



Università Politecnica delle Marche
Scuola di Dottorato di Ricerca in Scienze dell'Ingegneria
Curriculum in Ingegneria Civile, Ambientale, Edile ed Architettura

Vulnerabilità degli edifici esistenti: utilizzo e limiti di procedure e metodi adottati nella pratica ingegneristica per la sua valutazione e riduzione

Ph.D. Dissertation of:
Gianluca Maracchini

Advisors:

Prof. Enrico Quagliarini

Dott. Francesco Clementi

Curriculum supervisor:

Prof. Stefano Lenci

XV Ciclo - nuova serie



Università Politecnica delle Marche
Scuola di Dottorato di Ricerca in Scienze dell'Ingegneria
Curriculum in Ingegneria Civile, Ambientale, Edile ed Architettura

Vulnerabilità degli edifici esistenti: utilizzo e limiti di procedure e metodi adottati nella pratica ingegneristica per la sua valutazione e riduzione

Ph.D. Dissertation of:
Gianluca Maracchini

Advisors:

Prof. Enrico Quagliarini
Dott. Francesco Clementi

Curriculum supervisor:

Prof. Stefano Lenci

XV Ciclo - nuova serie

Università Politecnica delle Marche
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Architettura (DICEA)
Via Brezze Bianche — 60131 - Ancona, Italy

Abstract

Il problema della mitigazione del rischio sismico degli edifici esistenti è in Italia una questione di primaria importanza, sia a causa dell'elevata vulnerabilità strutturale di gran parte del patrimonio edilizio esistente, sia a causa, nel caso degli edifici storici, del loro valore artistico e culturale. In un'ottica di prevenzione, date le scarse risorse disponibili e data la necessità di intervenire nel minor tempo possibile, risulta fondamentale poter disporre di strumenti affidabili che consentano di evitare inaccurate valutazioni di sicurezza sismica. La presente tesi affronta quindi alcune delle problematiche più importanti presenti nella pratica ingegneristica nella valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, con particolare riferimento agli edifici in muratura ed in cemento armato.

In particolare, dopo aver brevemente descritto le principali vulnerabilità degli edifici in muratura, viene presentata quindi una analisi critica approfondita della letteratura disponibile del metodo di modellazione a telaio equivalente. Tale metodo risulta essere oggi lo strumento di modellazione più diffuso nella pratica ingegneristica oltre ad essere consigliato da diversi codici normativi nazionali e internazionali. Da tale analisi, sono stati definiti limiti e campi d'applicazione per il suo corretto di utilizzo. In particolare, il telaio equivalente può essere utilizzato come primo approccio di tipo conservativo per lo studio della risposta sismica di edifici caratterizzati da un comportamento scatolare a prevalente risposta nel piano e con una disposizione delle aperture pressoché regolare.

Diversamente da quanto accade per gli edifici esistenti in muratura, i metodi di modellazione utilizzati nella valutazione sismica degli edifici in cemento armato risultano piuttosto consolidati anche nella pratica ingegneristica. In questo caso, le maggiori fonti di incertezza presenti nella valutazione sono fornite dalla stima delle caratteristiche meccaniche delle proprietà meccaniche in situ del calcestruzzo gettato in opera. L'alta dispersione dei parametri meccanici spesso presente all'interno degli edifici esistenti in c.a., rende infatti ardua la loro rappresentazione. In questa tesi, viene proposto e applicato a sei casi studio un metodo statistico per la caratterizzazione meccanica del calcestruzzo capace di isolare alcune delle fonti di dispersione. Dall'analisi dei risultati è emerso come tale metodo sia capace di fornire una rappresentazione più accurata della dispersione effettivamente presente e di ridurre la dispersione dei risultati delle prove in situ.

Abstract (in English)

The mitigation of the seismic risk of existing buildings is a relevant issue in Italy due both to the high seismic vulnerability of most of the building stock and, in case of historic masonry buildings, to their high artistic and cultural value. From this point of view, due to limited resources available and the need to intervene as quickly as possible, it is essential to have reliable tools in order to avoid inaccurate seismic assessments. This thesis addresses some of the most common problems that are present in the engineering practice related to the structural assessment of existing URM and RC buildings.

After having briefly described the main vulnerability of masonry buildings, this work presents a critical analysis of the *equivalent frame modelling approach* through an in-depth analysis of the literature. This method is today the most widespread modelling tool in the engineering practice, and suggested by national and international standards. From this analysis, the limits and the applicability domain of this method have been defined. As a general result, it has been shown that the equivalent frame model can be used as a conservative approach for the study of the global response of buildings with box-like behavior and quite regular arrangement of openings.

Unlike masonry buildings, the modelling methods used in the professional practice for the seismic assessment of existing RC buildings, are quite validated. In this case, one of the most important source of uncertainty is probably the evaluation of the in situ mechanical properties of the concrete. Indeed, the high dispersion of the concrete mechanical parameters makes often inaccurate the seismic assessment of these buildings. In this thesis, a statistical method for the mechanical characterization of concrete is proposed and applied to six case studies. As a result, it is showed that the proposed method is capable of providing a more accurate representation of the actually strength distribution and of reducing the dispersion obtained from in situ tests.

Indice

Abstract	iii
Indice	vii
Indice delle Figure	xi
Indice delle Tabelle	xvii
<u>1.</u> Introduzione	19
<u>2.</u> Strategie di modellazione degli edifici storici in muratura	23
2.1. Comportamento e vulnerabilità degli edifici storici in muratura	23
2.1.1. Qualità muraria	24
2.1.2. Dalla risposta locale alla risposta globale	32
2.2. Valutazione della sicurezza	35
2.2.1. Scala di Modellazione	39
2.2.2. Schema Strutturale	41
2.2.3. Classificazione delle diverse strategie di modellazione	42
2.2.4. Metodi di modellazione della risposta locale	49
2.2.5. Metodi di modellazione della risposta globale	53
<u>3.</u> Corretto utilizzo e limiti della modellazione a Telaio Equivalente	57
3.1. Introduzione	57
3.2. Discretizzazione della parete muraria	58
3.3. Risposta nel piano dei Maschi Murari	68
3.3.1. Osservazione del danno	68
3.3.2. Modellazione della risposta	73
3.3.3. Criteri di resistenza	80

3.3.4.	Domini di resistenza e osservazioni conclusive.....	100
3.4.	Risposta nel piano delle Fasce Murarie.....	105
3.4.1.	Osservazione del danno	105
3.4.2.	Modellazione della risposta	108
3.4.3.	Criteri di resistenza	110
3.5.	Risposta fuori piano degli Elementi Strutturali.....	114
3.6.	Formulazioni avanzate degli elementi.....	115
3.7.	Cordoli e Catene.....	116
3.8.	Assemblaggio delle pareti.....	117
3.9.	Modellazione degli orizzontamenti	119
3.10.	Masse sismiche	120
3.11.	Valutazione del danno nei beni artistici	122
3.12.	Affidabilità dei modelli a telaio equivalente: Analisi dei Casi di Studio presenti in letteratura.....	123
3.12.1.	Analisi di pareti in muratura	123
3.12.2.	Analisi di edifici in muratura	138
3.13.	Conclusioni e futuri sviluppi.....	149
4.	Vulnerabilità degli edifici esistenti in cemento armato	153
4.1.	Introduzione	153
4.2.	Tipologie di solai utilizzati in Italia nel dopoguerra negli edifici in c.a.....	154
4.2.1.	Solai misti gettati in opera	156
4.2.2.	Solai “ad elementi prefabbricati”.....	172
4.2.3.	Solai “a pannelli prefabbricati ”.....	180
4.2.4.	Osservazioni sulla modellazione dei solai	183
4.3.	Valutazione della resistenza in situ del calcestruzzo negli edifici esistenti in c.a.: un metodo per la riduzione della dispersione dei risultati.....	184
4.3.1.	Introduzione.....	184
4.3.2.	Metodologia proposta per l’analisi statistica dei risultati	188
4.3.3.	Casi di studio: Edifici scolastici esistenti in c.a.	195
4.3.4.	Risultati e discussione.....	198

4.3.5. Osservazioni conclusive	207
5. Conclusioni	209
References	213
Appendice A. Caso di studio: Aggregato Edilizio	247
5.1. Descrizione del caso di studio.....	247
5.2. Parametri di calcolo	250
5.3. Implementazione del modello a Telaio equivalente.....	251
5.4. Risultati	257
5.5. Discussione dei risultati	265

Indice delle Figure

Figura 2.1. Collasso di strutture murarie a causa della scarsa qualità muraria.	25
Figura 2.2. Influenza della dimensione degli elementi sulla diffusione di un carico concentrato su un pannello murario.	27
Figura 2.3. “ <i>Effetto incastro</i> ”: La porzione A per ruotare dovrà sollevare i blocchi della porzione B che si oppone al meccanismo. Supponendo uno sfalsamento corretto dei giunti verticali, tale porzione sarà tanto grande quanto più saranno grandi le dimensioni dei blocchi.	27
Figura 2.4. Effetto della forma dei blocchi e della presenza di listature sulla stabilità del paramento: a) muratura intrinsecamente spingente nella sezione muraria (fuori dal piano) a causa della forma non squadrata degli elementi; b) muratura non spingente grazie alla presenza di listature orizzontali che ridistribuiscono il carico verticale ortogonalmente al filare stesso; c) schema isostatico spingente e deformata.	28
Figura 2.5. Linea di Minimo Tracciato (LMT) in presenza (a) e in assenza di diatoni (b).	30
Figura 2.6. Formazione della cerniera cilindrica orizzontale.	31
Figura 2.7. Effetto catena. Conferisce alla muratura una pseudo-resistenza a trazione di natura attritiva.	31
Figura 2.8. Influenza dei diatoni nella sezione della parete in presenza di azioni fuori del piano.	32
Figura 2.9. Comportamento locale. Ribaltamento del timpano di una chiesa.	33
Figura 2.10. Efficacia dei collegamenti tra pareti trasversali. a) Pareti ortogonali non ammortate, b) Pareti ortogonali ammortate, c) pareti ortogonali collegate tramite catene metalliche.	33
Figura 2.11. Comportamento scatolare della fabbrica muraria.	34
Figura 2.12. a) Scatola muraria non collegata all’orizzontamento e in assenza di ammortamento tra pareti e altri presidi; b) scatola muraria con pareti ammortate tra loro e collegate all’orizzontamento flessibile; c) effetto dell’irrigidimento del solaio connesso alle pareti ammortate tra loro.	34
Figura 2.13. Comportamento globale in edifici storici soggetti ad azione sismica.	35
Figura 2.14. Utilizzo della modellazione a macroblocchi per l’analisi di un meccanismo nel piano (rotazione discorde dei piedritti) e posizionamento dell’intervento ove compie lavoro negativo con modulo maggiore. A sinistra il posizionamento ideale della forza, a destra il posizionamento effettivo.	53
Figura 2.15. Utilizzo della modellazione a macroblocchi per l’analisi di un meccanismo nel piano (rotazione di un piedritto) e posizionamento dell’intervento ove compie lavoro negativo con modulo maggiore. A sinistra il posizionamento ideale della forza, a destra il posizionamento effettivo.	53

Figura 3.1. Principali step per la discretizzazione di un pannello murario assieme a due possibili schematizzazioni dei pannelli rigidi.....	59
Figura 3.2. a) e b) Comportamento delle fasce di piano in funzione del livello di compressione fornito dai pannelli murari contigui; c) Comportamento delle fasce di piano in presenza di una catena.....	60
Figura 3.3. Discretizzazione della parete muraria in elementi strutturali.....	61
Figura 3.4. Alcuni criteri per l'individuazione degli elementi maschi murari.....	63
Figura 3.5. Definizione di h' nell'approccio proposto da Dolce[114].....	64
Figura 3.6. Edifici con irregolarità nella distribuzione delle aperture a causa a) della presenza di scale; b), c), d) di nuove aperture o aperture murate; e) aperture su due piani. f) Edificio in muratura con aperture disposte in modo non regolare.....	65
Figura 3.7. Irregolarità comuni in termini di distribuzione delle aperture nel costruito storico e relative discretizzazioni a Telaio Equivalente. Le porzioni murarie sono state individuate seguendo l'approccio geometrico di Figura 3.4e . I segmenti bianchi rappresentano le connessioni rigide (o elastiche).	66
Figura 3.8. Modellazione della rigidezza nel piano di un timpano murario. La risposta fuori piano non è considerata.....	68
Figura 3.9. Lesioni tipiche in un maschio murario sollecitato nel piano [58].	69
Figura 3.10. Modalità di rottura per ribaltamento legate alla qualità della malta. a) muratura coesiva, b) muratura a secco[68].	70
Figura 3.11. Tipiche configurazioni di prova di pannelli murari sottoposti a pressoflessione (a) e taglio compressione (b) [68].....	72
Figura 3.12. Cicli d'isteresi secondo la prova di Anthoine et al. (1995). a) comportamento a pressoflessione con fessurazioni di ribaltamento per pannello snello; b) rottura per taglio con fessurazione diagonale del pannello tozzo. Nel dettaglio, il pannello tozzo (b) mostra una rottura fragile per fessurazione diagonale in corrispondenza di uno spostamento orizzontale pari allo 0.2% della sua altezza (drift). Viceversa, il pannello snello (a) non mostra alcuna riduzione di resistenza significativa nonostante il raggiungimento di un drift ben maggiore e pari allo 0.6%.....	73
Figura 3.13. Schematizzazione della curva di capacità di un pannello murario in (a) bilineare generica equivalente in forma adimensionalizzata, e (b) e (c) multilineare proposta in CNR-DT 212/2013 al variare del comportamento del pannello con possibile comportamento isteretico in alternativa a quello orientato all'origine della bilineare.....	74
Figura 3.14. Bilineare equivalente in forma adimensionalizzata confrontata con l'involuppo adimensionalizzato di una curva sperimentale.	75
Figura 3.15. Definizione delle grandezze utili al calcolo del drift (da [172]).....	77
Figura 3.16. Pannello murario sottoposto a condizioni di carico generiche con relativo diagramma del momento.	81
Figura 3.17. Variazione del diagramma delle tensioni di compressione all'aumentare di V nella sezione di base del pannello.....	81
Figura 3.18. Stato tensionale alla sezione d'incastro del pannello in condizione di rottura.	82

Figura 3.19. Possibili cinematismi di collasso nel caso di rottura per ribaltamento (rielaborato da [68]).....	85
Figura 3.20. Domini di interazione M-N per $k=0.85$, $k=0.91$ e $k=1$ (duttilità infinita) normalizzati secondo i valori di $M_{pf, max}$ e $Nu, k = 0.85$ relativi a $k=0.85$	86
Figura 3.21. Variazione del Momento ultimo M_{pf} al variare del parametro fc e della tensione normale media σ_0 con $k = 0.85$	87
Figura 3.22. Ipotesi di distribuzione triangolare per il calcolo della lunghezza reagente nel caso di compressione eccentrica [68].	88
Figura 3.23. Dominio di resistenza per taglio scorrimento[66].	89
Figura 3.24. Distribuzione delle tensioni secondo la teoria approssimata del taglio di Jourawsky per sezioni rettangolari [66].....	92
Figura 3.25. Stato di sollecitazione descritto per mezzo del Cerchio di Mohr.	94
Figura 3.26. Compressione sui blocchi dovuto a taglio-compressione.....	99
Figura 3.27. Diversi tipi di tessitura muraria [58].	102
Figura 3.28. Domini di resistenza per tre diversi pannelli con diversi gradi di snellezza, ovvero 0.65 (a), 1.35 (b) e 2 (c), sottoposti a condizioni di vincolo di doppio incastro. Parametri impiegati: $l = 2m$; $t = 0,3m$; $h_0 = h_2$; $fc = 2,4 MPa$; $f_{vlim} = 2,2 MPa$; $f_{vm0} = 0,60 MPa$; $\mu = 0.40 MPa$; $\varphi = 0.5$; $c' = 0.05 MPa$; $\mu' = 0.48 MPa$; $f_{bt} = 1,85 MPa$; $kb = 2,3$; $FC = \gamma M = 1$	104
Figura 3.29. Azione assiale agente (a) in un maschio murario e (b) in una fascia di piano in caso di tessitura regolare.....	105
Figura 3.30. a) Meccanismo ad arco per fascia non fessurata; b) Possibile trasferimento di carico dopo fessurazione a flessione (b) o a taglio (c). d) Meccanismo a flessione e (e) a taglio per fasce murarie sorrette da architrave in legno.	107
Figura 3.31. Possibili leggi costitutive multilineari per fasce murarie a seconda della tipologia di architrave. Le resistenze residue sono calcolate in maniera convenzionale come percentuali della resistenza massima. I valori di drift e di resistenza residua sono solo indicativi.	109
Figura 3.32. Assemblaggio di pareti tramite cerniere tridimensionali.....	118
Figura 3.33. a) Masse di piano concentrate a livello di piano e b) direzioni considerate per ogni massa nel caso di modellazione a telaio equivalente in cui si trascurino i g.d.l. fuori piano delle pareti.	121
Figura 3.34. Pareti murarie non rinforzate analizzate in letteratura da diversi autori: (a) Pareti di Via Martoglio (Caso G) [123], (b) Pareti di tre piani [68,72], (c) Pareti di Via Verdi [123], (d) Pareti di Salonikios [125] (e) Parete F [53], (f) Parete B and D del prototipo di Pavia [244], (g) Parete destra e sinistra “Cappi” [243], (h) Parete FT ed FS [126].....	124
Figura 3.35. Danneggiamenti allo stato limite ultimo per le pareti analizzate dai diversi autori tramite modelli a telaio e CCLM. (a)Via Martoglio [123], (b) Tre piani [68] (c) Via Verdi [123] (d) Salonikios [125], CCLM, dFEM e modello a telaio con TD, rispettivamente, (e) F [53], PCM e CCLM, rispettivamente, f) FT e g) FS soggetta ad una TD [126].	132
Figura 3.36. Confronto tra danno reale e danno ottenuto numericamente allo stato ultimo per la parete D [244].	134

Figura 3.37. Confronti tra curve pushover ottenute tramite i diversi approcci di modellazione per ogni parete analizzati.....	136
Figura 3.38. Simulazioni della risposta nel piano delle pareti (a) D, (b) B [244] e (c) Capi [243]: confronto tra i modelli in termini di curve pushover.	137
Figura 3.39. Edifici analizzati dai diversi autori al fine di confrontare modelli a telaio con i risultati di test sperimentali o di analisi su modelli CCLM. (A) Georgia Tech [67], (b) Prototipi per test sperimentali: Edificio 2 e 3 [105], (c) Vecchia camera comunale [130], (d) Arsenale Milly [224], (e) prototipo di edificio neozelandese (Prototypical NZ) [161] e (f) edificio di 4 piani [216].....	139
Figura 3.40. Confronti tra danneggiamento sperimentale e numerico per gli edifici considerati. (a) Georgia Tech [67], (a1) Wall A, (a2) Parete B; (b) Prototipi per test sperimentali con una MD (danneggiamenti simili paragonabili si ottengono con una UD) [105]: (b1) Edificio 2 e (b3) Edificio 3; (c) Prototypical NZ con UD [161] e (d) edificio di 4 piani [216].	144
Figura 3.41. Confronto tra le curve pushover numeriche e sperimentali. (a) Georgia Tech [67]; (b) (b1) Edificio 2 e (b2) Edificio 3 [105]; (c) Vecchio Camera Comunale [130]; (d) Arsenale Milly [224] rispettivamente in direzione X e Y; (e) Prototypical NZ [161]; (e1) FEM e telai con diversi criteri di pressoflessione per le fasce e (e2) (f) edificio di 4 piani [216].	148
Figura 4.1. Assonometria del solaio Stimip A e relative caratteristiche [308].	157
Figura 4.2. Solaio STIMIP generico, componenti in laterizio [308].	158
Figura 4.3. Particolare e caratteristiche a confronto dei solai STIMIP A e MA [300]	159
Figura 4.4. Assonometria del solaio Stimip B e caratteristiche [308]	159
Figura 4.5. Particolare dei solai stimip B e MB [300].....	160
Figura 4.6. Applicazione di un solaio Stimip B e MB [307,308]	160
Figura 4.7 Particolare e caratteristiche del solaio SAPAL [307].....	161
Figura 4.8 Particolare e caratteristiche del solaio Varese [307]	162
Figura 4.9. Particolare e caratteristiche del solaio Adige [307].....	162
Figura 4.10. Rappresentazione, particolari e caratteristiche del solaio “monobase Atero” [300]	163
Figura 4.11. Bidelta a nervature incrociate. Assonometria, particolare e caratteristiche [300]	164
Figura 4.12. Esempio di solaio in due campate con mattoni forati da 15 cm con sovraccarico di 400 kg/cm ² [299]	166
Figura 4.13. Esempio di solaio di 4 m. di luce netta e sovraccarico di 250 kg/cm ² per piani intermedi con mattoni forati da 12 cm. [299].....	166
Figura 4.14. Solaio a volterrane [309].....	167
Figura 4.15 Solaio Excelsior della RDB, con pignatte “speciali”. Prodotto in tre altezze: 12, 15, 18cm. [309].....	167
Figura 4.16 Particolare e caratteristiche del solaio “excelsior” (R.D.B.) con soletta in laterizio [300]	168
Figura 4.17 Particolare e caratteristiche del solaio “Excelsior Termoradiante” [300].....	168
Figura 4.18 Particolari e caratteristiche del solaio “Ardo radiante” [300].....	169

Figura 4.19. Rappresentazione del solaio “Pratico” [309].....	170
Figura 4.20. rappresentazione e caratteristiche del solaio “Blocco SM” [300]	170
Figura 4.21. Assonometria e sezione del solaio “Duplex” [299].....	171
Figura 4.22. I vari tipi di elementi laterizi [307]	172
Figura 4.23. Solaio “Sap” R.D.B. [307]	174
Figura 4.24. Particolare e caratteristiche dei laterizio per solaio “SAP” [307].....	174
Figura 4.25. Particolare e caratteristiche del solaio “Cirex” [307]	175
Figura 4.26. Rappresentazione e caratteristiche del solaio “Est” (Frazzi) [300]	175
Figura 4.27. Particolari e caratteristiche del “Supersolaio” [307]	176
Figura 4.28. Particolari e caratteristiche del solaio “Metalstrut” [307]	177
Figura 4.29. Particolare e caratteristiche del solaio celersap precompresso [300]	178
Figura 4.30. Caratteristiche del solaio Celersap [307].....	178
Figura 4.31. Rappresentazione e caratteristiche del solaio “Tipo R precompresso” [300].....	179
Figura 4.32. Solaio “Bisap” [307]	180
Figura 4.33. Caratteristiche del solaio “Bisap” [307]	181
Figura 4.34. Solaio “RapidStrut” [307]	181
Figura 4.35. Caratteristiche per il Solaio “RapidStrut” [307].....	182
Figura 4.36. Rappresentazione del Solaio “Trirex” (CNR, 1962)	182
Figura 4.37. Caratteristiche del solaio “TRIREX” [307].....	183
Figura 4.38. Fattore di riduzione complessivo (ORF) da applicare alla media dei valori di resistenza ottenuti tramite le prove al fine di ottenere la resistenza in situ di progetto $fd = ORF \cdot f_{mn}$, in funzione del CV e del Livello di Conoscenza raggiunto secondo diverse normative (e per un obiettivo di riabilitazione avanzato [328]).	194
Figura 4.39. Funzione di distribuzione cumulative per l'intero campione calibrato utilizzando diverse formule di calibrazione [329,338,341].	199
Figura 4.40. Analisi dell'intero set di dati calibrati tramite l'utilizzo di diverse formule di calibrazione [329,338,341]. a) Funzioni di distribuzione cumulative sull'intero campione di provini appartenente agli edifici costruiti prima del 1972 (“<1972”) e dopo il 1972 (“>1972”). b) Funzioni di distribuzione cumulative relative ai set di dati derivanti dai piastri (C) e dalle travi (B) relativamente agli edifici costruiti prima del 1972. c) Funzioni di distribuzione cumulative relative ai set di dati derivanti dai piastri (C) e dalle travi (B) relativamente agli edifici costruiti dopo il 1972.	200
Figura 4.41. Valori medi e deviazioni standard (barra di errore) dei differenti campioni calibrati tramite la formulazione proposta in ACI [329]. Le differenti lettere rappresentano per ogni paragone i differenti gruppi statistici dei campioni identificati tramite il test di omogeneità assumendo un livello di significatività pari a 0,20. Risultati simili sono ottenuti utilizzando altre formule di calibrazione.	201
Figura 6.1. Pianta del piano terra.....	248
Figura 6.2. Prospetto Est.	248
Figura 6.3. Prospetto Nord.	249
Figura 6.4. Prospetto Sud	250
Figura 6.5. Allineamento nel modello di due pareti leggermente disassate. Se la distanza AB è ampia, il corretto schema pareti è quello riportato in rosso nell'immagine precedente. Se la	

distanza AB è ridotta, il corretto schema pareti è quello riportato in blu nell'immagine precedente. In tal caso si preferisce omettere la presenza della discontinuità, tracciando una parete che interpola la posizione reale delle pareti. Il confine tra i due casi è di circa 80cm.	252
Figura 6.6. Sintesi dell'allineamento delle pareti inserite nel modello di calcolo per l'US oggetto di studio. La direzione X + trasversale all'aggregato. Sono in direzione X le pareti Ovest e Est.	253
Figura 6.7. Modelli utilizzati nell'analisi del caso di studio: a) modello isolato (NV); b) modello con elementi puntone in cui si trascura l'ammorsamento con le US adiacenti (V); c) modello con porzioni murarie delle US adiacenti (C).	256
Figura 6.8. Parete nord. Modelli utilizzati nell'analisi del caso di studio: a) modello isolato (NV); b) modello con elementi puntone in cui si trascura l'ammorsamento con le US adiacenti (V); c) modello con porzioni murarie delle US adiacenti (C).	256
Figura 6.9. Parete sud. Modelli utilizzati nell'analisi del caso di studio: a) modello isolato (NV); b) modello con elementi puntone in cui si trascura l'ammorsamento con le US adiacenti (V); c) modello con porzioni murarie delle US adiacenti (C).	257
Figura 6.10. Riepilogo delle 24 analisi per i tre differenti modelli, ovvero: a) modello isolato (NV); b) modello con elementi puntone in cui si trascura l'ammorsamento con le US adiacenti (V); c) modello con porzioni murarie delle US adiacenti (C).	259
Figura 6.11. Prospetto Nord. Stato di danno per PushMass +X+e nei modelli a) NV, b) V, c) C; Stato di danno per PushMass +Y+e nei modelli d) NV, e) V, f) C; g) stato di danno effettivo (specchiato rispetto ai telai).	261
Figura 6.12. Prospetto Est. Stato di danno per PushMass +X+e nei modelli a) NV, b) V, c) C; Stato di danno per PushMass +Y+e nei modelli d) NV, e) V, f) C; g) stato di danno effettivo.	262
Figura 6.13. Prospetto Sud. Stato di danno per PushMass +X+e nei modelli a) NV, b) V, c) C; Stato di danno per PushMass +Y+e nei modelli d) NV, e) V, f) C; g) stato di danno effettivo.	263
Figura 6.14. Legenda dei colori.	264
Figura 6.15. Confronto in termini di pushover curve delle varie modellazioni considerate	265

Indice delle Tabele

Tabella 2.1. Classificazione delle diverse strategie di modellazione [12].	43
Tabella 3.1. Intervalli indicativi dei valori del drift e della resistenza residua per i diversi stati di danno (CNR-DT 212/2013).	79
Tabella 3.2. Criteri di resistenza espressi in termini di taglio ultimo.	101
Tabella 3.3. Intervalli indicativi dei valori del drift e della resistenza residua per i diversi stati di danno (CNR-DT 212/2013).	110
Tabella 3.4. Principali caratteristiche delle pareti analizzate.	125
Tabella 3.5. Per ogni modello a telaio: tipo di discretizzazione, distribuzione di carico utilizzato nella statica non lineare, programma di calcolo adottato e tipo di modello CCLM utilizzato nel confronto. Per brevità, i risultati delle distribuzioni di carico tra parentesi () non sono riportati nel seguito, poiché, per i nostri scopi, risultati simili sono ottenuti con le distribuzioni di carico considerate.	126
Tabella 3.6. Per ogni modello a telaio analizzato: descrizione delle diverse leggi costitutive adottate nelle cerniere plastiche.	128
Tabella 3.7. Caratteristiche principali degli edifici analizzati.	139
Tabella 3.8. Per ogni modello a telaio: tipo di discretizzazione, distribuzione di carico adottata per l'analisi statica non lineare, programma di calcolo e modello FEM utilizzato nel confronto. Per brevità, i risultati delle distribuzioni di carico tra parentesi () non sono discussi in seguito, poiché, per i nostri scopi, si ottengono risultati simili con gli schemi di carico considerati.	140
Tabella 3.9. Descrizione delle diverse leggi costitutive per le cerniere plastiche adottate in ogni modello a telaio.	142
Tabella 4.1. Anno di costruzione del patrimonio edilizio italiano in cemento armato sul territorio nazionale (valori in percentuale) [305].	154
Tabella 4.2. Numero minimo di test su provini, fattori di conoscenza k e fattore di confidenza FC (tra parentesi) per ogni LC così come prescritto dalle diverse norme. Come si può vedere, tutti le norme assumono implicitamente che il livello di conoscenza migliori all'aumentare del numero dei campioni.	189
Tabella 4.3. Diversi fattori di correzione usati nelle principali formule di calibrazione presenti in letteratura e nelle norme.	190
Tabella 4.4. Informazioni generali sui sei edifici analizzati.	196
Tabella 4.5. Risultati delle prove distruttive e informazioni relative ad edificio, tipologia dell'elemento, elevazione da cui le carote sono state estratte.	197
Tabella 4.6. Intervalli dei valori medi (f_{mn} , i_s) e dei coefficienti di variazione (CV) delle resistenze cilindriche ottenute utilizzando le diverse formule di calibrazione per ogni edificio [329,338,341].	202
Tabella 4.7. Risultati in termini di valori di P_1 ottenute tramite i test di omogeneità effettuati tra le differenti aree considerate a priori come omogenee in termini di resistenza. In grassetto sono riportati gli edifici in cui il test di omogeneità fornisce risultato negativo. In corsivo, i valori P_1 inferiori al livello di significatività assunto (0,20).	204

Tabella 4.8. Valori medi di resistenza ($f_{mn, is}$) ottenuti per ogni sottocampione. In grassetto i valori di resistenza media dei sottocampioni che possono essere considerati nelle analisi secondo il test di omogeneità. Al contrario, i valori ottenuti per gli altri sottocampioni (barrati nel testo) non possono essere considerati nelle analisi.	204
Tabella 4.9. Coefficienti di variazione per ogni sottocampione. In grassetto i CV dei sottocampioni che possono essere considerati nell'analisi in accordo con il test di omogeneità. Viceversa, barrati nel testo i valori di CV i valori relativi ai sottocampioni che non possono essere considerati nell'analisi. Infine, in corsivo i valori di CV minori di 0.14. Tra parentesi le differenze espresse in percentuale tra il CV stimato con la presente metodologia e quello ottenuto senza considerare alcuna suddivisione.	206
Tabella 4.10. Valori di resistenza di progetto (f_{di}) per ogni sottocampione in accordo con le suddivisioni fatte per elevazione tramite la presente metodologia, la norma americana e le ACI 214.	207
Tabella 4.11. Valori di resistenza di progetto (f_{di}) per ogni sottocampione in accordo con le suddivisioni fatte per tipologia di elemento tramite la presente metodologia, la norma americana e le ACI 214.	207
Tabella 5.1. Parametri di riferimento per il calcolo dell'azione sismica.	250
Tabella 5.2. Sintesi dell'analisi dei carichi.	250
Tabella 5.3. Parametri di calcolo per la muratura in mattoni pieni e malta di calce in presenza di connessioni trasversali adottati per il caso in esame (divisi per il fattore di confidenza 1,35).	251

Capitolo 1.

Introduzione

I recenti e passati eventi sismici (e.g. [1–5]) hanno mostrato l'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio italiano. Tale vulnerabilità costituisce un notevole elemento di rischio per l'incolumità delle persone oltre a provocare spesso ingenti perdite di carattere economico, sociale e culturale. Nel panorama italiano, provvedere ad una adeguata messa in sicurezza del patrimonio edilizio esistente risulta quindi essere una istanza di importanza primaria ed estrema urgenza.

In ambito professionale, al fine di perseguire una adeguata opera di mitigazione del rischio sismico, risulta fondamentale poter disporre di strumenti adeguati per la valutazione della sicurezza sismica. In particolare, tali strumenti devono poter consentire: a) una corretta valutazione della sicurezza sismica senza eccedere in previsioni troppo conservative e b) una programmazione in tempi rapidi di interventi efficaci destinati alla mitigazione del rischio, evitando sprechi di risorse in interventi non necessari (come ad esempio quelli che possono scaturire da valutazioni sismiche non corrette o eccessivamente conservative). Sempre al fine di evitare interventi non necessari, l'utilizzo di tali strumenti deve essere sempre accompagnato da una adeguata e corretta comprensione degli stessi, dei loro limiti e dei relativi campi di applicabilità.

In questo contesto si inserisce la presente tesi, frutto della collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura (DICEA) dell'Università Politecnica delle Marche e l'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Ancona concretizzatasi nell'attivazione di una borsa di studio di dottorato di ricerca avente come obiettivo lo sviluppo di linee guida per la valutazione del rischio sismico degli edifici esistenti in cemento armato ed in muratura.

Nello specifico, nella tesi vengono indagati alcuni degli aspetti più rilevanti, e affetti da maggiore incertezze, propri dei metodi di modellazione strutturale utilizzati oggi nella pratica ingegneristica per la valutazione sismica degli edifici esistenti in muratura ed in cemento armato.

In particolare, per quanto riguarda gli edifici in muratura dopo averne brevemente descritto il comportamento sismico e aver presentato i pro ed i contro delle varie strategie di modellazione oggi presenti in letteratura (§Capitolo 2), viene presentata una analisi critica

del metodo di modellazione globale a telaio equivalente (§Capitolo 3). Tale metodo di modellazione costituisce infatti lo strumento attualmente più diffuso nella pratica professionale per l'analisi globale degli edifici storici e il suo utilizzo viene suggerito anche dai diversi codici normativi nazionali e internazionali. Tale metodo è fonte di numerose incertezze di carattere epistemico, una tra tutte quella relativa alla corretta discretizzazione della parete muraria in maschie e fasce di piano. Inoltre i suoi limiti e campi di applicabilità sono spesso poco chiari e non ben definiti nella pratica professionale. Dall'analisi critica dello stato dell'arte effettuata, si vogliono quindi evidenziare i limiti di tale metodologia al fine di fornire indicazioni per un suo corretto utilizzo nella pratica professionale. Tale analisi costituisce la base su cui sviluppare future indagini di ricerca, le cui principali tematiche vengono delineate. Infine, in Allegato viene presentato lo studio di un edificio in aggregato tramite modellazione a telaio equivalente, evidenziando le principali problematiche di modellazione.

Diversamente da quanto accade per gli edifici esistenti in muratura, i metodi di modellazione analitica utilizzati per valutare il comportamento strutturale degli edifici in cemento armato risultano piuttosto consolidati anche nella pratica ingegneristica. In questo caso, le maggiori fonti di incertezza presenti nella valutazione sono fornite dalla stima delle caratteristiche meccaniche dei solai e delle proprietà meccaniche in situ del calcestruzzo gettato in opera. Per tale ragione, al (§Capitolo 4) viene presentata innanzitutto una casistica sulle diverse tipologie di solai tipiche nelle costruzioni in cemento armato costruite nel dopoguerra. Ciò al fine di consentirne una più immediata riconoscibilità in fase di indagine e fornire una maggiore comprensione del loro comportamento meccanico. Dopodiché, viene proposto un metodo statistico per la valutazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo gettato in opera. Negli edifici esistenti in cemento armato costruiti prima del 1980 le proprietà meccaniche di tale materiale presentano infatti una elevata dispersione all'interno dello stesso edificio che può influenzare notevolmente il risultato delle analisi [6]. Tuttavia, nelle norme nazionali ed internazionali, anche quando viene effettuato, in accordo con la norma, un numero sufficientemente rappresentativo di prove, viene adottato un unico valore di resistenza nella modellazione il quale può essere non rappresentativo dell'effettiva distribuzione dei valori di resistenza presenti nell'edificio in caso di proprietà meccaniche altamente disperse, eventi che durante le fasi di costruzione possono avere portato a sistematici cambiamenti della qualità del calcestruzzo e differenze sistematiche nel grado di vibrazione, nella cura durante le fasi di indurimento tra i diversi elementi strutturali (come travi e pilastri) e condizioni di carico passate che possono aver indotto sistematiche differenze di qualità del calcestruzzo all'interno dell'edificio.

Al fine di tenere conto di tale variazione, si propone quindi un metodo statistico alternativo a quanto proposto dalle norme per una rappresentazione più aderente alla realtà della variabilità in situ delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo all'interno della modellazione strutturale [7]. La sua capacità di rappresentare una più corretta distribuzione delle resistenze (tramite l'utilizzo di più parametri meccanici di progetto), di ridurre la

dispersione ottenuta tramite i test sperimentali e applicabilità in ambito professionale è verificata tramite la sua applicazione a sei casi di studio reali.

Capitolo 2.

Strategie di modellazione degli edifici storici in muratura

2.1. Comportamento e vulnerabilità degli edifici storici in muratura

I recenti e passati eventi sismici hanno mostrato come la risposta sismica degli edifici storici in muratura dipenda principalmente dalla tipologia edilizia e dalle modalità costruttive con cui essa è stata realizzata ed in particolare:

- (a) dal tipo di materiale impiegato;
- (b) dal tipo di tessitura muraria (che insieme al tipo di materiale definisce la qualità della muratura);
- (c) dalla presenza di adeguate connessioni tra le diverse parti strutturali.

L'osservazione del danno sismico ha infatti evidenziato come strutture murarie costituite da murature di cattiva qualità (murature caotiche) tendano a disgregarsi già per basse accelerazioni sismiche (vedi **Figura 2.1**). Per tale ragione, il primo passo verso una corretta valutazione della risposta sismica di un edificio storico consiste nel valutare la *qualità muraria* (§2.1.1) e, in caso di muratura di scarsa qualità, provvedere al suo miglioramento in modo tale da poterne escludere il possibile disgregamento durante l'evento sismico.

È chiaro che tale approccio non è sufficiente per valutare la vulnerabilità di un edificio storico. Nella maggioranza dei casi, infatti, gli edifici storici in muratura sono sistemi complessi di pareti e orizzontamenti dove le pareti sono gli elementi strutturali principali e gli orizzontamenti, se ben collegati alla muratura, assolvono funzione di ripartizione delle azioni orizzontali.

Se si ha a che fare con murature di buona qualità, allora la risposta sismica dipenderà in primo luogo dalla capacità del sistema di ripartire le azioni sismiche tra le diverse parti del sistema

strutturale e solo secondariamente da quella delle singole sottostrutture, così come evidenziato dall'osservazione del danno sismico. Tale capacità è funzione dei più diversi aspetti tecnologici ed in particolar modo da quelli che assicurano una adeguata ed efficace connessione tra le parti strutturali (ad esempio tra pareti verticali, e tra pareti e orizzontamenti).

In particolare, in assenza di collegamenti tra le parti o in caso di inefficacia degli stessi, i primi meccanismi a manifestarsi saranno i cosiddetti *meccanismi locali* o *di primo modo* generalmente associati al ribaltamento fuori piano delle pareti o al danno localizzato in porzioni di struttura (**risposta locale**).

Viceversa, in presenza di un sistema diffuso di collegamenti tra le parti strutturali capace di scongiurare tutti i possibili meccanismi locali fuori piano, il sistema strutturale lavorerà non come una somma di meccanismi locali indipendenti ma come un unico sistema resistente in cui la risposta, denominata in questo caso **risposta globale**, sarà funzione sia della capacità portante delle pareti sia della capacità del sistema di trasferire le azioni tra i vari elementi l'edificio murario.

2.1.1. Qualità muraria

La muratura storica è un **materiale composito**, costituito da blocchi¹ assemblati a secco o con interposizione di malta. Un metodo per definirne la qualità consiste nel valutare la rispondenza della muratura esaminata con le cosiddette *regole dell'arte*, ovvero tutta quella serie di criteri esecutivi pratici e di proporzionamento geometrico a carattere empirico affinati progressivamente nel corso della storia [8]² e tramandate attraverso i secoli. Infatti, a dispetto di costruzioni più recenti, le costruzioni storiche non sono state progettate utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture bensì sulla base dell'intuizione e dell'osservazione, utilizzando i principi dell'equilibrio dei corpi rigidi e sperimentando il comportamento delle costruzioni già realizzate.

¹ Questi possono essere artificiali (mattoni) o naturali (pietre erratiche, a spacco, sbazzate o squadrate, in terra cruda).

² Vale la pena specificare come tali regole mostrino sempre una specificità locale non facilmente categorizzabile, frutto di un progressivo affinamento nell'uso dei materiali disponibili in zona. Si pensi ad esempio alla varietà delle tipologie murarie in relazione alle caratteristiche degli elementi costituenti.

In sostanza si può dire che tanto più un paramento murario è realizzato in conformità con tali regole tanto più il suo comportamento meccanico potrà essere definito di *buona qualità*.



Figura 2.1. Collasso di strutture murarie a causa della scarsa qualità muraria.

Le *regole dell'arte* riguardano principalmente:

- a) le caratteristiche meccaniche dei blocchi e della malta;
- b) la forma e le dimensioni dei blocchi;
- c) la tessitura muraria, ovvero la disposizione geometrica dei blocchi, la quale deve presentare *filari orizzontali, giunti verticali sfalsati e compresenza di elementi longitudinali e trasversali*.

Le *caratteristiche meccaniche della muratura* (a) dipendono innanzitutto dai parametri di resistenza e deformabilità degli elementi costituenti e dai loro rapporti (in particolare quello tra i moduli elastici di blocchi e malta).

I blocchi murari hanno solitamente un comportamento elasto-fragile, con resistenza a trazione di molto inferiore di quella a compressione ma comunque significativa.

La malta, quando sollecitata a trazione, manifesta un comportamento elasto-fragile, con resistenze di molto inferiori a quelle dei blocchi. Se sollecitata a taglio o compressione manifesta un comportamento duttile fortemente non lineare. Essa ha il compito di assicurare una quota di resistenza coesiva alla muratura (in questo caso si parla di malta di buona qualità). Affinché essa assolva adeguatamente la sua funzione non devono essere presenti vuoti tra i blocchi. Questo permette infatti una trasmissione e una ripartizione uniforme delle azioni, evitando concentrazioni di sforzo puntuali.

I giunti di malta non devono però essere eccessivamente larghi, in quanto comporterebbero un abbattimento della rigidità della muratura. In quest'ottica, la presenza di zeppe e scaglie può contribuire ad aumentare i contatti ed a limitare la quantità di malta.

Una adeguata *forma e dimensione dei blocchi* (b) è fondamentale per un corretto funzionamento della compagine muraria. Per quanto riguarda la *dimensione*, più i blocchi sono grandi, minori saranno i potenziali piani di scorrimento orizzontale all'interno della compagine muraria e maggiore sarà la diffusione del carico verticale concentrato lungo la parete in presenza di un adeguato sfalsamento dei giunti verticali (**Figura 2.2**). La dimensione dei blocchi è molto importante anche nel caso di azioni sismiche complanari. Infatti, sempre in abbinamento con un adeguato sfalsamento dei giunti verticali, maggiore sarà la dimensione dei blocchi, maggiore sarà la porzione di parete che, nel piano, si opporrà al meccanismo (effetto incastro, **Figura 2.3**). Viceversa, in presenza di pietre di piccole dimensioni e non squadrate come ciottoli o pietre arrotondate (murature irregolari e di bassa qualità) si viene a determinare un'instabilità intrinseca del paramento (**Figura 2.4a**). Tale instabilità può essere contrastata solo da una malta di buona qualità. La presenza di ricorsi orizzontali (listature), normalmente eseguiti con materiale diverso e di geometria regolare, permette di ripartire più uniformemente i carichi verticali (**Figura 2.4b**).

Per quanto concerne la forma, che spesso risulta essere il parametro più indicativo della qualità muraria, l'utilizzo di elementi squadrate è in genere espressione di buona qualità muraria, in quanto consentono di ottenere una buona *tessitura muraria* (c).

Per buona tessitura muraria si intende la compresenza di *filari orizzontali, giunti verticali sfalsati e compresenza di ortostati e diatoni*. La presenza di *filari orizzontali*, ossia di blocchi disposti per strati successivi ad andamento orizzontale, assicura sia un appoggio regolare tra tutti gli elementi sia una buona distribuzione dei carichi verticali. Tale disposizione, in presenza di azioni sismiche, consente l'oscillazione di una parte del muro attorno a cerniere cilindriche orizzontali facilmente riconoscibili (**Figura 2.6**). Inoltre, in questo modo i giunti orizzontali sono ortogonali alle sollecitazioni di compressione sotto i carichi di esercizio, incrementando le proprietà attritive del giunto stesso. L'attrito che si genera durante l'azione sismica contribuisce alla resistenza e alla dissipazione del pannello murario. Va comunque evidenziato che, in presenza di sforzi di trazione e taglio, i giunti possono diventare piani preferenziali di rottura (o discontinuità), con conseguenze sulla resistenza del solido murario.

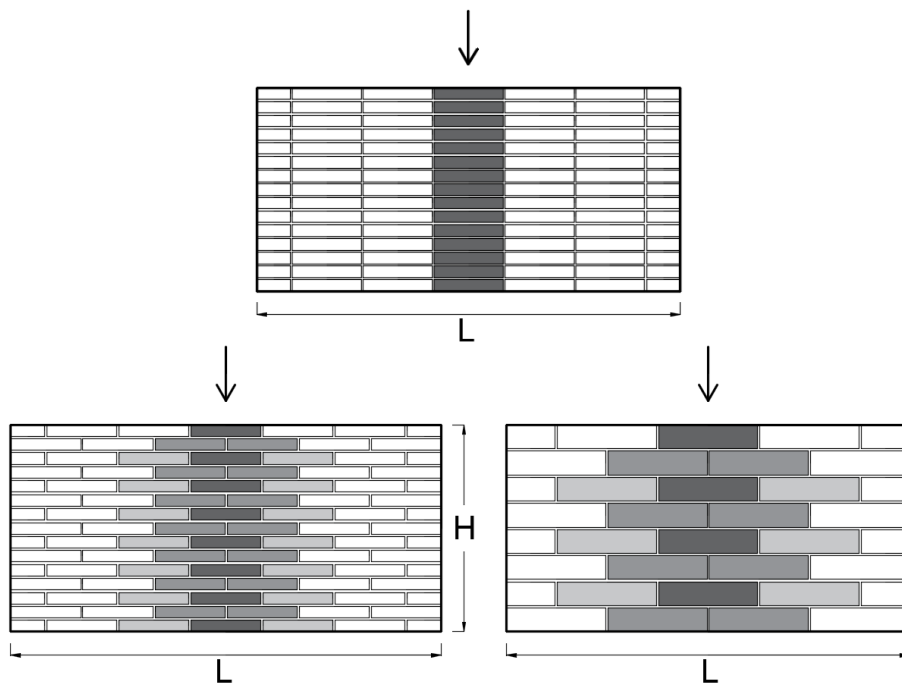


Figura 2.2. Influenza della dimensione degli elementi sulla diffusione di un carico concentrato su un pannello murario.

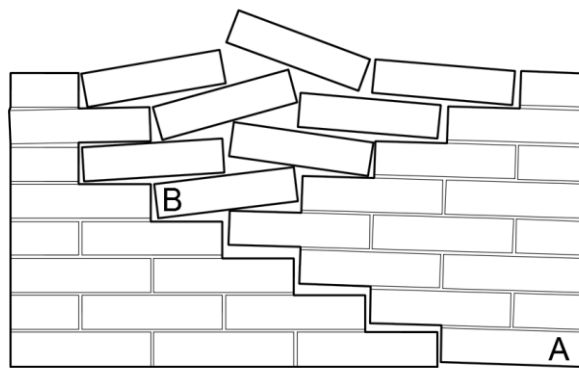


Figura 2.3. “*Effetto incastro*”: La porzione A per ruotare dovrà sollevare i blocchi della porzione B che si oppone al meccanismo. Supponendo uno sfalsamento corretto dei giunti verticali, tale porzione sarà tanto grande quanto più saranno grandi le dimensioni dei blocchi.

