-	-	-
2	2	60%	45%	29%	13%
3	3	39%	18%	4%	0%
4	4	21%	2%	0%	0%
7	2+I	29%	4%	0%	0%
8	3+I	30%	15%	4%	0%
17	2	62%	44%	26%	12%
18	3	34%	18%	4%	0%
20	3+I	25%	13%	2%	0%

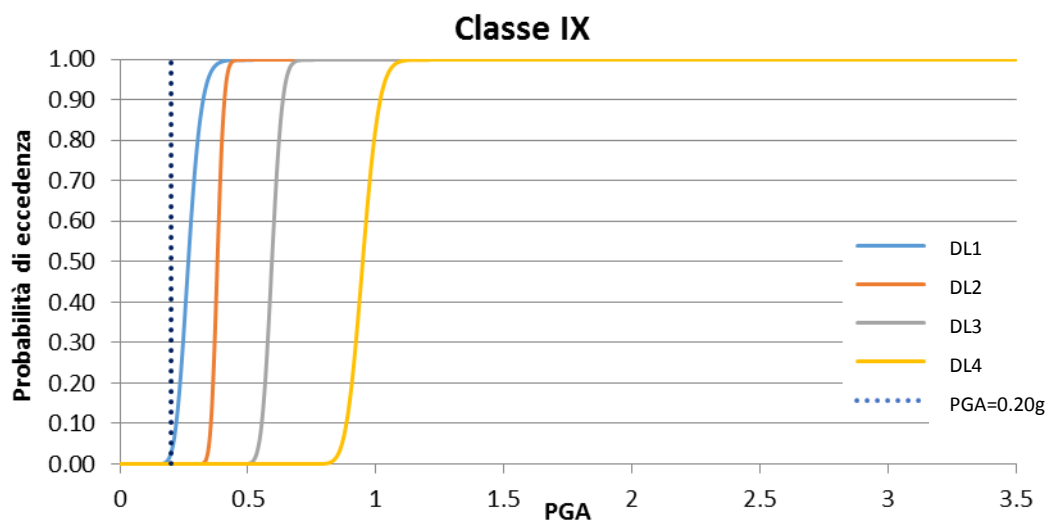
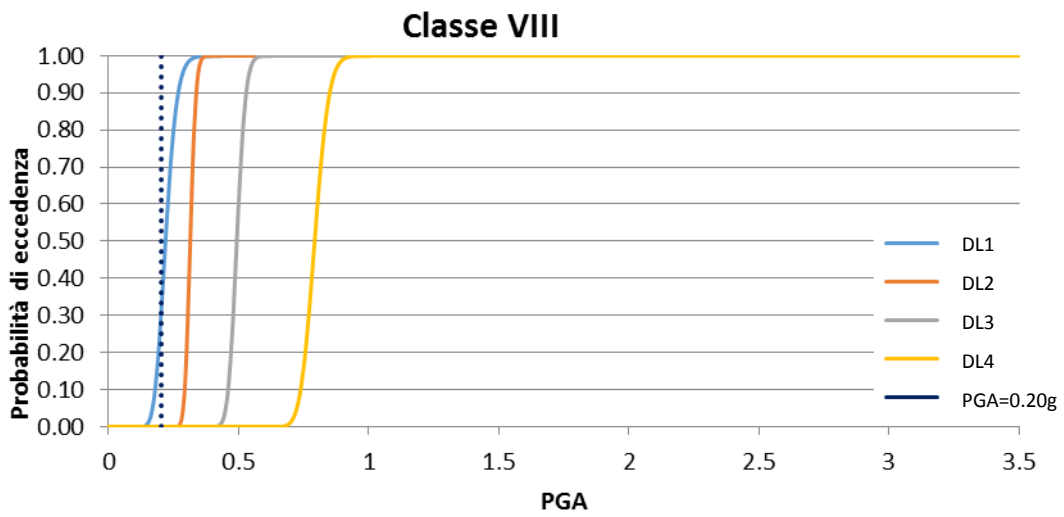
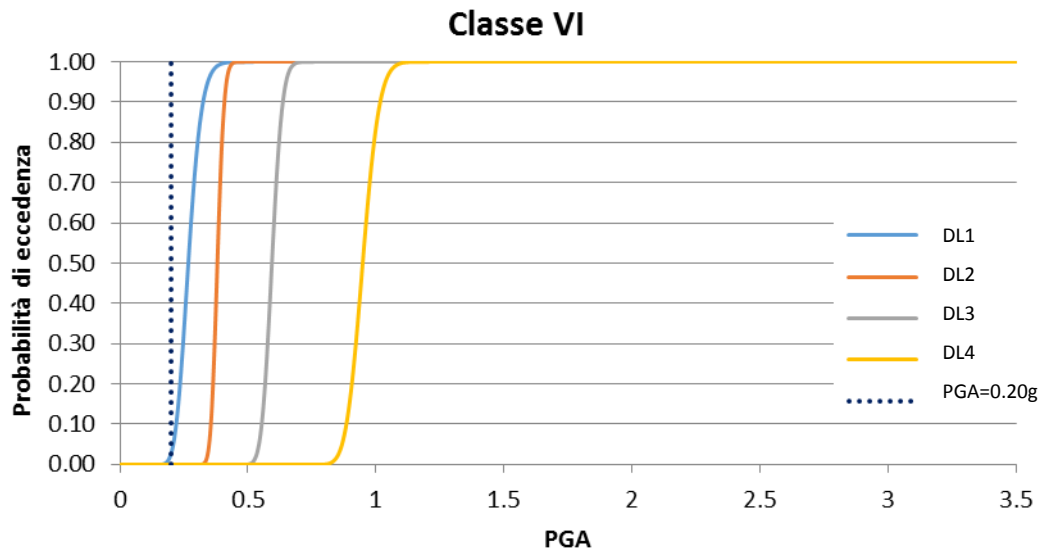




3. Curve di fragilità per il meccanismo nel piano

CLASSE	NUMERO DI PIANI	PROBABILITA' DI ECCEDEZZA PER PGA=0.2g			
		DL1	DL2	DL3	DL4
I	2	0%	0%	0%	0%
II	3	8%	0%	0%	0%
V	2	0%	0%	0%	0%
VI	2+I	0%	0%	0%	0%
VII	3	0,8%	0%	0%	0%
VIII	3+I	26%	0%	0%	0%
IX	4	3%	0%	0%	0%





ALLEGATO B

1. Trascrizione e commento del codice statistico implementato per la deduzione di parametri non noti a partire da altri noti

Pacchetto R per il calcolo di: probabilità t e normali multivariate, quantili, deviazioni casuali e densità.

```
library(mvtnorm)
```

DICHIARAZIONE E INIZIALIZZAZIONE DI TUTTE LE VARIABILI UTILIZZATE NEL CODICE

Altezza totale, espressa in centimetri, dell'edificio per il quale si vuole eseguire la verifica sismica.

```
hTot <- xxxx
```

Dichiarazione degli iperparametri che definiscono la distribuzione a priori del parametro

$$\ln \left[\frac{(h_1/h_{tot})}{(h_2/h_{tot})} \right]$$

Media e Numero delle osservazioni sulle quali si basa l'elicitazione. La scelta di utilizzare il numero di osservazioni come parametro di quantificazione della conoscenza risulta una scelta ad oggi ragionevole. Sviluppi futuri potranno consentire di definire nuove forme per la quantificazione dell'esperienza (es. percentuale di edifici sulla quale si basa l'elicitazione rispetto al totale).

```
mediaPrioLn <- aa
```

```
numOssMediaPrioLn <- bb
```

Scarto Quadratico Medio e Numero delle osservazioni sulle quali si basa l'elicitazione. La scelta di utilizzare il numero di osservazioni come parametro di quantificazione della conoscenza risulta una scelta ad oggi ragionevole. Sviluppi futuri potranno consentire di definire nuove forme per la quantificazione dell'esperienza (es. percentuale di edifici sulla quale si basa l'elicitazione rispetto al totale).

```
sqmPrioLn <- cc
```

```
numOssSqmPrioLn <- dd
```

Vettore delle nuove osservazioni di $\ln \left[\frac{(h_1/h_{tot})}{(h_2/h_{tot})} \right]$ raccolte. Sulla base di queste sarà possibile aggiornare la distribuzione a priori.

$$\text{NuoveOssLn} \leftarrow c \left(\left(\ln \left[\frac{(h_1/h_{\text{tot}})}{(h_2/h_{\text{tot}})} \right] \right)_1, \dots, \left(\ln \left[\frac{(h_1/h_{\text{tot}})}{(h_2/h_{\text{tot}})} \right] \right)_n \right)$$

Numero arbitrario di campioni dei parametri $\ln \left[\frac{(h_1/h_{\text{tot}})}{(h_2/h_{\text{tot}})} \right]$ da generare con la

Simulazione di Montecarlo.

```
numCampLn <- 1000
```

Dichiarazione degli iperparametri che definiscono la distribuzione a priori del parametro \ln^2/h_2 .

Media e Numero delle osservazioni sulle quali si basa l'elicitazione. La scelta di utilizzare il numero di osservazioni come parametro di quantificazione della conoscenza risulta una scelta ad oggi ragionevole. Sviluppi futuri potranno consentire di definire nuove forme per la quantificazione dell'esperienza (es. percentuale di edifici sulla quale si basa l'elicitazione rispetto al totale).

```
mediaPriolns2suh2 <- ee
```

```
numOssMediaPriolns2suh2 <- ff
```

Scarto Quadratico Medio e Numero delle osservazioni sulle quali si basa l'elicitazione. La scelta di utilizzare il numero di osservazioni come parametro di quantificazione della conoscenza risulta una scelta ad oggi ragionevole. Sviluppi futuri potranno consentire di definire nuove forme per la quantificazione dell'esperienza (es. percentuale di edifici sulla quale si basa l'elicitazione rispetto al totale).

```
sqmPriolns2suh2 <- gg
```

```
numOssSqmPriolns2suh2 <- hh
```

Vettore delle nuove osservazioni di \ln^2/h_2 raccolte. Sulla base di queste sarà possibile aggiornare la distribuzione a priori.

```
lns2suh2Oss <- c \left( \left( \ln^2/h_2 \right)_1, \left( \ln^2/h_2 \right)_2, \left( \ln^2/h_2 \right)_3, \dots, \dots, \dots, \left( \ln^2/h_2 \right)_n \right)
```

Numero di campioni del parametro \ln^2/h_2 da generare con la Simulazione di Montecarlo.

```
numCamplns2suh2 <- 1000
```

N.B.: Nell'ambito delle costruzioni storiche, le pareti poste ai vari livelli di un edificio sono tra loro correlate secondo semplici criteri geometrici. In linea generale infatti, la dimensione delle murature del primo piano è, in spessore, uguale o inferiore a quelle del livello sottostante. Per tale motivo, eseguire una stima indipendente dei parametri geometrici che le caratterizzano può essere fuorviante.

Al fine di evitare questa situazione, lo spessore della parete inferiore viene calcolato aggiungendo un valore Δs (definito anch'esso con metodi statistici) a quello della muratura inferiore precedentemente stimato.