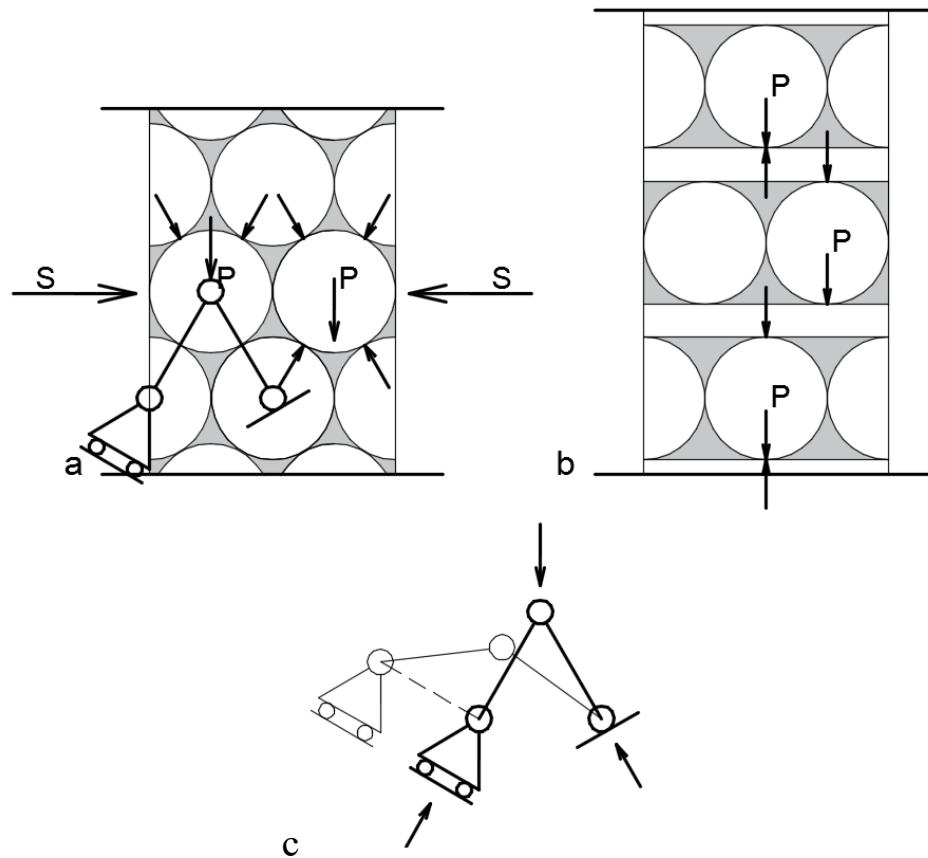


Figura 2.4. Effetto della forma dei blocchi e della presenza di listature sulla stabilità del paramento: a) muratura intrinsecamente spingente nella sezione muraria (fuori dal piano) a causa della forma non squadrata degli elementi; b) muratura non spingente grazie alla presenza di listature orizzontali che ridistribuiscono il carico verticale ortogonalmente al filare stesso; c) schema isostatico spingente e deformata.

L'ingranamento nel piano tramite *sfalsamento dei giunti verticali* è in genere stimato in funzione del rapporto medio tra la base e l'altezza degli elementi e dei criteri di sfalsamento dei giunti verticali (o secondari). Abbiamo già visto come lo sfalsamento dei giunti verticali sia determinante sia per una corretta diffusione dei carichi concentrati (**Figura 2.2**) sia per garantire un adeguato effetto incastro (**Figura 2.3**). Inoltre, esso aumenta generalmente la

resistenza a taglio nel piano del pannello murario e risulta essenziale per garantire il cosiddetto *effetto catena* all'interno del pannello murario, ossia per garantire quella resistenza a trazione dovuta principalmente all'attrito sui giunti orizzontali. Tale resistenza, seppure minima, contribuisce alla resistenza nel piano del pannello (**Figura 2.7**).

Infine, un comportamento di buona qualità della parete (sia nel piano che fuori piano) è garantito se vi è *compresenza di elementi longitudinali* (i.e. ortostati) e *di elementi trasversali* (i.e. diatoni) adeguatamente alternati e sfalsati tra loro (è il caso dell'Opus Quadratum classico ove vi è una alternanza tra filari di diatoni e ortostati). Gli ortostati, se adeguatamente sfalsati, hanno la prevalente funzione di contrastare l'azione sismica complanare. I diatoni, invece, favoriscono l'ingranamento trasversale, essenziale per contrastare l'azione sismica ortogonale al piano della parete. Relativamente a ciò, si pensi al caso di una muratura a due o più paramenti: la presenza di elementi trasversali passanti risulta in questo caso fondamentale durante il sisma per evitare la suddivisione della parete in più paramenti indipendenti (**Figura 2.8**). In questo caso si parla di comportamento monolitico della muratura alle azioni fuori dal piano. Non è necessaria la presenza di un numero elevato di diatoni per assicurare un comportamento monolitico fuori piano, purché essi siano disposti in punti strategici [9]. Inoltre, un buon ingranamento trasversale permette la distribuzione del carico su tutto lo spessore del muro, anche nei casi in cui vi è un carico gravante sul bordo della parete (per esempio un solaio appoggiato solo sull'interno).

Una valutazione qualitativa dell'ingranamento nella sezione muraria si può ottenere tramite il metodo della Linea di Minimo Tracciato (LMT)[10]. Per LMT si intende la linea di minor lunghezza che aderendo al lato interno degli elementi di entrambi i paramenti percorre in verticale la parte centrale della sezione di un metro di altezza (**Figura 2.5**). La regola dell'arte relativamente alla presenza di un adeguato numero di diatoni può essere considerata: *rispettata* se la lunghezza della LMT all'interno di una sezione muraria di un metro di altezza è maggiore di 155cm; *parzialmente rispettata* se la lunghezza della LMT è compresa tra 125cm a 155cm; *non rispettata* se la lunghezza della LMT è inferiore a 125cm.

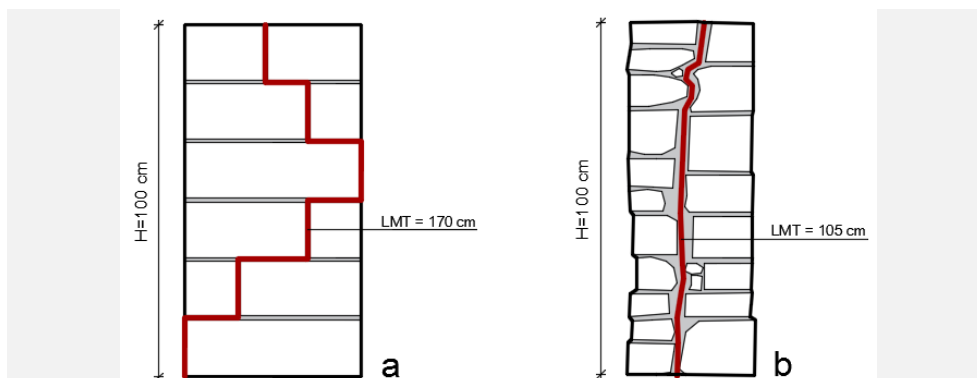


Figura 2.5. Linea di Minimo Tracciato (LMT) in presenza (a) e in assenza di diatoni (b).

Infine, se la sezione muraria non è osservabile l'individuazione della presenza o meno dei diatoni può essere effettuata osservando le due facce speculari di un metro quadro di parete.

In conclusione, note le regole dell'arte, e valutando la conformità della costruzione con le regole stesse, è possibile conseguire una prima valutazione qualitativa della sicurezza della costruzione, aspetto che ci fornisce anche le prime indicazioni su come modellare correttamente la struttura. Chiaramente, questo non è un approccio scientificamente rigoroso e risulta affidabile solo se utilizzato all'interno dei limiti di validità della regola (come dimostrato dai crolli sperimentati nel passato quando si superavano tali limiti).

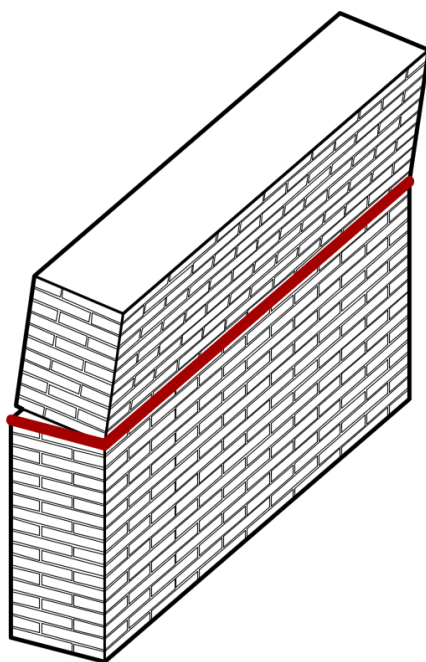


Figura 2.6. Formazione della cerniera cilindrica orizzontale.

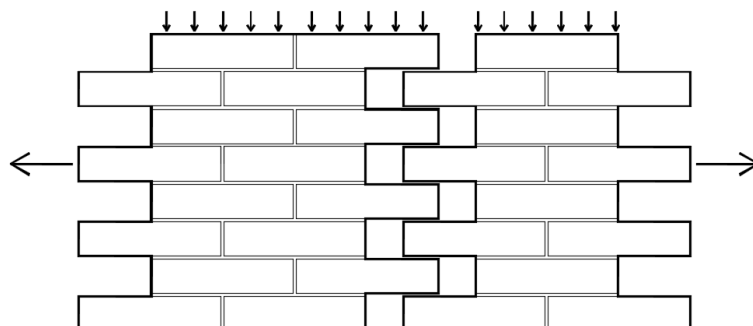


Figura 2.7. Effetto catena. Conferisce alla muratura una pseudo-resistenza a trazione di natura attritiva.

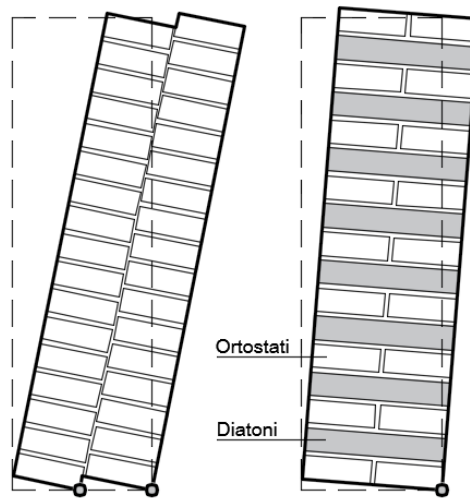


Figura 2.8. Influenza dei diatoni nella sezione della parete in presenza di azioni fuori del piano.

2.1.2. Dalla risposta locale alla risposta globale

In assenza di collegamenti o in caso di inefficacia degli stessi, i primi meccanismi a manifestarsi per azione del sisma sono i cosiddetti *meccanismi locali* o *di primo modo* associati al ribaltamento fuori piano di singole pareti (a causa della minor rigidezza fuori piano rispetto a quella nel piano, **Figura 2.9**). Risposte locali sono possibili anche nel piano delle pareti (si pensi al danneggiamento degli archi nel loro piano) e sotto carichi statici (a causa di particolari condizioni al contorno).

Nel caso di ribaltamenti fuori piano, la porzione muraria che tende a ribaltare può coinvolgere porzioni murarie appartenenti alle pareti ammorsate ad essa (cunei di distacco, la cui dimensione è generalmente funzione dalla presenza e dal grado di ammorsamento tra le pareti, **Figura 2.10**) e della presenza di aperture in prossimità degli spigoli. Il ribaltamento può avvenire attorno ad una cerniera orizzontale o inclinata e può essere innescato o aggravato a causa della presenza di strutture spingenti. In alcuni casi, la presenza di aperture allineate verticalmente può portare all'attivazione di un meccanismo di ribaltamento coinvolgendo la sola porzione centrale della parete muraria.



Figura 2.9. Comportamento locale. Ribaltamento del timpano di una chiesa.

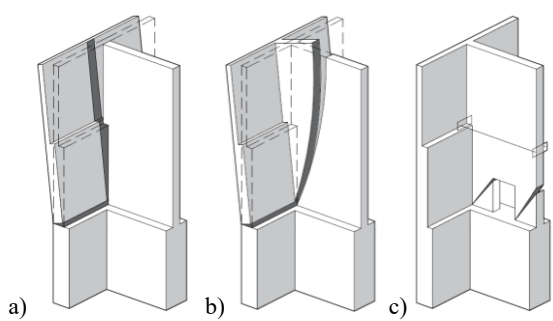


Figura 2.10. Efficacia dei collegamenti tra pareti trasversali. a) Pareti ortogonali non ammortate, b) Pareti ortogonali ammortate, c) pareti ortogonali collegate tramite catene metalliche.

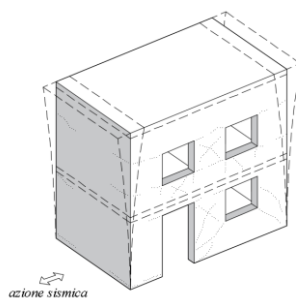


Figura 2.11. Comportamento scatolare della fabbrica muraria.

In presenza di un sistema diffuso di collegamenti tra le parti strutturali capace di prevenire tutti i possibili meccanismi locali fuori piano e quindi di far lavorare il sistema strutturale non come una somma di meccanismi locali indipendenti ma come un unico sistema resistente, l'edificio murario manifesta una **risposta globale** funzione sia della capacità portante delle pareti sia della capacità del sistema di trasferire le azioni tra i vari elementi. Nel comportamento globale (*comportamento sismico globale, d'insieme o scatolare*) tutte le pareti assolvono, per quanto possibile, sia la funzione portante che la funzione di controventamento assicurando resistenza e stabilità (**Figura 2.11**). Esso è chiaramente preferibile rispetto ai meccanismi locali in quanto capace di dar fondo a tutte le riserve di duttilità e resistenza dei materiali impiegati. Il collasso, infatti, non è raggiunto per perdita di equilibrio ma per perdita di capacità portante delle pareti murarie le quali sono sollecitate prevalentemente nel loro piano (*meccanismi nel piano o di secondo modo*).

In particolare, il *collegamento tra pareti verticali* può essere garantito, in diversa misura, dall'ammorsamento delle pareti nelle zone di connessione e dalla presenza di catene metalliche o di altri presidi aventi lo scopo di collegare tra loro i muri paralleli della scatola muraria (**Figura 2.10**). Tali dispositivi vengono utilizzati anche per contrastare eventuali elementi spingenti che possono innescare l'attivazione di meccanismi di danno locale.

Il *collegamento tra pareti e solai* (di piano o di copertura) può essere garantito, in diversa misura, sia dal sistema di appoggio (dimensione della superficie di appoggio e sagomatura delle teste delle travi) sia dalla presenza di connessioni metalliche o altri presidi. In particolare, il solaio può assolvere la funzione di diaframma rigido se ben collegato alla struttura portante e di adeguata rigidità. In questo caso le azioni sismiche vengono ripartite in funzione delle rigidità proprie delle pareti di controvento e non in funzione delle aree d'influenza delle singole pareti come avverrebbe in presenza di solai flessibili (**Figura 2.12**). In aggiunta, i solai rigidi garantiscono inoltre una maggiore resistenza flessionale fuori piano alle pareti connesse (se adeguatamente collegati), scongiurando in tal modo l'attivazione di eventuali meccanismi di primo modo (**Figura 2.12**).

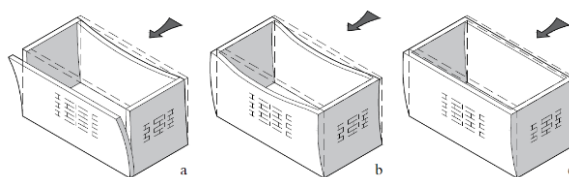


Figura 2.12. a) Scatola muraria non collegata all'orizzontamento e in assenza di ammorsamento tra pareti e altri presidi; b) scatola muraria con pareti ammorsate tra loro e collegate all'orizzontamento flessibile; c) effetto dell'irrigidimento del solaio connesso alle pareti ammorsate tra loro.

Come si evince dalla **Figura 2.13**, se la parete muraria è caratterizzata da una geometria regolare e aperture di grandezza standard, le fessurazioni sono frequentemente concentrate in porzioni murarie chiaramente riconoscibili della struttura, dette maschi murari (porzione di muratura tra due aperture allineate orizzontalmente) e fasce di piano (porzione di muratura tra due aperture allineate verticalmente). Viceversa, cioè qualora le aperture non siano disposte regolarmente, il danno sismico si manifesta tramite fessurazioni di non sempre facile previsione.



Figura 2.13. Comportamento globale in edifici storici soggetti ad azione sismica.

In conclusione, è bene sottolineare che durante il sisma le costruzioni esistenti in muratura, e soprattutto i beni architettonici complessi, possono manifestare sia meccanismi nel piano (generalmente associati al comportamento globale) che fuori piano (generalmente associati alle risposte locali) influenzandosi tra loro. Ad esempio, in alcuni casi una fessurazione diagonale dovuta alla risposta nel piano della muratura può di fatto favorire l'attivazione di un meccanismo fuori piano costituendo un percorso preferenziale di rottura associato al ribaltamento fuori piano.

2.2. Valutazione della sicurezza

Un elemento di valutazione qualitativa della sicurezza di una costruzione storica potrebbe il cosiddetto "*collaudo*" della storia, di cui l'esistenza stessa della costruzione ci fornisce testimonianza. Lo studio dei danni causati dagli eventi sismici passati, ad esempio, può risultare fondamentale in tal senso.

Tuttavia, tale valutazione risulta spesso insufficiente nei riguardi della prevenzione dal rischio, in quanto una costruzione, pur se antica, potrebbe non essere ancora stata colpita da

un terremoto di intensità pari a quella adottata dalle norme o potrebbe non possedere più la capacità resistente originaria poiché ridottasi nel tempo a causa del danneggiamento accumulato dovuto ad eventi sismici passati di minore intensità, a causa di dissesti di altra natura o per le trasformazioni che spesso interessano le costruzioni storiche stesse (Linee Guida 2011, §5.1).

La valutazione qualitativa della sicurezza deve essere quindi sempre accompagnata da una valutazione quantitativa finalizzata a tradurre in termini meccanici il comportamento nella costruzione, il quale deve essere accertato tramite il raggiungimento di una adeguata conoscenza della struttura (Linee Guida 2011, §5.1). Tale valutazione viene affrontata tramite la definizione di modelli numerici e l'utilizzo di metodi di analisi sismica di comprovata validità.

In particolare, il modello dovrà tenere conto di diversi aspetti, ovvero che la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione, che possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione, che la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti e che le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria (NTC 2008, §8.2).

Per quantificare il livello di sicurezza di una costruzione storica, possono essere utilizzati diversi modelli interpretativi aventi ognuno un diverso grado di accuratezza. Negli ultimi anni diverse strategie sono state sviluppate in letteratura [11].

La scelta del modello da utilizzare è spesso dettata dal tipo di comportamento sismico atteso della costruzione (ad esempio se globale o locale). Nonostante i meccanismi nel piano e fuori piano possano avvenire contemporaneamente, viene infatti generalmente riconosciuto ed accettato che essi possano venire analizzati separatamente, trascurandone le mutue interazioni. Per tale ragione, la sicurezza di una costruzione storica deve essere sempre valutata nei confronti di entrambi i tipi di comportamento sismico (NTC 2008, §8.7.1 e Circolare 2009, §C8 e §C8.7.1.1).

I modelli interpretativi utilizzati possono quindi interessare l'intera costruzione o sue singole parti a seconda del meccanismo investigato (se globale o locale) e, in caso di valutazione sismica, devono essere in grado di descrivere direttamente o indirettamente la risposta della costruzione sotto azione dinamica.

Tale comportamento può essere identificato e validato sulla base del comportamento già manifestato dalla costruzione stessa, ovvero quello dedotto dagli stati di danneggiamento presenti e in particolare a quelli dovuti ai fenomeni sismici, o in alternativa quello dedotto

sulla base della risposta strutturale di edifici simili e/o sulla base della presenza o meno di adeguati presidi di collegamento delle parti strutturali.

Modellare accuratamente la risposta sismica di una costruzione storica in muratura può essere un compito molto complesso. Tale complessità deriva innanzitutto dalle difficoltà nel modellare correttamente il comportamento meccanico della muratura, a causa della sua natura composita (che determina un comportamento generalmente anisotropo se realizzata a regola d'arte³), e della presenza di forti non linearità meccaniche già per bassi stati tensionali. Per tale ragione, nell'ambito della valutazione della sicurezza sismica, tale modellazione dovrà bilanciare efficienza con accuratezza, ossia raggiungere una accuratezza sufficiente a descrivere il comportamento effettivo della costruzione muraria limitando l'onere computazionale.

In aggiunta, numerose incertezze influiscono nella modellazione delle costruzioni storiche, ben maggiori di quelle riscontrabili nel caso di strutture esistenti in acciaio o in cemento armato. Tali incertezze sono ascrivibili alla *complessità geometrica del sistema*, ove non è sempre facile riconoscere un chiaro schema strutturale (che dipende anche dalla storia costruttiva⁴, dai carichi applicati e dagli stati di danneggiamento presenti); alla difficoltà di modellare adeguatamente i *dettagli costruttivi* con particolare riguardo alle condizioni di vincolo tra i vari elementi strutturali nel caso delle costruzioni storiche; alla vastità delle *tipologie costruttive e tecnologiche*; e alla difficoltà di ottenere parametri di resistenza rappresentativi dei materiali data l'elevata *dispersione dei parametri meccanici*.

Tali incertezze sono ben maggiori negli edifici storici in muratura rispetto a quelle presenti negli edifici esistenti in cemento armato o acciaio. Ciò è dovuto alla notevole varietà tipologica delle strutture murarie e dell'uso di diverse e variegata tecnologie di intervento (tradizionali e moderne) da cui deriva anche una difficile standardizzazione dei metodi di verifica. Le costruzioni storiche costituiscono infatti un insieme estremamente vario e complesso per tipologie e tecniche costruttive. Tale varietà scaturisce dalle diversificazioni delle caratteristiche dell'apparecchio murario e degli orizzontamenti, nonché dalla presenza

³ Dalla natura composita deriva infatti un comportamento fortemente anisotropo (se la tessitura è a regola d'arte) sia in campo lineare che non lineare. La natura composita rappresenta quindi un aggravio computazionale non solo in caso di modellazione dettagliata dei singoli costituenti (malta, mattoni e interfacce) ma anche in caso di modellazione tramite l'utilizzo di un materiale omogeneo equivalente.

⁴ A causa delle variazioni di configurazione strutturale che si sono avvicinate attraverso i secoli (demolizioni parziali, integrazioni e modifiche, rinforzi e interventi di ristrutturazione) e attraverso le quali la costruzione storica si è formata.

di dispositivi di collegamento come, ad esempio, catene o tiranti. Inoltre, la cultura costruttiva antisismica di una determinata area geografica è generalmente influenzata sia da fattori di natura economica, sia dal livello di pericolosità sismica che dalla ricorrenza locale dei terremoti. Ad esempio, in aree ad elevata sismicità (caratterizzate dalla possibilità di terremoti violenti e dalla presenza di terremoti significativi con una certa frequenza), l'esperienza ha portato a mettere a punto soluzioni costruttive efficaci per la riduzione della vulnerabilità (contrafforti, catene, ammorsamenti, ecc.), le quali sono diventate con il tempo, e specie nelle regioni con terremoti frequenti, parte integrante delle regole costruttive. Viceversa, nelle aree a bassa sismicità (terremoti rari e non distruttivi), tali elementi di presidio antisismico sono stati messi in atto solo per le riparazioni o nelle ricostruzioni a seguito dei pochi terremoti significativi. Il loro uso da parte dei costruttori veniva dimenticato dopo qualche generazione (Linee Guida 2011, §5.1).

Per tali ragioni, la modellazione strutturale delle costruzioni storiche richiede sempre una approfondita **indagine conoscitiva della struttura** tale da giustificare le eventuali scelte di modellazione concernenti **scala spaziale** (ossia quale parte della costruzione è opportuno modellare, vedi §2.2.1), lo **schema strutturale** (che deve essere quantomeno verificato e riconosciuto dalle vicende passate, vedi §2.2.2) e il **tipo di modellazione** da adottare (condizionata dallo schema strutturale adottato e dalle finalità stesse dell'analisi, vedi §2.2.3).

Tale conoscenza può essere ottenuta considerando diversi livelli di approfondimento sulla base dell'accuratezza dei rilievi e delle indagini storiche effettuate, sulla conformità del manufatto alle regole dell'arte, sull'individuazione e sul tipo di danno, sulla capacità di ricostruire la storia del manufatto (anche in relazione agli eventi sismici) ed, eventualmente, sul risultato di test sperimentali (se effettuati)⁵. Al fine di tenere conto delle incertezze presenti ed assicurare un risultato a favore di sicurezza, potranno essere definiti opportuni fattori di confidenza da applicare a uno o più parametri significativi del modello sulla base del livello di conoscenza raggiunto.

A partire da un modello ottenibile con un livello minimo di conoscenza, ovvero basato su un numero limitato di informazioni, si possono definire modelli interpretativi via via più raffinati, calibrati e validati attraverso l'approfondimento della conoscenza (Linee Guida 2011, §5.1). Il livello di conoscenza acquisito diventa elemento fondamentale per la valutazione dell'affidabilità del modello, quantificando su base soggettiva il contributo non trascurabile di eventuali aspetti costruttivi non adeguatamente rappresentati nel modello.

⁵ Nel caso si prevedano prove anche solo debolmente distruttive, si dovrà valutare l'impatto delle stesse sulla conservazione del manufatto, limitandosi a quelle effettivamente necessarie per lo svolgimento delle analisi.

In questo capitolo viene quindi riportata una guida operativa per la modellazione delle costruzioni storiche in ambito professionale. Verranno quindi date indicazioni relativamente alla scelta di una corretta scala di modellazione (§2.2.1), di un adeguato schema strutturale (§2.2.2) e della corretta strategia di modellazione da adottare (§2.2.3, §2.2.4 e §2.2.5).

2.2.1. Scala di Modellazione

L'adozione di una adeguata **scala di modellazione**, così come la definizione di **vincoli e confini spaziali** della struttura, può essere un compito non banale, condizionato da diversi fattori. In generale, tale scelta è svolta a partire dal tipo di **risposta sismica** dell'edificio (locale o globale), ma può essere condizionata anche dalla **necessità di analizzare dettagliatamente singole parti di struttura** (e.g. a causa di una concentrazione del danno in determinate zone) e dal **fine dell'intervento** pianificato.

Ad esempio, in caso di meccanismo sismico globale o di inserimento di un sistema diffuso di catene metalliche, risulterà più adeguato l'utilizzo di un modello globale, ossia dell'intera struttura. Viceversa, se la risposta sismica dell'edificio non è altro che la somma di risposte locali indipendenti, a causa della mancanza di un sistema diffuso di catene e tiranti e di solai rigidi e resistenti nel piano (e.g. grandi chiese ma anche edifici complessi o estesi), o nel caso di rinforzo di un arco tramite inserimento di una catena, risulta più opportuno studiare le singole porzioni murarie interessate dal meccanismo/i locale/i. In tal caso si dovrà tener conto in maniera corretta sia delle forze scambiate tra i vari sottosistemi strutturali che della effettiva ripartizione della totalità delle forze sismiche sui meccanismi locali considerati (Circolare 2009, §C8.7.1.1).

Interventi come il rinforzo di strutture tramite FRP o iniezioni di malta potrebbero richiedere una modellazione dettagliata del singolo elemento strutturale in maniera tale da fornire parametri meccanici equivalenti da utilizzare successivamente nel modello globale. Una modellazione dettagliata e puntuale del singolo elemento potrà risultare fondamentale anche per l'analisi del danno di bene artistici strettamente connessi alla struttura.

Emblematico nella scelta di una adeguata scala di modellazione è il caso di una costruzione inserita in un **aggregato urbano** (vedi Appendice A). In questo caso sarebbe opportuno considerare l'aggregato nella sua interezza. Tuttavia tale opzione è spesso improponibile sia per i costi computazionali sia per la complessità del compito, sia per le difficoltà ad accedere e conoscere le parti adiacenti alla costruzione in oggetto. Per tale ragione, la norma consente di riferire l'analisi alla singola unità strutturale oggetto di studio tenendo conto, per quanto possibile, delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi o in aderenza ad esso ed evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

Il primo passo nello studio di una porzione di aggregato consiste nell'individuazione dell'unità strutturale (US) oggetto di studio. L'individuazione dell'US va eseguita in ragione della forma del sistema edilizio di riferimento a cui appartiene l'US, della qualità e consistenza degli interventi previsti e con il criterio di minimizzare la frammentazione degli interventi. In tal caso il progettista dovrà definire la dimensione operativa minima, che talora potrà riguardare l'insieme delle unità immobiliari costituenti il sistema, ed in alcuni casi porzioni più o meno estese del contesto urbano.

Per la individuazione dell'US si deve innanzitutto tener conto della unitarietà del comportamento strutturale della porzione di aggregato nei confronti dei carichi (statici e dinamici). È importante a tal fine rilevare la tipologia costruttiva ed il permanere degli elementi caratterizzanti, in modo da indirizzare il progetto degli interventi verso soluzioni congruenti con l'originaria configurazione strutturale.

L'US dovrà comprendere cellule tra loro legate in elevazione ed in pianta da un comune processo costruttivo, avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, essere delimitata o da spazi aperti o da giunti strutturali o da edifici contigui strutturalmente ma costruiti con tipologie costruttive e strutturali diverse, o con materiali diversi, oppure in epoche diverse.

A tal fine, dovranno essere indagati:

- i processi di aggregazione ed organizzazione dei tessuti edilizi ed il loro rapporto con l'evoluzione del sistema viario;
- gli eventi principali che hanno influito sugli aspetti morfologici del costruito storico (tramite fonti storiche);
- la morfologia delle strade, la disposizione e la gerarchia dei cortili (con accesso diretto o da androne) ed il posizionamento delle scale esterne. Tale studio contribuisce alla comprensione del processo formativo e di trasformazione di isolati, lotti, e delle porzioni non costruite in rapporto alle fasi del loro uso;
- l'allineamento delle pareti con verifiche di ortogonalità nei confronti dei percorsi viari ed individuazioni di prolungamenti, rotazioni, intersezioni e slittamenti degli assi delle pareti. Ciò aiuta ad identificare le pareti in relazione alla loro contemporaneità di costruzione e quindi definire il livello di connessione;
- i rapporti spaziali elementari delle singole cellule murarie nonché i rapporti di regolarità, ripetizione, modularità ai diversi piani. Ciò consente di distinguere le cellule originarie da quelle dovute a processi di saturazione degli spazi aperti;

- la dimensione e la forma delle bucaure nei muri di prospetto come assialità, simmetria, ripetizione, in modo tale da determinare le zone di debolezza nel percorso di trasmissione degli sforzi e da rilevare le modificazioni avvenute nel tempo;
- i disassamenti, le rastremazioni delle pareti, i muri poggianti “in falso” sui solai, lo sfalsamento di quota tra solai contigui. Ciò fornisce indicazione sia sulle possibili fonti di danno che per l’interpretazione dei processi di aggregazione.

2.2.2. Schema Strutturale

Lo schema strutturale deve tener conto, oltre alla geometria della struttura, dell’interazione tra la struttura e l’ambiente, delle fasi di costruzione e trasformazione e del danneggiamento presente.

Lo studio della **geometria** della struttura, oltre a definire il modello, sarà finalizzata all’individuazione di possibili simmetrie e direzioni significative per il comportamento d’insieme. In base a queste considerazioni la struttura può infatti essere semplificata ed i gradi di libertà ridotti. Emblematico il caso in cui è possibile analizzare la struttura tramite sezioni significative riconducendo l’analisi d’insieme ad una analisi piana (ad esempio la sezione trasversale di una navata di una chiesa). Nel caso di strutture simmetriche è possibile modellare solo una parte di struttura assegnando opportune condizioni di vincolo (ad esempio nel sistema di un arco-piedritto si può analizzare metà struttura, o nel caso di una cupola se ne può analizzare un solo spicchio data la sua simmetria assiale). Chiaramente tali semplificazioni non sono sempre ottenibili a causa della presenza di asimmetrie significative o irregolarità costruttive, causate anche ad interventi di recupero che possono aver concorso a far perdere al manufatto la simmetria strutturale originaria.

Anche l’**interazione tra suolo e struttura** (e più in generale tra ambiente e struttura) svolge un ruolo di fondamentale importanza nella modellazione, specialmente nel caso di costruzioni storiche dotate di elevata rigidità e massa (come ad esempio nel caso di un arco trionfale). In questi casi, data la notevole rigidità della struttura, può essere determinante la modellazione della deformabilità del terreno di fondazione, anche se di ottime caratteristiche.

Nel caso in cui si svolga l’analisi di una singola porzione di aggregato, continua, a contatto o interconnessa con edifici adiacenti (individuata così come descritto al §2.2.1), si dovrà tener conto degli effetti delle interazioni strutturali tra l’unità strutturale da analizzare e gli edifici adiacenti (Circolare 2009, §C8A.3).

Sull’US individuata dovranno essere evidenziate le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue, ed in particolare:

- i carichi sia verticali che orizzontali (sismici) provenienti da solai o da pareti di unità strutturali adiacenti;
- le spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le unità strutturali adiacenti;
- le spinte di archi e volte appartenenti ad unità strutturali contigue e quelle provenienti da archi di contrasto o da tiranti ancorati su altri edifici;
- effetti locali causati da prospetti non allineati, o da differenze di altezza o di rigidezza tra unità strutturali adiacenti;
- azioni di ribaltamento e di traslazione che interessano le pareti nelle unità strutturali di testata delle tipologie seriali (schiere);
- il possibile martellamento nei giunti tra unità adiacenti.

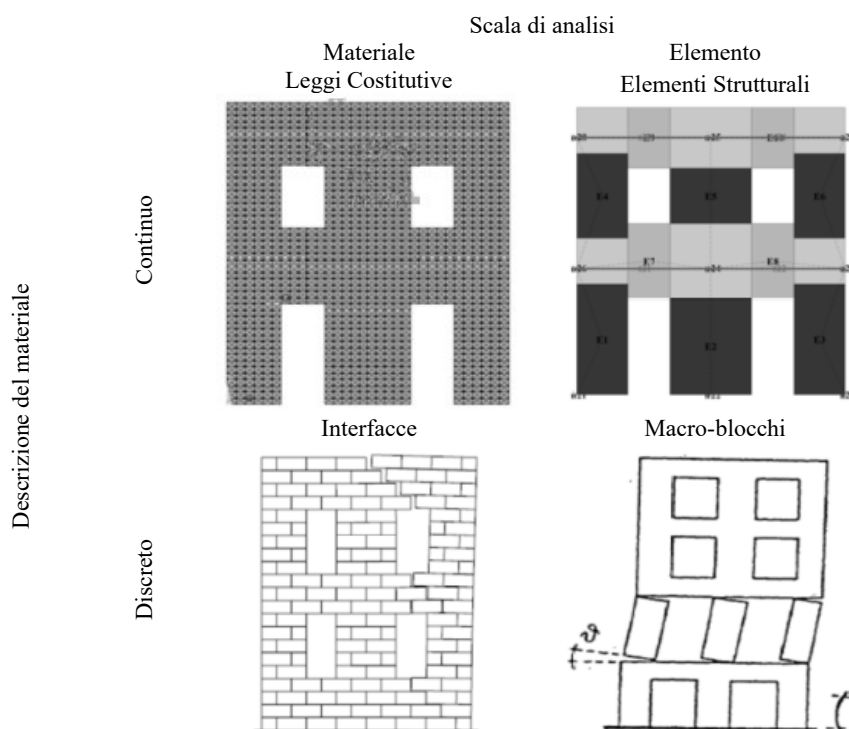
L'individuazione delle **fasi di costruzione e trasformazione** (come ad esempio annessioni di nuovi corpi di fabbrica, sopraelevazioni, modifiche interne con demolizioni parziali e ricostruzioni) risulta fondamentale per diverse ragioni. Innanzitutto, gli stati tensionali e deformativi all'interno della struttura dipendono dalla sequenza costruttiva. Inoltre, le parti aggiunte, anche se apparentemente in continuità con il complesso costruttivo, si comportano spesso come strutture indipendenti di cui è opportuno valutare il corretto grado di ammassamento con le restanti parti del complesso strutturale. Per esempio, nel caso di aggregati edilizi complessi, individuare correttamente le celle originarie distinguendole da quelle di accrescimento e di intasamento consente una più accurata definizione dei vincoli da inserire nel modello. Infine, a causa delle diverse fasi costruttive, possono essere presenti alcune discontinuità strutturali (e.g. chiusura di aperture esistenti). In questo caso, tali discontinuità possono costituire dei percorsi preferenziali di fessurazione.

Infine, **stati lesionativi** importanti e **configurazioni deformate** del bene strutturale dovranno essere accuratamente valutati ed inseriti nel modello. Il riconoscimento dei **dissesti** presenti è infatti determinante per la scelta della corrette strategie di modellazione e di analisi di una costruzione in muratura in quanto meccanismi di dissesto chiaramente riconoscibili possono portare ad identificare il comportamento della costruzione, consentendo anche una modellazione locale di maggior dettaglio.

2.2.3. Classificazione delle diverse strategie di modellazione

Al fine di valutare la risposta sismica delle costruzioni storiche, sono state sviluppate diverse strategie di modellazione, ognuna con un diverso grado di dettaglio e onere computazionale. Tali modellazioni possono essere classificate seguendo diversi criteri, quali ad esempio la **scala di analisi**, che può essere riferita al materiale (stato tensionale) o al singolo elemento (forze generalizzate), e le modalità con cui vengono descritte le **eterogeneità del materiale**, se tramite un materiale continuo equivalente o come assemblaggio discreto di elementi (**Tabella 2.1**). I modelli sviluppati alla scala del materiale descrivono in maniera piuttosto dettagliata la complessa risposta meccanica del materiale murario. Viceversa, le modellazioni alla scala dell'elemento sono basate su forti ipotesi semplificative in cui svolge un ruolo fondamentale l'osservazione del danno sismico manifestato dagli edifici nel corso dei terremoti passati. Ovviamente, particolare attenzione va posta nel caso in cui tali assunzioni non si adattino al comportamento dell'edificio in esame. Si pensi ad esempio a strutture rinforzate che possono manifestare un danneggiamento diverso da quello delle strutture non rinforzate. Va infine detto che la classificazione qui esposta non esaurisce tutte le possibili strategie di modellazione sviluppate in letteratura, in quanto modellazioni ibride sono comunque possibili.

Tabella 2.1. Classificazione delle diverse strategie di modellazione [12].



Per quanto riguarda i modelli sviluppati alla scala del materiale, se la muratura è modellata come un materiale discreto, e quindi eterogeneo, si parla di **modellazione ad interfacce**. In questo caso, blocchi e i giunti sono modellati separatamente e collegati l'un l'altro tramite elementi interfaccia in cui vengono generalmente concentrate le non linearità meccaniche. Nonostante la modellazione a interfacce fornisca una accurata descrizione della risposta strutturale (a patto di conoscere perfettamente le caratteristiche della struttura) essa necessita di un onere computazionale eccessivamente elevato, soprattutto relativamente all'applicazione ad edifici interi.

Tra i metodi di modellazione che consentono una modellazione ad interfacce troviamo la **micro-modellazioni agli elementi finiti (FEM)**, il **Metodo degli Elementi Discreti (DEM)** e gli approcci basati sull'**Analisi Limite**.

Nelle **micro-modellazioni FEM**, gli elementi finiti, generalmente bidimensionali o tridimensionali, permettono una dettagliata rappresentazione dello stato di sforzo e deformativo dei singoli componenti. Tale approccio permette l'esecuzione di analisi dinamiche ma necessita di un numero di parametri e di un onere computazionale eccessivamente elevato, specialmente nel caso di modellazioni non lineari [13].

Il **Metodo degli Elementi Discreti (DEM)** [14] può essere una valida alternativa alle micro-modellazioni FEM in quanto, poiché i blocchi sono generalmente considerati come rigidi [15]⁶, l'onere computazionale ne risulta ridotto anche se non in maniera sufficiente da consentirne l'utilizzo nel caso di modellazione della risposta globale (il loro utilizzo viene solitamente limitato a semplici strutture multiblocco come ad esempio colonne in pietra [16] o ad analisi dettagliate di meccanismi locali). Le modellazioni che sfruttano tale approccio sono generalmente sviluppate per murature periodiche e blocchi parallelepipedi. Solo pochi contributi riguardano murature irregolari [17]. In particolare, nell'approccio DEM, che può essere utilizzato sia per analisi statiche che per analisi

⁶ Tale assunzione è giustificata dal fatto che la maggior parte del danno sismico avviene per spostamenti tra i blocchi e non per fessurazione nei blocchi. È comunque possibile tenere conto della deformabilità dei blocchi, ad esempio combinando le caratteristiche degli elementi discreti con quelle degli elementi finiti (**DEM+FEM**) [369] o utilizzando specifici DEM in cui: i blocchi sono considerati deformabili ma sotto uno stato tensionale e deformativo uniforme (**Discontinuous Deformation Analysis, DDA** [370]); i contatti sono assunti rigidi; non è permessa alcuna compenetrazione.

dinamiche [18–21]⁷, vengono considerate principalmente formulazioni di contatto deformabile nei giunti⁸, dove, note le proprietà dei giunti normali e la rigidità a taglio, le tensioni di contatto sono funzione dei soli spostamenti relativi tra i blocchi.

Anche nei modelli basati su **analisi limite**, i singoli blocchi sono modellati come corpi infinitamente rigidi e resistenti mentre le interfacce sono generalmente non lineari e attritive (si veda ad esempio [22–25]). In alcuni casi possono essere utilizzate una serie di molle elastiche [26,27]. Tali modelli sono largamente diffusi grazie al loro moderato onere computazionale e sembrano particolarmente idonei a descrivere la risposta sismica di tutta quella serie di beni architettonici dove le non-linearità sono concentrate nei giunti. Gli unici parametri meccanici necessari alla realizzazione del modello sono quindi la coesione e il coefficiente d'attrito nei giunti. Tuttavia, tramite tale analisi vengono fornite le sole informazioni riguardanti il collasso della struttura.

Se la muratura è invece modellata come un materiale continuo e quindi omogeneo, si parla di **modellazione tramite leggi costitutive nel continuo CCLM** (mesh continue di elementi finiti 2D o 3D) in cui viene fornita una descrizione sintetica del materiale tramite *leggi costitutive* che descrivono il comportamento non lineare di un materiale omogeneo equivalente. Tale approccio è meno oneroso del precedente in quanto semplifica di gran lunga i termini del problema analitico. Le dimensioni degli elementi finiti dipendono da molti fattori quali la disposizione dei carichi, delle aperture, delle discontinuità, il livello di accuratezza desiderato, da questioni legate al tempo dell'elaborazione ed alle necessità di convergenza della soluzione.

Le leggi costitutive possono essere ottenute tramite un approccio *micromeccanico*, dove la legge costitutiva è ottenuta generalmente tramite procedure di omogeneizzazione, o tramite un *approccio fenomenologico*, dove la legge costitutiva è derivata da test sperimentali i quali forniscono relazioni tensione-deformazione e domini limite.

Tramite l'approccio micromeccanico, si analizza un volume eterogeneo rappresentativo delle caratteristiche meccaniche del pannello murario, ottenendo così le leggi costitutive

⁷ Relativamente all'analisi dinamica, esistono modelli capaci di considerare contatti dinamici, nei quali è assunta una condizione di contatto unilatera senza alcuna sovrapposizione dei blocchi (approccio di contatto rigido) [371,372].

⁸ In questo caso, una interpenetrazione normale è necessaria per riconoscere il contatto tra i diversi corpi.

del materiale omogeneo equivalente. Tali tecniche presentano il vantaggio di tenere traccia delle principali caratteristiche micromeccaniche della muratura, tuttavia risulta non particolarmente indicato nel caso di murature con tessitura irregolare, ove non è possibile individuare un volume murario rappresentativo⁹.

Per quanto riguarda la *fase elastica*, blocchi e giunti sono generalmente assunti come materiali elastici lineari [19,28–33]. Per semplificare l'analisi micromeccanica, i giunti del volume rappresentativo possono essere ridotti ad interfacce (senza spessore), mentre i blocchi possono essere considerati come rigidi [31,32].

Per quanto riguarda invece il *campo non-lineare*, nonostante i tentativi fatti in letteratura [34–36], non vi è ad oggi una formulazione evolutiva rigorosa delle leggi costitutive che possa essere adottata durante una analisi incrementale. Se vi fosse, il suo utilizzo comporterebbe comunque elevati oneri di calcolo e difficoltà di convergenza dell'analisi che condurrebbero alla scelta di analisi meno onerose.

Infine, in caso di *analisi a collasso*, la maggior parte dei modelli presenti in letteratura assumono una infinita resistenza dei blocchi e un comportamento coesivo attritivo nei giunti.

Per quanto riguarda l'*approccio fenomenologico*, il suo principale vantaggio è quello di essere particolarmente conveniente per la modellazione di murature non periodiche o irregolari per le quali le procedure di omogeneizzazione non risultano efficaci. Tale approccio ha comunque come svantaggio la necessità di calibrare i diversi parametri meccanici tramite test su provini in muratura di dimensioni adeguate sottoposte ad uno stato di sforzo omogeneo.

⁹ Tuttavia alcuni studi effettuati in questo campo hanno evidenziato come le irregolarità di tessitura possono essere considerate tramite l'utilizzo di un volume rappresentativo di dimensioni variabili [373] (vedi anche [374]).

Tra i modelli che adottano un approccio fenomenologico, quelli basati sullo *Smeared Crack Approach*¹⁰ e *Leggi di Plasticità*¹¹ sono attualmente i più diffusi. La capacità residua di trasmettere sforzi di taglio dopo la fessurazione (in direzione parallela al piano delle fessure), dovuta all'ingranamento degli inerti, alla rugosità delle superfici a contatto e all'attrito, viene tipicamente considerata riducendo il modulo elastico tangenziale (tramite un fattore di ritenzione del taglio costante¹² tipicamente compreso tra 0,1 e 0,5 e non critico per i casi in cui la rottura non sia per sollecitazioni taglienti).

In conclusione vale la pena sottolineare che le macro-modellazioni FEM appena descritte sono state sviluppate facendo riferimento al **continuo di Cauchy**, il quale non permette di tenere conto della dimensione della struttura in termini assoluti e quindi non è in grado di descrivere l'effetto scala. Diversi autori hanno tentato di risolvere tali problematiche. In particolare, si menziona l'utilizzo del **continuo di Cosserat**, nel quale si considera un

¹⁰ Lo *Smeared Crack Approach* [375,376] permette la formazione di lesioni in dipendenza dei campi tensionali effettivamente presenti nel materiale inizialmente integro, rappresentando la lesione come una fessurazione diffusa nel pannello murario (non rappresentando quindi la realtà fessurativa in cui le lesioni sono solitamente concentrate). Rispetto ai *Discrete Crack Models*, nei quali si individuano a priori le linee o direttrici potenziali di frattura dove è generalmente concentrata la generalità, lo *Smeared Crack Approach* fornisce una maggiore generalità di impiego per le più svariate configurazioni strutturali in termini di geometria e carico (così come accade, tra l'altro, nei criteri di tipo *Crossed*).

¹¹ Le leggi di plasticità utilizzate nei problemi di valutazione della sicurezza delle costruzioni storiche sono solitamente isotrope. Tuttavia è possibile utilizzare anche **leggi di plasticità anisotrope**, sviluppate nel recente passato sulla base di sue sperimentazioni dirette o su osservazioni meccaniche [377–381]. Tali leggi hanno però il difetto di richiedere un numero di parametri meccanici maggiore rispetto al caso isotropo, oltre a necessitare di un maggior onere computazionale e a causare una maggiore difficoltà di convergenza dell'analisi.

¹² Tale scelta è tipicamente abbinata ai cosiddetti modelli a piano di fessurazione fisso nei quali gli assi del materiale a cui è riferito il materiale costitutivo sono direzionati, dopo la fessurazione, coerentemente con il piano d'innescò del fenomeno e non mutano nei passi successivi all'analisi. I modelli a piano di fessurazione fisso sono alternativi alle strategie che assumono piani di fessurazione ruotanti (seguono la direzione dello sforzo principale di trazione) le quali forniscono soluzioni meno rigide ed appaiono più adeguate alla modellazione delle murature dove il fenomeno della rotazione delle fessure è osservabile anche sperimentalmente.

ulteriore parametro interno che tiene conto dell'effetto di scala a costo, tuttavia, si ulteriore aumento dell'onere computazionale [37–40].

Anche per quanto riguarda la modellazione alla scala dell'elemento si distinguono due approcci differenti a seconda che il materiale muratura sia considerato come discreto (eterogeneo) o continuo (omogeneo). Nel primo caso si parla di *modellazioni a macro-blocchi*, nel secondo di *modellazioni ad elementi strutturali*.

Nella *modellazione a macro-blocchi* [41], la muratura viene considerata come un insieme di corpi macroscopici generalmente assunti infinitamente rigidi¹³, connessi tramite interfacce non lineari non resistenti a trazione (generalmente schematizzate tramite cerniere puntuali) e capaci, in alcuni casi, di trasferire anche gli sforzi attritivi. La forma di ogni corpo rigido è desunta dal quadro fessurativo osservato nei rilievi post sismici evidenziati nella stessa struttura o in strutture simili [9,8]. Tali modelli sono generalmente utilizzati congiuntamente all'analisi limite lineari e non lineari. Possono essere quindi utilizzati per valutare la resistenza limite a collasso sia in caso di meccanismi nel piano che fuori piano.