Dichiarazione degli iperparametri che definiscono la distribuzione a priori del parametro $\ln \Delta s$.
 # Media e Numero delle osservazioni sulle quali si basa l'elicitazione. La scelta di utilizzare il numero di osservazioni come parametro di quantificazione della conoscenza risulta una scelta ad oggi ragionevole. Sviluppi futuri potranno consentire di definire nuove forme per la quantificazione dell'esperienza (es. percentuale di edifici sulla quale si basa l'elicitazione rispetto al totale).

```
mediaPriolnDeltaS <- ii
```

```
numOssMediaPriolnDeltaS <- ll
```

Scarto Quadratico Medio e Numero delle osservazioni sulle quali si basa l'elicitazione. La scelta di utilizzare il numero di osservazioni come parametro di quantificazione della conoscenza risulta una scelta ad oggi ragionevole. Sviluppi futuri potranno consentire di definire nuove forme per la quantificazione dell'esperienza (es. percentuale di edifici sulla quale si basa l'elicitazione rispetto al totale).

```
sqmPriolnDeltaS <- mm
```

```
numOssSqmPriolnDeltaS <- nn
```

Vettore delle nuove osservazioni di $\ln \Delta s$ raccolte. Sulla base di queste sarà possibile aggiornare la distribuzione a priori.

```
lnDeltaSOss <- c (ln  $\Delta s_1$ , ln  $\Delta s_2$ , ln  $\Delta s_3$ , ....., ln  $\Delta s_n$ )
```

Numero di campioni del parametro $\ln \Delta s$ da generare con la Simulazione di Montecarlo.

```
numCampDeltaS <- 1000
```

N.B: Nel calcolo della verifica sismica intervengono alcune grandezze i cui valori, definiti a livello normativo, sono individuati sulla base della tipologia muraria che si sta analizzando.

Fattore di Confidenza per il Livello di Conoscenza LCI (limitata).

```
FC <- 1.35
```

Peso specifico della muratura espresso in N/cm^3 (Tabella C8A.2.1 della Circolare 617 - Muratura in mattoni pieni e malta di calce).

```
pesoSpecMuratura <- 0.018
```

Resistenza media a compressione della muratura espressa in N/cm^2 (Tabella C8A.2.1 della Circolare 617 - Muratura in mattoni pieni e malta di calce).

```
resistComprNormativa <- 240
```

Coefficiente di correzione dei parametri meccanici per particolari caratteristiche della muratura (Tabella C8A.2.2 Circolare 617).

```
cct <- 1
```

Accelerazione di gravità espressa in cm/s^2

```
g <- 981
```

DICHIARAZIONE E INIZIALIZZAZIONE DI TUTTE LE SUB-ROUTINE SUCCESSIVAMENTE RICHIAMATE NEL CODICE

Sub-routine "posteriori" per il calcolo della distribuzione a posteriori (normale-gamma inversa) data la distribuzione a priori. I parametri da passare alla funzione affinché questa possa essere eseguita sono (in ordine):

1. *mediaPrio* = media della distribuzione a priori;
2. *numOssMediaPrio* = numero di osservazioni sulle quali si basa l'elicitazione per la media della distribuzione a priori;
3. *sqmPrio* = scarto quadratico medio della distribuzione a priori;
4. *numOssMediaPrio* = numero delle osservazioni sulle quali si basa l'elicitazione per lo scarto della distribuzione a priori;
5. *nuoveOss* = vettore delle nuove osservazioni raccolte relativamente al parametro cui è riferita la distribuzione.

```
posteriori <- function (mediaPrio, numOssMediaPrio, sqmPrio,
numOssSqmPrio, nuoveOss) {
```

Calcolo della varianza della distribuzione a priori sulla base dello scarto -> $\sigma^2 = \sigma \times \sigma$.

```
varPrio <- sqmPrio^2;
```

Calcolo del numero di nuove osservazioni raccolte -> Funzione length di R (conta il numero di elementi di un vettore).

```
numNuoveOss <- length(nuoveOss);
```

Calcolo della media e della varianza delle nuove osservazioni raccolte -> Funzioni mean e var di R.

```
mediaNuoveOss <- mean(nuoveOss);
```

```
varNuoveOss <- var(nuoveOss);
```

N.B: Le formule utilizzate nel seguito per il calcolo dei 4 iperparametri che caratterizzano la distribuzione a posteriori sono tratte da (Jackman 2009).

Calcolo del numero totale delle osservazioni disponibili per la media, lo scarto e la varianza della distribuzione a posteriori -> Somma del numero di dati disponibili per la distribuzione a priori (indicatori della conoscenza) e delle nuove osservazioni successivamente raccolte

```
numOssMediaPost <- numOssMediaPrio + numNuoveOss;
```

```
numOssVarPost<-numOssSqmPrio + numNuoveOss;
```

Calcolo della media della distribuzione a posteriori $\rightarrow M_{un} = \frac{k_0 M_{u_0} + N \bar{y}}{k_n}$. Le variabili utilizzate per il calcolo sono:

- $k_0 = \text{numOssMediaPrio}$ = numero di osservazioni sulle quali si basa l'elicitazione per la media della distribuzione a priori;
- $M_{u_0} = \text{mediaPrio}$ = media della distribuzione a priori;
- $N = \text{numNuoveOss}$ = numero di nuove osservazioni raccolte;
- $\bar{y} = \text{mediaNuoveOss}$ = media delle nuove osservazioni raccolte;
- $k_n = \text{numOssMediaPost}$ = numero totale delle osservazioni disponibili per la media della distribuzione a posteriori.

```
mediaPost <- (numOssMediaPrio*mediaPrio) +
(numNuoveOss*mediaNuoveOss)/numOssMediaPost;
```

Calcolo della varianza della distribuzione a posteriori $\rightarrow \text{Sigma}_{nq} = \frac{N_{i_0} \text{Sigma}_{0q} + (n-1) \text{Sigma}_q + \frac{k_0 n (M_{u_0} - \bar{y})^2}{k_n}}{N_{in}}$. Le variabili utilizzate per il calcolo sono:

- $N_{i_0} = \text{numOssSqmPrio}$ = numero di osservazioni sulle quali si basa l'elicitazione per la varianza della distribuzione a priori;
- $\text{Sigma}_{0q} = \text{varPrio}$ = varianza della distribuzione a priori;
- $n = \text{numNuoveOss}$ = numero di nuove osservazioni raccolte;
- $\text{Sigma}_q = \text{varNuoveOss}$ = varianza delle nuove osservazioni raccolte;
- $k_0 = \text{numOssMediaPrio}$ = numero di osservazioni sulle quali si basa l'elicitazione per la media della distribuzione a priori;
- $M_{u_0} = \text{mediaPrio}$ = media della distribuzione a priori;
- $\bar{y} = \text{mediaNuoveOss}$ = media delle nuove osservazioni raccolte;
- $k_n = \text{numOssMediaPost}$ = numero totale delle osservazioni disponibili per la media della distribuzione a posteriori;
- $N_{in} = \text{numOssVarPost}$ = numero totale delle osservazioni disponibili per la varianza della distribuzione a posteriori.

```
varPost <- ((numOssSqmPrio*varPrio) + ((numNuoveOss-
1)*varNuoveOss) + ((numOssMediaPrio*numNuoveOss*(mediaPrio-
mediaNuoveOss)^2)/numOssMediaPost))/numOssVarPost;
```

Salvataggio dei risultati in un vettore e successivo passaggio di quest'ultimo al programma principale.

```
risultatiPost <- c (mediaPost, numOssMediaPost, varPost,
numOssVarPost);
```

```
return (risultatiPost);
```

```
}
```

Sub-routine "montecarlo" per la generazione delle coppie di valori media-varianza sulla base della distribuzione a posteriori precedentemente calcolata. I parametri da passare alla funzione affinché questa possa essere eseguita sono (in ordine):

1. *numEstraz* = numero di campioni da generare con la simulazione di Montecarlo;
2. *mediaPost* = media della distribuzione a posteriori;
3. *numOssMediaPost* = numero totale delle osservazioni sulle quali si è basata l'elicitazione della media della distribuzione a posteriori;
4. *varPost* = varianza della distribuzione a posteriori;
5. *numOssVarPost* = numero totale delle osservazioni sulle quali si è basata l'elicitazione dello scarto e della varianza della distribuzione a posteriori.

```
montecarlo <- function (numEstraz, mediaPost, numOssMediaPost,
varPost, numOssVarPost){
```

Definizione del "seme" per la generazione di una serie di numeri pseudocasuali.

```
set.seed(100);
```

Estrazione dei valori della varianza dalla distribuzione a posteriori (normale-gamma inversa). I valori vengono calcolati mediante l'inversione della funzione "rgamma" fornita da R. ->

$rgamma\left(n_{estraz}; N_{in}/2; (\sigma_{nq} \times N_{in})/2\right)$. Le variabili utilizzate per il calcolo sono:

- $n_{estraz} = numEstraz$ = numero di campioni da generare con la simulazione di Montecarlo;
- $N_{in} = numOssVarPost$ = numero totale delle osservazioni disponibili per la varianza della distribuzione a posteriori;
- $\sigma_{nq} = varPost$ = varianza della distribuzione a posteriori.

```
varEstraz <- 1/rgamma (numEstraz, numOssVarPost/2,
varPost*numOssVarPost/2);
```

Estrazione dei valori della media dalla distribuzione a posteriori (normale-gamma inversa), date le varianze. I valori vengono calcolati mediante la funzione "rnorm" fornita da R. ->

$rnorm\left(n_{estraz}; M_{un}; \sqrt{var/k_n}\right)$. Le variabili utilizzate per il calcolo sono:

- $n_{estraz} = numEstraz$ = numero di campioni da generare con la simulazione di Montecarlo;
- $M_{un} = mediaPost$ = media della distribuzione a posteriori;
- $var = varEstraz$ = varianze estratte dalla distribuzione a posteriori con la simulazione di Montecarlo;
- $K_n = numOssMediaPost$ = numero totale delle osservazioni disponibili per la media della distribuzione a posteriori;

```
medieEstraz <- rnorm (numEstraz, mediaPost,
sqrt(varEstraz/numOssMediaPost));
```

N.B.: Ognuna delle coppie di valori media-varianza appena estratte dalla distribuzione a posteriori è rappresentativa di una distribuzione normale. Da queste ultime vengono estratti i possibili valori del parametro di cui si sta eseguendo la simulazione.

#N.B.: Le formule di partenza utilizzate per lo sviluppo dell'approccio probabilistico sono tratte da (Campostrini 2014).

Estrazione dei valori del parametro di cui si sta eseguendo la simulazione da ognuna delle distribuzioni normali precedentemente generate. I valori vengono calcolati mediante la funzione "rnorm" fornita da R. -> $rnorm(n_{estraz}; medie_{estraz}; \sqrt{var_{estraz}})$. Le variabili utilizzate per il calcolo sono:

- $n_{estraz} = numEstraz$ = numero di campioni da generare con la simulazione di Montecarlo;
- $medie_{estraz} = medieEstraz$ = medie generate dalla distribuzione a posteriori con la simulazione di Montecarlo;
- $var_{estraz} = varEstraz$ = varianze generate dalla distribuzione a posteriori con la simulazione di Montecarlo.

```
valEstrazFin <- rnorm(numEstraz,medieEstraz,sqrt(varEstraz));
```

Passaggio del vettore dei risultati al programma principale.

```
return (valEstrazFin);
```

```
}
```

Sub-routine "alfaZero" per il calcolo del moltiplicatore dei carichi. Quest'ultimo viene utilizzato per il successivo calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso. I parametri da passare alla funzione affinché questa possa essere eseguita sono (in ordine):

1. $altezza1$ = altezza della parete posta al piano terra dell'edificio di cui si sta eseguendo l'analisi;
2. $spessore1$ = spessore della parete posta al piano terra dell'edificio di cui si sta eseguendo l'analisi;
3. $altezza2$ = altezza della parete posta al piano primo dell'edificio di cui si sta eseguendo l'analisi;
4. $spessore2$ = spessore della parete posta al piano primo dell'edificio di cui si sta eseguendo l'analisi;
5. $pesoSpecMuratura$ = peso specifico della muratura secondo normativa;
6. $resistComprProg$ = resistenza a compressione di progetto della muratura -> $f_d = \frac{(f_m \times cct)}{(2 \times FC)}$. Le variabili utilizzate per il calcolo sono:

- $f_m = resistComprNormativa$ = resistenza media a compressione della muratura espressa in N/cm^2 ;
- cct = coefficiente di correzione dei parametri meccanici per particolari caratteristiche della muratura;
- FC = fattore di Confidenza.

```

    alfaZero <- function (altezzaa1, spessore1, altezza2, spessore2,
pesoSpecMuratura, resistComprProg){

# Peso della parete posta al piano terra ->  $p_1 = h_1 \times s_1 \times w$ , in cui  $w =$  peso specifico medio della
muratura

    pesoParete1 <- altezzaa1*spessore1*pesoSpecMuratura;

# Peso della parete posta al piano primo ->  $p_2 = h_2 \times s_2 \times w$ , in cui  $w =$  peso specifico medio della
muratura

    pesoParete2 <- altezzaa2*spessore2*pesoSpecMuratura;

# N.B: Nel cinematismo di ribaltamento della parete, la rotazione monolitica avviene attorno ad una
cerniera A arretrata rispetto al filo esterno del muro a causa della parzializzazione della sezione e
della concentrazione degli sforzi. La cerniera cilindrica attorno a cui ruota la parete si forma quindi
lungo una linea più interna rispetto allo spigolo della parete.

# Calcolo dell'arretramento della cerniera rispetto allo spigolo della parete->
 $t = \frac{(2 \times \sum W_i)}{(3 \times f_d \times l)}$ . Le variabili utilizzate per il calcolo sono:

    -  $\sum W_i =$  peso totale della parete e di tutti i carichi gravanti su di essa;
    -  $f_d =$  resistComprProg = resistenza a compressione di progetto della muratura;
    -  $l =$  lunghezza della parete.

    t <- 2/3*(pesoParete1+pesoParete2)/resistComprProg;

# N.B: Il calcolo, nel codice presentato, è previsto per pareti di due piani e di lunghezza unitaria.

# N.B: Durante il sisma la parete è soggetta all'azione di un momento ribaltante (dato dalla somma
dell'azione sismica relativa al peso e al carico a livello degli impalcati) che tenderà a farle ruotare
attorno alla cerniera cilindrica che si forma alla base. Questa azione è contrastata dall'azione di un
momento stabilizzante di segno opposto generato dalla forza peso della parete stessa e dai carichi che
su di essa gravano.

# Calcolo del momento stabilizzante della parete. I parametri contenuti nella formula sono legati ai
carichi effettivamente presenti. Nel nostro caso ->  $M_S = p_1 \times [S_1/2 - t] + p_2 \times [S_2/2 - t]$ . Le
variabili utilizzate per il calcolo sono:

    -  $p_1 =$  pesoParete1 = peso della parete posta al piano terra;
    -  $s_1 =$  spessore1 = spessore della parete posta al piano terra;
    -  $t =$  arretramento della cerniera rispetto allo spigolo della parete;
    -  $p_2 =$  pesoParete2 = peso della parete posta al piano primo;
    -  $s_2 =$  spessore2 = spessore della parete posta al piano primo.

    momStabilizzante <- pesoParete1*(spessore1/2-
t)+pesoParete2*(spessore2/2-t);

```

Calcolo del momento ribaltante della parete. I parametri contenuti nella formula sono legati ai carichi effettivamente presenti. Nel nostro caso $\rightarrow M_R = p_1 \times (h_1/2) + p_2 \times \left[\frac{h_2}{(h_1 + h_2/2)} \right]$. Le

variabili utilizzate per il calcolo sono:

- $p_1 = \text{pesoParete1} = \text{peso della parete posta al piano terra};$
- $h_1 = \text{altezza1} = \text{altezza della parete posta al piano terra};$
- $p_2 = \text{pesoParete2} = \text{peso della parete posta al piano primo};$
- $h_2 = \text{altezza2} = \text{altezza della parete posta al piano primo}.$

```

momRibaltante <-
pesoParete1*(altezza1/2)+pesoParete2*(altezza1+altezza2/2);

```

Calcolo del moltiplicatore dei carichi mediante l'imposizione della condizione di equilibrio dei momenti ($M_R = M_S$) $\rightarrow \alpha_0 = M_S/M_R$.

```

alfa0 <- momStabilizzante/momRibaltante;

```

Passaggio del risultato al programma principale.

```

return (alfa0);

```

```

}

```

SVOLGIMENTO DELLA PROCEDURA DI CALCOLO PER IL CASO STUDIO

Calcolo della distribuzione a posteriori di $\ln \left[\frac{(h_1/h_{tot})}{(h_2/h_{tot})} \right]$ mediante l'utilizzo della sub-routine "posteriori".

```

distribPostLn <- posteriori (mediaPrioLn, numOssMediaPrioLn,
sqmPrioLn, numOssSqmPrioLn,nuoveOssLn)

```

Assegnazione dei valori restituiti in forma di vettore dalla funzione "posteriori" a variabili singole.

```

mediaPostLn <- distribPostLn[1]

numOssMediaPostLn <- distribPostLn[2]

varPostLn <- distribPostLn[3]

numOssVarPostLn <- distribPostLn[4]

```

Estrazione delle coppie media-varianza per il parametro $\ln \left[\frac{(h_1/h_{tot})}{(h_2/h_{tot})} \right]$ mediante

l'utilizzo della sub-routine "montecarlo".

```
Ln <- montecarlo (numCampLn, mediaPostLn, numOssMediaPostLn,
varPostLn, numOssVarPostLn)
```

Individuazione delle possibili coppie di altezze di interpiano per un edificio di altezza totale fissata mediante la procedura dei dati compositivi.