Anche nella *modellazione ad elementi strutturali* viene assunto che il danno sia concentrato in determinati punti della struttura, la cui posizione viene solitamente stimata a priori sulla base dell'osservazione del danno post-sisma evidenziato nello stesso edificio o in edifici simili. Ogni elemento strutturale corrisponde generalmente a determinate porzioni murarie, ovvero maschi murari, fasce di piano, pannelli o elementi architettonici con specifiche condizioni al contorno. I maschi murari sono le porzioni murarie comprese tra due aperture allineate orizzontalmente. Le fasce di piano ovvero le porzioni murarie comprese tra due aperture allineate verticalmente. Le porzioni murarie rimanenti vengono solitamente assunte come infinitamente rigide in quanto, sulla base dell'osservazione del danno sismico, si è visto che in tali porzioni murarie non si verificano solitamente fessurazioni significative.

In questi modelli, ogni elemento strutturale macroscopico può essere definito da un punto di vista cinematico attraverso un unico elemento finito, come ad esempio elementi shell o beam. L'equilibrio dell'elemento è formulato tramite l'utilizzo delle forze generalizzate mentre il danneggiamento, lo scorrimento, la rotazione e la fessurazione degli elementi strutturali viene rappresentato tramite leggi costitutive non lineari espresse in termini di taglio e spostamento.

¹³ In alcuni casi possono essere considerati elastici, mentre solo in alcuni casi viene utilizzato un dominio limite a compressione tramite leggi elasto-plastiche o rigido-plastiche.

2.2.4. Metodi di modellazione della risposta locale

Per la modellazione dei **meccanismi locali** (ovvero di pareti sollecitate fuori piano ma anche meccanismi ad arco) vengono generalmente preferite strategie di modellazione discrete. Tra questi, i **modelli a macro-blocchi**, che seguono un **approccio alla scala dell'elemento**, risultano i più adatti per la pratica professionale [42]. Essi necessitano infatti di un basso onere computazionale e di pochissimi parametri meccanici. Inoltre, non è sempre necessaria una modellazione tridimensionale dei meccanismi, mentre è spesso sufficiente una modellazione bidimensionale o, in alcuni casi, anche monodimensionale.

È chiaro che usando un **approccio discreto alla scala del materiale** (ad esempio tramite l'utilizzo del metodo ad elementi distinti, DEM [14], vedi §2.2.3) dove ogni singolo materiale costituente (i.e. blocchi e malta) viene modellato separatamente, si ottiene il massimo livello di dettaglio. In questo caso la porzione muraria coinvolta nel meccanismo locale è uno dei risultati dell'analisi, e non deve essere assunta priori o stabilita tramite tentativi.

Tuttavia, a questo livello di dettaglio la definizione del modello richiede un complesso lavoro di modellazione e un dettaglio geometrico non sempre raggiungibile (molte porzioni murarie non sono visibili, soprattutto le tessiture interne). Inoltre, nonostante i parametri meccanici necessari per la definizione del modello siano relativamente pochi (ossia, nel peggiore dei casi, parametri di resistenza e rigidità dei giunti come coesione, coefficiente d'attrito, resistenza a trazione, angolo di dilatazione, rigidità normali e a taglio; parametri elastici dei blocchi [16]) essi richiedono una buona conoscenza delle proprietà dei materiali in quanto assunzioni inadeguate su tali parametri possono compromettere il maggior grado di dettaglio raggiunto a scapito dell'onere computazionale. Tale livello di conoscenza non è spesso raggiungibile negli edifici esistenti.

L'analisi sismica delle risposte locali tramite approccio a macro-blocchi (comunemente detta **analisi per macroelementi**¹⁴) consiste inizialmente nell'individuare tutti i possibili (e più significativi) meccanismi locali che possono verificarsi nella struttura esaminata. Tale

¹⁴ Con il termine **macroelemento** si intende la porzione muraria di un bene architettonico per cui, come testimoniato dall'osservazione del danno post sismico, sia possibile riconoscere un comportamento sismico ricorrente. Un macroelemento può includere un certo numero di elementi strutturali (come nel caso delle pareti che includono maschi murarie e fasce di piano) o può coincidere con la struttura stessa (come nel caso delle torri murarie). In generale, il danneggiamento del macroelemento porta ad una significativa perdita di capacità portante e funzionale dell'intero bene architettonico [8,42].

operazione è effettuata sulla base dell'osservazione delle fessurazioni esistenti nella struttura o sul confronto della struttura in esame con altre strutture simili ma già danneggiate [9,43,8].

Ogni meccanismo individuato viene quindi modellato tramite un insieme di corpi rigidi (caso più comune) o elastici [41]. La forma dei singoli blocchi è derivata dal rilievo fessurativo o è assunta a priori sulla base di fessurazioni tipiche. I blocchi sono reciprocamente connessi tramite interfacce, che nel più semplice dei casi sono rappresentate tramite cerniere cilindriche o bielle, ed elementi di connessione (rigidi, elastici, ad attrito), che possono simulare la presenza di catene metalliche, travi o ammorsamenti murari. L'inserimento dei vincoli determina la formazione di una catena cinematica ad un grado di labilità, il cui moto è quindi descritto da uno spostamento (o rotazione) infinitesimo.

È inoltre necessario tenere conto, anche se in maniera approssimata, della tessitura muraria, della qualità di connessione tra pannelli e tra pareti murarie, delle connessioni tra pareti e solai, etc. (NTC 2008, §8.7.1).

È chiaro che, data la definizioni a priori della forma dei corpi rigidi e del tipo di meccanismo, l'affidabilità di tale approccio dipenderà direttamente dalla correttezza delle ipotesi fatte. Per tale ragione, tale scelta dovrà essere supportata da una adeguata indagine conoscitiva sui dettagli costruttivi, sull'efficacia delle connessioni presenti e da una corretta interpretazione delle fessurazioni presenti. Inoltre, al fin di modellare accuratamente il meccanismo reale, è bene valutare attentamente la presenza e l'efficacia delle connessioni, la presenza di spinte non adeguatamente contrastate (come nel caso di volte, archi e puntoni inclinati di copertura), la qualità delle connessioni tra pareti (e quindi includere o meno la presenza di eventuali cunei di distacco) e tra solaio e pareti (considerando anche la possibilità di sconessioni durante l'evolversi del meccanismo), e la presenza di elementi solamente appoggiati come contrafforti o strutture adiacenti.

Deve essere poi individuata l'entità e la posizione delle forze. In particolare vanno considerati [42]:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;
- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- forze orizzontali non adeguatamente trasmesse alla struttura (spinte orizzontali di archi o volte);
- eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche);

- eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari, quelle presenti negli elementi elastici o per attrito) che producono lavoro delle forze interne.

Particolare attenzione va posta per le forze che non sono direttamente applicate ai blocchi ma le cui corrispondenti forze inerziali possono ugualmente gravare nei blocchi del meccanismo durante il sisma (ad esempio solai e coperture possono gravare sul cinematismo solo con una parte del loro peso, ma se non collegati, esercitano una azione sismica orizzontale proporzionale all'intera massa).

L'**azione sismica** viene invece schematizzata tramite un sistema di forze orizzontali (generalmente statiche) proporzionali alle masse della costruzione (carichi verticali portati) attraverso un opportuno moltiplicatore.

Per l'applicazione del metodo di analisi si fa riferimento al modello di Heyman¹⁵ basato sulle seguenti ipotesi semplificative, quali: *resistenza a trazione nulla, infinita resistenza a compressione, limitata deformabilità e assenza di scorrimento tra i conci murari*[41]. È chiaro che in alcuni casi tali assunzioni possono essere distanti dal reale comportamento della costruzione. Per tale ragione, in questi casi può essere opportuno utilizzare degli accorgimenti per modellare adeguatamente il meccanismo. Alcuni possibili accorgimenti sono riportati nel seguito.

La *non resistenza a trazione* è una ipotesi a favore di sicurezza in quanto porta a sottostimare l'effettiva capacità della struttura. Se i piani di rottura sono scelti in corrispondenza dei giunti, la sottostima è relativamente limitata. Al contrario, nel caso la rottura interessi zone di ammorsamento murario, tale contributo dovrà essere accuratamente modellato o, in alternativa, dovranno essere selezionati piani con minor resistenza se si vogliono evitare stime eccessivamente cautelative.

L'*infinita resistenza a compressione* è al contrario una ipotesi a sfavore di sicurezza. La condizione ultima, infatti, non si verifica in corrispondenza di un contatto puntuale tra i blocchi ma quando la sezione reagente parzializzata porta la muratura alla rottura per schiacciamento. L'ipotesi di infinita resistenza risulta inoltre tanto più lontana dalla realtà quanto più la parete muraria ha un comportamento non monolitico (muratura irregolare o a più paramenti). In questi casi può essere opportuno tener conto, anche se in forma

¹⁵ I lavori di Heyman [41,220] hanno evidenziato come nelle strutture murarie l'equilibrio delle parti sia spesso molto più importante degli stati tensionali, e che il comportamento dovuto alla geometria è più importante di quello dovuto alle proprietà del materiale (il calcolo elastico delle tensioni non è rilevante e le deformazioni elastiche sono omesse).

approssimata, della limitata resistenza a compressione della muratura. In particolare, l'analisi limite a macro-blocchi può essere ancora utilizzata a patto di considerare un margine geometrico nella posizione delle cerniere che definiscono il cinematismo, calibrato in funzione della qualità muraria.

La *deformabilità limitata* è una ipotesi generalmente accettabile, specialmente nel caso di strutture massive. Si ipotizza infatti che anche nella configurazione deformata, non determinabile attraverso l'analisi limite, la struttura sia ancora in equilibrio. Va sottolineato che per le costruzioni esistenti la configurazione geometrica determinata dal rilievo geometrico è già quella deformata. Per tale ragione, l'analisi limite è in grado di valutare la sicurezza della costruzione nel suo stato attuale.

L'ipotesi di *assenza di scorrimento* tra i conci murari può essere ritenuta valida salvo controllare a posteriori che non si verifichi lo scorrimento in concomitanza delle azioni valutate nell'analisi. In genere le azioni mutue sui conci murarie sono perpendicolari ai giunti principali (tranne nei rari casi in cui sono presenti elevati carichi concentrati su pareti di grande spessore) e comunque all'interno del cono d'attrito relativo alle strutture murarie.

Infine, in caso di elementi tozzi per i quali l'*ipotesi di blocco rigido* non risulta soddisfatta a causa del superamento della tensione di rottura del materiale prima che si verifichi la perdita di equilibrio, devono sempre essere eseguite verifiche di resistenza a taglio. Tale verifica può considerare solo l'attrito o, nel caso di malta di buona qualità, anche la coesione. Inoltre, in presenza di muratura a blocchi di piccole dimensioni rispetto a quelle dell'elemento strutturale, la verifica ad attrito deve considerare anche meccanismi di rottura "a scaletta".

Si vuole qui evidenziare come tale metodo di modellazione si uno strumento efficace non solo per la comprensione intuitiva dei meccanismi di danno ma anche per la corretta comprensione dell'intervento. In **Figura 2.14** è raffigurata la rotazione discorde di due piedritti nel piano di un arco trionfale analizzata tramite il metodo delle catene cinematiche (teoremi cinematico dell'analisi limite [41]). Una volta svolta l'analisi, è immediato il posizione della forza che si può opporre efficacemente al meccanismo, (ossia dove svolge lavoro negativo con modulo maggiore). Lo stesso principio viene applicato in **Figura 2.15** ove tuttavia occorre prestare attenzione ad ancorare bene il possibile intervento in un punto stabile. Il rischio infatti è di instabilizzare il piedritto apparentemente immobile.

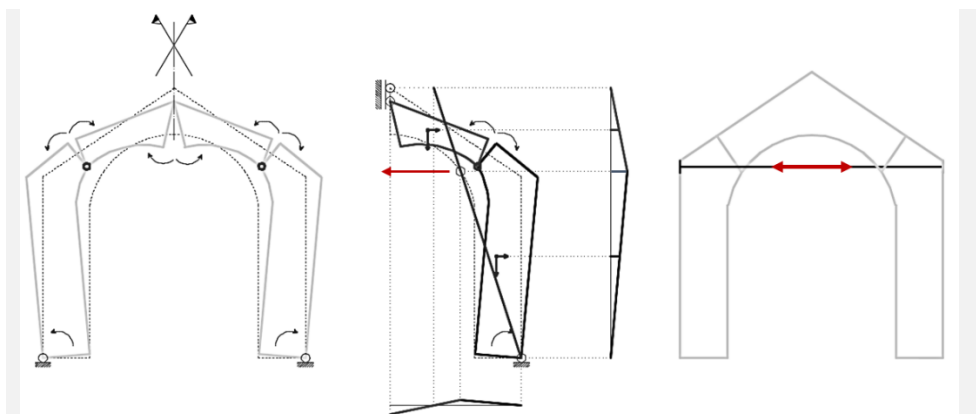


Figura 2.14. Utilizzo della modellazione a macroblocchi per l'analisi di un meccanismo nel piano (rotazione discorde dei piedritti) e posizionamento dell'intervento ove compie lavoro negativo con modulo maggiore. A sinistra il posizionamento ideale della forza, a destra il posizionamento effettivo.

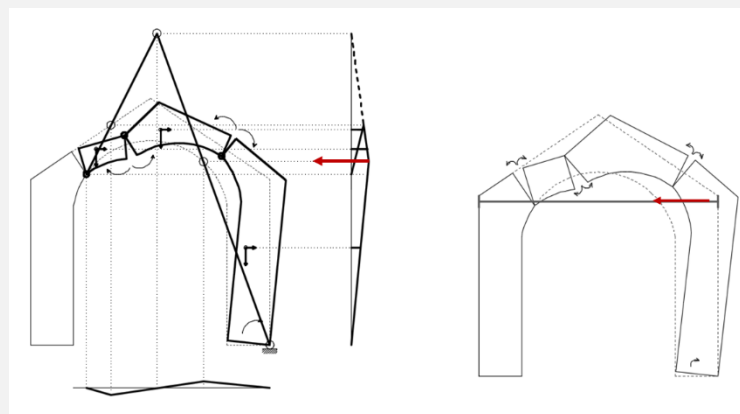


Figura 2.15. Utilizzo della modellazione a macroblocchi per l'analisi di un meccanismo nel piano (rotazione di un piedritto) e posizionamento dell'intervento ove compie lavoro negativo con modulo maggiore. A sinistra il posizionamento ideale della forza, a destra il posizionamento effettivo.

2.2.5. Metodi di modellazione della risposta globale

Per quanto concerne l'**analisi della risposta globale**, vengono usualmente utilizzate modellazioni tridimensionali della struttura. Solo in alcuni casi, ad esempio in presenza di orizzontamenti infinitamente flessibili, può risultare opportuno analizzare separatamente le singole pareti sollecitate nel piano, in quanto in questo caso la risposta di ogni singola parete risulta indipendente dalle altre.

La scelta del modello strutturale deve risultare dal compromesso tra i dati conoscitivi effettivamente disponibili (generalmente pochi) e l'accuratezza del modello. Tra i vari tipi di modellazione presenti in letteratura e classificati al §2.2.3, i modelli che descrivono la muratura come un materiale continuo sono generalmente i più utilizzati per l'analisi del comportamento globale. Infatti, i modelli discreti ad interfacce, sebbene potenzialmente applicabili all'intera struttura, risultano avere un onere computazionale fin troppo elevato per la pratica professionale, mentre i modelli discreti a macro-blocchi vengono utilizzati principalmente per studiare i meccanismi locali.

Tra le varie modellazione continue, data la notevole complessità delle costruzioni storiche in muratura, le macro-modellazioni FEM non lineari [44] (nel seguito indicate con l'acronimo CCLM, ossia Continuous Constitutive Laws Models [12]), che adottano leggi costitutive sviluppate alla scala del materiale, risultano essere concettualmente le più adatte allo studio del comportamento sismico globale delle costruzioni storiche così come evidenziato in [11] e [44], in quanto in grado di modellare geometrie complesse in condizioni di massima generalità di vincoli e carichi e di considerare sia la risposta nel piano che quella fuori piano in termini di rigidezza e resistenza rappresentando il miglior compromesso tra accuratezza e precisione almeno in ambito di ricerca [45]. Per tale ragione, il suo utilizzo prevale nella letteratura scientifica per la modellazione di qualsiasi tipo di struttura storica come chiese e moschee (si veda ad esempio [46], [47] e [48]), palazzi (ad esempio [49] and [50]), torri ([51] e [52]) e ponti (e.g. [53]).

In particolare, nel caso di costruzioni massive è possibile ricorrere ad una modellazione solida tridimensionale degli elementi strutturali; più efficacemente, nel caso frequente di costruzioni costituite da pareti, volte, cupole, risulta spesso conveniente schematizzare la struttura come elementi bidimensionali (con comportamento a piastra o a membrana), in grado di simulare adeguatamente il comportamento nel piano e fuori dal piano.

Tuttavia vale la pena evidenziare alcune questioni che possono inficiare l'accuratezza del risultato ottenuto tramite una macro-modellazione FEM, ovvero:

- il comportamento "scatolare globale", insito nel metodo, è tutt'altro che vicino alla realtà;
- le connessioni tra le pareti sono ben lungi dal rispettare la piena congruenza ipotizzata nel modello;

- la modellazione della fessurazione è generalmente molto convenzionale;
- i molti parametri costitutivi introdotti sono spesso assegnati in modo semi-empirico e la loro rappresentatività è tutt'altro che scontata anche in caso di indagini sperimentali [44];
- vi sono notevoli incertezze nella definizione della geometria strutturale e nella modellazione dei dettagli costruttivi/vincoli presenti;
- nelle analisi non lineari vi sono spesso difficoltà di convergenza numerica;
- è necessaria una identificazione ex-post per alcuni degli stati limite descritti nelle norme [54].

Sebbene talvolta l'influenza di tali incertezze può non essere determinante o, comunque, può essere quantitativamente controllabile, nella maggior parte dei casi esse possono condurre a soluzioni talmente differenti da quelle reali da rendere del tutto illusorio il vantaggio in termini di accuratezza ottenuto tramite l'uso di una macro-modellazione rispetto a modellazioni più semplificate, tale da non giustificare l'elevato onere computazionale richiesto (specialmente in caso di strutture complesse e di dimensioni rilevanti [55]). Per di più, il risultato ottenuto diviene spesso convenzionale e la capacità sismica dell'edificio può, nel peggiore dei casi, risultarne sovrastimata.

Gli approcci discreti e/o a macro-elementi rigidi [56–60] potrebbero essere considerati come una valida alternativa ai modelli CCLM. Tuttavia, anche in questo caso l'elevata dimensione degli edifici comportano anche in questo caso un troppo elevato onere computazionale (almeno per la pratica professionale) che può essere ridotto solo tramite una discretizzazione della parete molto approssimata e irrealistica [59].

Per tale ragione, la modellazione e l'analisi di un intero edificio storico viene solitamente affrontata nella pratica professionale, tramite metodi analitici ad un livello più alto di sintesi, in grado cioè di descrivere le principali caratteristiche della risposta sismica con un onere computazionale minore e un numero limitato di parametri meccanici. I modelli continui formulati alla scala dell'elemento (modelli ad elementi strutturali, vedi **Tabella 2.1**), sono stati sviluppati proprio a questo scopo [61–64] e sono stati introdotti in diverse norme nel corso degli anni, in quanto necessitano di pochi parametri meccanici e di un basso onere computazionale sia per quanto concerne le fasi di modellazione che le fasi di analisi. Il loro sviluppo, data la loro larga applicazione nella pratica professionale è ancora in corso d'opera.

Tra le *modellazione ad elementi strutturali* troviamo l'approccio a puntone equivalente (dove alcuni meccanismi di danno, come quelli dovuti a taglio, vengono però ignorati) e quello di trave non lineare (in cui possono essere inclusi, ad esempio, il metodo POR ed il metodo a

telaio equivalente). Nei paragrafi seguenti verrà lasciato largo spazio alla descrizione del metodo a Telaio Equivalente [65–74], il quale ha visto un recente sviluppo anche grazie alla sua adozione in diversi codici normativi nazionali e internazionali [75–78], applicato in combinazione con l'analisi statica non lineare. Vale la pena sottolineare nuovamente che, sebbene largamente diffuso, tale metodo è basato su forti ipotesi semplificative (geometria, comportamento meccanico delle murature, etc.) e per tale ragione, la sua affidabilità dipende dalla consistenza tra queste ipotesi e la realtà strutturale. Tale approccio ha il vantaggio di non richiedere necessariamente l'utilizzo di software dedicati, ma può essere implementato in programmi ad elementi finiti general purpose, oltre ad essere una valida alternativa anche nel caso di modellazione di edifici misti in c.a. e muratura.

Solitamente, poiché gli edifici esistenti in muratura mostrano un comportamento non lineare già per bassi sforzi tensionali (a causa della bassa resistenza a trazione della muratura) per l'analisi della vulnerabilità sismica vengono solitamente impiegate analisi non lineari [79]. Tra le analisi non lineari, le analisi dinamiche sono certamente le più accurate nel fornire una previsione del comportamento sismico dell'edificio. Tuttavia, esse presentano numerosi svantaggi che rendono questo strumento poco diffuso nella pratica professionale. Ad esempio:

- Si richiede un notevole onere computazionale;
- Vi è una forte dipendenza dei risultati dai parametri di input addizionali che non sono facilmente ottenibili nella pratica professionale (come ad esempio gli input sismici rappresentate come time history di accelerazione, si veda [80–82]);
- Vi è una difficoltà oggettiva nell'individuazione degli stati limite [83,84];
- Vi è la necessità di avere personale specializzato nell'esecuzione di questo tipo di analisi [63,85].

Per tali ragioni, al fine di approssimare il reale comportamento dinamico non lineare con strumenti più adatti alla pratica professionale, da fine anni 70 [86] vengono usualmente adottate analisi statiche non lineari (NSA). L'analisi statica non lineare è uno dei metodi di analisi più diffusi nella pratica ingegneristica. Permette di descrivere la capacità di spostamento di una struttura sottoponendola ad una distribuzione di carico monotona incrementale con controllo degli spostamenti. La valutazione sismica è effettuata confrontando lo spostamento di capacità ottenuto dalla curva di capacità (curva di pushover) con la domanda in termini di spostamento del terremoto previsto dalla norma [79]. Diverse procedure basate sugli stati limite sono state sviluppate negli ultimi decenni (vedi ad esempio [87,76,88–93]).

Capitolo 3.

Corretto utilizzo e limiti della modellazione a Telaio Equivalente

3.1. Introduzione

Gli edifici esistenti in muratura hanno mostrato la loro alta vulnerabilità sismica durante i recenti e passati eventi sismici. A causa dell'elevato pericolo a cui sono sottoposte le persone che abitano questi edifici, è importante oggi possedere degli strumenti di modellazione semplici ma rappresentativi da adottare nell'analisi sismica nella pratica professionale. Questo rende possibile infatti una corretta valutazione sismica così come la progettazione di adeguati interventi di rinforzo.

Per tale ragione, in questo lavoro viene proposta una review critica del metodo a telaio equivalente applicato agli edifici esistenti in muratura non rinforzata. Tale metodo è infatti attualmente il più diffuso nella pratica professionale dove è necessario possedere strumenti a basso onere computazionale, che facciano risparmiare tempo e denaro, e in cui siano necessari pochi parametri meccanici. L'applicazione del metodo non è tuttavia banale a causa della presenza di particolare specificità che differenziano le costruzioni esistenti in muratura dagli edifici di nuova realizzazione e, in particolare, da altre tipologie edilizie (in acciaio o in cemento armato) per le quali la modellazione a telaio è stata originariamente sviluppata. In particolare, la modellazione a telaio equivalente dovrà avere cura nel modellare:

- (i) Pareti murarie con irregolarità nella disposizione delle aperture;
- (ii) Architravi e archi in muratura;
- (iii) Solai flessibili;
- (iv) Grado di connessione tra muri e solaio e tra muri e copertura;
- (v) Grado di connessione tra i muri (ingranamento, presenza di catene, etc...);

(vi) Volte.

In particolare, alcuni di essi (ad esempio (iii) e (vi)) non garantiscono un comportamento scatolare. Per tale ragione, al fine di garantire rispondenza tra edificio modellato ed edificio reale, è opportuno ricorrere all'attivazione del comportamento globale scongiurando l'attivazione dei meccanismi locali. Ciò può essere ottenuto tramite una serie di interventi aventi lo scopo di incrementare il grado di connessione tra le parti strutturali, incrementare la rigidità nel piano dei solai, eliminare le spinte statiche delle volte e degli elementi lignei. Infine, nel caso di costruzioni storiche in muratura, il modello dovrà essere anche in grado di stimare il danno dei beni artistici spesso presenti in tali costruzioni.

I capitoli che seguono sono quindi volti a comprendere criticamente quale sia il campo di applicazione del metodo a telaio equivalente. In particolare, i prossimi capitoli tratteranno la discretizzazione muraria in elementi strutturali (§3.2), le leggi costitutive sviluppate in letteratura per la risposta nel piano dei maschi murari (§3.3) e per le fasce di piano (§3.4), le leggi costitutive relative alla loro risposta fuori piano (§3.5), le formulazioni più avanzate presenti in letteratura per la descrizione degli elementi strutturali (§3.6), la modellazione di cordoli e catene (§3.7), le modalità di modellazione delle connessioni tra le pareti e assemblaggio tridimensionale (§3.8), la modellazione degli orizzontamenti (§3.9), e delle masse sismiche (§3.10). Inoltre vengono presentate alcune considerazioni sul possibile utilizzo del metodo a telaio equivalente per la valutazione del danno ai beni artistici ove presente (§3.11). Infine, viene proposta una review critica dei diversi casi di studio presenti in letteratura (§3.12).

3.2. Discretizzazione della parete muraria

La principale caratteristica di una qualsiasi modellazione ad elementi strutturali risiede nella discretizzazione della parete muraria. Il grado di affidabilità della modellazione dipende fortemente dal livello di accuratezza di tale discretizzazione.

A causa della semplicità del modello a telaio equivalente, il primo passo per la modellazione consiste nella regolarizzazione della geometria strutturale. Vengono cioè trascurati disallineamenti delle pareti murarie, curvature e fuori piombo non ritenuti influenti in maniera significativa sulla risposta globale.

Particolare attenzione va poi posta nell'individuazione di eventuali pannelli murari che non contribuiscono alla risposta d'insieme del manufatto. Questo è il caso di pannelli murari scarsamente connessi al resto della compagine muraria o ad aperture murate. In questi casi, può risultare opportuno considerare tali porzioni murarie come aperture o attribuirgli caratteristiche meccaniche ridotte. Anche i parapetti, quando di spessore significativamente minore a quello dei pannelli murari portanti adiacenti o quando non hanno un adeguato

ammorsamento, possono essere considerati alla stregua di aperture, considerando cioè solo il loro contributo in termini di massa.

Nel caso di modellazione a Telaio Equivalente, la struttura viene discretizzata in maschi murari, fasce di piano e pannelli rigidi. I primi costituiscono i principali elementi resistenti sia alle azioni verticali che a quelle orizzontali. Le fasce sono elementi secondari orizzontali aventi il compito di accoppiare i maschi durante il sisma. I pannelli rigidi rappresentano le porzioni murarie dove solitamente non avvengono fessurazioni, così come osservato in laboratorio e sul campo [1–5].

Ogni elemento strutturale deformabile (maschi e fasce) viene usualmente rappresentato nel modello tramite un elemento finito monodimensionale a due nodi, posto nella linea baricentrica verticale nel caso dei maschi murari e nella linea baricentrica orizzontale nel caso delle fasce di piano. Ogni elemento viene poi connesso agli altri tramite elementi rigidi [66,94,95] o connessioni infinitamente rigide [67] tramite i quali si vuole rappresentare l'accoppiamento tra gli elementi deformabili fornito dai pannelli rigidi. Tale modellazione è chiaramente una semplificazione del complesso meccanismo di trasferimento degli sforzi tra gli elementi orizzontali e verticali che solitamente avviene lungo i nodi [58,67,96].

In **Figura 3.1** sono riportati i principali step per la discretizzazione di un pannello murario assieme a due possibili schematizzazioni dei pannelli rigidi.

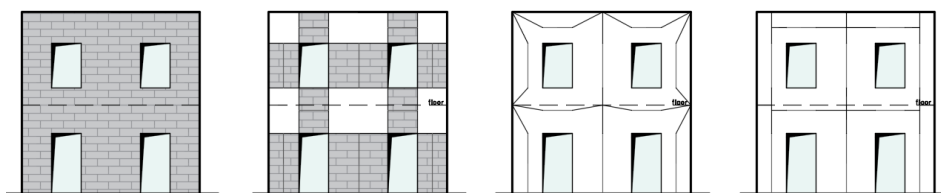


Figura 3.1. Principali step per la discretizzazione di un pannello murario assieme a due possibili schematizzazioni dei pannelli rigidi.

Non sono state ancora svolte in letteratura analisi parametriche sistematiche (sperimentali o numeriche) volte a definire criteri rigorosi per l'identificazione delle fasce e dei maschi murari nelle pareti murarie. Per tale ragione, i criteri generalmente utilizzati si basano principalmente sull'osservazione del danno sismico e su un numero limitato di campagne numeriche e sperimentali. Tali criteri sono generalmente criteri geometrici espressi in funzione delle aperture presenti. Va sottolineato che anche il quadro fessurativo è fondamentale per una corretta identificazione degli elementi strutturali [97], ed è quindi bene tenerne sempre conto. In alternativa, l'integrità del pannello danneggiato dovrebbe essere

sempre restaurata al fine di assicurare una migliore consistenza tra la struttura reale e il modello. Una review dei criteri di discretizzazione è proposta nel seguito.

In accordo con quanto prescritto da alcune norme [75], gli *elementi fascia muraria* possono essere inclusi nel modello solamente se sorretti da un architrave (o da un arco o da una piattabanda o da un cordolo di piano) resistente a flessione e strutturalmente efficace (ovvero un elemento che garantisca il sostegno della muratura della fascia anche nel caso in cui quest'ultima venga fessurata e danneggiata dal sisma). L'architrave dev'essere adeguatamente ammortato alle porzioni murarie circostanti (NTC 2008, §7.8.5.1), in modo tale da poter confidare in una sua resistenza orizzontale a trazione, anche se limitata. In alternativa, deve potersi instaurare nella trave un meccanismo resistente a puntone diagonale (**Figura 3.2**), ovvero deve essere presente una componente orizzontale di compressione innescata dalla presenza di una catena o di un elemento resistente a trazione in prossimità della trave (Circolare 2009, §C8.7.1.4 e NTC 2008, §7.8.1.5.2).

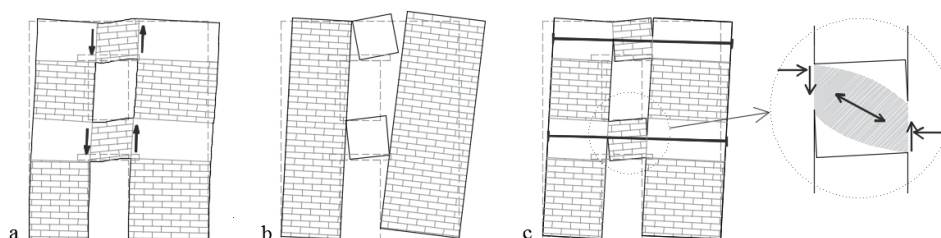


Figura 3.2. a) e b) Comportamento delle fasce di piano in funzione del livello di compressione fornito dai pannelli murari contigui; c) Comportamento delle fasce di piano in presenza di una catena.

La lunghezza delle fasce è solitamente assunta pari alla media delle lunghezze delle aperture tra cui è compresa. Tale lunghezza è generalmente ottenuta geometricamente connettendo gli spigoli delle aperture tramite due linee rette immaginarie. La linea mediana orizzontale corrisponderà all'elemento fascia muraria deformabile da inserire nel modello. Qualora vi sia solo una finestra o non vi sia sovrapposizione orizzontale tra due aperture, la porzione muraria al di sopra o al di sotto di esse viene usualmente considerata come infinitamente rigida (**Figura 3.3**). Tuttavia, ad oggi tale assunzione non è ancora confortata da adeguate analisi numeriche e/o sperimentali [67]. Ulteriori studi dovrebbero essere svolti al fine di validare tale assunzione anche per differenti layout di aperture. I parapetti possono essere considerati ragionevolmente come aperture nel caso in cui si abbiano spessori significativamente inferiori a quelli dei vicini maschi murari e delle sottostanti fasce, o in alternativa se non vi è ammortamento con la muratura circostante [61,98].

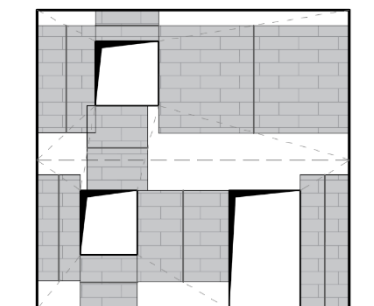


Figura 3.3. Discretizzazione della parete muraria in elementi strutturali.

L'identificazione degli elementi maschio murario risulta più complessa. Innanzitutto, l'efficacia dei maschi murari nel meccanismo globale deve essere valutata con particolare cura. Si pensi al caso di aperture chiuse, le quali risultano spesso scarsamente ammorsate con le murature adiacenti. In questo caso si può considerare tale porzione muraria come una apertura o con ridotte proprietà meccaniche [67].

Valutato ciò, vi sono diversi fattori che influiscono sulla identificazione della geometria dell'elemento deformabile maschio murario, come la presenza di architravi o cordoli in cemento armato [97]. In aggiunta, la natura ciclica del moto sismico porta a meccanismi di danno e ad altezze deformabili differenti a seconda della direzione del moto, specialmente nel caso di muratura con aperture irregolari [98–102].

In accordo con tale caratteristica, alcuni autori [98,99] hanno quindi proposto di considerare una altezza effettiva uguale a quella all'altezza dell'apertura che segue il maschio murario in direzione della azione sismica (vedi ad esempio **Figura 3.4a** e **b**). Altri autori [103,104] hanno proposto di considerare l'altezza della porzione muraria ove a seconda dell'azione sismica si crea un puntone equivalente (considerando la massima inclinazione possibile). Tale approccio, basato su una serie di risultati di test di carico laterale quasi statici su un edificio di due piani in muratura non rinforzata [105], è attualmente quello suggerito da alcune normative nazionali [78]. Tuttavia, tale approccio sembra essere correlato più ad un meccanismo di danno per flessione che per fessurazione diagonale.

Nonostante ciò, i criteri attualmente più diffusi non tengono conto della differente altezza deformabile a seconda della direzione dell'azione sismica, proponendo una schematizzazione della parete muraria a prescindere dalla direzione del moto sismico. Alcuni di questi sono riportati in **Figura 3.4**. Ad esempio, l'approccio "full rigid offsets" prescritto nelle norme FEMA 356 [88] e in [61] definisce l'altezza effettiva di ogni maschio come l'altezza delle aperture adiacenti. L'approccio di **Figura 3.4c**, simile al precedente, corrisponde a quello attualmente seguito dalla normativa italiana [75] la quale suggerisce di assumere come

infinitamente rigide le intersezioni tra maschi e fasce di piano. Tale approccio è stato adeguatamente modificato in figura per tenere conto della possibile irregolarità di allineamento tra le aperture. Tali approcci infatti non riescono a descrivere la parete muraria in maniera univoca in caso di aperture non allineate [103,104]. Per ovviare a tale problema, alcuni autori propongono di adottare una altezza effettiva uguale al minimo della luce libera delle porzioni murarie incluse tra due aperture consecutive non allineate (**Figura 3.4c**).

L'approccio adottato in **Figura 3.4d** è l'unico a non essere prettamente geometrico [106] e [64]. Tale approccio, che tiene conto anche della deformabilità dei pannelli rigidi, valuta l'altezza dell'elemento deformabile tramite la seguente espressione:

$$H_{eff} = h' + \frac{D(\bar{H} - h')}{3h'}$$

con \bar{H} altezza d'interpiano, D larghezza del pannello e h' pari all'altezza della linea baricentrica della porzione muraria ottenuta considerando una inclinazione massima della fessurazione a flessione di 30° , così come evidenziato da osservazioni numeriche e sperimentali (vedi **Figura 3.5**) [105,107–109]. Va detto che tale approccio è stato originariamente formulato per modelli strutturali con fasce infinitamente rigide e resistenti [86,106].

Infine, in **Figura 3.4e** è raffigurato un criterio facilmente implementabile nei codici di calcolo [67], basato sul criterio precedentemente esposto, ma che non considera tuttavia alcuna limitazione al cono di diffusione delle tensioni. In questo caso, l'altezza del maschio è definita infatti come la media tra l'altezza delle due aperture adiacenti al maschio in caso di maschio interno, e come la media tra l'altezza della finestra e dell'altezza di interpiano nel caso di maschi murari esterni. Poiché non vi è alcuna limitazione al cono di diffusione delle tensioni, il rischio in questo caso consiste nel sovrastimare la capacità deformativa del maschio murario, specialmente per i pannelli murari più esterni affiancati da aperture di modeste dimensioni in prossimità dell'intersezione muraria. Per tale ragione alcuni autori propongono di adottare comunque una limitazione del cono di diffusione così come proposto in **Figura 3.4f** [102,110].

Nonostante la presenza in letteratura di diversi criteri di discretizzazione muraria, la rigidezza globale è generalmente ben approssimata a prescindere dalla schematizzazione adottata così come evidenziato da diversi studi comparativi (si veda ad esempio [49,64,68,72,73,111–118]). Tuttavia, un semplice confronto tra i criteri per l'individuazione dei maschi sopra esposti può essere fatto sulla base della quantità di porzione rigida risultante. Infatti, ad un criterio di discretizzazione con una area rigida complessiva maggiore (in bianco) corrisponde una maggiore rigidezza globale del modello da cui consegue una più bassa capacità deformativa anche in fase post-elastica. In particolare, la rigidezza iniziale globale ottenuta adottando il criterio di Dolce [64] e quello adottato in TREMURI [67] è generalmente uguale

o leggermente inferiori a quella ottenuta in test sperimentali o tramite approcci di modellazione più accurati (CCLM), così come evidenziato in diversi studi comparativi [64,68,72,73,111–116]. Al contrario, l’approccio “full rigid offsets” sembra fornire una rigidezza globale iniziale uguale o leggermente maggiore di quella fornita da diversi modelli CCLM (si veda ad esempio [49,117,118]).

In [102], gli autori svolgono delle analisi comparative tra diversi criteri di discretizzazione, ovvero l’approccio “full rigid offsets” considerando la luce libera minima (**Figura 3.4c**) e l’approccio TREMURI con e senza limitazione del cono di diffusione (**Figura 3.4e** e **d**, rispettivamente). Da tale lavoro, l’assunzione fatta sulla discretizzazione sembra influenzare non solo la rigidezza globale ma, e per una estensione maggiore, lo spostamento ultimo del sistema equivalente.

Come previsto, infatti, il criterio “full rigid offsets” fornisce maggiore rigidezza al modello a telaio, e una capacità di spostamento inferiore agli altri due criteri. Al contrario, sembrerebbe non influenzare l’accelerazione di snervamento della curva di capacità del sistema equivalente (espressa nel formato ADRS) e l’accelerazione ultima [102].

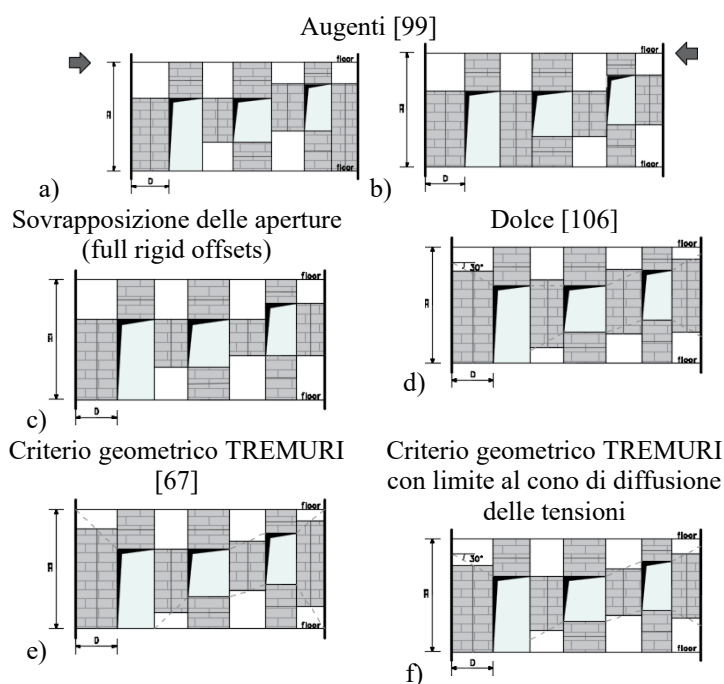


Figura 3.4. Alcuni criteri per l’individuazione degli elementi maschi murari.

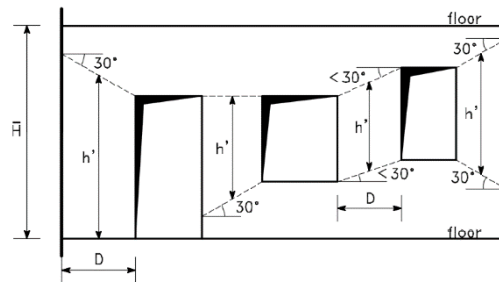


Figura 3.5. Definizione di h' nell'approccio proposto da Dolce[106].

Una volta individuati adeguatamente maschi e fasce di piano, le porzioni murarie rimanenti vengono solitamente assunte rigide. Tuttavia tali porzioni murarie non devono essere necessariamente modellate come aste rigide. In alcuni casi, data la complessa geometria delle stesse ciò risulterebbe infatti molto approssimativo. È sufficiente invece assicurare la perfetta congruenza tra i nodi connessi al pannello rigido e rappresentare adeguatamente la sua massa effettiva.

I criteri di discretizzazione appena illustrati sono stati sviluppati principalmente per la discretizzazione di pareti murarie con una certa regolarità di allineamento tra le aperture. Nel caso di edifici storici caratterizzati da forte irregolarità nella distribuzione delle aperture (**Figura 3.6**) la discretizzazione potrebbe non essere banale né priva di incertezze. Si vuole qui sottolineare l'importanza di includere, anziché trascurare, tali irregolarità che, anche se piccole, possono influenzare fortemente la capacità globale della struttura (e in particolar modo la rigidezza elastica, la forza e lo spostamento ultimo), specialmente in caso di aperture con differente altezza [98]. Ciò infatti porta ad una concentrazione del danno in determinate porzioni murarie e a collassi fragili che portano ad un collasso prematuro della parete. In particolare, alcuni autori [98] hanno dimostrato che la rigidezza elastica globale, la forza massima globale e lo spostamento ultimo globale si riducono significativamente all'aumentare dell'irregolarità negli allineamenti orizzontali, inducendo una concentrazione del danno e una cascata di rotture fragili, con conseguente collasso prematuro della parete.

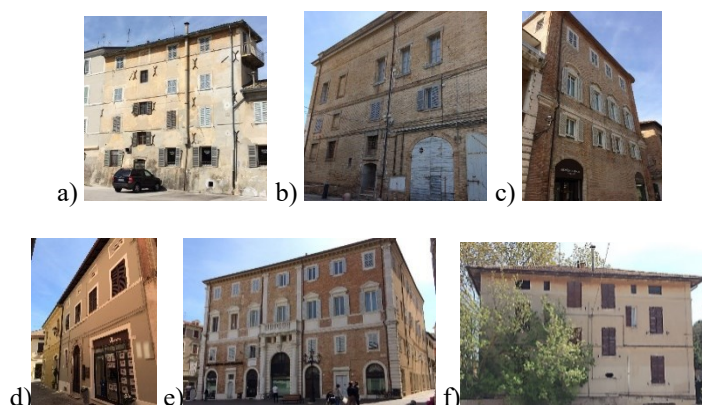


Figura 3.6. Edifici con irregolarità nella distribuzione delle aperture a causa a) della presenza di scale; b), c), d) di nuove aperture o aperture murate; e) aperture su due piani. f) Edificio in muratura con aperture disposte in modo non regolare.

In **Figura 3.7** sono riportate alcune possibili discretizzazioni di pareti murarie con irregolarità nella distribuzione delle aperture. Il caso **Figura 3.7b1** e **b2** è particolarmente interessante. In questo caso infatti il maschio murario del piano terra a destra può essere modellato con un unico elemento o con più elementi strutturali. Questa seconda soluzione può essere adottata al fine di ridurre le eccentricità nella trasmissione dei carichi verticali [119] e quindi per rappresentare più accuratamente le reali condizioni di carico sotto carichi verticali (tale eccentricità è infatti solitamente bassa specialmente nel caso di murature con tessiture regolari [8]). Ciò nonostante, questa soluzione può portare a risultati anomali sotto carichi orizzontali in quanto gli elementi così disposti in parallelo sottostimano la rigidezza flessionale complessiva della porzione muraria che intendono rappresentare, influenzando sia la distribuzione degli sforzi che il periodo di vibrare della struttura [120]. Inoltre, tale soluzione può condurre alla situazione anomala per cui uno solo dei due elementi arriva a plasticizzazione (ben prima di quanto possa verificarsi per la schematizzazione con l'elemento singolo).

Ciò nonostante, queste diverse schematizzazioni sembrano non influenzare la risposta globale. Per questo motivo, i maschi vengono modellati come un elemento a trave unica [67] o, in alternativa, con più elementi trave come in **Figura 3.7b2** in caso di troppo elevate eccentricità / maschi eccessivamente larghi (pareti cieche) [119,121].

Qualora si ritenga più consono modellare il maschio murario con più elementi (ad esempio in caso di eccentricità molto elevate o di pannelli murari troppo estesi), al fine di evitare la situazione anomala precedentemente descritta, alcuni autori [120] propongono di considerare una rigidezza flessionale e deformabilità a taglio equivalente a quella del

singolo pannello, mentre in fase di verifica la somma delle forze generalizzate ottenute nei diversi elementi costituenti il singolo pannello. Per fare ciò è tuttavia necessario disporre di codici di calcolo che implementino tali opzioni.

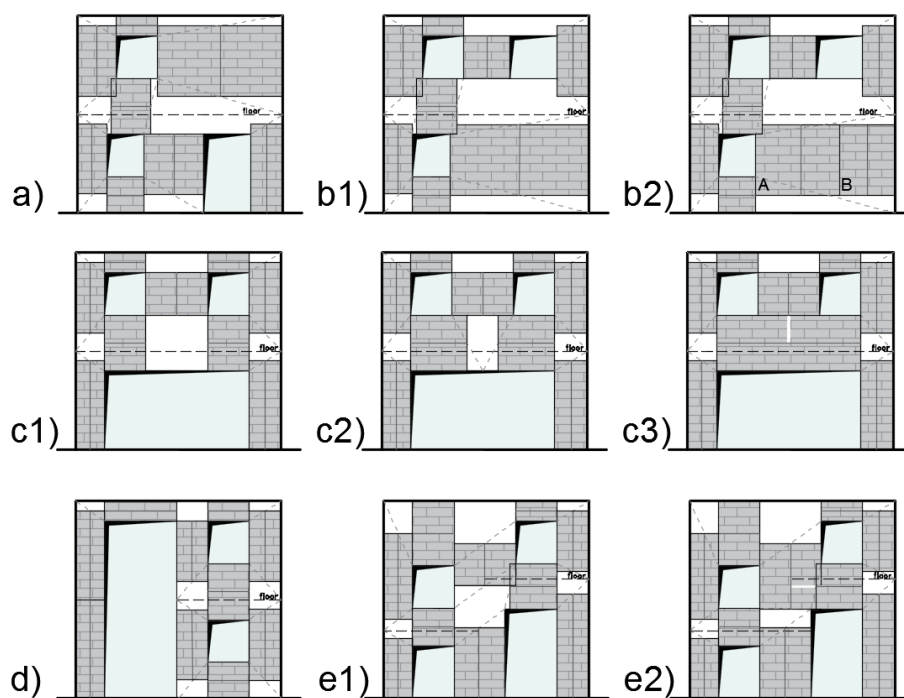


Figura 3.7. Irregolarità comuni in termini di distribuzione delle aperture nel costruito storico e relative discretizzazioni a Telaio Equivalente. Le porzioni murarie sono state individuate seguendo l'approccio geometrico di **Figura 3.4e**. I segmenti bianchi rappresentano le connessioni rigide (o elastiche).

In **Figura 3.7a** e **Figura 3.7c1,2 e 3**, l'elemento maschio viene sostenuto dall'elemento fascia muraria sotto di esso. Anche in questo caso possono essere adottate diverse strategie di modellazione (**Figura 3.7c1,2 e 3**). In genere, la porzione muraria tra l'apertura e il maschio viene assunta rigida. Chiaramente, tale configurazione strutturale è ammissibile solo in presenza di un architrave capace di sostenere i carichi derivanti dalle porzioni murarie al di sopra di esso [95]. Tale verifica dovrà essere condotta separatamente.