N.B.1: Il procedimento appena descritto viene ripetuto per un numero di volte pari alla quantità di valori ritornati dalla sub-routine "montecarlo". Al termine dell'analisi si otterrà quindi un numero di coppie di altezze h_1 - h_2 pari a numCampLn.

N.B.2: Nella condizione di analisi monovariata, i vettori x (in numero pari alla quantità di campioni generati con la simulazione di Montecarlo -> numCampLn) sono composti da 2 elementi -> $x_1 =$

$\left[\frac{[\exp(y_1)]}{[\exp(y_1) + 1]} \right]$ e $x_2 = \left[\frac{1}{[\exp(y_1) + 1]} \right]$. I due fattori x_1 e x_2 contenuti in ogni vettore

sono calcolati separatamente (vedi operazioni successive).

Calcolo dell'esponentiale dei valori $\ln \left[\frac{(h_1/h_{tot})}{(h_2/h_{tot})} \right]$ ritornati dalla sub-routine

"montecarlo".

```
expLn <- exp (Ln)
```

Calcolo dei denominatori dei parametri x_1 e x_2 -> $[\exp(y_1) + 1]$

```
den <- expLn+1
```

Calcolo dei parametri x_1 (in numero pari a numCampLn) -> $x_1 = \left[\frac{[\exp(y_1)]}{[\exp(y_1) + 1]} \right]$.

```
expLnSuDen <- expLn/den
```

Calcolo dei parametri x_2 (in numero pari a numCampLn) -> $x_2 = \left[\frac{1}{[\exp(y_1) + 1]} \right]$.

```
unoSuDen <- 1/den
```

Calcolo delle altezze di interpiano h_1 e h_2 (in numero pari a numCampLn) -> $h_1 = x_1 \times \sum_1^2 h_i$ e $h_2 = x_2 \times \sum_1^2 h_i$

```

h1 <- expLnSuDen*hTot
h2 <- unoSuDen*hTot

# Calcolo delle altezze medie di interpiano dell'edificio mediante la funzione "mean" fornita da R.
h1media <- mean(h1)
h2media <- mean(h2)

# Calcolo della distribuzione a posteriori del parametro  $\ln^{S_2}/h_2$  mediante l'utilizzo della sub-routine
"posteriori".
lns2suh2Post <- posteriori (mediaPriolns2suh2,
numOssMediaPriolns2suh2,      sqmPriolns2suh2,      numOssSqmPriolns2suh2,
lns2suh2Oss)

# Assegnazione dei valori restituiti in forma di vettore dalla funzione "posteriori" a variabili singole.
mediaPostlns2suh2 <- lns2suh2Post[1]
numOssMediaPostlns2suh2 <- lns2suh2Post[2]
varPostlns2suh2 <- lns2suh2Post[3]
numOssVarPostlns2suh2 <- lns2suh2Post[4]

# Estrazione delle coppie media-varianza per il parametro  $\ln^{S_2}/h_2$  mediante l'utilizzo della sub-
routine "montecarlo".
lns2suh2 <- montecarlo (numCamplns2suh2, mediaPostlns2suh2,
numOssMediaPostlns2suh2, varPostlns2suh2, numOssVarPostlns2suh2)

#Passaggio dal valore di  $\ln^{S_2}/h_2$  al valore di  $S_2/h_2$ 
lns2suh2<-mean(lns2suh2)
s2suh2<-e^lns2suh2

# Calcolo dei possibili spessori  $s_2$  della parete del piano primo sulla base dell'altezza media della
parete ( $h_2$ media) e dei valori di  $S_2/h_2$  appena estratti ->  $s_2 = \bar{h}_2 \times S_2/h_2$ .
s2 <- h2media*s2suh2

# Calcolo della distribuzione a posteriori del parametro  $\ln \Delta s$  mediante l'utilizzo della sub-routine
"posteriori".

```

```

    lndeltaSPost      <-      posteriori      (mediaPriolnDeltaS,
numOssMediaPriolnDeltaS,      sqmPriolnDeltaS,      numOssSqmPriolnDeltaS,
lndeltaSOss)

```

Assegnazione dei valori restituiti in forma di vettore dalla funzione "posteriori" a variabili singole.

```

mediaPostlnDeltaS <- lndeltaSPost[1]

numOssMediaPostlnDeltaS <- lndeltaSPost[2]

varPostlnDeltaS <- lndeltaSPost[3]

numOssVarPostlnDeltaS <- lndeltaSPost[4]

```

Estrazione delle coppie media-varianza per il parametro $\ln \Delta s$ mediante l'utilizzo della sub-routine "montecarlo".

```

lndeltaS      <-      montecarlo      (numCampInDeltaS,      mediaPostlnDeltaS,
numOssMediaPostlnDeltaS,      varPostlnDeltaS,      numOssVarPostlnDeltaS)

```

Calcolo del valore medio del parametro $\ln \Delta s$ mediante la funzione "mean" fornita da R.

```

mediaInDeltaS <- mean(lndeltaS)

```

Passaggio dal valore di $\ln \Delta s$ al valore di Δs

```

mediaDeltaS <- e^mediaInDeltaS

```

Calcolo dei possibili spessori s_1 a partire dai valori di s_2 e dalla media di $\Delta s \rightarrow s_1 = s_2 + \overline{\Delta s}$.

```

s1 <- s2+mediaDeltaS

```

Calcolo del moltiplicatore dei carichi α_0 date le altezze di interpiano (ricavate mediante il procedimento dei dati compositivi) e gli spessori variabili.

Calcolo della resistenza a compressione di progetto $\rightarrow f_d = \frac{(f_m \times cct)}{(2 \times FC)}$ (vedi sub-

routine "alfaZero"). Le variabili utilizzate per il calcolo sono:

- f_m = resistComprNormativa = resistenza media a compressione della muratura espressa in N/cm^2 ;
- cct = coefficiente di correzione dei parametri meccanici per particolari caratteristiche della muratura;
- FC = fattore di Confidenza

```

resistComprProg <- resistComprNormativa*cct/(FC*2)

```

Calcolo del moltiplicatore dei carichi α_0 mediante l'utilizzo della sub-routine "alfaZero".

```

    alfa0 <- alfaZero (h1media, s1, h2media, s2, pesoSpecMuratura,
resistComprProg)

```

Creazione e stampa a video della tabella dei risultati mediante l'utilizzo delle funzioni "matrix" e "cbind" fornite da R.

```

    alfa0Risultati <- matrix (h1media, numCamps2suh2, 1)

    alfa0Risultati <- cbind (alfa0Risultati, h2media,s1, mediaDeltaS, s2,
alfa0)

```

Calcolo e stampa a video del valore medio di α_0 mediante l'utilizzo della funzione "mean" fornita da R.

```

    alfa0media <- mean(alfa0)

    alfa0media

```

2. Trascrizione e commento del codice statistico implementato per l'analisi bivariata per lo studio di edifici con numero di piani pari a 3

ESEMPIO DI ANALISI MULTIVARIATA: CALCOLO DELLE ALTEZZE DI INTERPIANO DI EDIFICI A 3 PIANI

DICHIARAZIONE E INIZIALIZZAZIONE DELLE VARIABILI

Altezza totale dell'edificio espressa in centimetri (dato certo)

```
htot <- xxx
```

Media e numero delle osservazioni a priori di $\ln((h2/htot)/(h1/htot))$ sulle quali si basa l'elicitazione

```
mediaPrioLn2 <- aaa
```

```
numOssMediaPrioLn2 <- bbb
```

Sqm e numero delle osservazioni a priori di $\ln((h2/htot)/(h1/htot))$ sulle quali si basa l'elicitazione

```
sqmPrioLn2 <- ccc
```

```
numOssSqmPrioLn2 <- ddd
```

Dati osservati per il calcolo della distribuzione a posteriori di $\ln((h2/htot)/(h1/htot))$

```

nuoveOssLn2 <- c(yyy)

# Numero di campioni di  $\ln((h2/htot)/(h1/htot))$  da generare con la Simulazione di Montecarlo
numCampLn2<-1000

# Media e numero delle osservazioni a priori di  $\ln((h3/htot)/(h1/htot))$  sulle quali si basa l'elicitazione
mediaPrioLn3 <- -eee

numOssMediaPrioLn3 <- fff

# Sqm e numero delle osservazioni a priori di  $\ln((h3/htot)/(h1/htot))$  sulle quali si basa l'elicitazione
sqmPrioLn3 <- ggg

numOssSqmPrioLn3 <- hhh

# Dati osservati per il calcolo della distribuzione a posteriori di  $\ln((h3/htot)/(h1/htot))$ 
nuoveOssLn3 <- c(zzz)

# Numero di campioni di  $\ln((h3/htot)/(h1/htot))$  da generare con la Simulazione di Montecarlo
numCampLn3<-1000

# DICHIARAZIONE DI TUTTE LE SUB-ROUTINE

# FUNZIONE "posteriori" PER IL CALCOLO DELLA DISTRIBUZIONE A POSTERIORI DATA UNA
DISTRIBUZIONE A PRIORI
Posteriori <- function (mediaPrio, numOssMediaPrio, sqmPrio,
numOssSqmPrio, nuoveOss){

  # Varianza della distribuzione a priori
  varPrio<-sqmPrio^2;

  # Numero di nuove osservazioni
  numNuoveOss<-length(nuoveOss);

  # Media dei valori delle nuove osservazioni
  mediaNuoveOss<-mean(nuoveOss);

  # Varianza dei valori delle nuove osservazioni
  varNuoveOss<-var(nuoveOss);

```

```

# Numero totale delle osservazioni per la media a posteriori
numOssMediaPost<-numOssMediaPrio + numNuoveOss;

# Numero totale delle osservazioni per scarto e varianza
numOssVarPost<-numOssSqmPrio + numNuoveOss;

# Media della distribuzione a posteriori normale-gamma inversa
mediaPost <-
(numOssMediaPrio*mediaPrio+numNuoveOss*mediaNuoveOss)/numOssMediaPost;

# Varianza della distribuzione a posteriori normale-gamma inversa
varPost<-(numOssSqmPrio*varPrio + (numNuoveOss-1)*varNuoveOss +
numOssMediaPrio*numNuoveOss*(mediaPrio-
mediaNuoveOss)^2/numOssMediaPost)/numOssVarPost;

# Salvataggio dei risultati in un array per consentirne il passaggio al programma principale
risultatiPost<-c(mediaPost, numOssMediaPost, varPost, numOssVarPost);

# Passaggio dell'array dei risultati al programma principale
return(risultatiPost);
}

# FUNZIONE "montecarlo" PER L'ESTRAZIONE DELLE COPPIE DI VALORI MEDIA-VARIANZA
DALLA DISTRIBUZIONE A POSTERIORI NORMALE-GAMMA INVERSA
Montecarlo <- function (numEstraz, mediaPost, numOssMediaPost, varPost,
numOssVarPost){

# Definizione della "pagina" da cui effettuare l'estrazione pseudocasuale dei valori
set.seed(100);

# Varianze estratte dalla distribuzione a posteriori normale-gamma inversa
varEstraz<-1/rgamma(numEstraz,numOssVarPost/2, varPost*numOssVarPost/2);

# Medie estratte dalla distribuzione a posteriori normale-gamma inversa date le varianze
medieEstraz<-rnorm(numEstraz,mediaPost,sqrt(varEstraz/numOssMediaPost));