Anche per le pareti murarie raffigurate in **Figura 3.7c** e **d** sono possibili diverse discretizzazioni. In questo caso sarà opportuno ricorrere al quadro fessurativo per poter fare una scelta adeguata, o, in alternativa, può essere opportuno adottare un approccio ad albero logico per valutare l'influenza delle diverse scelte di modellazione ed adottare eventualmente la più sfavorevole.

In conclusione, occorre soffermarsi sulla modellazione di elementi che, seppur non rettangolari, sono spesso presenti nelle costruzioni storiche. Stiamo parlando di archi e timpani per cui all'interno della modellazione a telaio non vi è ad oggi un approccio di modellazione consolidato. In particolare, gli archi possono essere modellati come travi elastiche con una rigidezza assiale e flessionale elevata per simulare la loro bassa deformabilità [122], o possono essere modellate come semplici travi calibrandone parametri meccanici e geometria tramite il confronto con modelli più accurati [123]. Una alternativa può essere quella di schematizzare l'arco come un puntone equivalente inclinato e incernierato alle estremità, ma con inclinazione variabile con la direzione di carico [124]. In [65], sono stati sviluppati elementi curvi per la descrizione di archi o architravi curvi.

Un'alternativa alla modellazione esplicita può essere quella di considerare implicitamente il solo contributo in termini di rigidezza e resistenza (all'interno dei criteri di resistenza discussi nei seguenti paragrafi) offerto dall'arco all'elemento fascia posto sopra di esso, considerandone eventualmente anche le eventuali interazioni. Si può calcolare la rigidezza a taglio dell'elemento considerando una altezza effettiva dell'elemento fascia uguale a quella della fascia più la larghezza dell'arco (in mezzzeria) [125]. La rigidezza flessionale, nel solo caso di fasce snelle, può invece essere calcolata considerando una altezza effettiva uguale a quella ottenuta ad un terzo dell'estensione dell'arco [125].

Infine i timpani possono essere modellati come una serie di elementi verticali con altezze crescenti simulanti la forma del timpano e collegando i nodi superiori di ogni maschio tramite travi infinitamente rigide per simulare il loro contributo alla rigidezza oltre a quello in termini di massa (**Figura 3.8**) [122,126]. Tuttavia, ad oggi l'affidabilità di tale approccio non è stata ancora adeguatamente verificata.

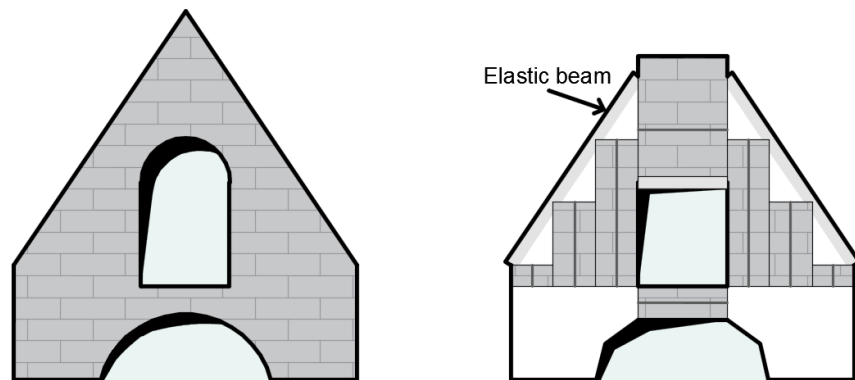


Figura 3.8. Modellazione della rigidezza nel piano di un timpano murario. La risposta fuori piano non è considerata.

3.3. Risposta nel piano dei Maschi Murari

Nei paragrafi seguenti, dopo aver descritto le fessurazioni tipiche riscontrate nei maschi murari sollecitati nel piano e le curve di capacità ottenute sperimentalmente (§3.3.1), vengono illustrate le principali leggi costitutive (§3.3.2) e i principali criteri di resistenza (§3.3.3) utilizzati nell'approccio a telaio equivalente per la modellazione numerica della risposta nel piano dei maschi murari.

3.3.1. Osservazione del danno

In **Figura 3.9** sono riportate le tipiche lesioni riscontrate nei maschi murari soggetti ad azioni nel piano. Esse sono riconducibili a due comportamenti principali, ossia quello a *pressoflessione* e quello a *taglio*.

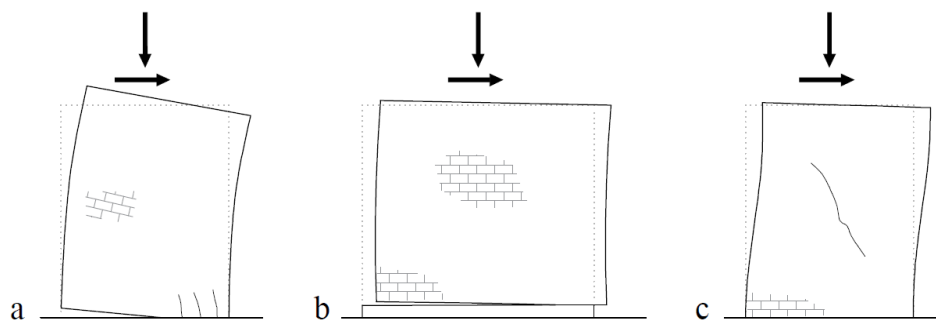


Figura 3.9. Lesioni tipiche in un maschio murario sollecitato nel piano [54].

Al *comportamento flessionale* sono associate le modalità fessurative per *ribaltamento* e *schacciamento* (**Figura 3.9a**) le quali sono caratterizzate dalla stessa modalità di collasso, ossia per schiacciamento dello spigolo più compresso. Se il pannello è soggetto a bassi valori di carico assiale (tensioni di compressione inferiori alla resistenza) il carico orizzontale conduce al *ribaltamento* del pannello attorno allo spigolo compresso, con un cinematismo simile a quello di un corpo rigido. Tale meccanismo produce principalmente ampie *fessurazioni orizzontali per trazione* allo spigolo teso. Viceversa, qualora lo sforzo normale risulta essere elevato con tensioni di compressione superiori alla resistenza, si ottiene alla base un danneggiamento *diffuso* nella zona compressa, con *lesioni subverticali* inclinate verso lo spigolo più compresso (*schacciamento*). Nella realtà, si verificano condizioni intermedie in cui vi è una compresenza di lesioni per trazione (che nelle pareti sono solitamente diagonali anziché orizzontali) e lesioni subverticali per schiacciamento.

Al *comportamento a taglio* sono associate diverse modalità fessurative, come lo scorrimento orizzontale, la fessurazione diagonale a scaletta e la fessurazione diagonale per trazione. Diversamente da quanto osservato per il comportamento flessionale, ad ogni modalità fessurativa è associata una diversa modalità di collasso. In particolare, lo *scorrimento orizzontale* (**Figura 3.9b**) avviene per slittamento dei corsi di mattoni sui letti di malta orizzontali (se presenti) e viene innescato in presenza di bassi valori di sforzo assiale (che riducono la componente attrittiva) e sforzi flessionali non trascurabili (che riducono l'area di sezione reagente). Per tale ragione, esso si manifesta solitamente alle estremità del pannello ove il momento è solitamente maggiore. Nel collasso per *fessurazione diagonale* (**Figura 3.9c**) la lesione si forma inizialmente al centro del pannello da cui poi si propaga verso gli spigoli. La lesione può svilupparsi lungo i soli giunti di malta, assumendo la classica forma "a scaletta" nel caso di tessiture regolari, oppure coinvolgendo sia giunti che blocchi.

Vale la pena specificare che, come si evince dalla **Figura 3.10**, la *fessurazione orizzontale per ribaltamento* si verifica solo nel caso di muratura coesiva, cioè nel caso in cui il pannello sia costituito da malta di qualità non particolarmente scadente. Con malta molto

scadente, o in assenza di malta (muratura a secco), si è infatti dimostrato che il ribaltamento va ad interessare solo una porzione del pannello la quale è delimitata da una *fessurazione diagonale* legata sia alla forma dei conci sia alla loro tessitura e che può interessare sia i giunti che i conci a seconda della loro resistenza [127].

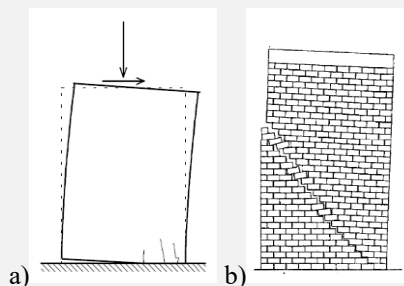


Figura 3.10. Modalità di rottura per ribaltamento legate alla qualità della malta. a) muratura coesiva, b) muratura a secco[64].

Il prevalere di un tipo di fessurazione su di un'altra può essere ascrivibile a diversi fattori quali la *geometria* del pannello (ed in particolare la *snellezza*), la *tessitura muraria*, le *dimensioni dei singoli elementi*, le *condizioni di vincolo*, il *carico assiale agente* e le *caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti* (malta, mattoni e superfici di contatto). Nella realtà, sono sempre possibili anche modalità di *danneggiamento miste* come per esempio il caso di fessurazione diagonale con punto di innesco agli spigoli.

Sulla base delle molte campagne sperimentali presenti in letteratura [54], vengono fornite nel seguito alcune indicazioni valide in prima approssimazione per valutare la prevalenza di un meccanismo su di un altro in un determinato pannello murario. In particolare,

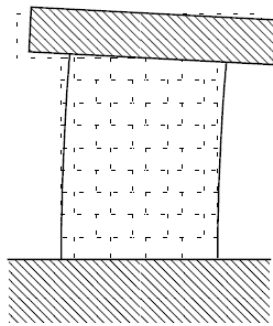
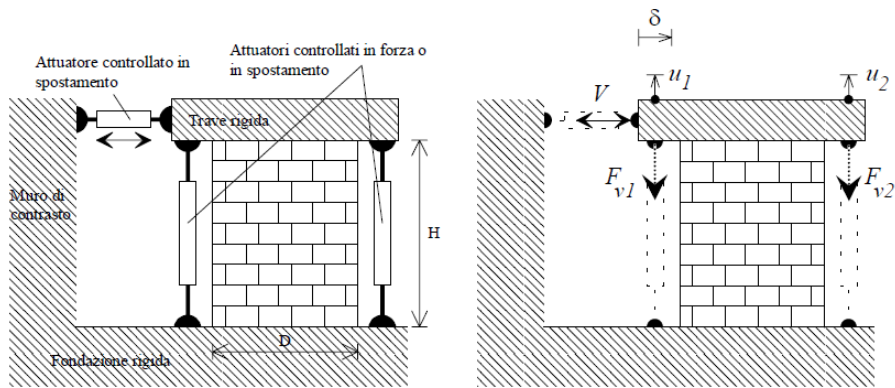
- i maschi murari snelli sono solitamente interessati da meccanismi di ribaltamento [128–132];
- la rottura per *schacciamento* si verifica solo per alti carichi di sforzo assiale;
- nei pannelli tozzi tende a prevalere la rottura per scorrimento orizzontale [128–132];
- nei *maschi murari di moderata snellezza*, al crescere del carico assiale prevale il *meccanismo di rottura per fessurazione diagonale* [133–135];

- per carichi assiali crescenti [131,133,134,136–139] e al crescere del rapporto tra la resistenza della malta e quella dei mattoni [134,136,137,140–142] le fessurazioni diagonali tendono ad attraversare anche i blocchi;
- un aumento del grado di ammorsamento tra i blocchi (funzione della tessitura muraria e della geometria dei blocchi), può favorire la transizione da un comportamento a taglio per fessurazione diagonale attraverso i giunti di malta ad un comportamento a ribaltamento [135,143], alla fessurazione diagonale attraverso i blocchi [142], alla rottura per scorrimento [144].

Il metodo più affidabile ed efficace per studiare e comprendere le caratteristiche della risposta sismica di un pannello murario consiste nell'esecuzione di numerose *prove sperimentali* di laboratorio (solitamente prove cicliche di taglio-compressione) capaci di replicare adeguatamente le reali condizioni di sollecitazione e di vincolo. Tali prove costituiscono un tassello fondamentale per la comprensione del comportamento sismico dei pannelli murari (nuovi ed esistenti) e costituiscono il punto di partenza di qualsivoglia modellazione per elementi strutturali.

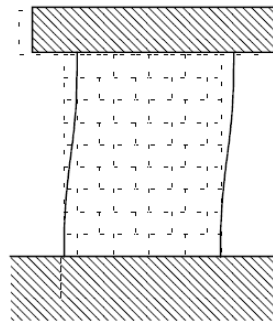
Diverse sono le *campagne sperimentali* presenti in letteratura scientifica svolte a questo scopo [128,129,131]. Le configurazioni di prova tipicamente adottate sono quelle schematizzate in **Figura 3.11**. Nella *prima configurazione* (**Figura 3.11a**), la traversa in sommità è libera di ruotare (configurazione “*a mensola*”). Il maschio viene sottoposto ad un carico verticale omogeneamente distribuito mantenuto costante al variare dello spostamento orizzontale. Nella *seconda configurazione* (**Figura 3.11b**) la sezione d'estremità può solamente traslare, simulando in questo caso uno schema a “*doppio incastro*”. Quest'ultima configurazione viene considerata più rappresentativa delle reali condizioni di vincolo dei pannelli murari.

In **Figura 3.12** vengono mostrati i risultati ottenuti dalle sperimentazioni condotte da *Anthoine et al. (1995)* su provini di differente snellezza e configurazioni di prova a “*doppio incastro*” (**Figura 3.11b**). In particolare, i pannelli vengono sottoposti ad un medesimo carico verticale e a spostamenti ciclici di ampiezza crescente in condizioni quasi-statiche. I cicli d'isteresi così ottenuti delineano i tipici andamenti per *pressoflessione* (**Figura 3.12a**) e *taglio* (**Figura 3.12b**), ottenuti rispettivamente per il pannello snello e per il pannello tozzo. Entrambi gli involucri sono caratterizzati da un breve tratto lineare iniziale cui segue un tratto fortemente non lineare dovuto sia alla tipica parzializzazione delle sezioni, sia alle deformazioni anelastiche che vanno progressivamente sviluppandosi nelle porzioni ancora reagenti.



$$F_{v1} = F_{v2} = \text{cost.} = P/2$$

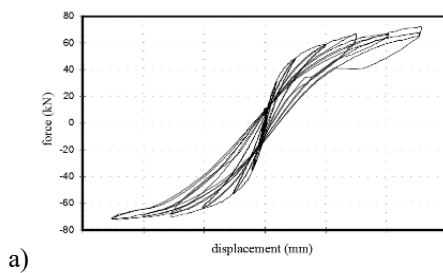
(a)



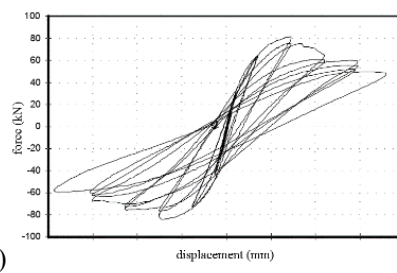
$$F_{v1} + F_{v2} = \text{cost.} = P; \quad u_1 = u_2$$

(b)

Figura 3.11. Tipiche configurazioni di prova di pannelli murari sottoposti a pressoflessione (a) e taglio compressione (b) [64]



a)



b)

Figura 3.12. Cicli d'isteresi secondo la prova di Anthoine et al. (1995). a) comportamento a pressoflessione con fessurazioni di ribaltamento per pannello snello; b) rottura per taglio con fessurazione diagonale del pannello tozzo. Nel dettaglio, il pannello tozzo (b) mostra una rottura fragile per fessurazione diagonale in corrispondenza di uno spostamento orizzontale pari allo 0.2% della sua altezza (drift). Viceversa, il pannello snello (a) non mostra alcuna riduzione di resistenza significativa nonostante il raggiungimento di un drift ben maggiore e pari allo 0.6%.

La differenza tra i due meccanismi di collasso è subito evidente dalla forma dei cicli d'isteresi: sottile con comportamento asintotico nel primo caso, ampia e dissipativa con significative perdite di resistenza e di rigidezza nel secondo. Nel primo caso, la perdita di resistenza, la quale dipende anche dalle non linearità geometriche, è infatti minima, in quanto la plasticizzazione coinvolge i soli spigoli (quindi è limitata ad una piccola porzione muraria). Nel collasso a taglio si ha invece una maggiore dissipazione, in quanto la fessurazione interessa tutto il pannello. Il degrado di rigidezza e di resistenza del pannello (corrispondente al ramo di softening dell'involuppo) si verifica generalmente dopo il raggiungimento del taglio massimo V corrispondente al formarsi delle prime fessurazioni diagonali visibili [128,131,132]. È tuttavia possibile notare un moderato incremento di resistenza dopo lo sviluppo delle prime lesioni diagonali. In questi casi, la forza orizzontale corrispondente alla formazione delle prime lesioni è comunque compresa tra l'85 e il 100% della forza orizzontale massima [132].

3.3.2. Modellazione della risposta

Sulla base dell'assunzione che il danno può essere approssimativamente concentrato in particolari sezioni del pannello (localizzate a proprio in mezzzeria e/o alle estremità degli elementi), ogni elemento può essere modellato tramite una trave non lineare a plasticità concentrata [66–69,116,145–147]. Un problema legato a tale approccio è che le complesse interazioni tra i pannelli, causate dal comportamento a taglio, sono modellate in maniera approssimata e semplificata tramite la flessibilità a taglio dell'elemento trave e le deformazioni plastiche delle cerniere. Per tale ragione, le interazioni tra deformazioni assiali e a taglio (sia a causa della dilatazione che della rotazione del puntone equivalente ideale rappresentante le tensioni di compressione) e tra le deformazioni rotazionali e assiali (a causa della bassa resistenza a trazione dei letti di malta quando il collasso a flessione è attivato) sono generalmente ignorate nel campo post elastico. Nonostante ciò, il vantaggio della modellazione a telaio equivalente risiede principalmente nella sua semplicità, permettendo di focalizzare l'attenzione sulle caratteristiche fondamentali del problema sismico [148].

Per il calcolo numerico, la risposta del pannello murario viene solitamente rappresentata tramite una curva taglio-drift lineare a tratti assunta equivalente a quella reale in termini di energia dissipata. Nel caso più semplice si può assumere un legame bilineare elastico perfettamente plastico (**Figura 3.13a**), con resistenza equivalente al limite elastico (definita al §3.3.3) e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale

o a taglio (NTC 2008, §7.8.5.1.4). La fase di scarico può essere rappresentata con un tratto orientato all'origine [67,149]. Tale legame è quello attualmente suggerito dalla norma italiana.

In alternativa alla semplice bilineare è possibile adottare anche leggi costitutive più complesse [116,150–152] nelle quali viene fornita una descrizione migliore della risposta isteretica. Un esempio è la curva multilineare riportata nelle CNR-DT 212/2013 (**Figura 3.13b** e c) e sviluppata da Cattari e Lagomarsino [152] in cui, sempre su base fenomenologica, il comportamento post-elastico viene modellato cogliendo meglio le perdite di resistenza e rigidezza in funzione della tipologia di rottura (a flessione, **Figura 3.13b**, o a taglio, **Figura 3.13c**). Tale formulazione consente di rappresentare in maniera più accurata anche le ben più frequenti modalità di rottura miste. Diversi lavori adottano tale legge costitutiva [114,153,154].

In particolare, nella multilineare si considera sempre un comportamento *bilineare a comportamento elastico-perfettamente plastico* ma con progressivo degrado di resistenza in fase post-elastica. La fase di scarico può essere rappresentata o con un legame orientato all'origine (come quello indicato in **Figura 3.13a**) o in alternativa in maniera più dettagliata, come ad esempio indicato in **Figura 3.13b**. Il vantaggio di tali leggi costitutive è quello di essere facilmente implementabile nei codici di calcolo. Tale approccio richiede tuttavia numerosi parametri aggiuntivi, solitamente ottenuti per via sperimentale, e di non sempre facile determinazione [155].

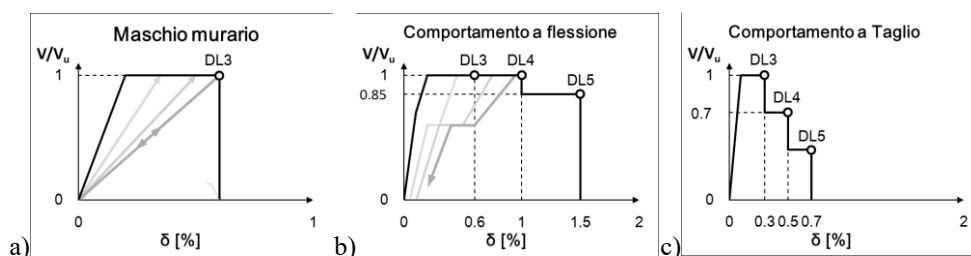


Figura 3.13. Schematizzazione della curva di capacità di un pannello murario in (a) bilineare generica equivalente in forma adimensionalizzata, e (b) e (c) multilineare proposta in CNR-DT 212/2013 al variare del comportamento del pannello con possibile comportamento isteretico in alternativa a quello orientato all'origine della bilineare.

Altre leggi costitutive sono suggerite nei diversi codici normative (si veda ad esempio [78] e [89]), in cui l'influenza degli effetti P- Δ vengono considerati.

A prescindere da quale curva lineare a tratti si adotti, il tratto elastico lineare iniziale deriva direttamente dalla rigidezza globale della trave di Timoshenko con cui viene rappresentato il

pannello (NTC 2008, §7.8.1.5.2). Poiché tale tratto non è lineare nella realtà, si usano moduli elastici fessurati al fine di rappresentarlo al meglio tramite un tratto lineare (**Figura 3.14**). In mancanza di informazioni più dettagliate, le normative suggeriscono di adottare moduli di rigidezza assiali e tangenziali fessurati, ottenuti riducendo i corrispondenti moduli non fessurati fino al 50% (NTC 2008, §7.2.6).

Questo aspetto rappresenta un problema cruciale nel telaio equivalente, così come evidenziato in [102], in quanto tale riduzione influisce fortemente sulla rigidezza globale (vedi anche [112]), sullo spostamento ultimo e sulla accelerazione relativa allo stato limite ultimo del Sistema equivalente (calcolata nel formato ADRS). Inoltre, per gli edifici esistenti in muratura, i parametri di rigidezza dovrebbero essere correlate con l'effettivo stato di danno esistente, il quale è generalmente molto difficile da stimare.

Per tale ragione, ulteriori studi dovrebbero essere intrapresi per investigare più accuratamente tale aspetto. In particolare, una riduzione del 75% della rigidezza iniziale sembrerebbe più coerente con alcuni risultati sperimentali [156–158], specialmente per gli edifici in muratura con prevalenza di collassi per flessione che tendono a concentrare le Fessurazioni nelle sezioni d'estremità [154]. Inoltre, l'uso di rigidezze non fessurate, sebbene teoricamente incorretto, potrebbe essere considerato come una opzione realistica se i valori dei moduli elastici proposti dai codici normative [159] vengono considerati già eccessivamente bassi per il caso di studio considerate [102]. Tuttavia, come proposto in [160] per il cemento armato, tale riduzione potrebbe essere potenzialmente preso in considerazione utilizzando formulazioni empiriche capaci di correlare i parametri di rigidezza con l'effettivo stato di compressione della sezione, così come evidenziato in [67].

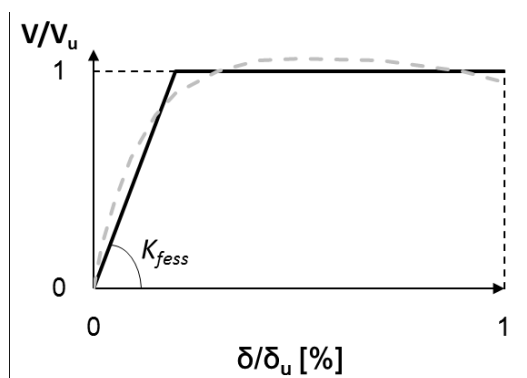


Figura 3.14. Bilineare equivalente in forma adimensionalizzata confrontata con l'involuppo adimensionalizzato di una curva sperimentale.

La resistenza al limite elastico della sezione viene calcolata sulla base del dominio di resistenza nel piano N-V (§3.3.4), ottenuto tramite l'involuppo di *criteri di resistenza* relativi alle varie tipologie di rottura (§3.3.3). Tali criteri, espressi in forma chiusa, sono funzione della geometria del pannello, delle caratteristiche meccaniche del materiale e dello stato di sollecitazione effettivamente agente [54,132,161–163].

Una volta raggiunto il limite elastico in una determinata sezione del pannello, il valore di resistenza è mantenuto costante (a meno di una repentino degrado di resistenza) mentre si sviluppano le prime deformazione plastiche le quali vengono generalmente concentrate tramite l'ausilio di cerniere plastiche in determinate sezioni del pannello. In particolare, le deformazioni plastiche vengono concentrate in mezzeria, se dovute a taglio, o ad una delle due estremità se flessionali. Il valore del taglio da utilizzare nella verifica con quello massimo ottenuto tramite i criteri di resistenza è quello relativo alla sezione in cui si intende concentrare le deformazioni plastiche.

Chiaramente, per via dell'approccio a plasticità concentrata, le complesse interazioni tra le varie componenti murarie che si generano a causa delle fessurazioni a taglio sono modellate in maniera semplificata. Inoltre, le interazioni in campo plastico tra deformazioni taglianti e assiali e tra quelle rotazionali e assiali sono solitamente ignorate. Nonostante ciò, il vantaggio della modellazione a telaio equivalente risiede nella sua semplicità, e nella sua capacità di rappresentare con buona approssimazione le caratteristiche fondamentali del comportamento sismico. Ciò vale chiaramente all'interno dei limiti di applicabilità del metodo stesso.

Lo spostamento ultimo, così come quelli che individuano le eventuali riduzioni di resistenza nel caso di legame multilineare (vedi **Figura 3.13b** e c), sono espressi in termini di drift. Il drift indica il valore di spostamento orizzontale dell'elemento espresso come frazione dell'altezza dell'elemento stesso ed è definito al netto degli spostamenti dovuti ad un eventuale moto rigido del pannello (ad esempio conseguente alla rotazione della base). Facendo riferimento alla **Figura 3.15** per il significato dei simboli, il valore di drift può essere valutato per ogni sezione di estremità facendo riferimento al punto di flesso secondo le espressioni (3.1) e (3.2) [68,95,164]. In alternativa, può essere calcolato come drift medio del pannello tramite l'espressione (3.3) [67].

$$\theta_i = \varphi_i - \frac{u_i - u_0}{h'} \quad (3.1)$$

$$\theta_j = \varphi_j - \frac{u_0 - u_i}{h - h'} \quad (3.2)$$

$$\theta = \frac{\varphi_i + \varphi_j}{2} - \frac{u_j - u_i}{h} \quad (3.3)$$

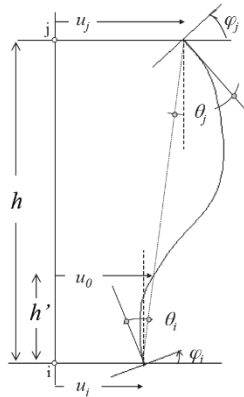


Figura 3.15. Definizione delle grandezze utili al calcolo del drift (da [165]).

Nel legame bilineare da normativa, il limite plastico è definito in corrispondenza di un preassegnato drift ultimo cui segue un azzerramento della resistenza. Diverse incertezze sono presenti nella definizione del corretto valore di drift a causa della mancanza di test sperimentali e a causa della elevata variabilità delle tipologie murarie negli edifici esistenti.

Tale limite è quindi solitamente stimato tramite relazioni empiriche [166,167] basate sull'osservazione di prove di laboratorio (cicliche e quasi statiche) su pannelli murari con specifiche dimensioni e condizioni di vincolo.

Il drift ultimo viene definito a seconda del tipo di comportamento [75] (nelle NTC pari allo 0.6% dell'altezza del pannello per la rottura a pressoflessione e allo 0.4% per la rottura a taglio). Nel caso di rottura per pressoflessione e per i pannelli che esibiscono un chiaro comportamento a mensola, tali spostamenti ultimi si possono incrementare di un'aliquota fino al 100% (Circolare 2009, §C8.7.1.4). Tale differenziazione è dovuta al fatto che nel caso di rottura a pressoflessione il comportamento nel piano è caratterizzato da una maggiore duttilità, così come evidenziato al §3.3.1.

I valori di drift ultimo suggeriti sono stati verificati sperimentalmente in un certo campo di variazione, ma non è detto che sia corretto estrapolare tale regole da ogni possibile situazione. Si pensi ad esempio al caso di maschi murari molto bassi o travi di accoppiamento in presenza di piccole aperture. In tali casi i valori suggeriti sono certamente fin troppo bassi. In questo caso, può essere opportuno adottare valori alternativi purché giustificati (Linee Guida 2011).

Alcuni Standard descrivono i drift limite in funzione di altri fattori, come ad esempio la luce di taglio [77,168,169], lo sforzo assiale [169] e il rapporto d'aspetto [170,171].

Petry and Beyer [166] hanno evidenziato come, a prescindere dal comportamento dell'elemento murario, il drift limite diminuisce all'aumentare del carico assiale (che induce un degrado di resistenza più veloce), al diminuire della luce di taglio (che reduce il contributo delle deformazioni flessionali) e all'aumentare del campione testato (effetto scala, [125,166,172,173]). Quest'ultimo effetto non è generalmente considerato nelle relazioni empiriche prescritte dagli attuali codici normative che possono quindi fornire valori di drift limite molto bassi in questi casi [174].

Per tale ragione, Petry and Beyer [166] hanno proposto delle relazioni empiriche più accurate basate sulle relazioni prescritte dalla norma svizzera [175], esperimento cioè il drift limite in funzione delle condizioni al contorno, del carico assiale, della luce di taglio e dell'effetto di scala. Tuttavia, questo modello di capacità è basato su test sperimentali che sono piuttosto incoerenti tra loro ed in particolare con le murature storiche in generale (proprietà dei materiali e tessiture ben diverse). Per tale ragione, la loro applicabilità agli edifici esistenti può essere messa facilmente in discussione finché non saranno disponibili maggiori test sperimentali.

Nel caso di multilineare (**Figura 3.13b e c**), al fine di modellare il progressivo degrado di resistenza, vengono individuati diversi livelli di danno (DL) in corrispondenza di determinati valori di spostamento. Tali DL sono in accordo con i gradi di danno usati nelle moderne scale macrosismiche[176] (DL3: grave; DL4: molto grave; DL5: collasso). Ad ogni livello di danno corrisponde un determinato degrado di resistenza espresso convenzionalmente come riduzione percentuale nei confronti del valore di taglio massimo ottenuto con i criteri di resistenza. In particolare, i livelli DL3 e DL4 sono generalmente prescritti da molte normative nazionali e internazionali. Il DL5 corrisponde al collasso del pannello, in cui il maschio murario perde la capacità di sopportare anche il carico assiale (condizione che viene fatta coincidere con il collasso della struttura).

In **Tabella 3.1**, sono riportati intervalli indicativi per i valori del drift relativi ai degradi di rigidità suggerita in CNR-DT 212/2013 per le diverse modalità di rottura. Tali valori, che rappresentano lo stato dell'arte, sono basati anch'essi su un numero limitato di prove sperimentali non sufficienti per una completa validazione, specie per alcune tipologie murarie (si pensi ai pannelli murari in muratura caotica) e condizione di sollecitazione.

Sorpassato il drift ultimo (DL5 nella multilineare), il pannello non è più in grado di sostenere alcuna sollecitazione (**Figura 3.13a**). In realtà, nei software di calcolo che utilizzano una modellazione a Telaio Equivalente l'elemento strutturale che ha raggiunto il drift ultimo viene generalmente trasformato in una biella in grado di resistere agli sforzi assiali. Tuttavia, a quel punto la struttura deve essere considerata collassata[165].

Tabella 3.1. Intervalli indicativi dei valori del drift e della resistenza residua per i diversi stati di danno (CNR-DT 212/2013).

Danno	Drift (%)			Resistenza residua	
	DL3	DL4	DL5	DL3 → DL4	DL4 → DL5
Pressoflessione	0,40 – 0,80	0,80– 1,20	1,20 – 1,80	1,00	0,80 – 0,90
Taglio	0,25 – 0,40	0,40 – 0,60	0,60 – 0,90	0,60 – 0,80	0,25 – 0,60

L'osservazione sperimentale ha evidenziato come siano frequenti modalità di rottura miste, in cui la rottura per pressoflessione interagisce con quelle a taglio. Ciò avviene quando la differenza tra i valori limite di resistenza per pressoflessione e taglio risulta essere limitata. In questi casi, alcuni codici normative prescrivono specifici valori di drift a seconda del comportamento prevalente del pannello (e.g. [170]). Diversamente, in accordo con la legge costitutiva multilineare, i valori di drift associati ai diversi livelli di danno possono essere assunti come valori intermedi tra quelli relativi alla rottura per pressoflessione e a taglio. In particolare, essi vengono espressi in funzione del rapporto V_{pf}/V_t , ovvero:

$$\theta_i = \begin{cases} \theta_{i,pf} & V_{pf}/V_t < 0,95 \\ \theta_{i,pf} - 4(\theta_{i,pf} - \theta_{i,t})(V_{pf}/V_t - 0,95) & 0,95 \leq V_{pf}/V_t \leq 1,20 \\ \theta_{i,t} & V_{pf}/V_t < 1,20 \end{cases}$$

Analogamente possono essere definite le resistenze residue nei diversi tratti della curva.

Nel lungo periodo, tuttavia, risulta preferibile l'adozione di modelli analitici per la stima del drift ultimo, capaci di correlare le deformazioni locali con gli spostamenti globali dell'elemento. Diversi lavori hanno provato a sviluppare tali modelli analitici per i maschi murari con comportamento prevalente a flessione [177–180]. Tuttavia, la ricerca su questi modelli è ancora all'inizio e ulteriori studi sono necessari prima che tali modelli possano essere adottati dai codici normativi ed applicati agli edifici esistenti.

Infine, una volta raggiunto il drift limite, l'elemento trave diventa un elemento biella, ovvero un elemento capace di portare solo i carichi verticali, mentre la redistribuzione delle forze è usualmente operata dal programma di calcolo tra i vari elementi ancora intatti. Tuttavia a questo punto la struttura dovrebbe essere considerata collassata e l'analisi conclusa [165]. È chiaro che il valore di drift limite da adottare può influenzare fortemente la stima finale della risposta sismica dell'intera struttura.

3.3.3. Criteri di resistenza

La normativa Italiana stabilisce che per ogni tipo di sollecitazione deve essere adeguatamente valutata la relativa sollecitazione ultima la quale definisce il limite elastico del pannello. Negli ultimi decenni sono stati sviluppati diversi *modelli teorici semplificati* in grado di fornire una stima della resistenza laterale e a schiacciamento di un pannello murario a partire dalla conoscenza di pochi e semplici parametri meccanici. Tali modelli, definiti nel seguito come criteri di resistenza, seguono un approccio prettamente ingegneristico, basandosi principalmente sul calcolo approssimato dello stato tensionale agente in una specifica sezione del pannello e sulla verifica dello stesso nei confronti di un predeterminato dominio limite di resistenza.

I principali criteri di resistenza suggeriti nelle Normative Italiane relativi alle deformazioni flessionali e taglianti (§7.8.2 delle NTC2008 e §C8.7.1.4 della Circolare n°617) sono descritti nei seguenti paragrafi. In particolare, per quanto riguarda la resistenza a taglio, a causa della varietà tipologica del materiale murario la norma prevede l'utilizzo di un criterio per scorrimento, prescritto per murature nuove (§3.3.3.2), o, in alternativa, di un criterio di rottura per fessurazione diagonale da trazione per murature irregolari o caratterizzate da bocchi non particolarmente resistenti (3.3.3.3). La norma permette poi l'utilizzo di formulazioni alternative purché di comprovata validità (§C8.7.1.5 della Circolare n°617). Per tale ragione, al paragrafo §3.3.3.4 sono riportati e descritti criteri di resistenza a taglio alternativi utilizzati spesso nella letteratura scientifica nonché suggeriti in CNR-DT 212/2013[165]. Tali criteri sono stati sviluppati per murature regolari che sottoposte a taglio mostrano modalità fessurative a scaletta nei giunti, in grado però di cogliere anche una eventuale rottura nei blocchi.

3.3.3.1. Pressoflessione

La *resistenza ultima a pressoflessione* viene tipicamente determinata facendo riferimento alla condizione ultima di schiacciamento dello spigolo compresso in una delle due sezioni d'estremità del pannello. Si consideri lo stato deformativo e tensionale generato nella sezione di base di un maschio murario rettangolare sottoposto a condizioni di carico generiche come quelle indicate in **Figura 3.16**. Trascurando il peso proprio del pannello, alla base si generano per l'equilibrio le reazioni vincolari V ed N di risultante R uguali ed opposte a quelle applicate in sommità, con N avente una eccentricità $e = Vh_0/N$ (**Figura 3.16c**) e h_0 pari alla distanza tra sezione di base e la sezione a momento nullo.

La variazione del diagramma tensionale agente sulla sezione di base (sezione più sollecitata) ottenuta aumentando progressivamente il solo modulo della componente orizzontale di R (ossia V) e mantenendo la componente verticale N costante è illustrata in **Figura 3.17**. La condizione di collasso del pannello (SLU) è ottenuta per raggiungimento della *deformazione*

ultima del materiale (ϵ_u) (Figura 3.18). Si noti come, al limite di rottura, il diagramma delle tensioni di compressione risulti conforme al legame costitutivo del materiale.

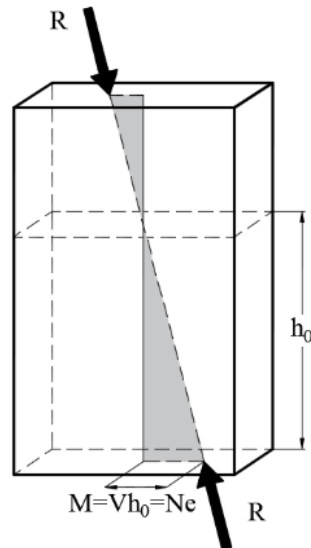


Figura 3.16. Pannello murario sottoposto a condizioni di carico generiche con relativo diagramma del momento.

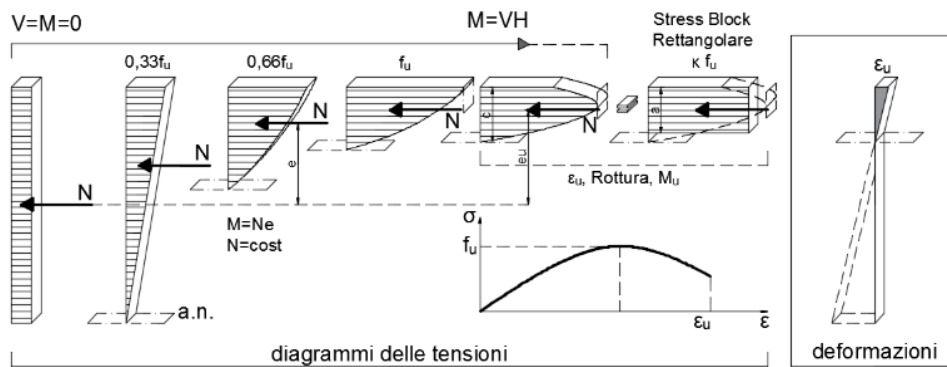


Figura 3.17. Variazione del diagramma delle tensioni di compressione all'aumentare di V nella sezione di base del pannello.

Il limite di rottura può essere espresso in termini di forze generalizzate tramite il valore del momento (Momento Ultimo, M_{pf}) il quale costituisce la resistenza a pressoflessione della sezione muraria. Tale valore risulta legato alle altre componenti di sollecitazione tramite l'equazione di equilibrio alla rotazione:

$$M_{pf} = V_{pf}h_0 = Ne_{pf}$$

dove V_{pf} è il *Taglio Ultimo a Pressoflessione* ed e_{pf} è l'eccentricità di N al limite di rottura. Noto N (sforzo assiale agente nella sezione positivo se di compressione), per il calcolo di M_{pf} occorre quindi ricavare il solo valore dell'eccentricità e_{pf} , che può essere calcolato approssimando il diagramma parabolico delle tensioni di compressioni con uno *stress block rettangolare equivalente* avente la risultante identica, sia in modulo che in posizione, a quella del diagramma reale (**Figura 3.18**).

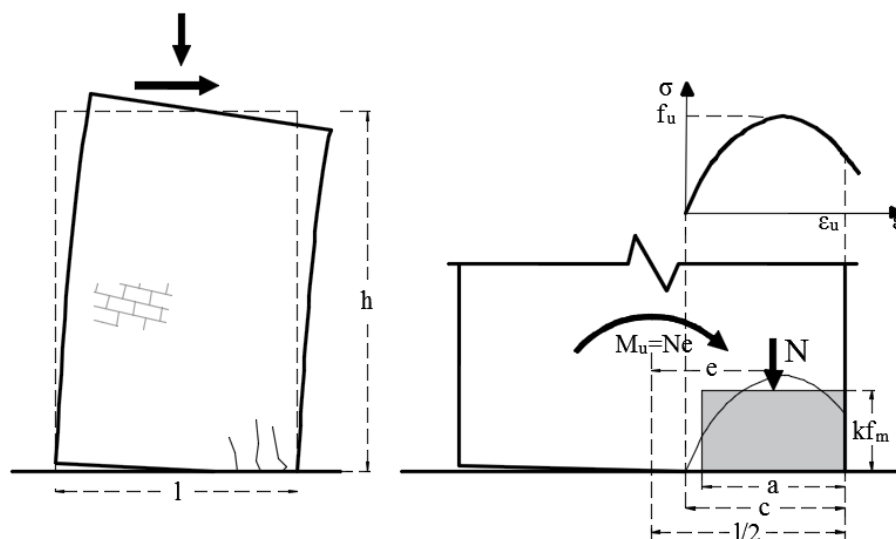


Figura 3.18. Stato tensionale alla sezione d'incastro del pannello in condizione di rottura.

L'altezza dello stress block è assunta a priori pari a kf_c con f_c pari alla resistenza a compressione massima della muratura. Il valore di k è calcolato in maniera tale da assicurare l'equivalenza in modulo tra la risultante dello stress block e quella del diagramma delle tensioni. In virtù della somiglianza dei diagrammi costitutivi della muratura e del calcestruzzo [181–183], k viene generalmente posto pari a 0.85 così come richiesto da diversi

norme nazionali e internazionali [75,77,88,171], e come assunto in gran parte della letteratura scientifica[132].

Adottando il legame costitutivo in forma adimensionalizzata proposto da Turnšek e Sheppard[184] per la muratura, ossia:

$$\frac{\sigma}{f_c} = 6.4 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_m} \right) - 5.4 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_m} \right)^{1.17}$$

con ε_m deformazione corrispondente a f_c , si ottiene un valore di k pari a 0.91[185,186]. Considerando diversi valori di duttilità, si ottengono generalmente valori di k compresi tra 0.85 e 1. È chiaro che l'assunzione fatta dalle norme è quindi tendenzialmente favorevole di sicurezza.

Fissato k a priori, che determina l'altezza dello stress block, è possibile calcolare l'ampiezza a dello stress block assicurando in tal modo la sovrapposizione delle due risultanti. Tramite l'equivalenza tra forze interne ed esterne in condizione limite di rottura si ottiene:

$$a = \frac{N}{k f_c t}$$

con t spessore del pannello. Definite le dimensioni dello *stress block*, è possibile determinare il valore dell'eccentricità ultima e_{pf} :

$$e_{pf} = \frac{l - a}{2} = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{N}{k f_c l t} \right)$$

in cui l è la lunghezza in pianta del pannello (**Figura 3.18**). Il *Momento Ultimo* M_{pf} e il rispettivo *Taglio Ultimo a Pressoflessione* V_{pf} varranno quindi [187]:

$$M_{pf} = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{l t k f_c} \right) \quad (3.4)$$

$$V_{pf} = \frac{M_u}{h_0} = \frac{Nl}{2h_0} \left(1 - \frac{N}{l t k f_c} \right)$$

Tale criterio di resistenza contiene implicitamente la rottura per sola compressione, la quale avviene per un valore di sollecitazione assiale $N_u = 0.85 f_d l t$ (sezione

completamente plasticizzata). Viceversa, se N è di trazione, $M_{pf} = 0$ (§7.8.2.2.1 delle NTC2008).

Nella Normativa Italiana, tale formulazione diventa:

$$M_{pf} = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right) \quad (3.5)$$

dove il termine σ_0 indica la tensione di compressione verticale media calcolata considerando la sezione interamente reagente ($\sigma_0 = N/lt$) mentre f_d è il valore di resistenza a compressione di progetto. f_d varia a seconda del tipo di edificio considerato (nuovo o esistente) e del tipo di analisi adoperata. Per l'applicazione agli edifici esistenti, si può scrivere (Circolare n°617, §C8.7.1.5):

$$f_d = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}$$

con γ_M coefficiente di sicurezza del materiale¹⁶ ($\gamma_M = 1$ nel caso di analisi non lineare), f_m valore medio della resistenza a compressione della muratura funzione della tipologia muraria e del livello di conoscenza raggiunto ed FC fattore di confidenza.

Se consideriamo la muratura infinitamente resistente a compressione ($f_c = \infty$), dalla (3.4) si ottiene il momento limite per blocco rigido soggetto a ribaltamento [188]:

$$M_{br} = V h_0 = \frac{Nl}{2} \quad (3.6)$$

Viceversa, l'espressione (3.4) può essere ottenuta come soluzione di un problema di analisi limite, facendo ruotare il concio di **Figura 3.19b** (o tutto il pannello nel caso di muratura coesiva) attorno ad una cerniera O posta ad una distanza $a/2$ dallo spigolo B (tenendo conto in questo modo della limitata resistenza a compressione del materiale), ossia:

$$\frac{a}{2} = \frac{N}{2k f_c t}$$

¹⁶ In accordo con l'approccio semiprobabilistico, γ_M tiene conto delle incertezze sul modello e sulla geometria per gli edifici nuovi ed esistenti, e non dipende dal livello di conoscenza della struttura.

con N sforzo normale agente nella sezione¹⁷.

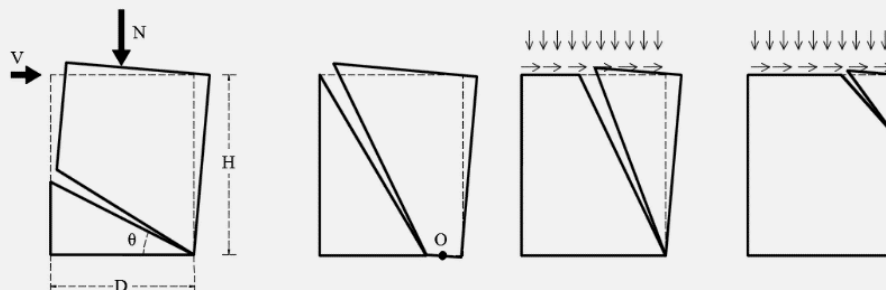


Figura 3.19. Possibili cinematismi di collasso nel caso di rottura per ribaltamento (rielaborato da [64]).

Abbiamo visto come la resistenza ultima a pressoflessione sia ottenuta in funzione dei parametri N , k ed f_c . Tuttavia, mentre k ed f_c sono proprietà del materiale e quindi ritenute approssimativamente costanti (al meno a parità di materiale), il valore di N può variare notevolmente durante l'analisi andando a modificare il valore del momento ultimo ad ogni step di carico. Ne consegue che maschi murari con medesime proprietà meccaniche e geometria possano avere resistenze differenti (lo stesso discorso vale per qualsiasi criterio di resistenza espresso in funzione di N).

Il grafico che fornisce i valori di M_{pf} al variare di N viene chiamato dominio di resistenza a pressoflessione del pannello murario. In **Figura 3.20** vengono mostrati tre domini di resistenza per tre valori di k in cui N e M sono normalizzati rispettivamente nei confronti dello sforzo assiale ultimo $N_{u,k=0.85} = 0.85f_c l t$ (sezione interamente compressa) e del massimo momento ultimo $M_{pf,max} = N_{u,k=0.85} l / 8$ (asse neutro baricentrico), entrambi calcolati assumendo un $k = 0.85$. Si ottiene quindi l'espressione:

¹⁷ Va detto che affinché il cinematismo di **Figura 3.19a** sia possibile anche per murature poco coesive e quindi siano esclusi i meccanismi locali di **Figura 3.19c** e **Figura 3.19d** rilevati da Giuffrè et al. (1994), devono essere presenti degli adeguati presidi di estremità con funzione di confinamento alle basi superiore e inferiore del pannello (ad esempio tiranti in sommità posti in opera per evitare il ribaltamento delle pareti ortogonali al pannello analizzato).

$$\frac{M_{pf}}{M_{pf,max}} = \frac{Nl}{2 N_{u,k=0.85}} \left(1 - \frac{N}{l t k f_c} \right)$$

Come si evince dal grafico, l'influenza di k su M_{pf} risulta trascurabile solo per bassi valori di carico assiale, ossia per $N/N_{u,k=0.85} < 0.20$, e cioè circa $\sigma_0/f_c < 0.20$ [132]. Viceversa, per valori di $N/N_{u,k=0.85}$ elevati, l'influenza di k nel valore su M_{pf} è notevole in quanto lo stress block interessa una porzione di sezione generalmente più ampia. Tuttavia, assumere un valore $k = 0.85$ risulta a favore di sicurezza.