```

```
# Estrazione dei valori dalle n distribuzioni normali caratterizzate dalle coppie media-varianza appena generate
```

```
valEstrazFin<-rnorm(numEstraz,medieEstraz,sqrt(varEstraz))
```

```
# Passaggio del vettore dei risultati al programma principale
```

```
return(valEstrazFin);
```

```
}
```

```
# DISTRIBUZIONE A POSTERIORI [ln((h2/htot)/(h1/htot))]
```

```
# Calcolo della distribuzione a posteriori mediante l'uso della funzione "posteriori"
```

```
distribPostLn2 <- posteriori (mediaPrioLn2, numOssMediaPrioLn2,  
sqmPrioLn2, numOssSqmPrioLn2, nuoveOssLn2)
```

```
# Assegnazione dei valori restituiti dalla funzione "posteriori" alle variabili
```

```
mediaPostLn2 <- distribPostLn2[1]
```

```
numOssMediaPostLn2 <- distribPostLn2[2]
```

```
varPostLn2 <- distribPostLn2[3]
```

```
numOssVarPostLn2 <- distribPostLn2[4]
```

```
# SIMULAZIONE DI MONTECARLO [ln((h2/htot)/(h1/htot))]
```

```
# Estrazione delle coppie media-varianza di ln((h2/htot)/(h1/htot)) mediante la funzione "montecarlo"
```

```
Ln2 <- montecarlo (numCampLn2, mediaPostLn2, numOssMediaPostLn2,  
varPostLn2, numOssVarPostLn2)
```

```
# DISTRIBUZIONE A POSTERIORI [ln((h3/htot)/(h1/htot))]
```

```
# Calcolo della distribuzione a posteriori mediante l'uso della funzione "posteriori"
```

```
distribPostLn3 <- posteriori (mediaPrioLn3, numOssMediaPrioLn3,  
sqmPrioLn3, numOssSqmPrioLn3, nuoveOssLn3)
```

```
# Assegnazione dei valori restituiti dalla funzione "posteriori" alle variabili
```

```
mediaPostLn3 <- distribPostLn3[1]
```

```
numOssMediaPostLn3 <- distribPostLn3[2]
```

```

varPostLn3 <- distribPostLn3[3]

numOssVarPostLn3 <- distribPostLn3[4]

# SIMULAZIONE DI MONTECARLO [ln((h3/htot)/(h1/htot))]

# Estrazione delle coppie media-varianza di ln((h3/htot)/(h1/htot)) mediante la funzione "montecarlo"
Ln3<-montecarlo (numCampLn3, mediaPostLn3, numOssMediaPostLn3, varPostLn3,
numOssVarPostLn3)

# CREAZIONE DELLA MATRICE DI COVARIANZA

# N.B: LA FUNZIONE var() DI R CALCOLA LA VARIANZA CAMPIONARIA CORRETTA.

# Numero dei caratteri quantitativi rilevati sugli elementi della popolazione per il calcolo della
matrice delle covarianze [ossia ln((h2/htot)/(h1/htot)) e ln((h3/htot)/(h1/htot))]

k <- 2

# Numero degli elementi della popolazione per il calcolo della matrice delle covarianze

n <- length(Ln2)

varLn2covLn2Ln3 <- c(var(Ln2), cov(Ln2,Ln3))

covLn2Ln3varLn3 <- c(cov(Ln2,Ln3), var(Ln3))

matriceCov <- cbind(varLn2covLn2Ln3,covLn2Ln3varLn3)

vettoreMedie <- c(mean(Ln2), mean(Ln3))

#ESTRAZIONE DALLA NORMALE BIVARIATA AVENTE MEDIA PARI ALLA MEDIA DELLE
OSSERVAZIONI E SIGMA DERIVANTE DALLA MATRICE DELLE COVARIANZE

# la funzione pesca numCampVarCov coppie di valori di ln((h2/htot)/(h1/htot)) e ln((h3/htot)/(h1/htot))

# Definizione del "seme" da cui effettuare l'estrazione pseudocasuale dei valori

set.seed(100);

# Numero di coppie di campioni di ln((h2/htot)/(h1/htot)) e ln((h3/htot)/(h1/htot)) da estrarre con la
funzione MASS::rmvnorm()

numCampVarCov <- 1000

coppieRapportoLn2Ln3 <- MASS::mvrnorm (numCampVarCov, vettoreMedie,
matriceCov)

```

```
# Esponenziale (inverso del logaritmo) dei valori  $\ln((h2/htot)/(h1/htot))$  e  $\ln((h3/htot)/(h1/htot))$ 
rapportih2h3 <- exp(coppieRapportoLn2Ln3)

#Aggiunta alla tabella del valore 1, corrispondente al rapporto  $\ln((h1/htot)/(h1/htot))$ 
rapportih1h2h3 <- cbind(1, rapportih2h3)

#Ogni elemento delle righe di "rapportih1h2h3" deve essere diviso per la somma dei valori che
compongono la riga stessa
rapportih1h2h3SuHtot <- rapportih1h2h3/rowSums(rapportih1h2h3)

#Altezze di interpiano h1, h2 e h3 per ciascun campione (riga) di "rapportih1h2h3SuHtot"
possibiliAltezze <- rapportih1h2h3SuHtot*htot

#Media delle altezze h1, h2 e h3 estratte
mediaAltezze <- colMeans(possibiliAltezze, na.rm = FALSE, dims = 1)

mediaAltezze
```