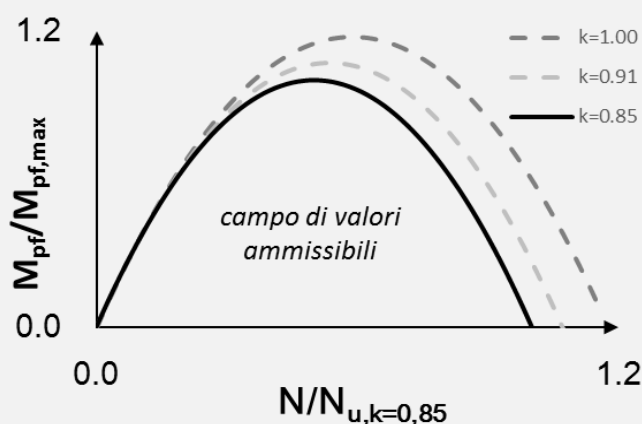


Figura 3.20. Domini di interazione M-N per $k=0.85$, $k=0.91$ e $k=1$ (duttilità infinita) normalizzati secondo i valori di $M_{pf,max}$ e $N_{u,k=0.85}$ relativi a $k=0.85$.

Infine, adimensionalizzando il Momento Ultimo rispetto al momento derivante dall'analisi limite al ribaltamento di un blocco rigido ($M_{br} = Nl/2$) si ottiene la relazione:

$$\frac{M_{pf}}{M_{br}} = 1 - \frac{\sigma_0}{k f_c}$$

la quale è stata graficizzata in **Figura 3.21** ed esprime la dipendenza del momento ultimo dalla resistenza a compressione del materiale.

Analogamente a quanto visto per il parametro k , anche in questo caso per alti valori di f_c rispetto a σ_0 ($f_c/\sigma_0 > 10$), ossia in una condizione molto lontana da quella di schiacciamento, le incertezze sul parametro f_c influiscono limitatamente sul valore di M_{pf} il quale tende velocemente a M_{br} . Viceversa, per bassi valori di f_c rispetto a σ_0 (e cioè valori di f_c/σ_0 piccoli), la resistenza a compressione risulta incidere significativamente

nella determinazione di M_{pf} a causa della maggior porzione di sezione interessata dallo stress block.

Si può quindi concludere che, considerando che nei casi reali i maschi murari sono solitamente soggetti a carichi σ_0 lontani dal valore di resistenza a compressione f_c , le incertezze solitamente presenti nella stima del parametro k e ancor più di f_c , non influenzano significativamente la stima della resistenza a pressoflessione del maschio murario.

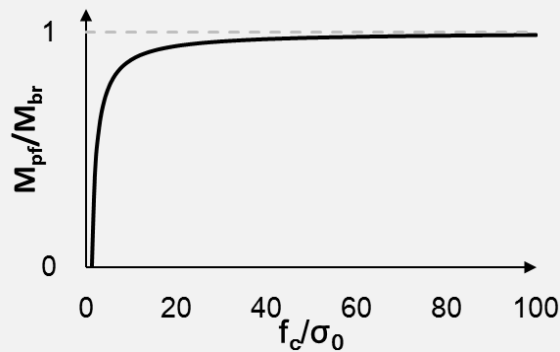


Figura 3.21. Variazione del Momento ultimo M_{pf} al variare del parametro f_c e della tensione normale media σ_0 con $k = 0.85$.

3.3.3.2. Scorrimento orizzontale attraverso i giunti e rottura dei blocchi

Il criterio di resistenza qui descritto considera l'eventualità che possa avvenire uno scorrimento lungo un singolo giunto di malta orizzontale. Considerando la muratura non reagente a trazione, e come effettivamente reagente la sola area compressa, il *Taglio Ultimo per scorrimento* $V_{t,s}$ può essere calcolato nel seguente modo:

$$V_{t,s} = l' t f_v \quad (3.7)$$

dove l' è la lunghezza della zona compressa e f_v è la *resistenza tangenziale media*.

Per il calcolo di l' può essere assunta l'ipotesi approssimativa di distribuzione lineare delle tensioni di compressione (**Figura 3.22**). In particolare, per $e \geq l/6$ si ha che:

$$l' = 3 \left(\frac{l}{2} - e \right) = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{M}{N} \right) \quad (3.8)$$

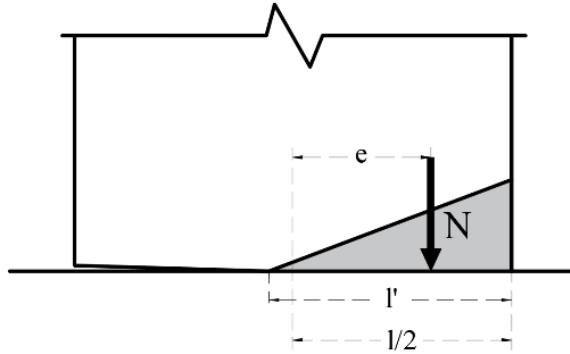


Figura 3.22. Ipotesi di distribuzione triangolare per il calcolo della lunghezza reagente nel caso di compressione eccentrica [64].

Chiaramente, se $e \leq l/6$ allora $l' = l$ (eccentricità all'interno nel nocciolo centrale d'inerzia e sezione interamente compressa). Quando il valore di resistenza a taglio per scorrimento orizzontale è prossimo a quello per pressoflessione, può essere opportuno considerare una distribuzione delle tensioni di compressione rettangolare. In questo caso:

$$l' = l - 2e = l - 2 \frac{M}{N} \quad (3.9)$$

Tuttavia la differenza in termini di resistenza laterale ottenuta assumendo una o l'altra ipotesi di distribuzione delle tensioni di compressione è comunque minima a causa dell'esigua porzione di area compressa solitamente interessata in questi casi.

La resistenza tangenziale media può essere ottenuta tramite il criterio di Mohr-Coulomb:

$$f_v = c + \mu \sigma_n \quad (3.10)$$

con c e μ rispettivamente coesione media e coefficiente di attrito medio del giunto di malta in cui si verifica il meccanismo, assunti costanti lungo il giunto anche in ragione della limitata ampiezza della zona reagente. In genere $\mu = 0.30 \div 0.80$ [189]. σ_n è invece la tensione normale media calcolata sulla porzione di sezione reagente ossia $\sigma_n = N/(tl')$.

Il dominio di resistenza alla scala del materiale è delimitato da due semirette così come raffigurato in **Figura 3.23**. In particolare, l'intersezione dell'equazione (3.10) con l'asse delle ascisse determina la resistenza a trazione del materiale, mentre quella con l'asse delle

ordinate determina la *coesione* (o *resistenza tangenziale allo scorrimento in assenza di sforzo normale*). Qualora la tipologia muraria analizzata lo permetta, i valori c e μ possono essere ottenuti sperimentalmente tramite prove di taglio diretto.

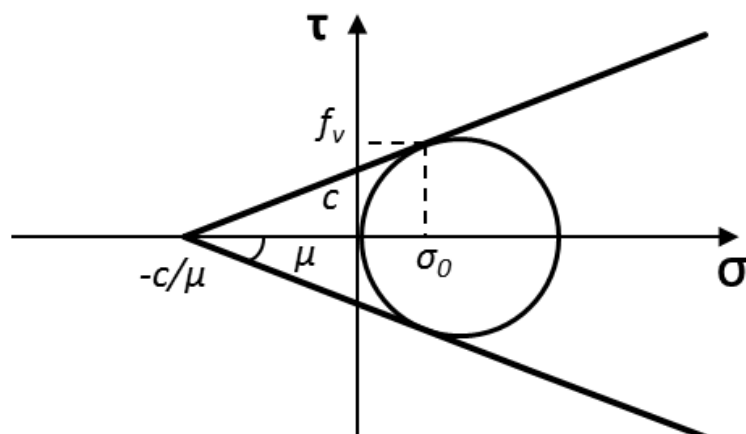


Figura 3.23. Dominio di resistenza per taglio scorrimento[61].

Unendo la (3.7) alla (3.10) otteniamo la seguente disequazione di verifica in termini di forze generalizzate:

$$V_{t,s} = l'tc + \mu N \quad (3.11)$$

Si prenda un pannello genericamente caricato come quello di Figura 3.16 in un contesto in cui ci sia consentito trascurarne il peso proprio. Poiché il termine attrittivo μN risulta in questo caso costante lungo il pannello, la resistenza a taglio $V_{t,s}$ sarà sempre minore nella sezione a minor area compressa, ossia nella sezione di estremità con momento maggiore. È per questo motivo che la formulazione appena esposta risulta adatta a descrivere la rottura per scorrimento orizzontale la quale si verifica generalmente alle sezioni di estremità. Per tale ragione, il criterio appena esposto dovrebbe essere implementato nelle rispettive cerniere plastiche di estremità e non in mezzeria come spesso accade per i criteri di resistenza a taglio.

La resistenza a taglio per scorrimento $V_{t,s}$ proposta dalla normativa Italiana (§7.8.2.2.2 delle NTC2008) è ottenuta per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd}$$

la quale è formalmente identica alla (3.7). La resistenza a taglio di progetto f_{vd} viene assunta pari a (§ 4.5.6.1, NTC2008):

$$f_{vd} = \frac{f_{vm0} + 0.4\sigma_n}{FC \cdot \gamma_M}$$

la quale è formalmente identica alla (3.10). In particolare, il coefficiente d'attrito è assunto pari a 0.4 mentre f_{vm0} è la *resistenza tangenziale media in assenza di sforzo normale* precedentemente indicata con c (coesione del giunto di malta). Relativamente a quest'ultima, essa può essere ricavata dalle tabelle da normativa [75] ponendo $f_{vm0} = \tau_0$. È importante sottolineare, tuttavia, come la coesione f_{vm0} sia generalmente diversa da τ_0 descritta al paragrafo precedente. Quest'ultimo parametro viene infatti utilizzato per descrivere la rottura per massimo sforzo principale di trazione (vedi §3.3.3.2) e rappresenta, a meno di un coefficiente moltiplicativo b , la *resistenza media a trazione* del materiale (considerato isotropo in questo caso) ricavata con prove a compressione diagonale effettuate sull'intero pannello.

In alternativa, si può porre $f_{vm0} = f_{vko}/0.7$ in cui f_{vko} è determinata o per via sperimentale tramite prove su assemblaggi o, con alcune limitazioni, in funzione delle proprietà meccaniche dei singoli componenti tramite le tabelle fornite dalle norme (vedi ad esempio il §11.10.3.2 delle NTC08). Tuttavia, le prove su assemblaggi (usualmente triplette salvo per dimensioni rilevanti dei blocchi) non risultano di facile utilizzo nel caso di edifici esistenti, e in particolar modo, nel caso di murature irregolari.

Infine, la normativa italiana prevede la possibilità che possa avvenire una rottura anche attraverso i blocchi nel caso in cui la resistenza unitaria per scorrimento orizzontale attraverso i giunti f_{vd} risulti maggiore della resistenza a compressione dei blocchi nella direzione di applicazione della forza incrementata tramite un coefficiente moltiplicativo. In particolare, la normativa prescrive che, nel caso di *analisi lineare*, il valore di f_{vd} non può essere maggiore di $1.4f_{bk}$, dove f_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1.5 MPa . Nel caso di *analisi non lineare*, il valore di f_{vd} non può essere maggiore di $2.0f_{bk}$ né maggiore di 2.2 MPa (in particolare il valore 2.0 e 2.2 vengono ottenuti dividendo i rispettivi valori indicati per l'analisi lineare per il coefficiente 0.7 utilizzato per trasformare i valori caratteristici in valori medi: $1.4/0.7 = 2.0$ e $1.5/0.7 \approx 2.2$).

Nel caso di maschi murari molto snelli, dove le azioni sismiche cicliche causano fessurazioni per trazione entrambi gli spigoli della sezione, alcuni autori suggeriscono di

trascurare completamente il contributo coesivo dei giunti considerando il solo termine attritivo. Sotto tale ipotesi la (3.11) diventa:

$$V_{u,s} = \mu N$$

Tuttavia, l'equazione così modificata per calcolare la resistenza a scorrimento di un giunto fessurato per trazione tende a sottostimare abbastanza significativamente la resistenza a scorrimento residua (ovvero con *attrito residuo*)[132]. Per tale ragione l'equazione (3.11) è ritenuta più realistica della precedente, riducendone, in caso, il solo contributo coesivo.

3.3.3.3. Fessurazione diagonale per crisi da trazione

Tra i criteri di resistenza volti ad interpretare la classica fessurazione diagonale del pannello murario per azioni nel piano il più diffuso è quello proposto da Borchelt (1970)[190] e Turnšek e Čačovič (1971)[161]. Entrambi gli autori considerano la muratura come un materiale omogeneo ed isotropo, senza cioè distinguere tra blocchi e malta nello sviluppo delle lesioni. La formazione delle primissime lesioni al centro del pannello viene attribuita al superamento della resistenza a trazione del materiale f_t (assunta costante) da parte della la tensione principale di trazione σ_1 ¹⁸.

Date le ipotesi di partenza, tale criterio appare coerente per l'interpretazione della risposta nel piano di pannelli murari nei quali sia difficilmente riconoscibile l'attivazione di sistematici meccanismi di rottura per taglio scorrimento ovvero nel caso di murature in materiali lapidei con pezzature variegata in cui è difficile operare una classificazione dei giunti (murature in pietra irregolari, a lisca di pesce) oppure in presenza di tessitura regolare ma con blocchi più deboli della malta. In entrambi i casi, infatti, la risposta tende ad essere isotropa, così come ipotizzato.

Una volta noto lo stato tensionale del punto centrale tramite la coppia di valori $P = (\tau_c, \sigma_c)$, si può definire la tensione principale di trazione agente nel centro del pannello tramite l'utilizzo del *cerchio di Mohr* e confrontarla con il suo dominio di resistenza f_t . Definiamo quindi lo stato tensionale nel punto centrale.

σ_c viene generalmente posto pari alla tensione verticale media nella sezione σ_0 (positiva se di compressione) assumendo di fatto la sezione di mezzeria come interamente compressa. Diversamente, il valore di τ_c varia a seconda della distribuzione delle tensioni tangenziali

¹⁸ Va specificato che in queste condizioni la rottura per trazione si verifica sempre prima che la *tensione principale di compressione* raggiunga la resistenza a compressione del materiale f_c in quanto $|f_c| \gg |f_t|$.

nella sezione di mezzeria. Borchelt (1970), che basò la formulazione del criterio sull'applicazione di prove di compressione diagonali su pannelli quadrati, trovò che valore di τ_c poteva essere assunto pari alla tensione tangenziale media, definita come $\bar{\tau} = V/lt$. Diversamente, Turnšek e Čačovič (1971), che effettuarono prove sperimentali su pannelli snelli sottoposti a condizioni di vincolo di doppio incastro e caricati a taglio-compressione per diversi valori di compressione (anche se entro un intervallo ristretto), proposero un valore di $\tau_c = 1.5\bar{\tau}$, in accordo con la teoria approssimata del taglio di Jourawsky per sezioni rettangolari e pannelli sufficientemente snelli (solido di De Saint Venant).

Poiché per gli edifici esistenti in muratura i valori di snellezza dei pannelli possono essere molto differenti tra di loro, un criterio più generale proposto da molti autori è quello di correlare τ_c a $\bar{\tau}$ tramite la relazione:

$$\tau_c = b\bar{\tau}$$

ove b è generalmente funzione sia delle caratteristiche geometriche che dello stato tensionale del pannello (**Figura 3.24**). Ad oggi, il criterio più utilizzato in ambito normativo è quello proposto da Benedetti e Tomazevic (1984) con $b = \lambda$ per $1 \leq \lambda \leq 1.5$, $b = 1$ per $\lambda \leq 1$ e $b = 1.5$ per $\lambda \geq 1.5$.

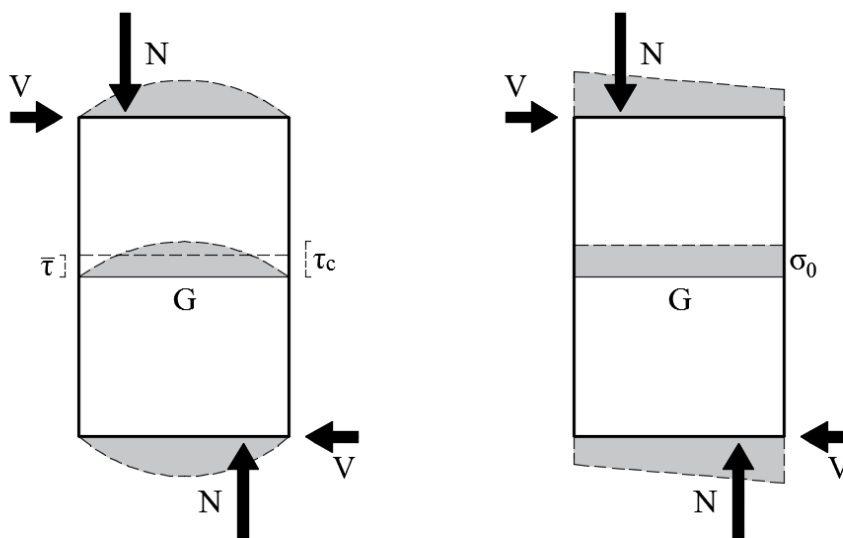


Figura 3.24. Distribuzione delle tensioni secondo la teoria approssimata del taglio di Jourawsky per sezioni rettangolari [61].

Vale la pena specificare che non esistono ad oggi abbastanza prove sperimentali per coprire la vastità di rapporti di snellezza e di condizioni al contorno presenti nelle strutture esistenti. Nel seguito vengono descritte alcune delle numerose formulazioni presenti in letteratura per la definizione del parametro b [118,132,184,191].

Turnšek e Sheppard (1980)[184] proposero la relazione:

$$b = 1.54 - 0.478 \frac{\tau_c}{\sigma_0}$$

per pannelli quadrati ($\lambda = 1$) a partire dalla conoscenza dello stato tensionale P .

Magenes e Calvi [132] proposero $b = 1 + h_0/l$, tenendo conto oltre che della snellezza anche delle condizioni al contorno del pannello.

Dal confronto dei limiti di resistenza con i risultati di analisi numeriche a elementi finiti, in [54] si afferma che nel caso di pannelli murari molto tozzi ($\lambda \leq 1$) l'assunzione di un valore di $b = 1$ porta in realtà a sovrastimare l'effettiva resistenza a taglio del pannello. In particolare viene evidenziato come tale parametro non scenda mai al di sotto del valore 1.15.

Infine, in tempi molto più recenti, e sempre sulla base di analisi numeriche, Betti et al. (2015)[118] hanno proposto la relazione:

$$b(\lambda) = 1.0 + 0.5\lambda, \quad \text{con } b \leq 1.5$$

Definito $P = (b\bar{\tau}, \sigma_0)$ e trascurando il contributo della tensione parallela al letto di malta orizzontale, si può procedere al calcolo di σ_t in condizione limite tramite l'utilizzo del *Cerchio di Mohr*. Applicando il Teorema di Pitagora al triangolo CQO di **Figura 3.25** si ottiene la relazione analitica:

$$\left(|\sigma_t| + \frac{\sigma_0}{2}\right)^2 = (b\bar{\tau})^2 + \left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 \quad (3.12)$$

Mantenendo N costante e aumentando progressivamente il valore di V (analogamente a quanto fatto per il criterio di rottura per pressoflessione), il cerchio di Mohr vede aumentare il valore del suo raggio fino al raggiungimento della condizione di rottura $\sigma_t = f_t$. In tali condizioni, la (3.12) può essere riscritta in termini di verifica come:

$$\left(|f_t| + \frac{\sigma_0}{2}\right)^2 \geq (b\bar{\tau})^2 + \left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2$$

dove il termine al primo membro rappresenta il quadrato del raggio del cerchio di Mohr in condizione limite. Esplicitando rispetto a f_t si ottiene la disequazione di verifica per tensioni di trazione:

$$\sigma_t = \sqrt{(b\bar{\tau})^2 + \left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2} - \frac{\sigma_0}{2} \leq |f_t| \quad (3.13)$$

che viene generalmente utilizzata anche per la determinazione di f_t di un pannello nel caso di *prova a taglio-compressione*.

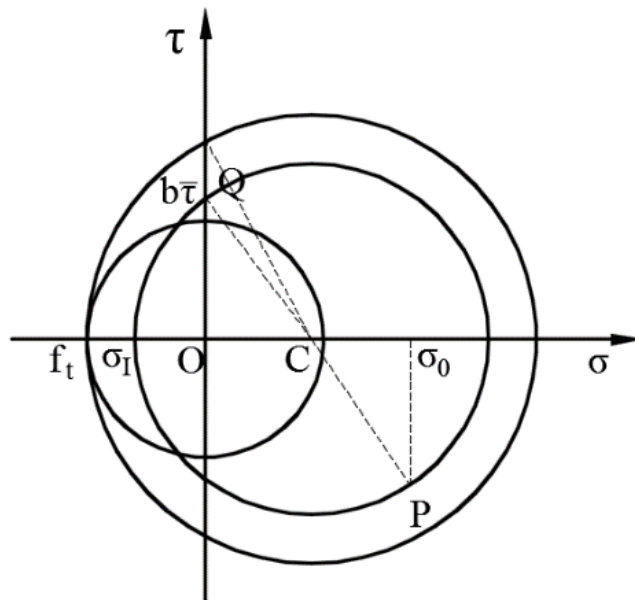


Figura 3.25. Stato di sollecitazione descritto per mezzo del Cerchio di Mohr.

Indicando con $\bar{\tau}_u$ la tensione tangenziale media al limite di rottura, la (3.13) può essere espressa in termini di tensione tangenziale media tramite la seguente espressione:

$$\bar{\tau}_u = \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \geq \bar{\tau}_c \quad (3.14)$$

per mezzo della quale, ipotizzando il caso di un pannello sottoposto a taglio puro ($N = 0$), si ottiene la seguente relazione:

$$f_t = b\tau_0 \quad (3.15)$$

dove con τ_0 viene indicata la *tensione tangenziale media al limite di rottura per trazione in assenza di sforzo normale*¹⁹. La (3.14) può essere quindi riscritta come:

$$\bar{\tau}_u = \tau_0 \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{b\tau_0}} \geq \bar{\tau} \quad (3.16)$$

Che per $b = 1.5$ viene denominata “*formula di Turnšek e Čačovič*”²⁰.

Al fine di associare alla soglia di crisi per taglio da trazione la resistenza a taglio $V_{t,d}$, si moltiplicano entrambi i membri per l’area della sezione $A = lt$ ottenendo la seguente espressione:

$$V_{t,d} = lt \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \quad (3.17)$$

¹⁹ Risulta chiaro che qualora la resistenza a trazione f_t venga considerata nulla, anche la resistenza media a taglio puro τ_0 sarà nulla.

²⁰ Qualora siano presenti all’interno del pannello tensioni normali σ_h e σ_v indotte rispettivamente da tiranti orizzontali e verticali, la formula di Turnšek e Čačovič può essere riscritta in termini generali come [61]:

$$\bar{\tau}_u = \tau_0 \sqrt{1 + \frac{\sigma_0 + \sigma_v + \sigma_h}{1.5\tau_0} + \frac{(\sigma_0 + \sigma_v)\sigma_h}{2.25\tau_0^2}} \geq \bar{\tau}$$

L'espressione (3.17) definisce la frontiera del *dominio* semidefinito di “integrità” del pannello, ossia il suo limite di resistenza per taglio da trazione.

L'equazione (3.17) è formalmente identica al criterio proposto nella normativa italiana (§C8.7.1.5 Circolare n°617), ovvero:

$$V_{t,d} = lt \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = lt \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (3.18)$$

In particolare, f_{td} e τ_{0d} sono i valori di calcolo rispettivamente della resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t e della corrispondente resistenza a taglio in assenza di compressione τ_0 . In particolare si può scrivere:

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{FC \cdot \gamma_M}$$

con $\gamma_M = 1$ nel caso di analisi non lineare. I due parametri sono legati, secondo la normativa, dalla relazione $f_{td} = 1.5\tau_{0d}$, a prescindere dalla snellezza e dalle condizioni di vincolo del pannello (confronta con l'equazione (3.15)). Vale la pena specificare che in questo modo il termine τ_{0d} perde il suo significato originale di resistenza a taglio puro a meno che b non sia effettivamente uguale a 1.5. Infine, si può assumere $b = h/l$, compreso tra 1 e 1.5.

Il normatore tiene poi a precisare che

“[... ..] nel caso in cui tale parametro (f_t) sia desunto in laboratorio da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(1+h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base, altezza del pannello [...]”.

In alternativa, il termine τ_0 può essere desunto direttamente dalla tabella C8A.2.1 della Circolare [159].

Si noti come tale criterio, determinato su base fenomenologica, garantisca sì l'integrità della compagine interna del pannello ma non il suo equilibrio. Si prenda ad esempio il caso in cui agli estremi non sia applicato alcuno sforzo normale eccentrico. Per l'equilibrio alla rotazione si ha $V = 0$. Tuttavia la formulazione prevede una resistenza a taglio non nulla e quindi non equilibrata. Tale problema viene ovviato nel momento in cui al criterio di resistenza a taglio per trazione vengono sovrapposti altri criteri di resistenza come ad esempio quello per pressoflessione, che ne limita il dominio per valori di sforzo normale bassi ed elevati (si veda il capitolo §3.3.4). Per le considerazioni fatte, non sembrerebbe

quindi ragionevole utilizzare per la verifica unicamente il criterio a taglio da trazione in quanto si potrebbero ottenere risultati privi di significato.

Si ponga infine l'attenzione sul parametro f_t . È indubbio che il vantaggio del criterio di resistenza appena descritto risiede nel considerare un unico parametro di resistenza, ossia f_t , per la caratterizzazione della resistenza ultima del pannello. Tuttavia tale assunzione si basa sul presupposto semplificativo che tale resistenza sia invariante rispetto allo stato di sollecitazione e quindi anche rispetto alla tipologia di prova adottata. Tale assunzione è in contrasto con i risultati di diverse campagne sperimentali. Il criterio sopraesposto non considera infatti la componente degli sforzi sui giunti verticali di malta la quale porterebbe ad avere diversi valori di f_t in funzione della snellezza del pannello[54,128,192].

3.3.3.4. Fessurazione "a scaletta" attraverso i giunti di malta per scorrimento e rottura dei blocchi per trazione

Abbiamo visto come per murature con tessitura regolare le norme propongano un criterio di resistenza a taglio per scorrimento orizzontale (descritto al §3.3.3.2), così come proposto per gli edifici di nuova costruzione. L'osservazione del danno sismico ha tuttavia evidenziato come le fessurazioni per scorrimento orizzontale sono in realtà limitate, nelle costruzioni storiche, ad un numero esiguo di casi, riguardanti principalmente pannelli tozzi e soggetti a valori decisamente limitati di compressione[132]. In queste costruzioni, e per queste tipologie murarie, la rottura a taglio avviene più comunemente tramite la tipica fessurazione diagonale "a scaletta" attraverso i giunti di malta che dal centro del pannello si protrae progressivamente verso gli spigoli. È questo il caso della muratura in mattoni pieni e malta di calce, della muratura in pietra a conci squadrati o sbazzati, della muratura in pietra tenera con malta di caratteristiche scadenti e per murature costituite da pietre a spacco purché di forma allungata e ben ammorsate tra loro.

Per tale ragione, nel seguito viene presentato un criterio di resistenza molto diffuso in letteratura e consigliato in alcune norme e linee guida (si veda ad esempio [165]) il quale è alternativo ai criteri di resistenza per taglio compressione precedentemente esposti e capace di cogliere la resistenza correlata al meccanismo di rottura appena descritto.

Come per la formulazione del criterio di resistenza per fessurazione diagonale dovuta a rottura per trazione, anche nel presente criterio la tensione tangenziale di riferimento per la verifica viene fatta coincidere con la tensione tangenziale al centro del pannello (**Figura 3.24**). Assumendo la sezione di mezzera come interamente reagente [61,132], e considerando una adeguata distribuzione delle tensioni tangenziali, si ottiene il rapporto tra *resistenza tangenziale* e *resistenza tangenziale media* $\tau_{u,d} = b\bar{\tau}_{u,d}$ dove b è funzione della snellezza del pannello i cui valori sono già stati ampiamente discussi al paragrafo §3.3.3.2. Da tali considerazioni si perviene alla seguente equazione:

$$V_{u,d} = lt \frac{\tau_{u,d}}{b} \quad (3.19)$$

Poiché il meccanismo di rottura è in questo caso un meccanismo più complesso dello scorrimento orizzontale, i parametri di resistenza \tilde{c} e $\tilde{\mu}$ necessari per ottenere il valore di $\tau_{u,d}$ secondo la classica formulazione di Mohr-Coulomb non saranno più identificabili con le caratteristiche meccaniche dei giunti di malta ma saranno funzione di ulteriori fattori, come ad esempio il grado di ammorsamento murario, la forma dei singoli elementi ed il tipo di tessitura muraria [54].

Diversi sono i modelli che descrivono l'influenza di tali fattori sui parametri \tilde{c} e $\tilde{\mu}$ [137,193–195]. Tra questi il più utilizzato è quello proposto da Mann e Muller (1980)[137] il quale si basa su due ipotesi semplificative, ossia blocchi infinitamente rigidi e trascurabilità delle proprietà meccaniche dei giunti di malta verticali²¹.

Se il pannello è sollecitato a taglio i blocchi saranno soggetti a momento torcente (**Figura 3.26**). Dato che non possono essere trasferiti sforzi di taglio lungo i giunti verticali, tale momento potrà essere equilibrato solamente da una coppia di forze verticali che produrranno a loro volta una distribuzione non uniforme delle tensioni di compressione sui giunti orizzontali.

Assumendo in via semplificata uno stato tensionale tangenziale uniforme, i carichi taglianti dovuti al momento torcente produrranno tensioni normali pari a $\pm\varphi\tau$ dove φ è il grado di ammorsamento pari a $\varphi = 2\Delta_y/\Delta_x$ in cui Δ_y e Δ_x sono rispettivamente altezza e lunghezza dei blocchi²². I carichi verticali produrranno invece tensioni normali pari a σ_0 ²³.

²¹ Quest'ultima considerazione si basa a sua volta sulle ipotesi che al limite di rottura ogni resistenza offerta dai giunti verticali sia già vinta e non esistano resistenze tangenziali residue. Tale assunzione risulta accettabile se si considera che in alcuni casi i giunti verticali risultano essere mal riempiti e che il fenomeno di ritiro tende a diminuire l'effettiva qualità dell'interfaccia anche a causa della mancanza dell'effetto benefico della compressione. Tuttavia tale assunzione può portare a sottostimare la resistenza dei pannelli murari, specialmente se tozzi [54,128].

²² Qualora siano presenti elementi di varie dimensioni, possono essere assunti pari a valori dimensionali medi [132].

²³ Il modello assume che i letti di malta siano sempre soggetti a compressione. In realtà, tale ipotesi è verificata solo per $\sigma_0 \leq -\varphi|\tau|$.

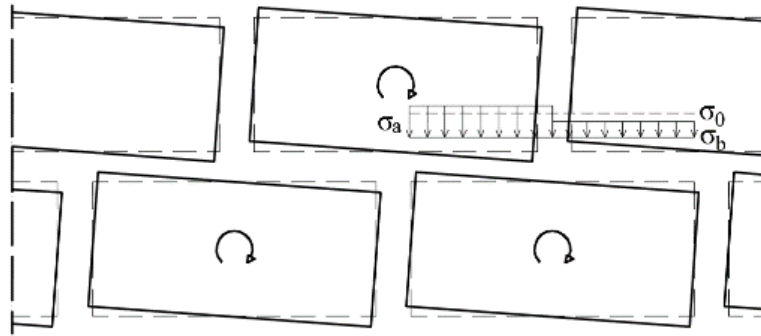


Figura 3.26. Compressione sui blocchi dovuto a taglio-compressione.

Le tensioni di compressione sul blocco varranno quindi:

$$\sigma_{a,b} = \sigma_0 \mp \tau \frac{2\Delta y}{\Delta x} \quad (3.20)$$

Nell'ipotesi che la rottura a taglio avvenga nella parte meno compressa del letto di malta (σ_a) si ottiene la *resistenza tangenziale unitaria*:

$$\tau_{u,d} = c + \mu \sigma_a$$

da cui, utilizzando la (3.20) nella definizione di σ_a , si ottiene la seguente espressione:

$$\tau_{u,d} = c' + \mu' \sigma_0$$

in cui

$$c' = c \frac{1}{1 + \mu\varphi}, \quad \mu' = \mu \frac{1}{1 + \mu\varphi}$$

Solitamente μ' assume il valore di 0.4 per murature a blocchi squadrati o in mattoni mentre valori più bassi (fino a 0.2) sono suggeriti per murature in conci sbozzati e poco regolare [165]. Tramite la (3.19) si perviene alla *resistenza a taglio ultima per fessurazione a scaletta attraverso i giunti* $V_{u,d}$:

$$V_{u,d} = lt \frac{(c' + \mu' \sigma_0)}{b} \quad (3.21)$$

Esplicitando $N = lt\sigma_0$ e ponendo $V_{u,c'} = lt c'$ (resistenza a taglio dovuta al solo contributo coesivo) si ottiene infine:

$$V_{u,d} = \frac{V_{u,c'} + \mu' N}{b} \quad (3.22)$$

Sulla base delle stesse ipotesi meccaniche, Mann e Muller (1980)[137] svilupparono un'ulteriore formulazione volta a rappresentare la fessurazione diagonale per trazione nei blocchi. Facendo nuovamente riferimento allo stato tensionale del punto centrale del pannello e ipotizzando che la rottura del mattone avvenga per *superamento* nel suo punto centrale della *resistenza a trazione del mattone* f_{bt} , mediante la circonferenza di Mohr si ricava la relazione:

$$\sigma_I = \sqrt{(k_b b \bar{\tau})^2 + \left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2} - \frac{\sigma_0}{2} \leq |f_{bt}|$$

che può essere riscritta come [54]:

$$\bar{\tau} \leq \tau_{u,b} = \frac{f_{bt}}{bk_b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{bt}}}$$

dove b (descritto al §3.3.3.2) è pari al rapporto tra il valore della tensione tangenziale al centro del pannello ed il valore medio $\bar{\tau}$ e mentre k_b è il rapporto tra la tensione tangenziale applicata al blocco e la tensione tangenziale agente al suo centro, assunto pari a 2.3 per murature standard con $\varphi = 0.5$ [54]. Analogamente a quanto fatto in precedenza, l'espressione di verifica per la resistenza a taglio in caso di fessurazione diagonale con rottura dei blocchi diventa:

$$V_{u,b} = lt \bar{\tau}_{u,b} = lt \frac{f_{bt}}{bk_b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{bt}}}$$

3.3.4. Domini di resistenza e osservazioni conclusive

I criteri di resistenza precedentemente descritti interpretano i diversi meccanismi di collasso dei maschi murari sottoposti ad azioni nel piano. Come è stato illustrato, ogni criterio può essere rappresentato tramite una espressione in forma chiusa che, data la geometria e le caratteristiche meccaniche del pannello, esprime la resistenza in termini di taglio ultimo al variare dello sforzo normale. Le varie formulazioni sono riassunte in Tabella 3.2.

Tabella 3.2. Criteri di resistenza espressi in termini di taglio ultimo.

Criterio di resistenza	V_u
Pressoflessione (§3.3.3.1)	$M_{pf} = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_{md}} \right)$
Taglio - Scorrimento orizzontale nei giunti e rottura nei blocchi (§3.3.3.2)	$V_t^{MC} = l't \frac{f_{vm0} + 0.4\sigma_n}{FC \cdot \gamma_M} \leq V_{t,lim}^{MC}$ $= l't f_{vdim}$
Taglio - Fessurazione diagonale per trazione (§3.3.3.3)	$V_t^{TC} = lt \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$
Taglio - Fessurazione “a scaletta” attraverso i giunti per scorrimento e rottura diagonale per trazione nei blocchi (§3.3.3.4)	$V_t^{MM} = lt \frac{(c' + \mu' \sigma_0)}{b} \leq V_{t,lim}^{MM}$ $= lt \frac{f_{bt}}{bk_b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{bt}}}$

Secondo quanto richiesto dalla norma, nella modellazione della rottura di un pannello murario dovrebbe essere considerato un criterio di rottura per ogni tipologia di collasso (§C8.7.1.5 della Circolare n°617) da cui si evince come non sia prevista dal normatore la combinazione di tre meccanismi di rottura (compressione, taglio scorrimento e fessurazione diagonale) soluzione che invece viene talvolta adottata in ambito di ricerca.

Abbiamo già detto come la fessurazione per scorrimento orizzontale sia in realtà limitata ad un numero esiguo di casi, riguardanti principalmente pannelli tozzi e soggetti a valori decisamente limitati di compressione[132]. Appare quindi fondamentale interrogarsi su quale sia il modello interpretativo per fessurazione diagonale più coerente nel caso delle costruzioni storiche. In questo libro sono stati descritti i due modelli teorici più diffusi, ovvero quello di Turnšek e Čačovič (1971)[161], che trascura l’anisotropia del materiale considerando la muratura come un materiale isotropo e omogeneo, e quello proposto da Mann e Muller (1982) [137], che considera la muratura come un materiale eterogeneo e anisotropo. Di conseguenza, un ruolo chiave nella scelta del criterio interpretativo per la fessurazione diagonale viene svolto dal grado di anisotropia presente nel pannello analizzato.

Ciò significa che tanto più la muratura avrà un comportamento isotropo più la risposta sarà ben descritta dal criterio di resistenza per fessurazione diagonale da trazione. Viceversa, tanto più la muratura avrà un comportamento anisotropo più la risposta sarà ben descritta dal criterio di resistenza per fessurazione a scaletta attraverso i giunti (considerano anche una

eventuale rottura nei blocchi). Vale la pena sottolineare che la risposta isotropa del pannello è generalmente causata dalla caoticità della tessitura muraria (più la muratura è caotica più il materiale è isotropo) e del rapporto che intercorre tra i parametri meccanici della malta e quelli dei blocchi (in particolare rigidità e resistenza): più tale rapporto è elevato più la muratura tende ad assumere un comportamento isotropo. Tuttavia ad oggi, sebbene la valutazione del grado di anisotropia sia talvolta un compito semplice (**Figura 3.27a e c**) in altri casi risulta essere un problema non risolto anche in ambito scientifico (**Figura 3.27b**).

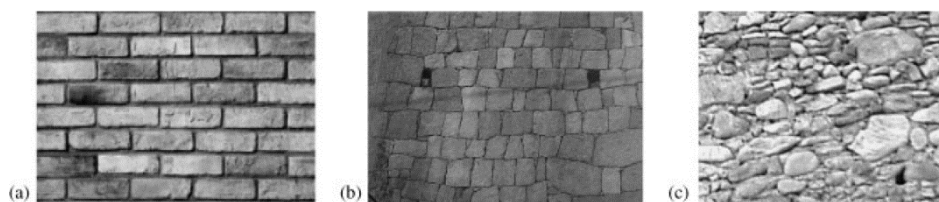


Figura 3.27. Diversi tipi di tessitura muraria [54].

Al fine di confrontare i vari criteri di resistenza, in **Figura 3.28** vengono mostrati i domini di resistenza per tre pannelli diversi sottoposti a condizioni di vincolo di doppio incastro (aventi diversi valori di snellezza, ovvero 0.65, 1.35 e 2). Ogni dominio è ottenuto adimensionalizzando sia il taglio resistente (asse delle ordinate) che lo sforzo normale (asse delle ascisse) rispetto allo sforzo normale ultimo.

Si riportano di seguito alcune considerazioni fatte per il calcolo dei domini di resistenza.

Innanzitutto si è assunta una condizioni di vincolo di doppio incastro con $h_0=h/2$. Di conseguenza, il valore del momento alla base sarà legato a quello del taglio alla base dalla relazione $M = Vh/2$.

Per quanto riguarda il calcolo del taglio resistente per scorrimento orizzontale si è considerata una distribuzione delle tensioni di compressione triangolare. Ponendoci in condizioni di rottura si può scrivere:

$$l' = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{V_t^{MC} h_0}{N} \right) = \frac{3}{2} \left(l - \frac{V_t^{MC} h}{N} \right)$$

per una eccentricità $e = M/N = V_t^{MC} h / (2N) \leq 6$. In particolare,

$$\frac{N}{k f_m t} < l' < l$$

in cui il limite inferiore rappresenta la minima lunghezza efficace che consente di equilibrare la normale N (calcolata tramite la definizione di un opportuno stress block). Tale valore è da considerarsi solo se il rapporto a sinistra è minore di 1.

Si può quindi riscrivere il criterio di scorrimento nella seguente forma:

$$V_t^{MC} = l' t f_{vd} = \frac{3}{2} \left(l - \frac{V_t^{MC} h}{N} \right) t f_{vm0} + 0,4N = \frac{3}{2} l t f_{vm0} - \frac{3}{2} \frac{V_t^{MC} h}{N} t f_{vm0} + 0,4N$$

da cui

$$V_t^{MC} = N \frac{1,5 l t f_{vm0} + 0,4N}{N + 1,5 h t f_{vm0}}$$

Tale criterio ha inoltre una limitazione superiore legata alla rottura dei blocchi. Anche in questo caso possiamo scrivere:

$$V_{t,lim}^{MC} = l' t f_{vd,lim} = \frac{3}{2} \left(l - \frac{V_{t,lim}^{MC} h}{N} \right) t f_{vd,lim}$$

da cui

$$V_{t,lim}^{MC} = N \frac{1,5 l t f_{vd,lim}}{N + 1,5 h t f_{vd,lim}}$$

Considerando nello stesso pannello la possibile attivazione di un meccanismo a pressoflessione, per scorrimento diagonale e per fessurazione diagonale, dall'osservazione dei domini si possono fare le seguenti osservazioni:

- per bassi valori dello sforzo normale e per valori elevati di snellezza tende a prevalere la *rottura a pressoflessione* (in nero);
- il *meccanismo per scorrimento orizzontale* (in giallo e arancione) risulta meno significativo degli altri in quanto il suo verificarsi è limitato ad un range ristretto di valori di compressione assiale e per bassi valori di snellezza. Inoltre nella costruzioni esistenti, esso viene spesso inibito dalle irregolarità presenti come, ad esempio, la non uniformità dei letti di malta e dei carichi assiali agenti;

- infine, la resistenza a taglio per trazione fornita dalla formulazione di Turnšek e Čačovič sottostima abbastanza considerevolmente la resistenza a taglio di un maschio murario con tessitura regolare. Tale criterio può quindi essere adottato nel caso degli edifici esistenti come criterio di resistenza a taglio diagonale generalmente più cautelativo.

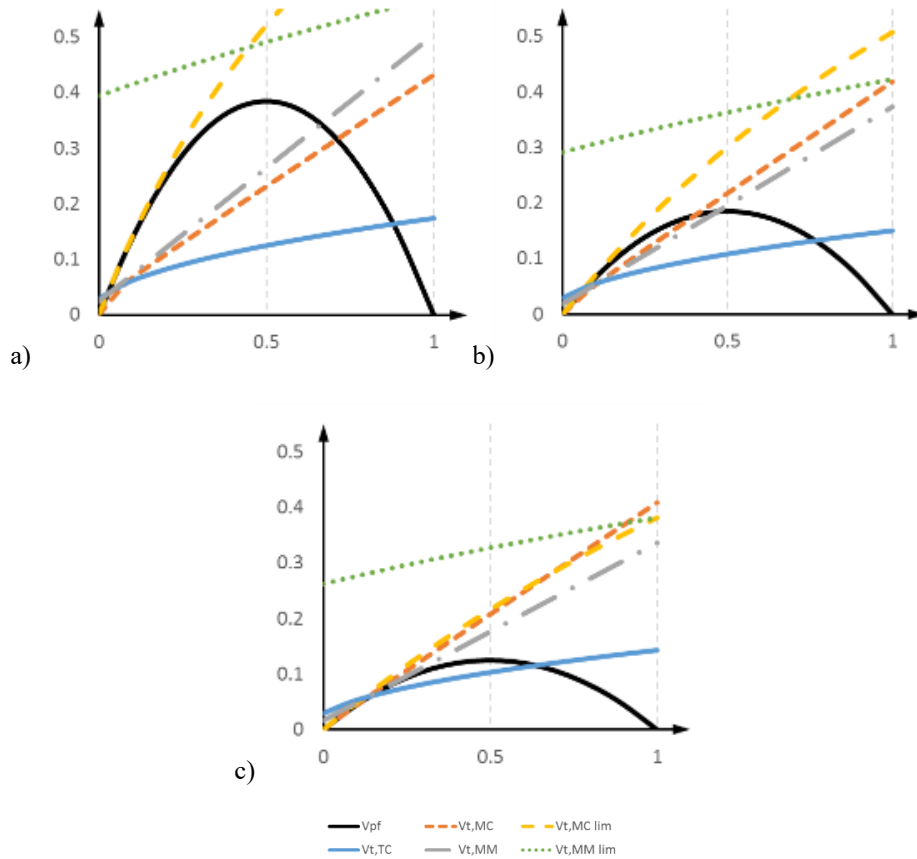


Figura 3.28. Domini di resistenza per tre diversi pannelli con diversi gradi di snellezza, ovvero 0.65 (a), 1.35 (b) e 2 (c), sottoposti a condizioni di vincolo di doppio incastro. Parametri impiegati: $l = 2m$; $t = 0,3m$; $h_0 = h/2$; $f_c = 2,4 MPa$; $f_{vlim} = 2,2 MPa$; $f_{vm0} = 0,60 MPa$; $\mu = 0.40 MPa$; $\varphi = 0.5$; $c' = 0.05 MPa$; $\mu' = 0.48 MPa$; $f_{bt} = 1,85 MPa$; $k_b = 2,3$; $FC = \gamma_M = 1$.

3.4. Risposta nel piano delle Fasce Murarie

3.4.1. Osservazione del danno

Le fasce di piano dovrebbero essere adeguatamente descritte nel modello a telaio equivalente al fine di fornire una buona stima della risposta sismica dell'edificio esistente in muratura. Ciò a causa della loro importante funzione di accoppiamento dei maschi murari.

Tuttavia, il loro comportamento è stato indagato solo recentemente, ed in particolare in relazione a murature regolari con malte piuttosto resistenti [125,146,196–205].

Vi sono diversi aspetti che differenziano le fasce di piano dai maschi murari.

Innanzitutto, diversamente dai maschi murari, la risposta nel piano delle fasce è caratterizzata da una resistenza di picco e una residua. In particolare, la resistenza residua è generalmente raggiunta dopo una fase di softening accentuata (quasi fragile) a causa del basso livello di compressione agente sull'elemento da cui dipende fortemente la resistenza dell'elemento, come evidenziato da diversi studi sperimentali [206]. Nonostante ciò, ad oggi le fasce e i maschi di piano sono spesso modellati usando la stessa relazione elasto-plastica utilizzata per i maschi.

In aggiunta, la tessitura muraria, se regolare, è ruotata di 90° rispetto all'asse dell'elemento. Ciò fa sì che la resistenza a compressione della fascia (questa volta parallela ai letti di malta) sia in realtà minore di quella di un maschio murario di medesime dimensioni (**Figura 3.29**).

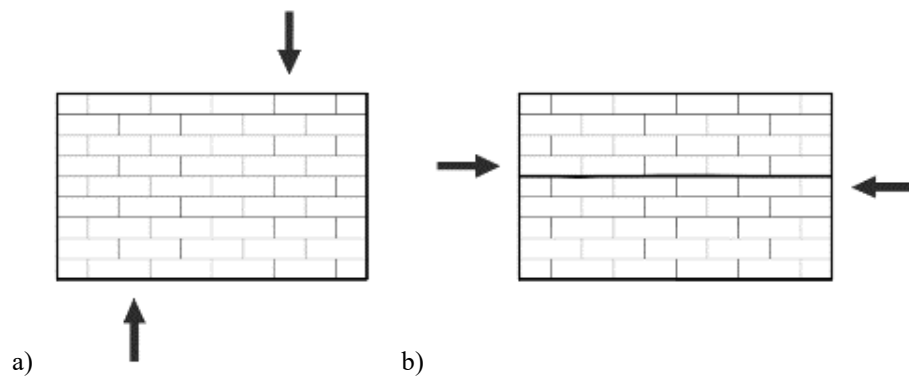


Figura 3.29. Azione assiale agente (a) in un maschio murario e (b) in una fascia di piano in caso di tessitura regolare.

Sempre nel caso di muratura con tessitura regolare, l'estremità dell'elemento fascia, nell'interfaccia fascia-nodo, è caratterizzata dalla presenza di un ammorsamento murario (**Figura 2.7**) e non di un giunto continuo come nei maschi murari. Questo ammorsamento da una parte impedisce la rottura per scorrimento sull'interfaccia, dall'altra fornisce una *resistenza a trazione equivalente* di natura coesiva (nei giunti verticali) e attritiva (nei giunti orizzontali) in direzione orizzontale che contribuisce alla resistenza a pressoflessione dell'elemento strutturale (effetto catena, vedi **Figura 2.7**). Ovviamente, in caso di muratura irregolare (ovvero se non vi è un adeguato ammorsamento) o in caso di elemento fascia collocato ai piani superiori (ovvero se l'ammorsamento non è garantito da un'adeguata azione attritiva tra i mattoni a causa del minor livello di compressione presente ai piani più alti degli edifici), tale contributo può ritenersi comunque trascurabile. Per tali ragioni, nel caso di edifici con tessitura regolare è più probabile che elementi fascia collocati nei piani più alti raggiungano lo "snervamento" per flessione prima di raggiungere quello a taglio, mentre succede esattamente l'opposto ai piani inferiori. Per tali ragioni, non considerare questa resistenza a trazione equivalente nel modello può portare a diverse modalità di danneggiamento dell'edificio.

Diversamente dai maschi, le fasce murarie sono generalmente sorrette da elementi resistenti a trazione (i.e. architravi in pietra, in legno, ad arco, in acciaio o in c.a.) che contribuiscono sia alla resistenza di picco sia a quella residua della fascia [125,205]. Anche la presenza di altri elementi come cordoli e catene influenzano notevolmente lo stato tensionale interno della fascia.

A seconda della tipologia di architrave, si ha un contributo differente sulla resistenza di picco e residua delle fasce [125,205]. Ad esempio, il contributo di un architrave ligneo sulla *resistenza di picco* della fascia può essere considerato trascurabile a causa della sua elevata deformabilità rispetto a quella della muratura. Al contrario, un arco in muratura o una piattabanda, più rigide, contribuiscono alla resistenza ben prima della rottura della fascia stessa. In particolare, se l'arco è più rigido della fascia ed è possibile considerare una resistenza infinita a compressione dei blocchi (blocchi molto più resistenti della malta), l'arco tende a separarsi da essa con un'immediata formazione di cerniere a causa dello spostamento dei punti di appoggio [41,207]. In questo caso, si forma un puntone a compressione internamente alla fascia (**Figura 3.30a**). Chiaramente, quando l'assunzione di infinita resistenza a compressione non può essere ritenuta valida, come ad esempio nel caso di muratura in tufo, l'arco può collassare in maniera fragile prima della fascia muraria a causa dello schiacciamento della cerniera interna [205].

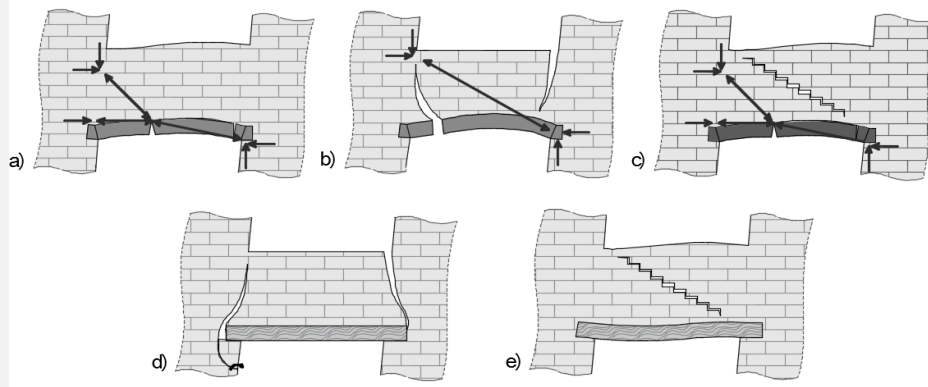


Figura 3.30. a) Meccanismo ad arco per fascia non fessurata; b) Possibile trasferimento di carico dopo fessurazione a flessione (b) o a taglio (c). d) Meccanismo a flessione e (e) a taglio per fasce murarie sorrette da architrave in legno.

L'architrave ligneo contribuisce notevolmente alla *resistenza residua* della fascia. Nel caso di rottura a flessione infatti l'architrave ligneo tende a scivolare uscendo ed entrando dalla muratura circostante mentre le fessurazioni a flessione della fascia si aprono e chiudono a causa della ciclicità del moto sismico (**Figura 3.30d**). La muratura sottostante l'architrave contrasta il movimento dell'architrave grazie alla coesione con il resto della porzione muraria. Tale azione di contrasto fornisce una resistenza a trazione aggiuntiva alla fascia muraria che contribuisce ad incrementare la resistenza residua complessiva a flessione della fascia fino al collasso del supporto murario. Nel caso di resistenza residua a taglio, dopo la formazione della fessurazione diagonale (**Figura 3.30e**), si forma un nuovo puntone diagonale di compressione nella parte muraria ancora integra. In tale condizione, l'architrave ligneo ha il compito di trasferire le azioni da un maschio all'altro (così come si può notare in **Figura 3.30c**), almeno fino al raggiungimento della resistenza massima del supporto.

A patto che siano ancora intatti, anche gli archi murari (comprese le piattabande) contribuiscono alla resistenza residua della fascia (**Figura 3.30b e c**). In particolare, esse aumentano l'area effettivamente reagente della fascia muraria nel caso di resistenza residua a flessione mentre attivano un meccanismo simile a quello già descritto per gli architravi lignei nel caso di meccanismo a taglio. In quest'ultimo caso, la resistenza residua è pari alla resistenza a taglio dell'arco stesso. Considerazioni simili a quelle viste possono essere fatte per architravi costruiti in altro materiale (acciaio, c.a., etc.).

Infine, poiché diversi tipi di archi murari possono essere presenti in un edificio storico in muratura, si può dire che più l'arco è alto, più è alto il contributo alla resistenza residua a taglio.

3.4.2. Modellazione della risposta

Secondo l'approccio classico a Telaio Equivalente, l'elemento fascia muraria può essere modellato alla stregua di un maschio murario (NTC 2008, §45.6), ossia tramite un elemento trave non lineare a plasticità concentrata e legge costitutiva taglio-drift lineare a tratti. Nel caso più semplice, può essere assunta una legge costitutiva elastica perfettamente plastica assumendo gli stessi valori di drift ultimo imposti per l'elemento maschio. Valgono quindi le stesse considerazioni già fatte per i maschi murari. In aggiunta si riportano nel seguito alcune considerazioni proprie della modellazione delle fasce murarie.

Innanzitutto, come già menzionato al §3.2, l'elemento fascia può essere incluso nel modello purché sorretto da un architrave strutturalmente efficace, in quanto l'architrave previene il crollo della fascia sotto carichi verticali. In mancanza di un architrave, viene considerata, se significativa, la sola azione del solaio tramite un vincolo a livello di piano che accoppi i maschi tra loro alle sole traslazioni orizzontali.

A causa dell'accoppiamento della fascia muraria con gli architravi e altri elementi resistenti a trazione (cordoli e catene), le fasce possono presentare una fase post elastica con degrado di resistenza molto più accentuata rispetto a quella dei maschi murari. La tipologia di architrave e la presenza di un eventuale elemento resistente a trazione accoppiato alla fascia determinano la sua maggiore o minore duttilità.

Infine, le evidenze sperimentali hanno mostrato come le fasce manifestino valori di drift ultimo molto più elevati rispetto a quelli riscontrati per i maschi a causa della presenza di elementi resistenti a flessione come gli architravi [152,200]. Tuttavia, così come per i criteri di resistenza, le informazioni presenti in letteratura e nei codici normativi riguardano principalmente gli elementi maschi murari in quanto pochi e recenti studi sono stati condotti sugli elementi fascia. Per tale ragione, i valori di drift ultimo relativi alle fasce di piano dovrebbero essere adeguatamente studiati in future ricerche.

Così come fatto per i maschi murari, in **Figura 3.31** sono riportati alcuni legami costitutivi espressi in termini di forze generalizzate e drift al variare della tipologia di architrave ottenute su base fenomenologica e proposti in CNR-DT 212/2013[165]. Intervalli indicativi dei drift e delle resistenze residue sono riportati in **Tabella 3.3**. Vale la pena sottolineare che stime più accurate delle resistenze possono essere ottenute tramite criteri semplificati a base meccanica[206].

I livelli di danno sono individuati in corrispondenza sia della rottura della porzione muraria che della perdita di efficacia dell'architrave (come nel caso dell'arco). I valori di drift ultimi sono ben superiori a quelli che si adottano generalmente nei maschi murari, in accordo con le più recenti campagne sperimentali, per la presenza di resistenti a flessione come gli architravi. Vale la pena notare che le Norme Tecniche italiane non riportano valori di drift specifici per le fasce.

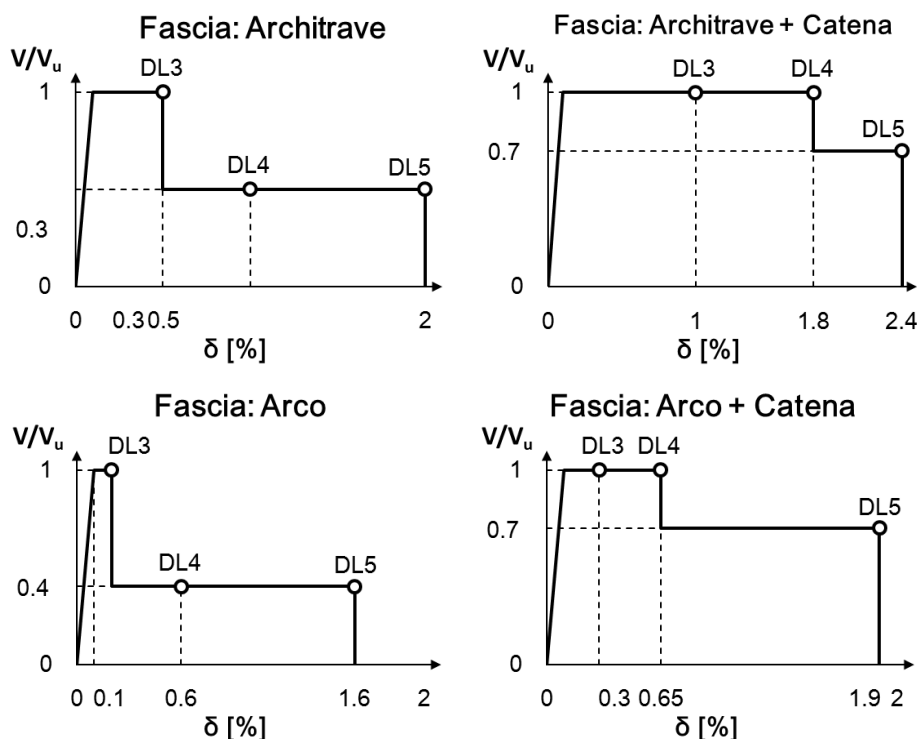


Figura 3.31. Possibili leggi costitutive multilineari per fasce murarie a seconda della tipologia di architrave. Le resistenze residue sono calcolate in maniera convenzionale come percentuali della resistenza massima. I valori di drift e di resistenza residua sono solo indicativi.

Come si può vedere dalla **Figura 3.31**, nel caso di fasce sorrette da architravi in legno, acciaio o c.a. si ha una maggior duttilità prima della caduta di resistenza. La presenza di un elemento resistente a trazione aumenta la duttilità e può portare anche ad un ramo incrudente della risposta in caso di cordolo. Nel caso di fasce sorrette da archi in muratura il comportamento risulta essere molto più fragile, caratterizzato da una duttilità limitata con valori di resistenza

residua modesti. Anche in questo caso, la presenza di una catena aumenta in genera la duttilità la quale risulta essere anche maggiore che nel caso dell'architrave.

Tabella 3.3. Intervalli indicativi dei valori del drift e della resistenza residua per i diversi stati di danno (CNR-DT 212/2013).

Danno	Drift (%)			Resistenza residua	
	DL3	DL4	DL5	DL3 → DL4	DL4 → DL5
Architrave senza catena/cordolo	0,40 – 0,60	0,80 – 1,20	1,80 – 2,20	0,40 – 0,60	0,40 – 0,60
Architrave con catena/cordolo	0,80 – 1,20	1,60 – 2,00	2,40 – 2,60	1,00	0,60 – 0,80
Arco	0,15 – 0,25	0,45 – 0,75	1,20 – 2,00	0,30 – 0,50	0,30 – 0,50
Arco con catena	0,20 – 0,40	0,50 – 0,80	1,40 – 2,40	1,00	0,40 – 0,60

3.4.3. Criteri di resistenza

Nonostante le differenze evidenziate tra maschi murari e fasce di piano, le attuali norme [75,77,89] riflettono la mancanza di studi sulle fasce presente al tempo in cui tali codici furono emanati. In particolare, molti codici [75,77] prescrivono l'adozione degli stessi criteri di resistenza adottati per i maschi murari (o da essi derivati adattandoli al caso specifico) senza peraltro specificare se ci si stia riferendo ad una resistenza di picco o ad una residua.

Tali criteri, specialmente quelli collegati al comportamento flessionale, possono condurre ad una stima della resistenza delle fasce troppo conservative a causa del basso carico assiale agente. Di conseguenza, gli elementi fascia sono spesso inefficaci già all'inizio dell'analisi, inducendo una condizione a mensola nei maschi murari e portando ad una sottostima della curva di pushover [111,114]. È chiaro che l'adozione i tali criteri può portare ad una significativa sottostima dell'effettiva capacità di resistenza dell'edificio murario e, potenzialmente, ad una sovrastima delle capacità di spostamento.

Nelle norme americane [89], tale problematica viene evidenziata tramite alcuni riferimenti di letteratura, senza però adottarli esplicitamente. Ad oggi, solo pochi standard normativi tengono esplicitamente conto del diverso comportamento delle fasce. Le norme FEMA 306

[170] furono le prime norme a fare esplicito riferimento alla resistenza di picco e residua delle fasce, prendendo anche in considerazione il contributo della resistenza equivalente a trazione.

La normativa italiana, invece, distingue due classi di criteri di resistenza a seconda del grado di affidabilità della stima della forza normale agente fornita dal modello (NTC 2008, §7.8.2.2.4). Infatti, il valore dello sforzo normale agente sulla fascia (generalmente modesto e dal quale dipende la sua resistenza) non è sempre valutato in maniera attendibile dal modello di calcolo a telaio equivalente [165]. Ciò è dovuto a diverse ragioni tra cui: la presenza di solai rigidi; la modalità di applicazione delle forze orizzontali (che segue generalmente l'approccio a masse concentrate); la non corretta modellazione dell'interazione tra fascia ed elementi orizzontali resistenti a trazione e tra fascia e solaio [165].

In presenza di *azione assiale non nota* dal modello di calcolo, ad esempio in presenza di solai infinitamente rigidi nel piano, vengono suggeriti criteri di resistenza alternativi i quali possono essere adoperati a patto che siano presenti elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli) in prossimità della trave in muratura. In questi criteri si assume un N pari ad un valore massimo dello sforzo normale che si ritiene potrebbe svilupparsi nella fascia. In caso di solaio rigido e assenza di tali elementi orizzontali resistenti a trazione, la norma italiana non fornisce alcuna indicazione. Tuttavia, come indicato in [165], in questo caso può essere assunto $N=0$, che approssima il solitamente modesto sforzo assiale nella fascia. In questo caso, l'assunzione di $N=0$ porta di fatto ad una schematizzazione a biella, inducendo una condizione a mensola nei maschi murari, similmente a quanto accade adoperando il criterio di resistenza a flessione prescritto per i maschi murari.

In particolare, il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione per azione assiale non nota e in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come [165]:

$$M_{pf} = \frac{H_p h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0,85 f_{hd} h t} \right) \quad (3.23)$$

dove h è l'altezza della sezione della trave; H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} h t$, ossia un valore massimo dello sforzo normale che si ritiene potrebbe svilupparsi nella fascia stimato a priori; $f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete) che nel caso di analisi statica non lineare può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$). In caso di tessitura regolare, tale valore può essere assunto cautelativamente pari alla metà della resistenza a compressione della muratura in direzione perpendicolare ai letti di malta per i motivi precedentemente esposti al §3.4.1. In caso di tessitura irregolare esso può essere fatto coincidere con la resistenza a compressione della

muratura in direzione perpendicolare ai letti di malta. Il parallelo con l'equazione (3.5) è immediato dove si è sostituito lo sforzo assiale N con il valore H_p .

La resistenza a taglio V_t in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, viene calcolata in maniera semplificata come:

$$V_t = ht f_{vd0}$$

dove $f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_M$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione (ossia la coesione del giunto di malta) che nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore medio ($f_{vd0} = f_{vm0}$).

L'adozione di questi due criteri di resistenza porta chiaramente alla prevalenza di un comportamento a taglio a scapito di quello flessionale, in accordo con l'osservazione del danno sismico, e può addirittura portare ad una sovrastima dell'effettiva resistenza delle fasce a causa della non dipendenza dei criteri dallo sforzo assiale (come evidenziato in [208]).

In caso di *azione assiale nota* (cioè attendibile) dal modello di calcolo, la normativa italiana prescrive l'adozione degli stessi criteri di resistenza suggeriti per i maschi murari, ossia il criterio per pressoflessione descritto al §3.3.3.1 ed un criterio per taglio (o per scorrimento sull'interfaccia con il pannello rigido, vedi §3.3.3.2, o per taglio diagonale da trazione, vedi §3.3.3.3). Riguardo ciò, tuttavia, è bene fare due osservazioni. Innanzitutto, la rottura a taglio per scorrimento (su giunto perpendicolare allo sforzo assiale) è un meccanismo che non si manifesta nelle fasce sia a causa dell'ingranamento all'intersezione tra fascia e pannelli murari adiacenti (vedi **Figura 2.7**), sia per la presenza di un architrave ammortato alla muratura adiacenti (vedi **Figura 3.30c,e**), sia per la formazione di fessurazioni flessionali curve (vedi **Figura 3.30b,d**) che ne inibiscono l'attivazione anche in fase di resistenza residua. In aggiunta, poiché in questi criteri di resistenza né il contributo dell'architrave né quello della resistenza a trazione equivalente vengono considerate, il criterio di resistenza a pressoflessione porta generalmente all'attivazione di cerniere plastiche già ai primi passi dell'analisi, se non addirittura già per carichi verticali.

Per la stessa ragione, tale criterio sembrerebbe più adatto alla descrizione della resistenza residua a flessione, ovvero quella in cui l'ingranamento e l'architrave/arco non sono più efficaci [196]. Per tale ragione, l'utilizzo di tale criterio di resistenza comporta una prevalenza di rotture a pressoflessione, in contrasto con l'osservazione del danno sismico dove invece prevalgono le rotture a taglio in questi elementi. In aggiunta, trascurare la resistenza a trazione equivalente può portare a risultati troppo conservativi in particolare se confrontati con i risultati ottenuti con modellazioni più sofisticate (come il caso delle modellazioni CCLM) [114]. Infatti la resistenza a trazione della muratura, generalmente trascurata dai criteri di resistenza, anche se bassa può fornire un contributo considerevole alla

resistenza della fascia [153], specialmente quando l'azione assiale agente è molto bassa. Tale aspetto è stato evidenziato in diversi studi comparativi, dove una sistematica sottostima della resistenza globale di picco (variabile dal 10 al 40%) è generalmente ottenuta (si veda ad esempio [49,64,68,115–117,153]). Tale aspetto può portare ad una sovrastima dello schema di danno o addirittura ad uno totalmente differente (si veda ad esempio [64,115–117,153,209]).

Al fine di modellare più accuratamente il comportamento nel piano delle fasce, ancora poche e recenti correzioni e modifiche ai criteri suggeriti dalle norme sono proposte in letteratura. Una review estesa dei più comuni criteri di resistenza appositamente sviluppati per le fasce è presente in [196].

In particolare, per quanto riguarda la rottura diagonale a taglio, ovvero i criteri di resistenza sviluppati da Turnsek e Cacovic e da Mann e Muller, sono considerati abbastanza accurati, in particolar modo per la stima della resistenza di picco delle fasce [196]. Tuttavia, sulla base del criterio proposto da Mann e Muller, un criterio alternativo capace di predire il contributo dell'architrave/piattabanda/arco nelle resistenza di picco e residue è stato sviluppato in [206] aggiungendo la resistenza a taglio dell'elemento resistente a trazione.

Come già detto, il meccanismo a scorrimento (scorrimento verticale nelle fasce) viene solitamente impedito dall'ingranamento presente nella sezione di interfaccia fascia-nodo (in caso di tessitura regolare) e anche a causa della presenza dell'architrave. Tuttavia tale meccanismo potrebbe ben rappresentare la resistenza residua della fascia una volta "snervata" per flessione (e l'architrave si sia sfilato dalla muratura). Tuttavia, poiché la rottura per flessione porta ad un piano di rottura che non è sempre verticale, ma molto spesso curvo, lo scorrimento verticale risulta abbastanza raro e improbabile [202].

Per quanto riguarda la rottura a flessione, come già detto precedentemente, le ipotesi fatte per il calcolo della resistenza a flessione influenzano maggiormente l'interazione tra maschi e fascia e, di conseguenza, la risposta globale dell'edificio esistente in muratura [114,153,154]. Al fine di fornire una descrizione migliore della risposta a pressoflessione delle fasce, e quindi della risposta sismica dell'edificio, diversi criteri di resistenza alternative sono stati sviluppati in letteratura [146,208,210].

Ad esempio, così come proposto da Cattari and Lagomarsino [204], il dominio di resistenza per pressoflessione può essere calcolato confidando anche sulla resistenza a trazione equivalente (effetto catena, vedi **Figura 2.7**) che si genera alle estremità per effetto dell'ingranamento con le porzioni di muratura adiacenti. Tale resistenza a trazione può essere posta pari al minimo tra la resistenza per trazione del blocco $f_{tf,b}$ e alla resistenza per scorrimento lungo i giunti orizzontali $f_{tf,g}$ (CNR-DT 212/2013[165]) ovvero:

$$f_{tf} = \min(f_{tf,b}; f_{tf,g}) = \min\left(\frac{f_{bt}}{2}; f_{vm0} + \mu\sigma_y\varphi\right)$$

dove σ_y è la tensione normale media agente sui giunti orizzontali nella sezione d'estremità (in assenza di valutazioni più accurate, essa può essere stimata come una frazione, cautelativamente assunta pari alla metà della tensione normale media σ_0 agente nei maschi adiacenti); f_{vm0} è la coesione del giunto di malta (che cautelativamente può essere trascurata); φ è un coefficiente di ingranamento murario (nel caso di murature in mattoni o blocchi regolari $\varphi = \Delta_x/2\Delta_y$, dove Δ_y e Δ_x sono rispettivamente altezza e lunghezza dei blocchi). Stimata la resistenza a trazione della fascia f_{tf} , il dominio di resistenza a pressoflessione M-N (o il rispettivo V-N) può essere calcolato ipotizzando la conservazione della sezione piana ed un legame tensione-deformazione elastico-plastico a duttilità controllata in trazione e compressione (per la resistenza a compressione si dovrà valutare quella in direzione orizzontale f_{mh} , usualmente inferiore a quella in direzione verticale). Tale criterio di resistenza dipende fortemente, per bassi sforzi assiali, dal valore di duttilità assunto.

Un criterio differente è quello formulato da Beyer [206] il quale include il contributo coesivo dei giunti orizzontali e verticali nella resistenza di picco e il contributo dell'architrave (piattabande nella resistenza residua [125], in accordo con quanto evidenziato da diversi test sperimentali [125,202,205]. Tale criterio è stato recentemente implementato in un recente corrigendum del codice normativo della Nuova Zelanda [78] che costituisce la normative più aggiornata con i progressi scientifici fatti in questo campo.

In [153] una analisi di sensitività è stata effettuata su un edificio esistente con diaframmi rigidi danneggiato dal sisma. In questo caso, il criterio proposto da Beyer [206], utilizzato per definire la resistenza di picco della risposta flessionale delle fasce, influenza la rigidezza iniziale globale piuttosto che il taglio alla base. In [114], dove una singola parete è analizzata adottando diversi criteri di resistenza per le fasce, gli autori hanno evidenziato come la modellazione delle fasce può influire sulla valutazione dell'accelerazione ultima di picco (ovvero quella associata ad una perdita di resistenza globale del 20%).

Infine, in [154], l'adozione del criterio proposto da Cattari e Lagomarsino [204] ha portato ad un incremento della rigidezza globale iniziale del 20% se confrontata con la rigidezza iniziale globale ottenuta utilizzando il criterio di resistenza a pressoflessione prescritto per I maschi murari (ossia senza considerare la resistenza a trazione equivalente).

In alcuni studi è stato evidenziato come sia la formulazione di Beyer che quella di Cattari e Lagomarsino [204] forniscono una stima accettabile della resistenza di picco, almeno per murature di mattoni con tessiture regolari [196,206].

3.5. Risposta fuori piano degli Elementi Strutturali

Sebbene nella realtà meccanismi fuori e nel piano possano verificarsi contemporaneamente (e influenzarsi a vicenda [211–215]), è generalmente riconosciuto come essi possano essere analizzati separatamente, cioè trascurando le loro interazioni [75,77,159]. Per tale ragione, nell'approccio a telaio equivalente la risposta globale degli edifici viene studiata considerando i soli meccanismi nel piano [216]. Il contributo alla resistenza e rigidità globale fornito dalla risposta fuori piano agli elementi è invece generalmente considerato trascurabile.

Pertanto, alcuni software (e.g. TREMURI, [67]) condensano i gradi di libertà fuori piano degli elementi (g.d.l.) caratterizzando l'elemento finito da 3 g.d.l. per nodo (6 in totale). Altri software (e.g. SAM e SAM II [64,95]) calcolano la risposta fuori piano solo in maniera approssimata, ossia tenendo conto della rigidità fuori piano fino al raggiungimento della resistenza ultima per pressoflessione, calcolata in analogia a quella nel piano ma considerando una luce effettiva dell'elemento pari all'intera altezza di interpiano. In questo caso ogni nodo conserva tutti e 6 i g.d.l. attribuendo all'elemento una modesta rigidità fuori dal piano. L'interazione tra la risposta nel piano e quella fuori piano è comunque trascurata.

Vale infine la pena specificare che trascurare la risposta fuori dal piano degli elementi comporta generalmente una sottostima della rigidità e della resistenza globale. In particolare, da alcuni confronti con modellazioni CCLM (si veda ad esempio [209], [153] e [217]) si è visto che più la struttura è massiva, più risulta essere importante la risposta fuori piano nel caso di studio analizzato e di conseguenza più la sottostima sarà rilevante.

3.6. Formulazioni avanzate degli elementi

Poiché nel lungo periodo è desiderabile sviluppare modelli meccanici per calcolare la risposta forza-spostamento degli elementi strutturali in muratura, tenendo conto della ampia variabilità delle costruzioni murarie attraverso i test sui materiali [180], questa sezione riporta una review delle formulazioni più avanzate capaci di rimuovere l'approssimazione di legge costitutiva elasto-plastica (lineare a tratti) solitamente utilizzata, che è una rappresentazione molto rozza della risposta del pannello.

Al fine di rimuovere tale approssimazione, diversi autori hanno formulato leggi costitutive analitiche basate sull'integrazione delle leggi costitutive alla scala del materiale (tensioni-deformazioni) [74,177,180,218,219].

Alcune di queste relazioni meccaniche sono state specificatamente sviluppate per pannelli murari con un dominante comportamento flessionale [177,180,219,220], basate sull'ipotesi di conservazione della sezione piana, resistenza a trazione nulla e una legge costitutiva tensione-deformazione elasto plastica [177] o elastica lineare [180] nel dominio di compressione. In particolare, il modello proposto in [180] è una estensione di quello proposto in [177] per quanto riguarda le condizioni al contorno ipotizzate. Va inoltre detto che

l'assunzione sulla conservazione delle sezioni piane è valida finché non avvengono rotture diagonali a taglio significative.

Per quanto riguarda i codici normative, solo la norma svizzera SIA 266 [218] prescrive il calcolo della resistenza del pannello utilizzando le tensioni agenti, senza cioè distinguere tra le diverse modalità di rottura e tenendo quindi conto del percorso di carico non lineare.

Altri autori hanno adottato metodi di plasticità diffusa al fine di descrivere al meglio il comportamento flessionale dei pannelli [70,71,111,150,221,222].

Un elemento a plasticità diffusa con link a taglio a plasticità concentrate è adottato in [73] al fine di determinare correttamente l'accoppiamento tra la deformazione assiale e quella flessionale nel campo nonlineare nell'elemento a controllo di forza sviluppato in [223,224].

Alcuni autori introducono gradi di libertà interni per rappresentare al meglio la risposta laterale del pannello [72,74,225,226]. Ad esempio il modello proposto in [72] a plasticità diffusa con interfacce plastiche a taglio, utilizza un grado di libertà interno per considerare l'interpolazione quadratica e cubica di Lagrange per le variabili cinematiche.

L'elemento a nodi originariamente sviluppato in [225,226] e migliorato in [74] con un degrado di rigidità per la risposta flessionale che tiene conto degli effetti dovuti alla limitata resistenza a compressione, include una legge costitutiva tensione deformazione non lineare a taglio derivate dalla integrazione macroscopica del modello continuo CCLM sviluppato in [227]. Questo macroelemento, implementato nella versione di ricerca del software TREMURI [67], è capace di rappresentare sia la risposta ciclica a taglio e a flessione del pannello in muratura. In particolare, la risposta a taglio è concentrata nella zona centrale dell'elemento ed è disaccoppiata dalla risposta a pressoflessione concentrata invece alle estremità dell'elemento. Una descrizione dell'accoppiamento tra gradi di libertà assiali e flessionali è inoltre fornita, permettendo la valutazione esplicita di come le fessurazioni influenzano il comportamento flessionale.

Infine, vale la pena specificare come molti di questi approcci avanzati consiste nella necessità di avere a disposizione una serie di parametri meccanici non facilmente ottenibili nella pratica professionale. Essi sono infatti generalmente ottenuti tramite processi di calibrazione dell'elemento con pannelli reali [97].

3.7. Cordoli e Catene

Nel piano, le catene metalliche hanno la funzione principale di incrementare la compressione, e quindi la resistenza, delle fasce murarie. Ciò viene ottenuto sia grazie allo stato di presollecitazione iniziale sia all'incremento dello sforzo assiale che si verifica all'apertura delle prime lesioni. Tale incremento in termini di resistenza non è però colto dal modello a

telaio equivalente nel caso in cui l'elemento fascia non consideri l'interazione tra componente assiale e flessionale (ad esempio utilizzando criteri di resistenza per azione assiale non nota). In [114], l'importanza dell'accoppiamento tra fascia murario e elemento resistente a trazione viene studiata al fine di evitare stime sovraconservative dell'edificio che possono portare potenzialmente a interventi non necessari.

Le catene possono essere introdotte nel modello a telaio equivalente tramite l'utilizzo di bielle reagenti a sola trazione e con comportamento elastico o elastoplastico. Eventualmente può essere considerata una deformazione iniziale per tener conto del pretensionamento [67]. La lunghezza effettiva delle catene metalliche può essere posta pari alla lunghezza delle fasce, a quella delle aperture, pari a quella della parete muraria o come media tra la lunghezza delle fasce e la distanza tra i nodi di riferimento. Tali incertezze sulla lunghezza effettiva non influenzano in maniera significativa il comportamento della struttura [102].

Per quanto riguarda i cordoli, anche in questo caso una rigorosa modellazione richiederebbe l'utilizzo di elementi che considerano l'accoppiamento tra fascia e cordolo, con criteri di resistenza e rigidezze opportuni. Tuttavia ad oggi la letteratura sembra essere piuttosto limitata su tali tematiche. Per tale ragione, gli elementi cordolo vengono solitamente modellati come travi non lineari disaccoppiate dagli elementi fascia collegati ai nodi di estremità della fascia (così come può essere fatto in alcuni casi per gli architravi). Tali elementi possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio (NTC 2008, §7.8.5.1.4). La porzione deformabile del cordolo può essere assunta, come indicato anche per le catene, intermedia tra la lunghezza delle fasce e la distanza tra i nodi di riferimento. In tal caso, alcune simulazioni di dati sperimentali hanno mostrato come la prima soluzione possa fornire risultati più che accettabili (CNR-DT 212/2013).

3.8. Assemblaggio delle pareti

Dopo aver modellato le singole pareti, si procede all'assemblaggio delle stesse al fine di costruire il modello tridimensionale. Attualmente, non vi è un criterio in grado di correlare il grado di ammorsamento con il tipo di connessione da adottare nel modello. Sulla base dell'effettivo grado di connessione delle pareti, il quale dipende dal grado di ammorsamento, dalla presenza di aperture vicino all'intersezione etc., si può considerare un perfetto accoppiamento (realizzato tramite travi rigide [95] o rigid offsets [67]) o, in alternativa, imperfetto, utilizzando ad esempio delle cerniere tridimensionali [95,121] (**Figura 3.32**) o facendo solo affidamento sul grado di connessione fornito dal solaio [95]. Nel primo caso, che è attualmente quello più diffuso anche in letteratura per le analisi comparative con altre tipologie di modellazione (si veda ad esempio [62,97,122,153,209,217]), se il modello trascura la risposta fuori dal piano, i nodi appartenenti a più pareti potranno essere descritti

da 5 gradi di libertà anziché 6, trascurando cioè la rotazione attorno all'asse verticale in virtù dell'assenza di g.d.l. fuori dal piano delle pareti [67].

Un grado di accoppiamento intermedio ai due casi appena descritti può essere ottenuto collegando le pareti con elementi trave equivalenti di opportuna rigidezza [154].

L'effettivo grado di connessione tra i muri rappresenta un problema di primaria importanza nella modellazione a telaio equivalente (si veda ad esempio [102,154,228]). Per tale ragione, ulteriori studi dovrebbero essere effettuati per definire più accuratamente una relazione tra ammorsamento effettivo e grado di connessione assunto nella modellazione.

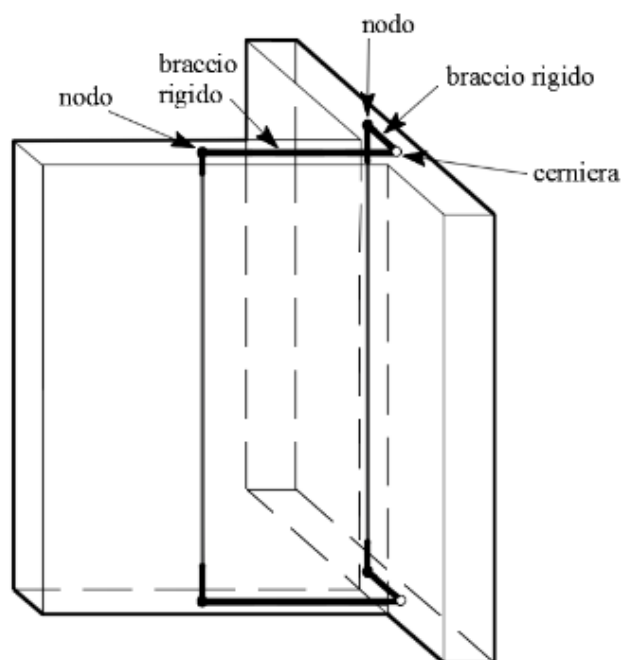


Figura 3.32. Assemblaggio di pareti tramite cerniere tridimensionali.

In caso di solai monodirezionali, l'accoppiamento allo spostamento verticale tra pareti intersecanti può portare ad una anomala redistribuzione del carico, dal maschio effettivamente caricato al maschio scarico ortogonale ad esso [121]. In questo caso si potrebbe pensare di svincolare internamente le due pareti allo spostamento verticale.

Tuttavia tale soluzione comporterebbe una risposta globale differente da quella effettiva in caso di azioni orizzontale e quindi non è consigliabile.

3.9. Modellazione degli orizzontamenti

Dagli orizzontamenti dipende la capacità del fabbricato di trasmettere le azioni sismiche nelle diverse pareti. Per tale ragione, è importante modellare correttamente la rigidità e la resistenza di solai in ciascuna delle due direzioni (Circolare 2009, C8.7.1.5). Generalmente, nell'approccio a Telaio Equivalente i solai vengono modellati o come infinitamente flessibili (ossia non vengono affatto considerati) o come infinitamente rigidi (tutti i nodi appartenenti ad un particolare piano si muovono come fossero appartenenti ad un unico corpo rigido).

Tuttavia, la modellazione dei solai come infinitamente rigidi è giustificata solo nel caso in cui le indagini diagnostiche supportino tale ipotesi. Viceversa, se non verificata la modellazione dei solai esistenti come infinitamente flessibili può portare ad una valutazione sismica eccessivamente conservativa [229]. Tale assunzione può portare di fatto ad una risposta locale delle singole pareti, giustificando l'analisi separata di ciascuna parete nel proprio piano.

Salvo valutazioni più accurate da parte del progettista, la normativa Italiana definisce i casi in cui un solaio può essere considerato infinitamente rigido (Circolare 2009, C8.7.1.5). In particolare:

“Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità.” (NTC 2008, §7.2.6)

Inoltre:

“Particolare attenzione va posta quando [i solai] abbiano forma molto allungata o comunque non compatta: in quest'ultimo caso, occorre valutare se le aperture presenti, soprattutto se localizzate in prossimità dei principali elementi resistenti verticali, non ne riducano significativamente la rigidità. Essi possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, i loro spostamenti orizzontali massimi in condizioni sismiche non superano per più del 10% quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido. Tale condizione può ritenersi generalmente soddisfatta nei casi specificati nelle NTC (v. § 7.2.6), salvo porre particolare attenzione quando essi

siano sostenuti da elementi strutturali verticali (per es. pareti) di notevole rigidezza e resistenza” (Circolare 2008, §7.2.6).

I suddetti approcci costituiscono quindi due casi limite di modellazione. Al fine di modellare più accuratamente le situazioni intermedie, ossia nel caso di orizzontamenti né infinitamente rigidi né infinitamente flessibili come nel caso dei solai tipici delle costruzioni storiche (come ad esempio nel caso di solai lignei a semplice o doppia orditura, con tavolato o pianelle; putrelle metalliche e volte in laterizio; volte in pietra o in laterizio) è possibile considerare nel modello la loro deformabilità nel piano nonché, in alcuni casi, la loro risposta non lineare.

A tal fine, i solai possono essere modellati come elementi piani ortotropi a 3 o 4 nodi (ad esempio connettendo i soli nodi di intersezione tra le pareti) con rigidezze equivalenti e, eventualmente, valori limite di resistenza e di deformazione angolare ultima [67] come anche suggerito in [165,174].

Per quanto riguarda la deformazione angolare è bene specificare che nel caso di edifici a molti piani e dotati di pareti flessibili nel proprio piano possono nascere nei solai deformazioni angolari significative, tali da produrre condizioni di rottura duttile o fragile. In particolare quest'ultimo caso si verifica in presenza di orizzontamenti voltati di limitato spessore (CNR-DT 212/2013, §3.2.1.3).

La risposta non lineare può essere tenuta in considerazione utilizzando specifiche formulazioni presenti in letteratura e in diversi codici normativi (ad esempio alcune formulazioni sono proposte in ASCE/SEI 41/06, in NZSEE 2006 e in [230,231] per le volte). Valori differenti di deformazione angolare si riscontrano tra le diverse tipologie di solaio e in presenza di volte in relazione alla loro forma (a botte, a padiglione, a crociera, a vela), sesto e snellezza (rapporto luce/spessore) Valori di riferimento per alcune tipologie sono proposti in ASCE/SEI 41/06. Tuttavia, la letteratura è al momento carente di studi sperimentali o tramite analisi numeriche atti a definire dei valori limite di riferimento. Per tale ragione vengono spesso adottati elementi piani elastici.

Infine, al fine di ridurre l'onere computazionale, poiché viene solitamente trascurata la risposta fuori dal piano delle pareti, anche il comportamento locale (fuori dal piano) degli orizzontamenti può non essere esplicitamente modellato. In questo caso, la verifica può essere effettuata separatamente.

3.10. Masse sismiche

Nelle costruzioni storiche, una frazione tra l'80 e il 90% della massa complessiva è generalmente associata al peso delle pareti murarie. Viceversa, solo il 10-20% deriva dagli orizzontamenti, specialmente nel caso di orizzontamenti leggeri come quelli in legno [78].

Nonostante ciò, la modellazione a telaio equivalente concentra le masse sismiche a livello di piano [67,95], così come illustrato in **Figura 3.33.**, che possono a loro volta essere concentrate nel centro di gravità del solaio in caso di solaio infinitamente rigido nel piano (Circolare 2008, §7.2.6). Questo può costituire un problema di modellazione in quanto le azioni sismiche, che sono generalmente proporzionali alle masse, non sono ben distribuite, influenzando il calcolo dello sforzo normale agente sulle fasce, da cui spesso viene fatta dipendere la loro resistenza. Ad esempio, se nel caso di solai flessibili le forze sismiche sono applicate solo ai nodi d'angolo del modello, un carico assiale errato viene ottenuto sulla fascia di piano [67].

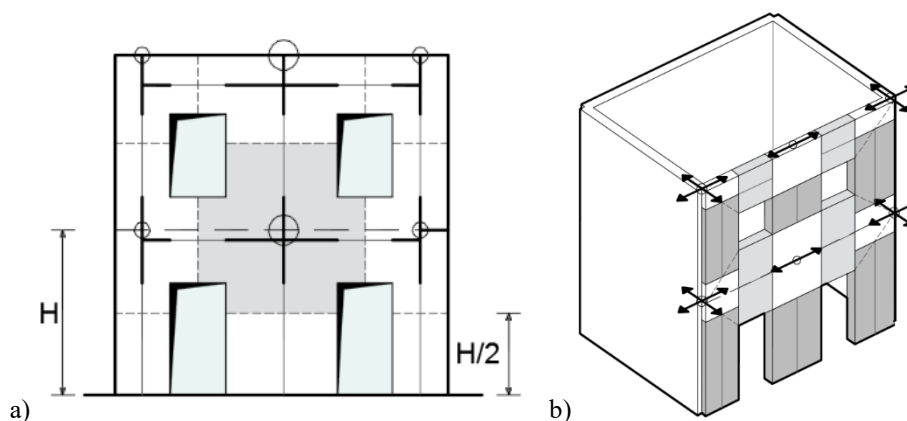


Figura 3.33. a) Masse di piano concentrate a livello di piano e b) direzioni considerate per ogni massa nel caso di modellazione a telaio equivalente in cui si trascurano i g.d.l. fuori piano delle pareti.

Ciò nonostante, tale approssimazione è generalmente considerata accettabile, anche dai più recenti codici normativi nazionali [78], in virtù del fatto che l'azione sismica viene di fatto trasferita da un muro all'altro proprio attraverso i solai. È chiaro che tale assunzione diventa del tutto convenzionale nel caso di strutture massive, in cui il ruolo della distribuzione delle masse lungo l'altezza diventa ancor più rilevante.

Per quanto riguarda i carichi verticali, essi dovrebbero essere applicati solamente ai maschi murari, lasciando alle fasce la sola funzione di accoppiamento. Questo per almeno due ragioni. Innanzitutto le fasce non sono elementi portanti ma portati dal relativo architrave o arco. Il loro peso proprio è quindi scaricato prima sull'architrave (che non viene solitamente

modellato, o viene modellato in maniera disaccoppiata dalla fascia) e poi sul maschio murario. In aggiunta, i criteri di resistenza delle fasce murarie attualmente proposti dalle norme sono stati sviluppati per valutare la rottura delle fasce sottoposte ad azioni orizzontali (i.e. per azioni sismiche) e non ad azioni verticali.

Per tale ragione le fasce murarie sono solitamente modellate come elementi scarichi. Le modalità di applicazione del carico sui maschi murari possono essere invece differenti, variando principalmente nel modo di considerare l'eccentricità derivante dal carico. Ciò nonostante tale aspetto sembrerebbe non influenzare significativamente la risposta complessiva della struttura.

Infine, per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti (NTC 2008, §7.2.6).

3.11. Valutazione del danno nei beni artistici

Gli edifici storici in muratura contengono spesso dei beni artistici la conservazione dei quali può avere una importanza primaria nella valutazione sismica. Con l'eccezione di beni artistici indipendenti dalla risposta sismica dell'edificio (come ad esempio pinnacoli, altari, sculture, pulpiti, balconi, scaffali etc..) il danno strutturale è generalmente correlato al danno dei beni artistici [12,232]. Questo è ad esempio il caso di elementi strutturali con valore artistico, come ad esempio colonne decorative, cariatidi, e beni strettamente connessi agli elementi strutturali come mosaici, affreschi etc... Mentre nel primo caso le performance dei beni artistici possono essere potenzialmente stimate tramite il confronto con il drift limite degli elementi strutturali, nel secondo caso la loro performance è correlata a parametri diversi da quelli utilizzati per gli elementi strutturali, come ad esempio l'ampiezza della fessurazione, che non sono sempre direttamente stimabile tramite una modellazione a telaio equivalente. Anche se in questi casi una correlazione diretta tra drift limite e questi parametri può essere potenzialmente stabilita (come fatto in [123]) non ci sono abbastanza studi che possono giustificare tali assunzioni, come recentemente discusso in [233]. Per tale ragione, il telaio equivalente non può essere considerato uno strumento valido in questo caso.

In particolare, se la conservazione del bene artistico è di grande importanza, l'interazione statica tra l'elemento strutturale e la parte non strutturale di pregio deve essere adeguatamente investigata tramite modellazioni più accurate (ad esempio modelli CCLM), capaci di descrivere le deformazioni locali del supporto dei beni artistici [233,234].

3.12. Affidabilità dei modelli a telaio equivalente: Analisi dei Casi di Studio presenti in letteratura

In questo paragrafo viene presentata un review di casi di studio presenti in letteratura in cui si confronta la modellazione a telaio equivalente con modelli più accurati (in particolar modo modellazioni solide FEM/CCLM) o con risultati sperimentali di test eseguiti in laboratorio. In particolare, l'attenzione è inizialmente concentrata su singole pareti in muratura (non rinforzata) al §3.12.1 e poi sull'analisi di interi edifici al §3.12.2. I risultati sono riportati in termini di previsione del danno e di curva di capacità ottenuta tramite analisi statiche non lineari, che costituisce lo strumento analitico attualmente più diffuso nella pratica professionale per l'analisi delle costruzioni esistenti ed in particolare quelle storiche in muratura [90,235].

3.12.1. Analisi di pareti in muratura

3.12.1.1. Materiali

Gli studi condotti in letteratura su singole pareti murarie in cui si confrontano i risultati di analisi statiche non lineari applicate su modellazioni a telaio e modellazioni più accurate o test sperimentali, sono qui riportate e discusse. In **Figura 3.34**, vengono mostrate le pareti analizzate mentre in **Tabella 3.4** sono riportate le loro principali caratteristiche. Come si può notare, le pareti hanno tutte un diverso numero di piani e campate ma sono tutte caratterizzate da aperture disposte regolarmente o con piccole irregolarità nella disposizione. Gli architravi non sono considerati nei modelli, né il loro contributo alla resistenza delle fasce. Le catene metalliche sono presenti solo nella pareti murarie denominata "Cappi" [236] (**Figura 3.34g**).

In particolare, per le pareti D e B e le pareti Cappi (**Figura 3.34f** and **g**) sono disponibili dei risultati sperimentali, rispettivamente in [237] e [236]. Queste pareti appartengono infatti a prototipi di edifici 3D di due piani testati in laboratorio tramite l'applicazione di un carico ciclico quasi-statico, e sono caratterizzati dall'assenza di accoppiamento tra le pareti. A causa della mancanza di accoppiamento, le pareti parallele all'azione sismica vengono analizzate separatamente.

Molti autori hanno utilizzato i risultati sperimentali delle pareti D e B [60] per validare i modelli a telaio equivalente (vedi ad esempio [68,71–73,111,112,147,238,239]). Per brevità, questo lavoro riporterà e confronterà solo i lavori in cui si adottano offset rigidi sia nei maschi che nelle fasce murarie (come richiesto dalla schematizzazione a telaio classica) e che adottano le proprietà dei materiali riportate in [132]. Lo scopo è quello di eseguire un confronto corretto e significativo. Va notato che per quanto riguarda i parametri meccanici adottati, nessuno dei lavori riportati esegue una calibrazione delle proprietà del materiale al fine di simulare una valutazione sismica reale [67].

Salonikios [117] (e) Parete F [49], (f) Parete B and D del prototipo di Pavia [237], (g) Parete destra e sinistra “Cappi” [236], (h) Parete FT ed FS [118].

La **Tabella 3.5** riporta per ogni modello a telaio (a ciascuno dei quali viene assegnato un codice ID) il tipo di programma di calcolo utilizzato per modellazione ed analisi, il tipo di discretizzazione del muro, il modello di carico adottato per l’analisi statica non lineare e le ipotesi formulate per la modellazione dei solai. Riguardo quest’ultimo punto, in alcuni casi l’assunzione fatta per il solaio (infinitamente rigido o flessibile) non è coerente con il solaio reale. Ciò avviene a causa di alcune limitazioni presenti nei codici di calcolo adottati (ad esempio nei programmi SAM II e ANDILWall i solai possono essere modellati solo come infinitamente rigidi).

Tabella 3.4. Principali caratteristiche delle pareti analizzate.

Pareti	Unità	Tipologia di solaio	Aperture	Architrave	Catene	Solai
Via Martoglio [115]	Pieni	Solaio in c.a. senza connessione con le murature	MI	NC	NP	5
Tre piani [64]	Pieni	Non riportato	R and MI	NC	NP	3
Via Verdi [115]	Pietre irregolari con corsi orizzontali	Voltine realizzate con pietre irregolari.	MI	NC	NP	2
Salonikios [117]	Pieni	Non riportato	R	NC	NP	2
F [49]	Pieni	Travi metalliche con una solette in c.a. e senza connessioni con I paramenti murari, Capriate sul solaio di copertura.	MI	NC	NP	2
FT ed FS [118]	Pieni	Non riportato	R	Cemento*	NP	5
D e B [237]	Pieni	Travi d’acciaio	R	NC	NP**	2
Cappi [236]	Pieni	Travi lignee	R	NC	P	2

MI: Distribuzioni con piccole irregolarità; R: Pattern regolare; NC: Non considerati; NP: Non presenti; P: Presenti;

*solo nel modello FEM con legge costitutiva alla scala del materiale

** Due travi metalliche sono introdotte per applicare una forza orizzontale pari a quella che si avrebbe con il pretensionamento delle catene metalliche.

Per quanto riguarda i programmi di calcolo, sono stati utilizzati tra gli altri software general purpose, ovvero software non specificatamente sviluppati per l’analisi sismica di strutture murarie (si veda ad esempio [71,116,117,240,241]). Tra gli altri, vale la pena evidenziare che

alcuni di essi, come quelli utilizzati per costruire i modelli SAP_P e SAP_S [242,243], ossia vecchie versioni del programma SAP, non erano in grado di aggiornare il valore di resistenza della cerniere plastiche durante l'analisi non lineare al variare dello sforzo normale agente nell'elemento. Di conseguenza, in questi casi uno specifico valore di resistenza è stato scelto dagli autori sulla base di una predefinita e più o meno rappresentativa distribuzione della sollecitazione assiale, poi mantenuto costante durante l'analisi.

Tabella 3.5. Per ogni modello a telaio: tipo di discretizzazione, distribuzione di carico utilizzato nella statica non lineare, programma di calcolo adottato e tipo di modello CCLM utilizzato nel confronto. Per brevità, i risultati delle distribuzioni di carico tra parentesi () non sono riportati nel seguito, poiché, per i nostri scopi, risultati simili sono ottenuti con le distribuzioni di carico considerate.

	Codice ID Modello	Pareti	Codice	Discretizzazione	Modello CCLM	Distribuzione di carico	Solai
Simulazioni numeriche	SAM_Mar [64,115]	Via Martoglio [115]	SAM [64]	Dolce [244]	GL_FEM [227]	TD	F
	SAM_Thr [64,68]	Tre piani [64]	SAM [64]	Dolce [244]	GL_FEM [227]	UD	F
	SAM_Ver [64,115]	Via Verdi [115]	SAM [64]	Dolce [244]	GL_FEM [227]	TD	F
	SAP_P [116]	Via Verdi [115]	SAP 2000 v.10 [242]	Dolce [244]	GL_FEM [227]	TD	F
	SAP_S [117]	Salonikios [117]	SAP 2000 [243]	Full rigid offsets	Maz_FEM [245], dFEM [246,247]	TD (UD, MD)	F
	PCM [49]	Wall F [49]	Aedes PCM 5.0	Full rigid offsets	Con_FEM [248]	TD	F
	ProSAP [49]	Wall F [49]	Pro_SAP 2SI	Full rigid offsets	Con_FEM [248]	TD	F
	SAM II [118]	FT ed FS [118]	SAM II [249]	Full rigid offsets	ANSYS_FEM [250]	TD (UD, MD)	R*
Test Sperimentali	SAM_Exp [64,68]	D e B [237]	ANSR-I [251]	Dolce [244]			
	FREMA e FREMAIC [111]	D [237]	FREMA [111]	Dolce [244]			
	G-Model [72]	D [237]	MATLAB [252]	Dolce [244]			
	TREMURI [112]	D [237]	TREMURI [67]	TREMURI [67]	GL_FEM [227], G-FEM [72], CL-FEM [67]	Due forze uguali a livello di piano	F
	TREMURI-RS [112]	D [237]	TREMURI [67]	TREMURI [67]			
	FEAP [73]	D e B [237]	FEAP [253]	Dolce [244]			
	TREMURI-NTC [114]	Wall D [237]	TREMURI [67]	TREMURI [67]			
	TREMURI-Beyer [114]	Wall D [237]	TREMURI [67]	TREMURI [67]			
	TREMURI-Cat [114]	Wall D [237]	TREMURI [67]	TREMURI [67]			
	ANDILWall [113]	Cappi [236]	ANDILWALL/SAM II [254]	Dolce [244]	-	Una forza sommità	R in F
	TREMURI-B [113]	Cappi [236]	TREMURI [67]	TREMURI [67]	-		F
TREMURI-RV [113]	Cappi [236]	TREMURI Research Version [74]	TREMURI [67]	-		F	

UD: Distribuzione uniforme; TD: distribuzione triangolare; MD: Distribuzione modale (primo modo);
F: Diaframmi flessibili; R: Diaframmi rigidi, i.e. i nodi di uno stesso piano hanno stessi spostamenti orizzontali.
*solo nel modello a telaio

La **Tabella 3.5** riporta le principali caratteristiche delle leggi costitutive adottate per ogni modello e ogni tipo di elemento, ossia la forma della legge costitutiva, i criteri di resistenza e il drift limite. Queste informazioni sono basate sulle informazioni esplicitamente riportate nei vari lavori citati o, in alcuni casi, tratti da manuali d'uso degli specifici programmi di calcolo.

La maggior parte dei modelli a telaio adottano l'approccio a telaio classico, ossia travi di Timoshenko e un approccio plasticità concentrata con legge costitutiva elastica-perfettamente plastica (EPP) sia per i maschi che per le fasce. In alcuni casi, una legge costitutiva elasto-fragile (EB) con resistenza residua non nulla è stata adottata per la descrizione della rottura a taglio delle fasce. In accordo con [13], la resistenza residua è generalmente posta pari al 25% della forza di picco anche se lavori più recenti hanno mostrato valori più alti (si veda ad esempio [255]).

Tra le altre, sono state utilizzate anche formulazione più complesse per la descrizione dell'elemento strutturale. In particolare, i modelli FREMA e FREMAIC [111] adottano un elemento a plasticità diffusa per definire il comportamento flessionale dei maschi murari. Il modello G-model utilizza l'elemento con otto gradi di libertà sviluppato da Grande et al. [64]. Il modello FEAP utilizza il macro-elemento a due nodi con un approccio a plasticità diffusa formulato da Addessi et al. [73]. Infine, il modello TREMURI-RV adotta il macro-elemento sviluppato da Gambarotta e Lagomarsino implementato nella versione di ricerca del programma TREMURI [225,226].

I criteri di resistenza adottati sono solitamente i classici criteri descritti in [132] e [54], prescritti anche da diversi codici normativi [75,159,171,256,257] (vedi §3.3 e §3.4). In particolare, alcuni lavori adottano anche due criteri di resistenza per la rottura a taglio dei maschi, uno che descrive la rottura per scorrimento orizzontale (BJS) e l'altro la rottura diagonale, per crisi da trazione (DI, [161]) o a scaletta lungo i giunti di malta (DA, [137]).

Per quanto concerne il comportamento a taglio delle fasce di piano, viene solitamente adottato il criterio resistenza a taglio associato ad una rottura per scorrimento in caso di N non nota [64,67]. Viceversa, per quanto riguarda la rottura a pressoflessione, alcuni modelli assumono un comportamento flessionale elastico per evitare l'adozione degli stessi criteri adottati nei maschi murari che portano ad un danneggiamento poco realistico (prevalenza di rotture a pressoflessione su quelle a taglio). Questo perché al tempo in cui tali lavori sono stati pubblicati non esistevano ancora criteri di resistenza specificamente sviluppati per le fasce. Altri modelli adottano i criteri di resistenza per N non nota prescritti dalla norma italiana [75,159]. Va detto che in questi casi questa ipotesi è coerente con l'ipotesi di comportamento elastico a flessione degli elementi fascia in quanto anche tali criteri di resistenza portano spesso ad una prevalenza di rotture a taglio nelle fasce.

Il modello FREMA [111] è l'unico che adotta il criterio di resistenza a pressoflessione sviluppato da Cattari e Lagomarsino [204] mentre i modelli SAP_S, FREMAIC e i modelli

PCM adottano lo stesso criterio di resistenza a flessione adottato per i maschi (come richiesto dalle norme italiane [75] per N nota).

Infine, il modello TREMURI-RS differisce dal modello TREMURI poiché nel primo vengono adottati parametri di rigidezza ridotti del 50% per tener conto del danneggiamento dell'elemento, così come richiesto dai recenti codici normativi [75,159,171,256,257].

Tabella 3.6. Per ogni modello a telaio analizzato: descrizione delle diverse leggi costitutive adottate nelle cerniere plastiche.

ID del modello telaio	Forma della legge costitutiva		Criteri di resistenza (P:Maschi, S:Fasce)				Drift Limite
	Piers	Spandrels	P. pressoflex.	P. taglio	S. pressoflex.	S. taglio	
SAM_Mar [64,115]	EPP	EF	[132]	DA + BJS [132]	Elastico	N non nota [64]	Nessuno
SAM_Thr [64,68]	EPP	EF	[132]	DA + BJS [132]	Elastico	N non nota [64]	SAM [68]*
SAM_Ver [64,115]	EPP	EF	[132]	DA + BJS [132]	Elastico	N non nota [64]	Nessuno
SAP_P [116]	EPP	EF	IC 2003 [256]	DI [184] + BJS [256]	Elastico	N non nota [256]	IC 2003 [256]*
SAP_S [117]	EPP	EPF [171])	(vedi FEMA 273 [171])	BJS [171]	come P		FEMA 273 [171]
PCM [49]	EPP	EPP	IC 2005 [257]	DI [257]	come P		IC 2005 [257]
ProSAP [49]	EPP	EPP	IC 2005 [257]	DI [257]	N non nota [257]	N non nota [257]	IC 2005 [257]
SAM II [118]	EPP	EPP	IC [75,159]	DI [75,159]	N non nota [75]	N non nota [75]	IC [75,159]
SAM_Exp [64,68]	EPP	EPP	[132]	DA + BJS [132]	Elastico	N non nota [64]	SAM [68]
FREMA [111]	EPP (taglio)	EPP (flex.), EF (taglio)	Plasticità diffusa	DI + BJS [132]	Cattari et al. [204]	N non nota [75]	IC [75,159]
FREMAIC [111]	EPP (taglio)	EPP (flex.), EF (taglio)	Plasticità diffusa	DI + BJS [132]	come P [75,159]	N non nota [75]	IC [75,159]
TREMURI [112]	EPP	EPP	[132]	DA [137]	N non nota [75]**	DA [137]	IC [75,159]
TREMURI-RS [112]	EPP	EPP	[132]	<u>DA</u> [137]	N non nota [75]**	DA [137]	IC [75,159]
FEAP [73]	EPP a taglio		Plasticità diffusa	DI [161]	Plasticità diffusa	DI [161]	IC [75,159]
G-Model [72]	macroelemento in Grande et al. [72]						
ANDILWall [113]	EPP	EPP	IC [75,159]	DI [161]	N non nota [75]	N non nota [75]	IC [75,159]
TREMURI-B [113]	EPP	EPP	IC [75,159]	DI [161]	N non nota [75]**	DI [161]	IC [75,159]
TREMURI-RV [113]	Macroelemento in Gambarotta e Lagomarsino [225,226]						IC [75,159]

EPP: Elastico-perfettamente plastico, EB: Elasto-fragile; EPF: elasto-plastico fragile, DI: criterio a taglio Turnsek e Cacovic [161], DA: criterio a taglio Mann e Muller [137]; BJS: criterio per scorrimento orizzontale; IC: Normativa italiana.

Per quanto riguarda i modelli CCLM, una breve descrizione delle varie leggi costitutive continue adottate (vedi **Tabella 3.5**) viene riportata nel seguito.

Il modello Maz-FEM adotta il modello Mazars [245] implementato nel codice CAST3M [258]. Tale modello è un modello di danno scalare isotropo adatto alla descrizione del comportamento di strutture in calcestruzzo sottoposte a carico monotono. In particolare, i parametri che governano il comportamento post-picco sono stati scelti in modo da ottenere un ramo di softening fragile a trazione ed un ramo di softening più duttile in compressione. La dipendenza del risultato dalla mesh del modello viene aggirata in quanto il ramo di softening non è mai raggiunto per il caso di studio specifico.

Per lo stesso caso di studio, anche un modello discreto ad elementi finiti viene adottato (dFEM). Nell'ipotesi di stato piano di tensione, i mattoni sono modellati con un materiale elastico mentre i giunti di malta sono rappresentati da elementi di interfaccia elasto-plastici [246,247] che adottano il classico criterio di Mohr-Coulomb con cut-offs in trazione e compressione. Anche in questo caso, viene scelto un comportamento post-picco più fragile in trazione.

Il modello Con-FEM adotta il modello "concrete" [248] implementato nel codice Adina-AUI [259], che simula un materiale fragile isotropo basato su piccoli spostamenti e deformazioni adatto a riprodurre il comportamento mono-assiale della muratura prossima al collasso. L'anisotropia della muratura a rottura viene considerata adottando valori medi tra le resistenze orizzontali e verticali.

Il G-FEM [72] utilizza un modello continuo elastoplastico ortotropo assieme alla condizione di snervamento descritta in [260]. Tale modello, implementato nel programma commerciale DIANA 9.2 [261], è caratterizzato da un comportamento elastico perfettamente plastico in trazione ed in compressione. Va detto che, a causa della mancanza di risultati sperimentali, vengono adottati differenti valori di resistenza a trazione dei giunti di malta in direzione verticale per i modelli CCLM rappresentanti le pareti di Pavia.

Il modello ANSYS_FEM [250] utilizza gli elementi finiti isoparametrici tridimensionali con 8 nodi (Solid 65), aventi un comportamento non lineare (ortotropo solo in fase plastica) descritto attraverso la superficie di plasticità Drucker-Prager [262] ed il criterio di collasso Willam-Warnke [263]. In questo caso vengono modellati con gli stessi elementi anche gli architravi in cemento armato. Questo modello non considera l'infinita rigidezza dei solai così come fatto nei corrispettivi modelli a telaio (modelli SAM II).

Infine, i modelli GL-FEM [227] e CL-FEM [112] sono entrambi basati su tecniche semplificate multi-scala (approcci micromeccanici) e sull'ipotesi di stato piano di tensione. Attraverso analisi micromeccaniche semplificate, questi modelli sono in grado di mettere in relazione il comportamento microstrutturale del materiale in muratura con il livello strutturale del continuo, distinguendo così le singole eterogeneità della muratura.

In particolare, il modello GL-FEM adotta la formulazione proposta da Gambarotta e Lagomarsino [227], in cui la muratura è descritta come un materiale stratificato i cui parametri meccanici sono derivati attraverso una tecnica di omogeneizzazione dalle proprietà malta e dei mattoni. Questo modello, che non è in grado di prevedere il crollo del giunto di testata per trazione, utilizza delle variabili di danno scalari per simulare i collassi fondamentali della muratura e per eseguire analisi statiche cicliche non lineari.

Il modello CL-FEM [112], similmente, utilizza il modello di danno non lineare continuo proposto da Calderini e Lagomarsino in [264]. In particolare, le equazioni costitutive considerano una relazione sforzo-deformazione non lineare in termini di sollecitazione media e tensione media su una cella unitaria sotto l'ipotesi di stato piano di tensione, e sono formulati trascurando le proprietà meccaniche dei giunti di testa, che rappresentano discontinuità geometriche nel modello. I giunti di malta sono ridotti ad interfacce equivalenti, mentre la meccanica della plasticità viene espressa sulla base del modello proposto in [84].

3.12.1.2. Risultati

I risultati dell'analisi in termini di danneggiamento sono riportati in **Figura 3.34** e **Figura 3.35** e qui discussi al fine di verificare la capacità dei modelli a telaio di predire il danneggiamento sperimentale o quello ottenuto tramite modelli CCLM. Vale la pena di notare che per la parete Cappi [113] non ci sono sufficienti informazioni sul danno ottenuto sperimentalmente [236].

Sia il modello SAM_Mar [64,115] (**Figura 3.34a**) che i modelli SAM_Thr [64,68] (vedi **Figura 3.35b**) mostrano un danneggiamento molto simile a quello ottenuto con i modelli CCLM correlati. Entrambi sono caratterizzati principalmente da rotture a taglio delle fasce, giustificando le ipotesi fatte sulle fasce (solo rotture taglio). Tuttavia, come evidenziato dagli autori [64], per il modello SAM_Mar un danneggiamento simile si ottiene anche adottando per le fasce lo stesso criterio di resistenza a pressoflessione adottato per i maschi.

I modelli a telaio equivalente forniscono comunque una sovrastima del danneggiamento nei maschi "scarichi" di sinistra (ovvero dove la forza assiale agente è inferiore a causa della distribuzione di carico) e nelle fasce ai piani superiori. Questo potrebbe essere attribuibile a due motivazioni principali. Innanzitutto, nei modelli CCLM la resistenza a trazione non è nulla come assunto in maniera semplificativa dai modelli a telaio. Infatti, questa resistenza, anche se bassa, influenza notevolmente la resistenza a flessione (e per scorrimento) dei maschi murari, soprattutto quando la sollecitazione assiale che agisce sull'elemento è piuttosto bassa, come accade nei maschi scarichi di sinistra e nei maschi dei piani superiori. In secondo luogo, i criteri di resistenza assunti potrebbero aver portato ad una attivazione prematura delle deformazioni plastiche nelle fasce, portando ad una concentrazione del danno in quei pilastri aventi minor carico assiale/resistenza.

Per le stesse ragioni, i due modelli a telaio della parete denominata “Via Verdi” [115], vale a dire il SAM_Ver [64,115] e il SAP_P [116], mostrano un diverso pattern di danno rispetto ai modelli CCLM correlati. Infatti, in questi casi l'attivazione dello scorrimento orizzontale sui giunti di malta nei maschi (BJS) causata del basso carico assiale agente, ha innescato un meccanismo di piano al piano superiore (**Figura 3.34c**). A causa di ciò, il danno non può svilupparsi come nel modello CCLM. Inoltre, in questo caso, il criterio di resistenza a taglio per N non nota utilizzato per le fasce sembra aver previsto valori troppo elevati di resistenza.

Nella parete di Salonikio [117] (**Figura 3.34d**), il danneggiamento nei modelli a telaio (SAP_S [117]) è caratterizzato da una prevalenza di rotture a taglio per scorrimento, con associato un meccanismo di piano sviluppato nei maschi del primo livello. Ciò non è coerente con il danneggiamento mostrato dai modelli CCLM, in cui le fasce sono maggiormente coinvolte. Inoltre, il criterio a pressoflessione adottato nelle fasce, ossia quello per N nota, sembra influenzare il comportamento globale della struttura. Ciò è probabilmente dovuto al programma di calcolo adottato per la modellazione a telaio (vecchia versione del programma SAP) che, come già detto, non calcola la resistenza dell'elemento in funzione del carico assiale effettivamente agente.

I modelli ProSap e PCM [49] (**Figura 3.34e**) mostrano un danneggiamento molto simile a quello ottenuto con il modello CCLM. Anche per la parete FS il danneggiamento ottenuto con il modello a telaio (**Figura 3.34g**) è in buon accordo con il danneggiamento ottenuto tramite modello CCLM, anche se in misura minore a causa della assunzione di piano rigido fatta nel telaio (in disaccordo con quanto fatto nel modello CCLM) che garantisce in questo caso una distribuzione differente e più ampia delle forze sismiche tra gli elementi resistenti [118]. Per lo stesso motivo, il modello a telaio e quello CCLM della parete FT (**Figura 3.34f**) mostrano alcune differenze. In questo caso, il modello CCLM è principalmente caratterizzato da rotture a taglio. Tali rotture non sono presenti nel modello a telaio. Infine, va detto che in entrambi i casi i modelli CCLM mostrano un danno sensibile anche sulle parti di muratura assunte a priori come rigide nei modelli a telaio.

Infine, per quanto riguarda le prove sperimentali, le principali caratteristiche dei meccanismi di danno attivati attraverso la prova sperimentale ciclica sul prototipo di Pavia (Parete D) [237] sono ben rappresentati dalle analisi monotone dei modelli a telaio e CCLM (**Figura 3.36**). Inoltre, in questo caso i modelli a telaio non forniscono una sovrastima del danneggiamento come visto per le simulazioni numeriche.

I risultati dell'analisi in termini di curve pushover (taglio globale alla base della parete versus spostamento orizzontale medio al piano superiore) sono stati riportati in **Figura 3.37** e **Figura 3.38**.

Per quanto riguarda i confronti tra modelli a telaio e CCLM e (**Figura 3.37** e **Figura 3.38a, b**), vi è generalmente un buon accordo tra la rigidezza iniziale ottenuta con il metodo a telaio e quello ottenuto con i modelli CCLM. In questi casi può essere inoltre trovata una

correlazione tra il tipo di discretizzazione a telaio della parete adottata e rigidezza iniziale. Infatti, quando viene adottato il metodo di discretizzazione proposto da Dolce [64] o il criterio geometrico TREMURI [67], la rigidezza iniziale globale stimata attraverso l'approccio CCLM risulta essere un limite superiore della rigidezza iniziale ottenuto con il metodo a telaio (**Figura 3.37a, b, c, g, h** e **Figura 3.38a, b**). In particolare, solo i modelli GL-FEM in **Figura 3.38a** e **b** forniscono rigidezze iniziali inferiori, ma in questo caso ciò è dovuto alla natura ciclica dell'analisi.

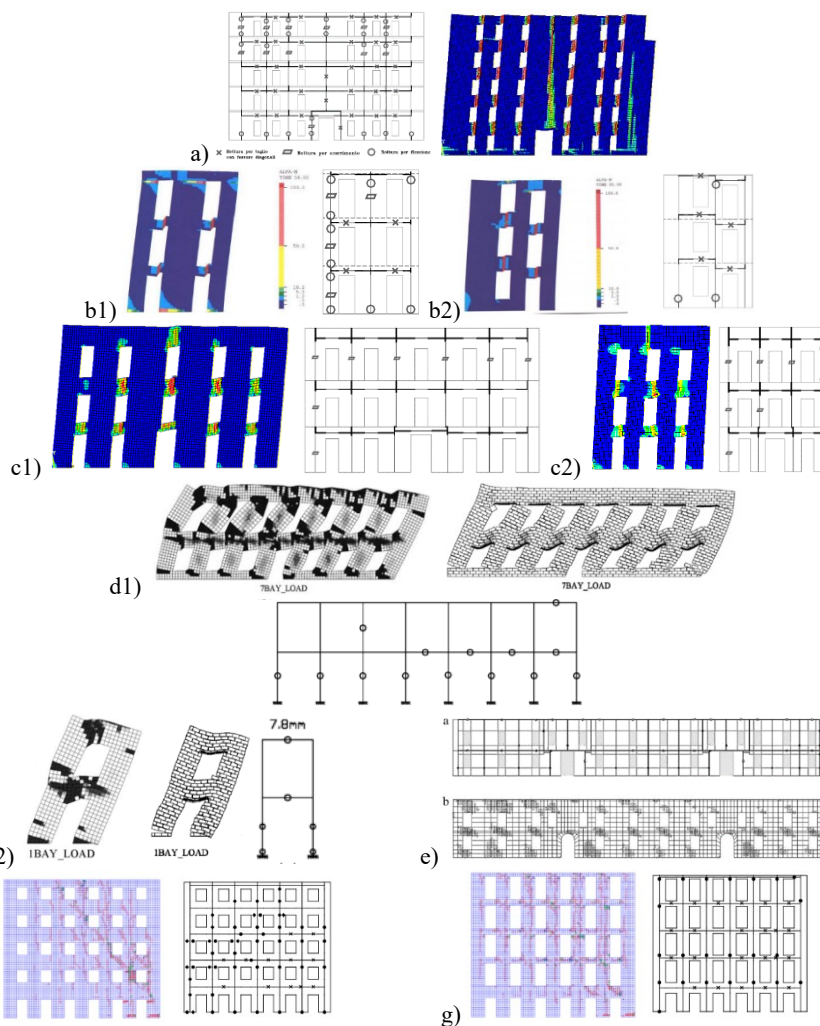
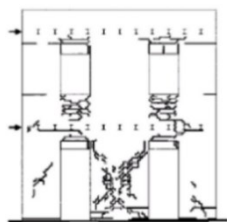


Figura 3.35. Danneggiamenti allo stato limite ultimo per le pareti analizzate dai diversi autori tramite modelli a telaio e CCLM. (a) Via Martoglio [115], (b) Tre piani [64] (c) Via Verdi [115] (d)

Salonikios [117], CCLM, dFEM e modello a telaio con TD, rispettivamente, (e) F [49], PCM e CCLM, rispettivamente, f) FT e g) FS soggetta ad una TD [118].

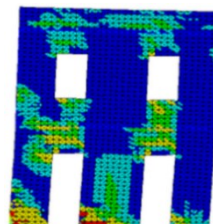
Viceversa, quando gli offset rigidi sono estesi per tutta l'area di sovrapposizione tra maschi e fasce, la rigidità iniziale ottenuta attraverso i modelli CCLM risulta essere il limite inferiore (vedi **Figura 3.37d, e, i, l**). Ciò è chiaramente dovuto alle diverse lunghezze degli offset rigidi.



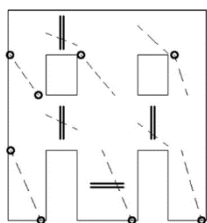
a) Experimental Damage Pattern [237] $u=15\text{mm}$



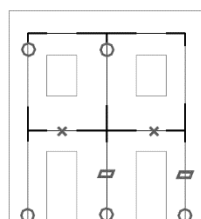
b) *GL-FEM* [64], $u=23\text{mm}$



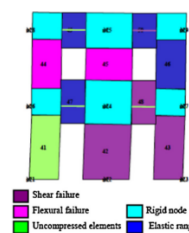
c) *CL-FEM* [112], $u=15\text{mm}$



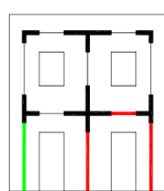
d) FEAP [73], $u=18\text{mm}$



e) *SAM_Exp* [64], $u=23\text{mm}$

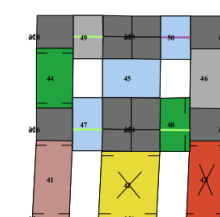
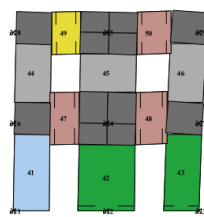


f) *TREMURI* [112], $u=15\text{mm}$



■ uncompressed element
 ■ diagonal cracking failure

TREMURI-IC [114], $u=20\text{mm}$



TREMURI-Beyer [114], $u=20\text{mm}$

g) FREMA [265]
spostamento non
specificato

Figura 3.36. Confronto tra danno reale e danno ottenuto numericamente allo stato ultimo per la parete D [237].

In realtà, tra i modelli che adottano offset rigidi estesi a tutta l'area di sovrapposizione, il modello PCM fornisce una bassissima rigidità iniziale se confrontata con quella ottenuta con gli altri modelli (vedi **Figura 3.37f**). Ciò può essere riconducibile al criterio di resistenza adottato per la rottura a pressoflessione delle fasce (ossia quello per N nota) che fornisce una forte sottostima della loro resistenza e, di conseguenza, può aver causato l'attivazione delle deformazioni plastiche a pressoflessione già nelle prime fasi di analisi, modificando l'accoppiamento tra maschi e, di conseguenza, modificando la rigidezza globale della struttura. Un risultato simile è stato ottenuto in [64], considerando questo criterio nel modello SAM_Mar, così come evidenziato dagli autori.

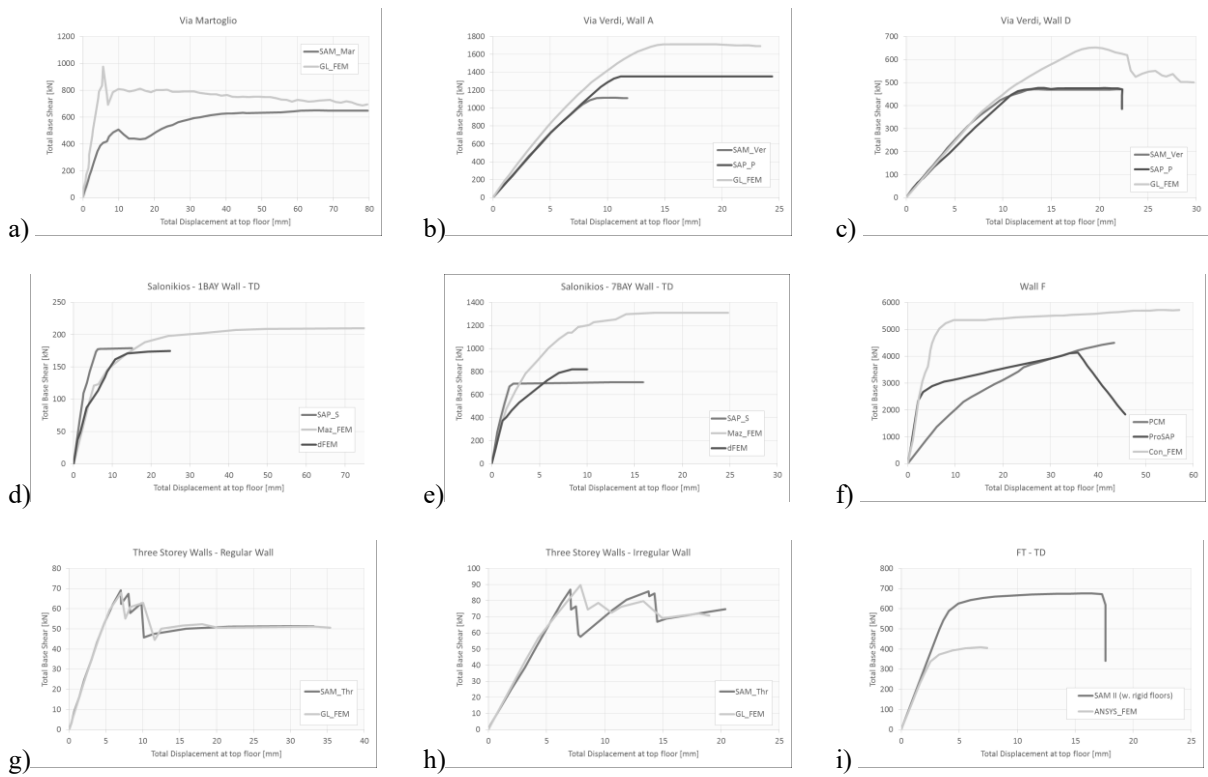
Anche nella forza di picco globale della curva di pushover i criteri di resistenza giocano un ruolo primario, ed in particolare il criterio di resistenza a flessione adottato per gli elementi fascia. Con la sola eccezione della parete "Tre piani" per cui si ottiene un forza di picco globale simile tra i modelli (**Figura 3.37g, h**), e le pareti FS e FT, in cui viene fatta una diversa assunzione sul comportamento del solaio tra i modelli (**Figura 3.37i e l**), l'approccio a telaio fornisce generalmente risultati più conservativi, con una sistematica sottostima della forza di picco globale che varia dal 10 al 40% del valore ottenuto con l'approccio CCLM.

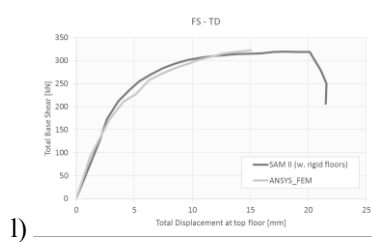
Ciò è ancora una volta riconducibile all'assunzione di resistenza a trazione nulla ed ai criteri di resistenza adottati per le fasce nei modelli a telaio. Inoltre, anche la discretizzazione delle pareti nel modello a telaio e il diverso trattamento della duttilità del materiale (con drift limite derivato sperimentalmente per gli elementi a telaio e a duttilità definita alla scala del materiale per i modelli FE) possono essere responsabile di questo risultato generale.

La **Figura 3.38** riporta il confronto in termini di curve di capacità per la parete di Pavia (B e D) e le pareti Capi tra i modelli a telaio, i modelli CCLM e le prove sperimentali effettuate. Quasi tutti i modelli numerici forniscono una buona previsione della rigidezza iniziale e della forza di picco ottenuta con la prova sperimentale ad eccezione dei modelli TREMURI-RS [112] e FREMAIC [111] che sottovalutano le effettive rigidezze iniziali globali (**Figura 3.38a**). Nel primo caso, ciò è dovuto principalmente alla assegnazione dei parametri di deformabilità come richiesto dai codici (cioè ridotti del 50%) per tener conto del danneggiamento negli elementi. In questo caso tale assunzione risulta abbastanza inaffidabile. Nel secondo caso, ciò è dovuto al criterio resistenza a flessione per gli elementi fascia (N nota), che fornisce un basso accoppiamento tra i maschi che, a causa di ciò, si comportano come mensole influenzando la forza di picco globale. Un simile comportamento

è stato ottenuto anche con il modello PCM in **Figura 3.38f** in cui è stato adottato lo stesso criterio.

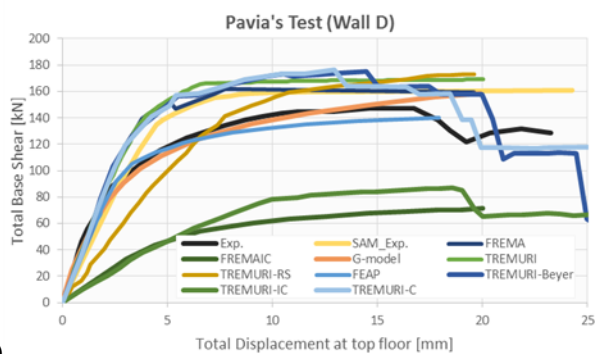
Per quanto riguarda la forza di picco globale, a parte il caso FREMAIC, una leggera sovrastima dei risultati sperimentali si ottiene per la maggior parte dei modelli numerici. Questo può essere attribuito al tipo di analisi, tutte eseguite monotonicamente (tranne per il modello GL-FEM che esegue un'analisi ciclica), mentre nei test sperimentali i due prototipi sono soggetti a carichi ciclici quasi-statici. Inoltre, anche la dispersione dei parametri del materiale (in particolare quelli dei giunti) può essere responsabile di questo risultato generale, dispersione che nel caso reale può influenzare significativamente la risposta edificio [112]. Infine, la più bassa sovrastima trovata in **Figura 3.38c** tra i modelli può essere dovuta alla taratura dei parametri del materiale effettuata in questo caso.



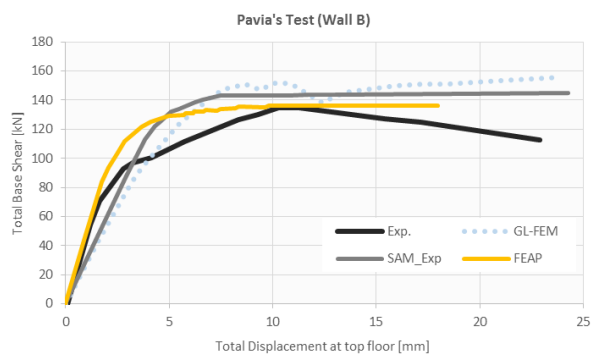


1)

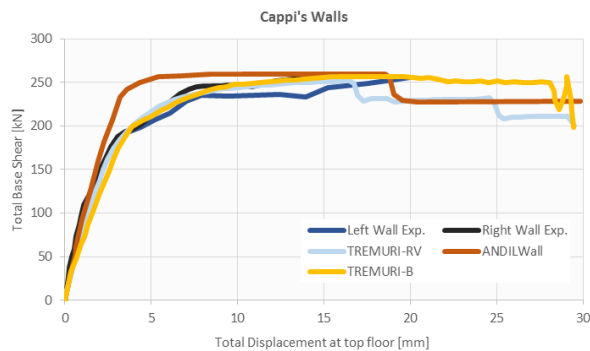
Figura 3.37. Confronti tra curve pushover ottenute tramite i diversi approcci di modellazione per ogni parete analizzati.



a)



b)



c)

Figura 3.38. Simulazioni della risposta nel piano delle pareti (a) D, (b) B [237] e (c) Cappi [236]: confronto tra i modelli in termini di curve pushover.

3.12.1.3. Discussione dei risultati

In questa sezione, l'abilità del metodo a telaio equivalente di fornire una buona stima della risposta nel piano di pareti murarie è stata analizzata e discussa tramite l'analisi di casi di studio concernenti l'analisi di singole pareti murarie caratterizzate da una disposizione sufficientemente regolare delle aperture.

Come risultato generale si può dire che il modello a telaio non è stato sempre in grado di predire accuratamente lo schema di danno ottenuto tramite modellazioni più accurate (CCLM), conducendo ad una sovrastima dello schema di danno o ad uno totalmente differente. Ciò può essere attribuito a due ragioni principali ossia all'assunzione di resistenza a trazione nulla fatta nei criteri di resistenza a pressoflessione e scorrimento, che porta a sovrastimare il danno negli elementi strutturali con basso carico assiale, e ai criteri di resistenza adottati per le fasce di piano, spesso senza considerare la loro dipendenza dallo sforzo normale agente e senza considerare il contributo degli architravi (generalmente trascurati anche nel caso di modellazioni CCLM). Tali problematiche riflettono tuttavia lo stato di conoscenze presente al tempo di pubblicazione di tali lavori.

Per quanto concerne le curve di capacità, i modelli a telaio riescono a predire abbastanza accuratamente la rigidezza iniziale globale, sia nel caso di confronto con modelli più sofisticati che nel caso di confronto con test sperimentali. In questo caso, il tipo di discretizzazione adottata non sembrerebbe essere rilevante, così come anche evidenziato in [102]. Più rilevante in questo frangente sembrerebbe essere il valore di rigidezza iniziale assunto per la muratura (se ridotto o no) e i criteri di resistenza per le fasce (specialmente se si adotta quello a pressoflessione dei maschi anche nelle fasce).

Per quanto concerne la resistenza massima globale, il modello a telaio fornisce valori generalmente più bassi di quelli ottenuti tramite modellazioni CCLM. Questo risultato è attribuibile sia ai criteri di resistenza utilizzati nelle fasce che quelli caratterizzanti i maschi.

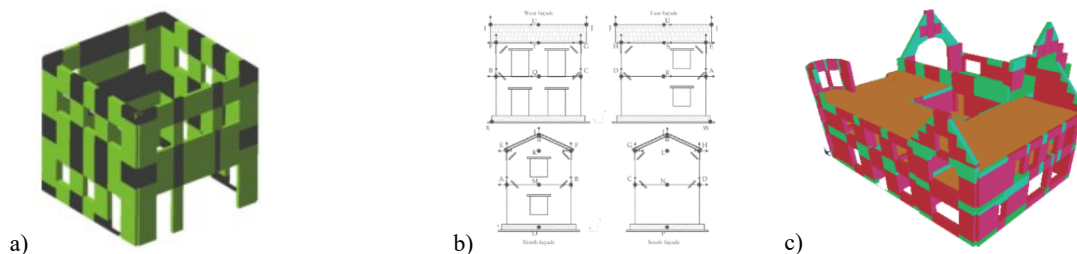
Infine, questa prima review ha evidenziato la necessità di effettuare nuovi studi comparativi al fine di:

- (i) verificare l'efficacia dei nuovi criteri di resistenza per fasce recentemente sviluppati in letteratura [204,206];
- (ii) verificare le assunzioni fatte sui valori di drift limite;
- (iii) definire l'influenza delle irregolarità nelle aperture in termini di schema di danno e di curve di capacità.

3.12.2. Analisi di edifici in muratura

3.12.2.1. Materiali

In questo paragrafo, i lavori presenti in letteratura che mettono a confronto modelli 3D a telaio con modelli 3D CCLM o con prove sperimentali vengono analizzati e discussi. In **Figura 3.39** sono mostrati i casi di studio individuati, le cui caratteristiche principali sono riportate in **Tabella 3.7**. In **Tabella 3.8** e **Tabella 3.9** sono riportate le principali caratteristiche dei modelli a telaio come fatto nei precedenti paragrafi. Anche in questo caso, le informazioni riportate sono tratte da quanto esplicitamente dichiarato nei lavori citati, dai manuali d'uso dei software di calcolo adottati e dalle norme in vigore.



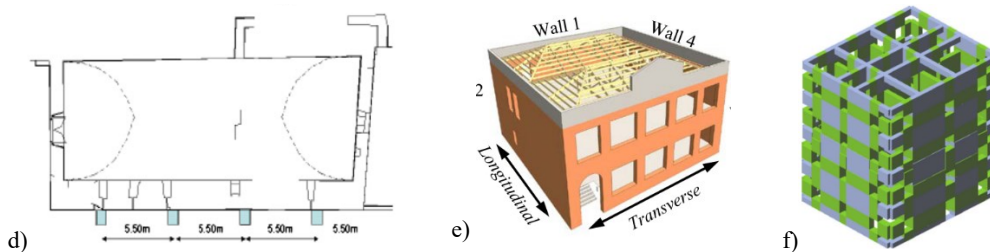


Figura 3.39. Edifici analizzati dai diversi autori al fine di confrontare modelli a telaio con i risultati di test sperimentali o di analisi su modelli CCLM. (A) Georgia Tech [62], (b) Prototipi per test sperimentali: Edificio 2 e 3 [97], (c) Vecchia camera comunale [122], (d) Arsenal Milly [217], (e) prototipo di edificio neozelandese (Prototypical NZ) [153] e (f) edificio di 4 piani [209].

Nel seguito, viene riportata una breve descrizione dei casi studio con la descrizione delle prove sperimentali e dei modelli CCLM utilizzati per le comparazioni.

L'edificio Georgia Tech (**Figura 3.39a**) è un prototipo di edificio a due piani testato a Georgia Tech [105] caratterizzato dall'assenza di accoppiamento tra le pareti, solai in legno flessibili e pareti perpendicolari molto sottili (se confrontate con quelle longitudinali). Per tale ragione, gli autori derivano una curva di capacità per ciascuna parete dopo aver effettuato una analisi 3D. Archi in muratura e tiranti sono modellati utilizzando rispettivamente elementi trave ed elementi truss. Le proprietà meccaniche sono state determinate in base alle norme vigenti.

Tabella 3.7. Caratteristiche principali degli edifici analizzati

Edificio	Mattoni	Orizzontamenti	Aperture	Architravi	Catene cordoli	n° piani
Georgia Tech [62]	Pieni (primo piano) Forati (secondo piano)	Travetti lignei. Nessuna connessione con i muri.	MI	Archi	Ogni livello con catene con leggero post-tensionamento	2
Edificio 2 [97]	Pietra caotica. Diatoni solo agli angoli e in prossimità delle aperture.	Travetti lignei. Tavolato incrociato Connessione con la muratura.	R	Lignei	Cordolo metallico a livello di piano. Cordolo in muratura in copertura	2
Edificio 3 [97]		Soletta in c.a. Tavolato multistrato in compensato in copertura. Connessione con i muri.	in c.a. in R	Lignei	Cordolo metallico a livello di piano. Cordolo in c.a. in copertura	2

Vecchia Camera Comunale [122]	Pieni	Travetti lignei con tavolato	I	Archi, architrave lignei e in pietra	NP	2
Arsenale Milly [217]	Muratura conci	in Soffitto voltato	R	Architravi in pietra e archi	NP	1
Prototypical NZ [153]	Pieni	Ligneo	R	NC	NC	2
Edificio 4 piani [209]	Pieni	Soletta in c.a. Capriate lignee in copertura	R	Architravi in c.a.	Catene con pretensionamento	4

MI: Piccole irregolarità; R: Regolari; I: Irregolari; NC: Non considerato; NP: Non presente.

Gli Edifici 2 e 3 [97] (**Figura 3.39b**) sono due edifici in pietra identici testati su tavole vibranti ([266], [267] e [268]). Tali prototipi, inizialmente caratterizzati da solai lignei e tetto spiovente, sono stati poi rinforzati fornendo a ciascuno un diverso grado di collegamento tra gli elementi strutturali e aumentando la rigidità dei solai. In questo modo, ogni edificio presenta un diverso comportamento scatolare (vedi [267], [268] e [269]). Due modelli a telaio sono stati quindi realizzati per ogni prototipo. Il primo modello (modello STD) segue la discretizzazione fornita dal codice TREMURI [67]. Il secondo modello (modello MOD) adotta una discretizzazione con offset rigidi estesi sull'intera area di sovrapposizione maschi/fasce. Quest'ultimo è ritenuto essere più in accordo con il danneggiamento ottenuto sperimentalmente. Vale la pena notare che, in questo caso, i parametri meccanici sono stati ottenuti sia tramite test sperimentali [270] sia tramite una calibrazione del modello [74] sulla base di curve sperimentali ottenute da prove cicliche nel piano svolte su maschi e fasce [203,271]. Gli architravi in legno non sono considerati nel modello.

Tabella 3.8. Per ogni modello a telaio: tipo di discretizzazione, distribuzione di carico adottata per l'analisi statica non lineare, programma di calcolo e modello FEM utilizzato nel confronto. Per brevità, i risultati delle distribuzioni di carico tra parentesi () non sono discussi in seguito, poiché, per i nostri scopi, si ottengono risultati simili con gli schemi di carico considerati.

Edificio	Programma di calcolo a telaio	di Discretizzazione	Programma di calcolo CCLM	di Distribuzione carico	di Solaio
Georgia Tech [62]	TREMURI [67]	TREMURI [67]	-	MD ciclica	F
Edificio 2 [97]		TREMURI [67] (STD)	-	UD e MD	M
Edificio 3 [97]	TREMURI Research Version [74]	e offsets rigidi estesi su tutta la sovrapposizione (MOD)	-	UD e MD	M

Vecchia Camera Comunale [122]	TREMURI Research Version [74]	TREMURI [67]	DIANA [272]	UD	Telaio:M [230], FEM:F
Arsenale Milly [217]	TREMURI [67]	TREMURI [67]	OpenSees [273]	UD	M [230]
Prototypical NZ [153]	TREMURI Research Version [74]	TREMURI [67]	DIANA [272]	UD	R
Edificio 4 piani [209]	TREMURI Research Version [74]	Full rigid offsets	ANSYS [274]	UD, MD, (AD)	R
F: Flessibile; M: Elementi membrana; R: Rigido. *solo per il modello a telaio					

L'edificio "Vecchia camera Comunale" (**Figura 3.39c**) è un edificio in muratura a due piani costruito in Nuova Zelanda nel 1880 caratterizzato da una disposizione delle aperture irregolare e dalla presenza di diversi elementi arco e da dei timpani [122]. L'edificio è stato danneggiato durante i sismi di Christchurch nel 2010-2011 [275]. In questo caso, nel modello a telaio archi, architravi e piattabande in legno e pietra sono modellati come travi elastiche (con ampia rigidezza assiale e flessionale per gli archi) mentre i solai ed il tetto sono modellati tramite elementi membrana. Questi ultimi sono invece modellati solo come masse concentrate nel modello CCLM. Elementi shell sono stati scelti per costruire il modello CCLM, che adotta un approccio smeared cracking isotropo (total strain crack model) basato sulla implementazione diretta delle osservazioni sperimentali [276].

Tabella 3.9. Descrizione delle diverse leggi costitutive per le cerniere plastiche adottate in ogni modello a telaio.

Edificio	Forma della legge costitutiva		Criteri di resistenza (P: Maschi, S:Fasce)				Drift Limite
	Maschi	Fasce	P. flex.	P. taglio	S. flex.	S. taglio	
Georgia Tech [62]	EPP	EPP	IC [75]	BJS [75]	N non nota [75]	N non nota [75]	IC [75,159]
Edifici 2 and 3 [97]	Macroelemento di Penna et al. [74]						
Vecchia Camera Comunale [122]	EPP	EPP	IC [75]	DI [75]	Cattari et al. [204]	DI [75]	Exp. [131]
Arsenale Milly [217]	Mult. [152]	EPB	Elastico	DA [137]*	Elastico	DA [137]*	[152]
Prototypical [153]	Mult. [152]	EPB	NZSEE [277]	DA + BJS [277]	***	DA [277]	[152]
Edificio 4 piani [209]	EPP	EPP	IC [75]	DI + BJS [75]	N non nota [75]	N non nota [75]	IC [75,159]

EPP: Elastica perfettamente plastica. Mult: Multilineare [152]. EPB: Elasto-plastica Fragile con resistenza residua in accordo con [152]. *senza rottura dei giunti. ***tre diversi modelli per la resistenza di picco: uno con il criterio N nota [277] (Spandrel A), una con il criterio di Cattari and Lagomarsino [204] (Spandrel B) e uno con il criterio di Beyer [206] ma senza il contributo degli archi/architravi (Spandrel C).

L'Arsenale Milly [217] è un monumento rettangolare ad un piano situato a Rodi, in Grecia, costruito nella metà del 15° secolo (**Figura 3.39d**). Esso è caratterizzato da pareti molto spesse con contrafforti ed un soffitto voltato che influenza la risposta sismica nella direzione trasversale. Di conseguenza, la risposta fuori piano è considerato molto importante in questo caso. In particolare, una massiccia parete appartenente alle antiche mura medievali vincola l'intera struttura da un lato, sostenendo la spinta del soffitto a volta. Architravi e archi non sono considerati nei modelli, mentre le volte sono modellate come membrane ortotrope con rigidezza equivalente [230]. Il modello CCLM è costruito con elementi brick 3D e adotta la legge plasticità Drucker-Prager [262].

L'edificio Prototypical NZ [114] è un prototipo di edificio neozelandese a due piani (**Figura 3.39e**) danneggiato dal terremoto di Gisborne del 2007. In questo caso, gli autori hanno eseguito un'analisi di sensibilità per comprendere l'influenza dei principali criteri di resistenza per le fasce proposti in letteratura. In ogni caso il contributo dell'architrave / arco viene trascurato. Il modello CCLM è basato su un total strain crack model ed è costruito con elementi shell quadratici curvi.

L'edificio di 4 piani [209] è una struttura con forma regolare e diaframmi rigidi (**Figura 3.39d**). Il modello a telaio assume una rigidità iniziale fessurata. Gli architravi in c.a. sono esplicitamente presi in considerazione in termini di resistenza e rigidezza in entrambi i modelli (come travi lineari nel modello a telaio). Il modello CCLM, implementato nel codice ANSYS [274], è ottenuto utilizzando elementi 3D e un materiale continuo, omogeneo e

isotropo che utilizza un concrete smeared crack approach interagente con il dominio di plasticità Drucker-Prager ed una superficie di rottura a compressione (modello CODIC [209]).

3.12.2.2. Risultati

In questo paragrafo, sono riportati i risultati delle analisi effettuate sugli edifici precedentemente menzionati in termini di danneggiamento e curve di capacità.

I modelli a telaio del prototipo dell'edificio Georgia Tech [110] (**Figura 3.39a**) e dei prototipi 2 e 3 [97] (**Figura 3.39b**), riescono a stimare accuratamente il danneggiamento ottenuto dalle prove sperimentali (**Figura 3.40a e b**).

Nel primo caso (**Figura 3.40a**), sia il test ciclico che l'analisi di pushover mostrano l'attivarsi di un meccanismo di piano nei primi piani. Le fasce non sono coinvolte nel meccanismo, così come previsto dal modello. Nel secondo caso [97] (**Figura 3.40b**), i modelli con gli offset rigidi estesi all'intera area di sovrapposizione (MOD) forniscono il migliore accordo con il danno reale. Questo conferma l'importanza di fare riferimento allo stato di danno preesistente.

Per la "Vecchia Camera Comunale" [122] e l'Arsenale Milly [217] (**Figura 3.39c e d**), in cui viene studiata l'influenza delle azioni fuori dal piano, il confronto tra i danneggiamenti ottenuti non può essere affrontato. Infatti, per l'Arsenale Milly [217] solo il danneggiamento del modello a telaio è riportato nel lavoro. Invece, i danneggiamenti dei modelli della Vecchia Camera Comunale [122] non sono direttamente comparabili in quanto considerano in modo diverso il contributo dei solai. In particolare, l'azione diaframmatica è considerata solo nel modello a telaio. Per questo motivo, il modello CCLM presenta numerosi danneggiamenti legati a meccanismi fuori piano, soprattutto nei timpani, i quali sono trascurati nel modello a telaio.

Nei due casi restanti, vale a dire l'edificio Prototypical NZ [153] e l'edificio di 4 piani [209], i due approcci di modellazione sono direttamente comparabili in quanto entrambi gli edifici manifestano un chiaro comportamento scatolare (**Figura 3.40c e d**). In entrambi i modelli a telaio viene ottenuto un livello di danneggiamento superiore rispetto a quello ottenuto ai CCLM, così come visto nel caso delle pareti. In particolare, nell'edificio di 4 piani (**Figura 3.40d**) la sovrastima della distribuzione di danno è concentrata nei maschi del piano superiore in cui un basso carico assiale è generalmente presente [209]. Per quanto riguarda l'evoluzione del danno, nella costruzione Prototypical NZ [153] la stessa evoluzione del danno si riscontra tra il modello a telaio e il modello CCLM. Al contrario, nell'edificio di 4 piani [209] gli autori rilevano la prima rottura in una posizione diversa rispetto a quella ottenuta con il modello CCLM. Inoltre, il danneggiamento ottenuto dal modello CCLM mostra una altezza effettiva dei maschi superiore a quella definita dalla discretizzazione a telaio adottata (**Figura 3.40d**).

Per quanto riguarda l'analisi delle curve di capacità, nei primi due casi, ossia l'edificio Georgia Tech [62] e gli edifici 2 e 3 [97] (**Figura 3.41a e b**), si ha un confronto tra la risposta numerica ottenuta attraverso l'analisi statica non lineare e le risposte cicliche sperimentali. Come si può notare, la rigidezza iniziale è stimata abbastanza accuratamente dalle simulazioni numeriche, con una lieve sovrastima nel caso Georgia Tech (soprattutto per la parete A) e per il modello MOD con UD dell'edificio 3 (**Figura 3.41b**).

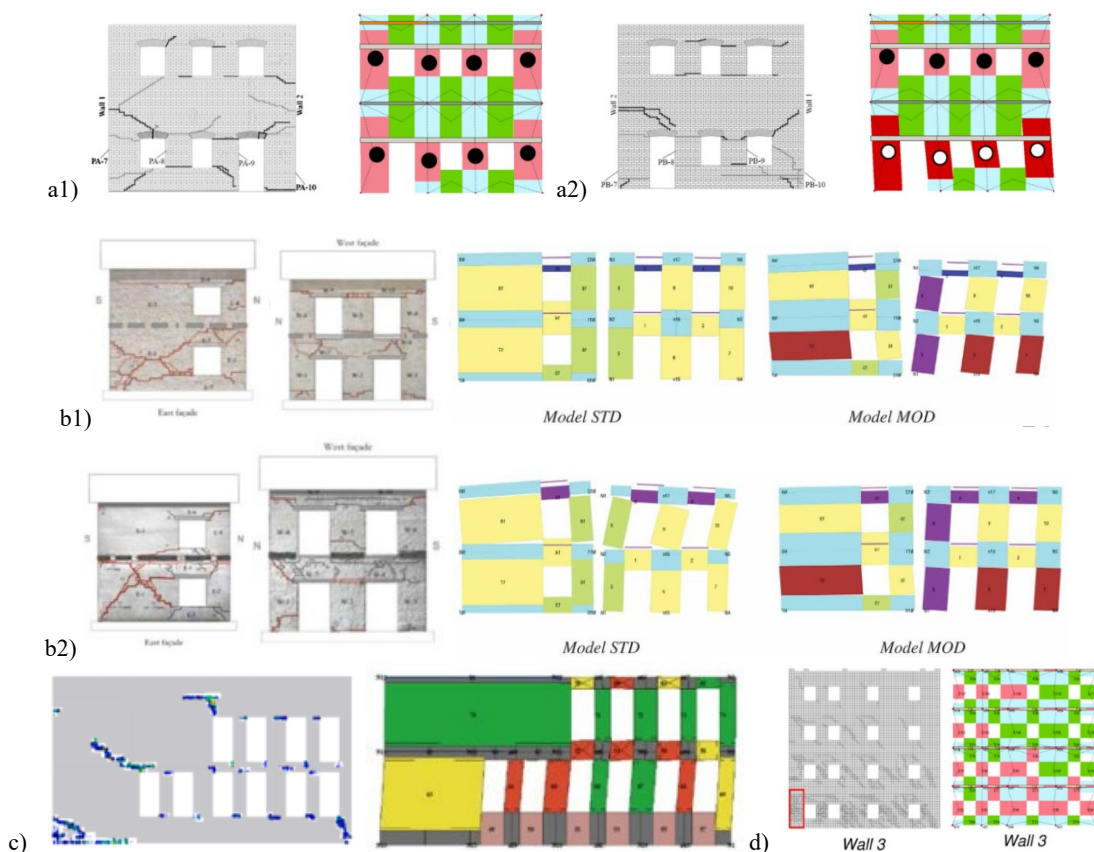


Figura 3.40. Confronti tra danneggiamento sperimentale e numerico per gli edifici considerati. (a) Georgia Tech [62], (a1) Wall A, (a2) Parete B; (b) Prototipi per test sperimentali con una MD (danneggiamenti simili paragonabili si ottengono con una UD) [97]: (b1) Edificio 2 e (b3) Edificio 3; (c) Prototypical NZ con UD [153] e (d) edificio di 4 piani [209].

Per quanto riguarda la forza globale massima, nell'edificio Georgia Tech [62] una sottostima massima di circa il 20% viene ottenuta nella parete B. Negli edifici 2 e 3 (**Figura 3.41b**) [97],

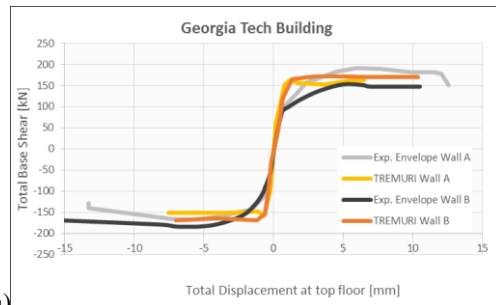
infatti, i modelli MOD con UD forniscono i risultati migliori. In particolare, una sottostima della forza di picco (variabile da 6 a 20%) si ottiene in tutti i casi, eccetto per il ramo negativo della curva pushover per il modello MOD dell'edificio 3 in cui è ottenuta una sovrastima variabile dal 4 al 15% della forza di picco.

Per quanto riguarda i confronti numerici tra modelli a telaio e CCLM, nell'edificio Vecchia Camera Comunale [122] (**Figura 3.41c**) viene osservata una differenza significativa tra le curve di capacità ottenute, principalmente a causa della diversa assunzione relativa all'azioni diaframmatica tra i due modelli (come si può notare anche in **Figura 3.37i**). Le differenze sono più accentuate nella direzione perpendicolare ai timpani (vedi **Figura 3.39c**), direzione nella quale i solai agiscono nel modello a telaio ed il comportamento fuori dal piano dei timpani viene attivato.

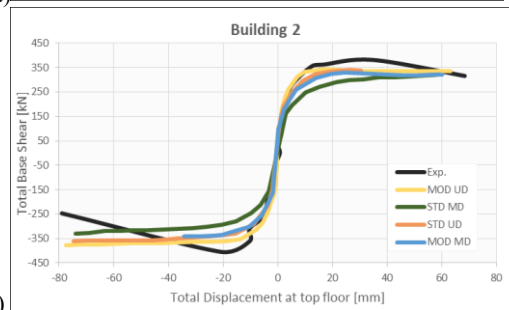
Nell'Arsenale Milly (**Figura 3.41d (a)**) [217], in direzione X la risposta nel piano degli elementi è predominante e il modello a telaio sembra descrivere adeguatamente il comportamento sismico della struttura ottenuto mediante modellazione CCLM (soprattutto nel ramo elastico). In particolare, i modelli a telaio sottostimano la resistenza massima fornita dal modello FE di circa il 20%. Viceversa, in direzione trasversale (**Figura 3.41d (b)**) la risposta è influenzata principalmente dal comportamento fuori dal piano del sistema di arcate. La rigidezza iniziale del modello CCLM è, in questo caso, notevolmente superiore a quella ottenuta dal modello a telaio. Ciò è dovuto non solo alla capacità del modello CCLM di tener conto nella rigidezza globale del contributo della rigidezza fuori dal piano, ma anche la maggior interazione con il muro difensivo ottenuto con il modello CCLM. Per questo motivo, la valutazione sismica ottenuta utilizzando il modello a telaio può essere considerata completamente convenzionale in questa direzione.

Per la costruzione Prototypical NZ [153], il modello CCLM viene confrontato con tre modelli a telaio (**Figura 3.41e1**) che differiscono per i criteri di resistenza a flessione assunti per le fasce. Come si può vedere, la rigidezza iniziale e resistenza globale sono maggiori (e quindi più in accordo con la curva CCLM) nel modello con resistenza a flessione maggiore. Tuttavia, va detto che le differenze in termini di forza di picco globale non sono così rilevanti. In **Figura 3.41e2**, la curva pushover ottenuta con il modello a telaio con l'adozione nelle fasce del criterio di resistenza per N noto viene confrontata con quella ottenuta attraverso un modello CCLM. Anche in questo caso, la forza di picco fornita dal modello a telaio tende a sottovalutare quella prevista dal modello CCLM (dal 40 al 60%). Ciò è riconducibile a tre motivazioni. Innanzitutto, la rigidezza fuori piano della parete produce un incremento della resistenza al taglio globale nel modello CCLM (circa del 10-15%). In secondo luogo, il ruolo della resistenza a trazione nel modello CCLM, anche se molto bassa per simulare una condizione di resistenza nulla (0,1 MPa), fornisce un contributo notevole alla resistenza a flessione dei pilastri (dal 20 al 30%). Infine, è dovuto alla bassissima resistenza delle fasce ottenuta con il criterio flessionale adottato nel modello a telaio (almeno 10%). A questo punto, va detto che la forza delle fasce nel modello CCLM è maggiore anche per via del

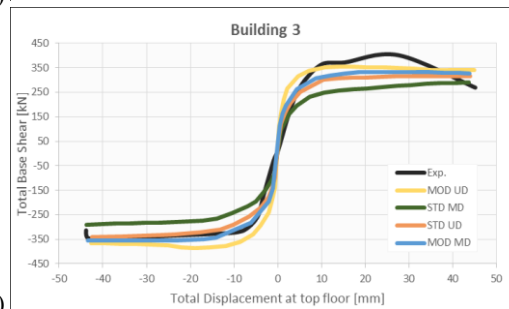
contributo fornito dal parapetto sul tetto che nel modello a telaio viene modellato unicamente come massa.



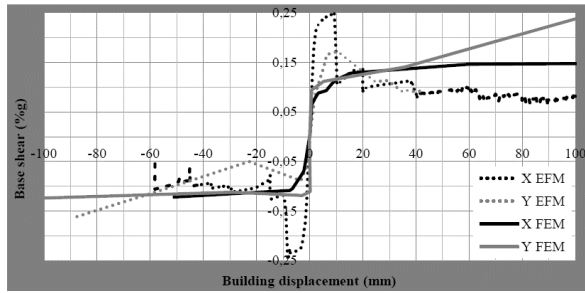
a)



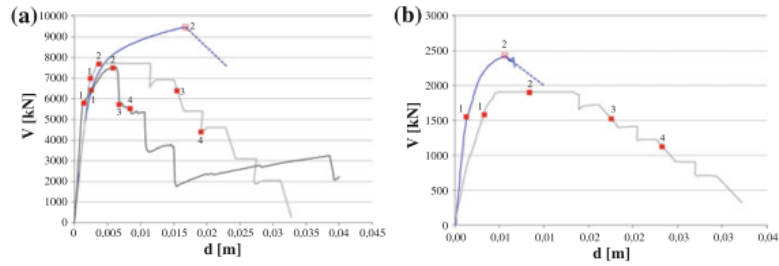
b1)



b2)

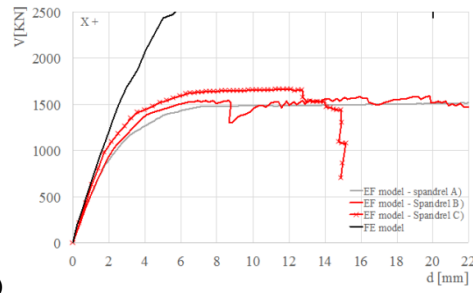


c)

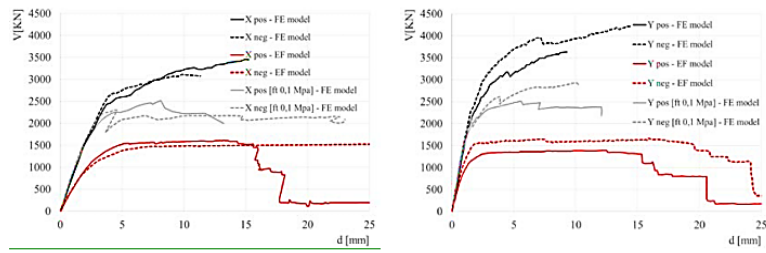


d)

— CCLM — SEM – with constraints — SEM – no constraints



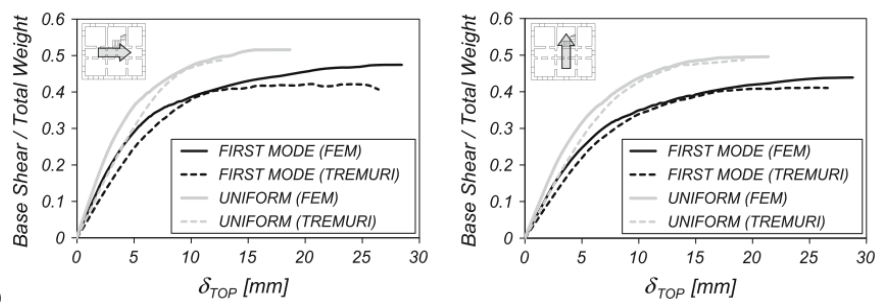
e1)



e2)

(a) X-direction

(b) Y-direction



f) **Figura 3.41.** Confronto tra le curve pushover numeriche e sperimentali. (a) Georgia Tech [62]; (b) (b1) Edificio 2 e (b2) Edificio 3 [97]; (c) Vecchio Camera Comunale [122]; (d) Arsenale Milly [217] rispettivamente in direzione X e Y; (e) Prototypical NZ [153]; (e1) FEM e telai con diversi criteri di pressoflessione per le fasce e (e2) (f) edificio di 4 piani [209].

Infine, nell'edificio di 4 piani (**Figura 3.41f**) [209], il confronto mostra curve di capacità piuttosto simili. In particolare, le principali differenze sono in termini di rigidezza iniziale in quanto il modello CCLM mostra valori più elevati. Questo effetto è dovuto principalmente al comportamento fuori dal piano, che non è considerato nel modello a telaio, ed all'assunzione sulla rigidezza iniziale fessurata fatta nel modello a telaio. Per quanto riguarda la forza globale di picco, risultati molto simili sono ottenuti tramite i diversi modelli.

3.12.2.3. Discussione dei risultati

In questa sezione è riportata una review di casi di studio in cui i modelli a telaio equivalente sono applicati ad interi edifici e confrontati con modellazioni più sofisticate (CCLM) o con test sperimentali su prototipi. Anche in questo caso i casi analizzati presentano principalmente bucatore in disposizione regolare o con piccole irregolarità ad eccezione del caso di studio denominato “Vecchia camera comunale”.

Anche in questo caso, i modelli a telaio equivalente non sono sempre capaci di predire accuratamente lo schema di danno previsto dalle modellazioni più accurate (CCLM) mentre una rispondenza maggiore è evidenziata tra il modello a telaio e i prototipi testati in laboratorio. Tale rispondenza, in disaccordo con quanto ottenuto dal confronto con i modelli CCLM, è molto probabilmente dovuta alla semplicità dei prototipi rispetto a quelli più complessi analizzati utilizzando modelli a telaio e CCLM. Tale discordanza con i modelli CCLM è principalmente dovuta alla già discussa assunzione fatta relativamente alla resistenza a trazione della muratura, nulla nei modelli a telaio e diversa da zero nei modelli CCLM.

In accordo con i programmi di calcolo utilizzati [67], per tutti i casi di studio viene assunto un perfetto accoppiamento tra le pareti mentre il contributo della rigidezza fuori piano è sempre trascurato.

Tale contributo ha portato ad una generale sottostima della curva di capacità. In particolare, più la risposta fuori piano è importante (come nel caso di edifici difensivi solitamente più massivi rispetto ai comuni edifici esistenti in muratura), più la sottostima è maggiore.

Anche l'importanza di assumere un corretto criterio di resistenza per la risposta delle fasce è evidenziata. Tale problematica, assieme al fatto che la resistenza degli architravi non è mai considerata, così come l'influenza della discretizzazione e dell'assunzione sul drift limite, possono aver portato ad una sottostima della curva di capacità. Tuttavia tali problematiche non sono state accuratamente investigate.

Infine, in aggiunta con quanto evidenziato per gli edifici in muratura, questa review ha evidenziato la necessità di disporre di nuovi studi comparativi in cui si indaghi l'influenza della risposta fuori piano sulla risposta globale dell'edificio.

3.13. Conclusioni e futuri sviluppi

Gli edifici esistenti in muratura hanno mostrato la loro alta vulnerabilità sismica durante i recenti e passati eventi sismici. A causa dell'elevato pericolo a cui sono sottoposte le persone che abitano questi edifici, è importante oggi possedere degli strumenti di modellazione semplici ma rappresentativi da adottare nell'analisi sismica nella pratica professionale. Questo rende possibile infatti una corretta valutazione sismica così come progettare adeguati interventi di rinforzo al fine di evitare l'ennesimo disastro.

Per tale ragione, in questo lavoro è stata proposta una review critica del metodo a telaio equivalente applicato agli edifici esistenti in muratura non rinforzata. Tale metodo è infatti attualmente il più diffuso nella pratica professionale dove è necessario possedere strumenti a basso onere computazionale che facciano risparmiare tempo e denaro e in cui siano necessari pochi parametri meccanici a costo di ipotesi molto semplificative del problema. Le problematiche maggiori del metodo sono inoltre state evidenziate.

Quando si applica il metodo a telaio equivalente, i meccanismi fuori dal piano devono essere sempre verificati separatamente tramite modellazioni più adatte alla valutazione della risposta dell'edificio fuori dal piano. Se e solo se tutti i meccanismi fuori piano sono scongiurati, il metodo a telaio equivalente fornisce uno strumento efficace ad un basso onere computazionale per l'analisi della risposta sismica globale degli edifici. In particolare, per quanto riguarda la risposta globale degli edifici con aperture disposte regolarmente, il telaio equivalente sembrerebbe fornire una stima più conservativa di quella ottenuta con approcci di modellazione più dettagliati. Questo sottostima riguarda principalmente:

- la rigidità iniziale globale (ad esempio a causa della rigidità fuori dal piano generalmente trascurata, che può essere importante soprattutto nel caso di strutture maggiormente massive, e al rapporto solitamente conservativo tra la rigidità

fessurata e quella iniziale). A questo punto, è opportuno sottolineare che la corretta identificazione della rigidità iniziale globale gioca un ruolo fondamentale nella procedura di verifica. Infatti, se vengono adottati gli spettri elastici (EN 1998-1 2004; NTC 2008), una sottostima della rigidità globale reale può anche produrre una stima non a favore di sicurezza della capacità dell'edificio. Tuttavia, questo problema è mitigato dal fatto che le strutture murarie esistenti sono solitamente strutture molto rigide e quindi il confronto tra la domanda e la capacità è di solito svolta nel campo dei bassi periodi propri di vibrare;

- il taglio globale massimo (ad esempio a causa del contributo della resistenza fuori piano degli elementi e della resistenza a trazione della muratura, elementi che sono entrambi generalmente trascurati nella modellazione a telaio).

Tuttavia, alcune incertezze possono sorgere relativamente alla scelta del corretto criterio di discretizzazione specialmente nel caso di pareti con una distribuzione irregolare delle aperture per i quali rigorosi criteri di discretizzazione non sono ancora disponibili. Per tale ragione, l'approccio a telaio deve essere utilizzato in questo caso con particolare attenzione perché può fornire una rappresentazione piuttosto approssimativa o addirittura inadeguata della risposta sismica dell'edificio con aperture irregolari. Tuttavia, poiché lo sviluppo della modellazione a telaio è attualmente in corso, questa problematica (molto comune per pareti interne) può essere approfondita in ricerche future, insieme ad una valutazione accurata dei limiti di applicabilità dei metodi a telaio in questi casi.

Un'altra questione di rilievo riguarda la modellazione delle fasce. Diversi codici normative adottano criteri di resistenza che sottovalutano la resistenza effettiva degli elementi fascia. In questo caso, una non realistica condizione a mensola è indotta nel modello, che può potenzialmente determinare una sottostima significativa della capacità effettiva degli edifici in muratura in termini di resistenza, ma anche una sovrastima della capacità di spostamento. Per tale ragione, recentemente sono stati sviluppati criteri di resistenza i quali forniscono una stima della resistenza delle fasce più realistica. Questi criteri sono suggeriti anche in alcune delle più recenti norme nazionali [78] e linee guida [165]. Tuttavia, il grado di affidabilità del carico assiale agente calcolata nelle fasce, da cui dipende la stima della resistenza, è ancora un problema aperto.

I punti critici che influenzano fortemente la risposta sismica ottenuta dal modello e che dovrebbero quindi essere maggiormente sviluppati in ricerche future sono i seguenti (dal più importante al meno importante):

- (i) uno strumento per la descrizione della riduzione progressiva della rigidità senza fare assunzioni eccessivamente conservativa o, in alternativa, una definizione più accurata della percentuale di riduzione da applicare alla rigidità iniziale;

- (ii) un criterio per definire correttamente il grado di connessione tra le pareti;
- (iii) un criterio di discretizzazione per le pareti aventi distribuzioni di aperture irregolari assieme alla definizione dei limiti di applicabilità del metodo stesso in questi casi;
- (iv) modelli accurati per la descrizione dei livelli di danno e criteri di resistenza affidabili capaci di cogliere anche le modalità di rottura miste o, in alternativa, modelli meccanismi capaci di descrivere tutte le modalità di rottura a partire dalla descrizione di tutto il percorso di carico della legge costitutiva (senza linearizzazione);
- (v) valori di resistenza equivalente per gli orizzontamenti (solai e volte);

Capitolo 4.

Vulnerabilità degli edifici esistenti in cemento armato

4.1. Introduzione

I recenti e passati eventi sismici [100,101,278–289] hanno mostrato l’alta vulnerabilità degli edifici esistenti in cemento armato, i quali forniscono spesso un inadeguato livello di sicurezza contro le azioni sismiche. Questa elevata vulnerabilità è per la maggior parte correlata all’età dell’edificio stesso a cui sono spesso associati bassi standard costruttivi (da cui derivano materiali di scarsa qualità [290]), modalità costruttive inadeguate (dettagli costruttivi inefficaci²⁴ e solai flessibili) e scarsa manutenzione. Ciò è in parte attribuibile alle norme in vigore al tempo in cui tali edifici sono stati costruiti [291], che non affrontavano adeguatamente il problema sismico²⁵ (e.g. mancanza dei principi fondamentali della gerarchia delle resistenze [292–297], e progettazione ai soli carichi gravitazionali anche in zone oggi riconosciute come sismiche).

Queste problematiche giocano oggi un ruolo determinante nella risposta sismica di un edificio ed assumono maggiore importanza se si considera che il patrimonio edilizio esistente

²⁴ Le norme stesse davano pochissime indicazioni relativamente alle modalità costruttive specialmente nei nodi dove le staffe erano addirittura completamente assenti in accordo con quanto visto nei disegni esecutivi dell’epoca [87]. Dall’inadeguato utilizzo delle staffe deriva anche una bassa duttilità nei pilastri.

²⁵ I pilastri risultano spesso essere sottodimensionati (le norme non davano dimensioni minime degli elementi strutturali [366,382]) mentre i singoli telai venivano progettati nel loro piano senza considerare adeguatamente le interazioni con gli altri telai. La rigidità e la resistenza globale dell’edificio risultavano così essere molto differenti nelle due direzioni principali.

italiano, in cui gli edifici esistenti in cemento armato costituiscono la parte preponderante, è stato costruito per la maggior parte dopo la seconda guerra mondiale [298] (**Tabella 4.1**).

Tabella 4.1. Anno di costruzione del patrimonio edilizio italiano in cemento armato sul territorio nazionale (valori in percentuale) [298].

Anno di costruzione	1919-1945	1946-1961	1962-1971	1972-1981	1981-1991	From 1991
Percentuale del patrimonio edilizio	3%	10%	21%	30%	22%	14%

In questo lavoro si vuole porre l'attenzione su due caratteristiche fondamentali fonti di vulnerabilità sismica, comuni alle costruzioni esistenti in c.a.

La prima riguarda lo studio dei solai (vedi §4.2). La loro ridotta rigidità nel piano è infatti fonte di vulnerabilità sismica. Al fine di comprenderne le principali caratteristiche viene riportata disamina completa delle tipologie di solaio latero-cementizio con riferimento al periodo 1945-1980 in cui più del 50% del patrimonio edilizio italiano è stato edificato attraverso lo studio dei manuali d'epoca [292,293,299,300].

La seconda riguarda lo studio delle proprietà dei materiali (vedi §4.3). La valutazione delle loro proprietà meccaniche in situ ha un ruolo chiave nella corretta valutazione della risposta sismica di un edificio in c.a. (si veda ad esempio [6]). Il problema risiede nell'alta variabilità di alcune proprietà meccaniche del calcestruzzo all'interno di uno stesso edificio²⁶, che compromettono l'affidabilità dell'adozione del valore medio ottenuto dai risultati dei test come parametro di progetto. Per tale ragione, si vuole proporre una metodologia per la valutazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo, che possa condurre ad una stima più affidabile di tale proprietà tenendo conto dell'influenza delle operazioni di getto [7].

4.2. Tipologie di solai utilizzati in Italia nel dopoguerra negli edifici in c.a.

I solai in uso durante il periodo 1945-1980 sono nella maggior parte in latero-cemento [299]. Tale caratteristica è confermata dai manuali dell'epoca ove si trovano trattazioni molto

²⁶ Le proprietà meccaniche delle barre di armatura utilizzate nelle costruzioni esistenti sono facilmente ricavabili in quanto, essendo prodotte industrialmente, hanno una variabilità in situ molto bassa. In questo caso è quindi sufficiente riferirsi alle norme in vigore all'epoca per risalire alla resistenza dell'armatura. Tale assunzione è confortata dalle prove distruttive effettuate sugli acciai in situ [87].

particolareggiate per le varie tipologie di solai latero-cementizi mentre vengono trattati in maniera sommaria i solai tradizionali in legno e quelli in ferro.

Il solaio misto in cemento armato e laterizio è senza dubbio un'invenzione italiana, che nel nostro Paese ha trovato, e trova tutt'ora, un larghissimo impiego [299]. L'Italia, infatti, è stata da sempre in Europa il maggior produttore di solai misti; nelle altre nazioni, ad eccezione della Spagna, la produzione è enormemente inferiore o addirittura, pressoché nulla.

I caratteristici elementi in laterizio presenti nei solai misti sono dei blocchi con fori di grosse dimensioni e setti alquanto sottili. Questi elementi si sono potuti sviluppare solo dopo l'invenzione della "mattoniera" avvenuta a fine '800 che ne permise forature più spinte. L'argilla italiana, che ben si presta a tale tecnologia produttiva, ne ha poi facilitato la diffusione grazie alla quale il sistema latero-cementizio soppiantò tutti gli altri tipi di orizzontamento²⁷.

Il suo uso era talmente diffuso che ogni fornace di grandi dimensioni brevettava il "suo" solaio costituito generalmente da travetti, soletta e laterizi speciali. Vennero quindi realizzati, già dal 1935, forme per i laterizi ognuno progettato e dimensionato da una fornace diversa. Il sovrannumero di tipologie di laterizi rendeva sempre più difficili le fasi di calcolo, tanto che fu necessaria da parte delle case produttrici la redazione di tabelle che in funzione di luce e categoria di sovraccarico, fornivano gli spessori della soletta da realizzare e l'armatura necessaria [299].

Le caratteristiche richieste ad un solaio erano molto simili a quelle attuali. Manca però ogni riferimento alle opere di completamento come massetti di sottofondo ed alloggiamento degli eventuali impianti. Il carico da considerare sul solaio veniva quindi dato dal peso proprio, dal peso del pavimento e da tutti gli altri carichi permanenti nonché del carico accidentale in funzione dell'utilizzo del solaio²⁸.

²⁷ Vale la pena puntualizzare che per "strutture orizzontali" si intendono soltanto le strutture piane sottili, a differenza di quelle "a volta" nelle quali il laterizio è stato sempre da impiegato.

²⁸ Il sovraccarico applicato, concettualmente, si basa sul fatto che in un metro quadro possono stare quattro persone, ciascuna del peso di 75,0 Kg, per cui il sovraccarico totale sarà 300 Kg/m². Se l'edificio ha una destinazione particolare però il sovraccarico aumenta in funzione dell'affollamento di cui è suscettibile il locale arrivando a considerare un sovraccarico di otto persone.

Si illustrano, nei paragrafi seguenti, le caratteristiche dei solai più utilizzati nel trentennio tra il 1950 ed 1980. Catalogandoli in funzione delle tecniche di costruzione questi solai si possono suddividere in:

- **Solai misti gettati in opera** con laterizi aventi funzione di alleggerimento oppure statica in collaborazione con il conglomerato;
- **Solai misti ad elementi prefabbricati**, con armatura lenta o pretesa, accostati in opera o distanziati con blocchi intermedi di completamento;
- **Solai a pannelli prefabbricati** formati da lastre in laterizio e calcestruzzo eventualmente precompresso.

Infine viene proposto un metodo rapido per l'individuazione in sito della tipologia di solaio in una costruzione esistente.

4.2.1. Solai misti gettati in opera

A tale categoria appartengono i solai:

- **“a camera d'aria”** costituiti da spondali in laterizio che formano le fiancate della nervatura, o da travetti prefabbricati in c.a., da una tavella superiore per sostegno o sostituzione della soletta e da una tavellina inferiore per soffittatura;
- **“a travetti in conglomerato cementizio armato”** con blocchi cellulari in laterizio accostati (pignatte, volterrane).

4.2.1.1. Tipo “a camera d'aria”

I solai latero-cementizi a camera d'aria sono caratterizzati dall'averne un'elevata altezza e pertanto si prestano bene a grandi luci o notevoli sovraccarichi. Sono più leggeri dei solai ordinari a parità di prestazioni perché hanno interasse maggiore: comunemente da 65 a 80 cm, con larghezza della nervatura da 8 a 22 cm; eccezionalmente si usava un interasse da 100 cm con nervature da 14-16 cm. La resistenza a compressione della zona inferiore poteva essere aumentata realizzando un getto di conglomerato sulla tavellina di soffittatura prima di porre la tavella superiore.

Di seguito sono elencati i diversi tipi di solai appartenenti a tale categoria, alcuni dei quali sono sintetizzati in Tabella dove sono elencati i valori medi dei pesi per ogni solaio.

“**Stimip A**”²⁹ con laterizi disposti a cassero realizzato con quattro tipologie di pezzi: lo spondale ad L, la soletta superiore, la tavella da soffitto ed il fondello ad L. Gli elementi fondamentali sono i conci ad L che sostengono, inferiormente, le tavelline di plafonatura e, superiormente, gli elementi in laterizio a forte spessore formanti la soletta (costituiscono inoltre la parete laterale della nervatura). Nel tipo B, nella direzione secondaria, si mettono speciali fondelli ad U, ottenendo un cassettoni quadrato che delimita le nervature. Dove il momento è negativo la soletta inferiore è in conglomerato cementizio. L’altezza può variare dai 19 ai 48 cm, inoltre vengono fornite strutture speciali a grande camera d’aria per terrazzi [301].

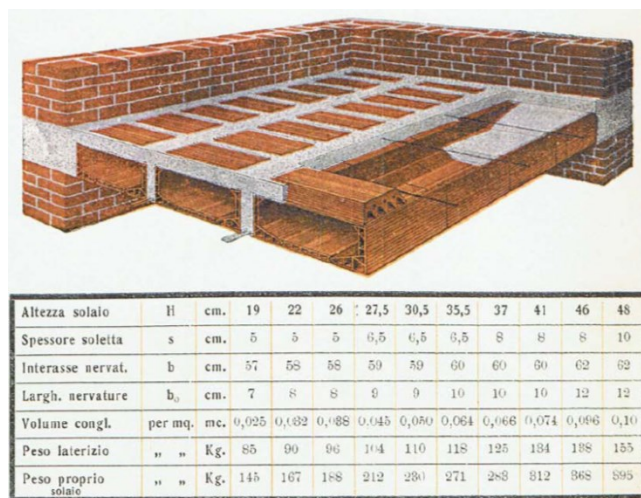


Figura 4.1. Assonometria del solaio Stimip A e relative caratteristiche [301].

²⁹ Solaio Travi Incrociate MInimo Peso [301]

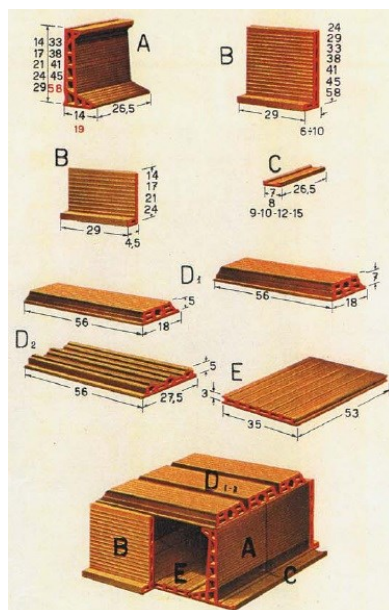


Figura 4.2. Solaio STIMIP generico, componenti in laterizio [301].

“**Stimip MA**” [301] si differenzia dal tipo A per la presenza di una soletta mista cemento laterizio.

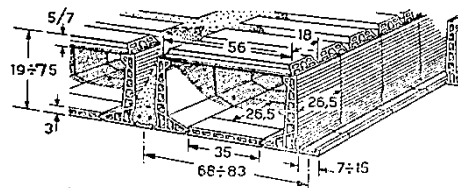
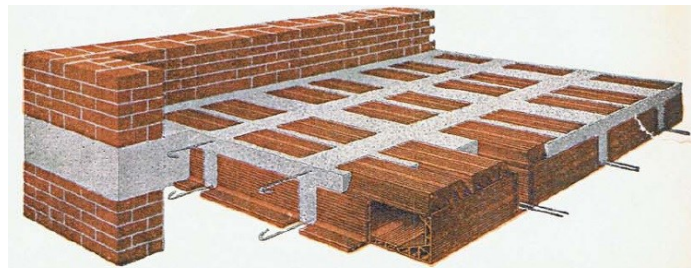


Fig. 326.

H	Spessore e tipo soletta	Interasse nervature	Spessore medio nervature	Peso solaio in opera kg/m ²		Volume conglomerato l/m ²		Peso laterizio kg/m ²	
				A	MA	A	MA	A	MA
19	Soletta	}	8,5	138	145	28	35	70	60
22	cm 5		*	150	157	32	39	73	63
26	in cotto		*	165	172	37	44	76	66
29	(A)		8,7	178	185	41	48	80	70
34	mista		9,7	206	213	51	58	84	73
38	(MA)		*	226	233	58	65	87	77
43			*	251	258	66	73	92	82

Figura 4.3. Particolare e caratteristiche a confronto dei solai STIMIP A e MA [293]

“**Stimip B**” [301] come il solaio tipo A ma con doppia orditura delle nervature e soletta di compressione in laterizio.



Altezza solaio	H	cm.	19	22	26	30,5	35,5	41	48
Spessore soletta	s	cm.	5	5	5	6,5	6,5	8	10
Dimensioni maglie	b × b	cm.	50 × 57	50 × 57	51 × 58	52 × 59	53 × 59	54 × 60	54 × 60
Larghezza nervature	b ₀ × b ₀	cm.	6 × 7	6 × 7	7 × 8	8 × 9	8 × 9	9 × 10	9 × 10
Volume conglomerato per mq.		mc.	0,044	0,052	0,070	0,080	0,105	0,133	0,155
Peso laterizio	“ “	Kg.	90	98	105	120	133	146	174
Peso proprio solaio	“ “	Kg.	195	222	273	336	385	466	546

Figura 4.4. Assonometria del solaio Stimip B e caratteristiche [301]

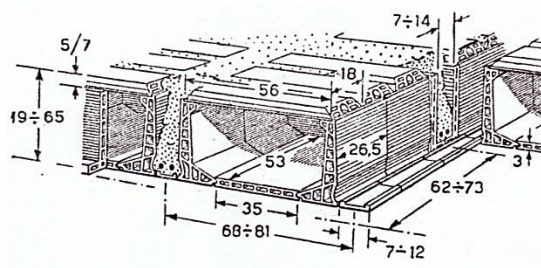
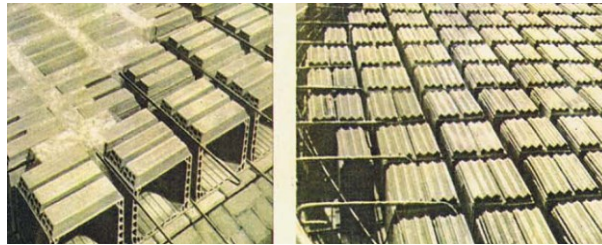


Figura 4.5. Particolare dei solai stimip B e MB [293]

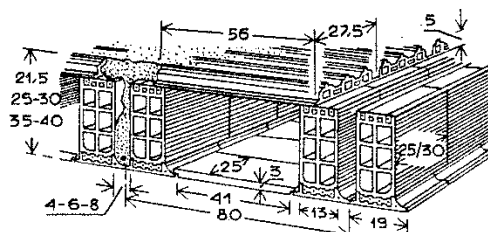
“**Stimip MB**” [301] come il tipo B ma con soletta superiore di compressione in laterizio e conglomerato (della RDB - Piacenza);



STIMIP B * STIMIP MB									
Altezza soletta	Spessore e tipo soletta	Dati per il calcolo		Dati per il preventivo					
		Interasse nervature	Spessore medio nerv.	Peso sol. in opera kg/m ²		Volume conglom. l/m ²		Peso laterizio kg/m ²	
				B	MB	B	MB	B	MB
19	in cotto (B) mista (MB) Soletta cm 5	cm	cm	177	183	45	51	70	60
22		68 × 62	8,5 × 7	198	204	52	58	73	64
26				224	230	61	67	78	68
29		68 × 65	8,7 × 8	250	256	70	76	83	73
34		69 × 65	9,7 × 8	294	300	85	92	88	79
38			10 × 8	326	332	97	103	93	84
43			10 × 9	375	381	114	120	101	92
46		69 × 66		399	405	122	128	105	97
50		69 × 68	10 × 10	437	443	136	142	110	102
63		81 × 73	11,5 × 14	—	583	—	196	—	—
31	Soletta cm 7 in cotto	68 × 65	8,7 × 8	274	—	78	—	88	—
36			9,7 × 8	319	—	94	—	93	—
40		69 × 65	10 × 8	351	—	105	—	99	—
45			10 × 9	399	—	122	—	106	—
48		69 × 66		422	—	130	—	110	—
52		70 × 68	11 × 10	474	—	150	—	114	—
65		81 × 73	12 × 14	613	—	202	—	126	—

Figura 4.6. Applicazione di un solaio Stimip B e MB [300,301]

“**Sapal**” [300] le cui nervature erano realizzate con un travetto in conglomerato cementizio di larghezza pari a 4-6-8 cm affiancato da due travetti in laterizio prefabbricati di 13 cm di larghezza. Dal basso è visibile un modulo da tre laterizi di larghezza 19-41-19 cm. L’interasse dei travetti pari a 80 cm.



Altezza solaio cm	PESO ELEMENTI LATERIZI			Peso travi confezionate		CONFEZIONE TRAVI				Larghezza travetto cm	Conglomerato l/m ³	Peso totale in opera kg/m ²
	Travi kg/m ²	Solette Tavelle kg/m ²	Totale kg/m ²	kg/m	kg/m ²	Cemento kg/m ²	Sabbia l/m ³	Muratore h/m ²	Finovale h/m ²			
17	25	30	55	12,5	32	2	3,1	0,15	0,10	4 6 8	31,3 33,8 36,5	146 152 160
21,5	32	30	62	15,5	39	2	3,1	0,15	0,10	4 6 8	33,8 37,6 41,5	150 160 170
25	37	30	67	18	45	2,5	4,1	0,15	0,10	4 6 8	35,6 40,4 45,1	160 175 185
30	43	30	73	21	53	2,5	4,1	0,15	0,10	4 6 8	38,1 44,2 50,1	175 190 205
35	48	30	78	22,5	57	2,5	4,1	0,18	0,12	4 6 8	40,6 47,8 55,1	185 205 220
40	57	30	87	26,5	66	2,5	4,1	0,20	0,15	4 6 8	43 51,5 60	200 220 240

Figura 4.7 Particolare e caratteristiche del solaio SAPAL [300]

“**Varese**” [300] costituito da travi sagomate in conglomerato a doppia armatura eseguite fuori opera, tavelle in laterizio e solettina di cemento di 3 cm di spessore. L’interasse dei travetti era pari 50-57-65-73-80-90-100 cm.

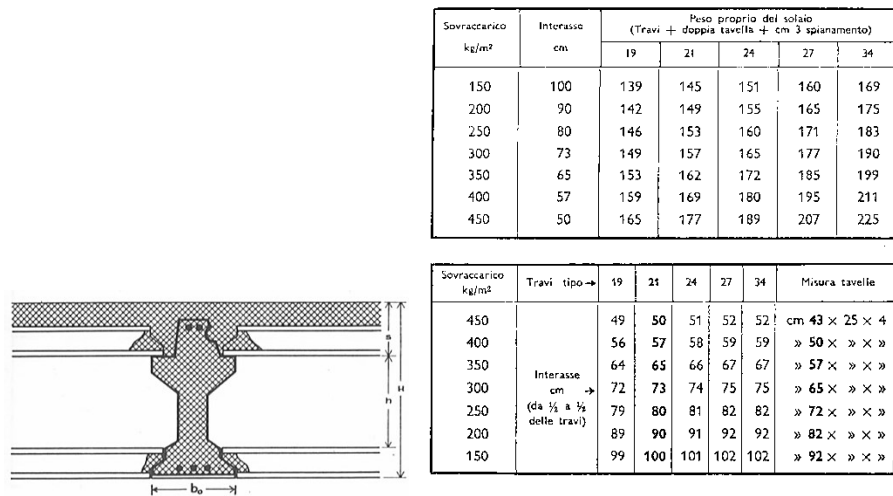


Figura 4.8 Particolare e caratteristiche del solaio Varese [300]

“**Adige**” nasce dall'accoppiamento di travetti prefabbricati, di un'unica altezza, con solette e tavelle da soffitto in laterizio. [300]

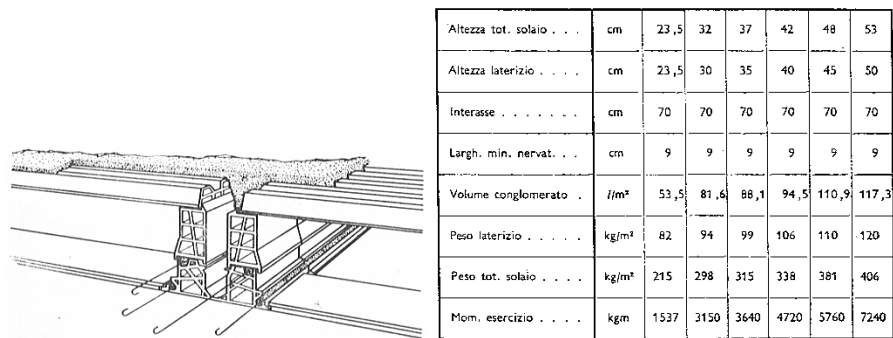


Figura 4.9. Particolare e caratteristiche del solaio Adige [300]

“**Celersapal**” [301] Elemento costitutivo basilare della struttura è la trave in c.a. precompresso con suola in laterizio granulare. Tale solaio, assimilabile anche alla tipologia ad elementi prefabbricati, prevede l'associazione della trave Celersapal con appositi elementi aggiuntivi in laterizio a funzione completiva e resistente in concorso con la soletta integrativa in conglomerato, rappresentati da tavelle scanalate alte 5 cm con le quali si formano le

strutture Celersapal-M e Celersapal-S, rispettivamente di interasse tra le nervature pari a 62 e 100 cm; all'intradosso una tavella spessa 4 cm rende il solaio piano ed uniforme.

“**Celersapal B**” [301] Costituito con la stessa tecnologia del solaio precedentemente illustrato sostituendo alle tavelle della soletta dei laterizi di altezza variabile tra i 12 ed i 25 cm. Presentano un interasse delle nervature di 49 cm nella versione monotrave e di 64 cm in quella bitrave. È prevista staffatura a greca incorporata nella trave dalla quale fuoriesce in sommità, a passo costante di 6 cm, per un tratto sufficiente ad assicurare la solidarietà strutturale.

“**Celersapal solettone**” [301] È costituito da travi tipo celersapal poste affiancate ed è consigliato per sovraccarichi notevoli.

“**Monobase Atero**” [293]

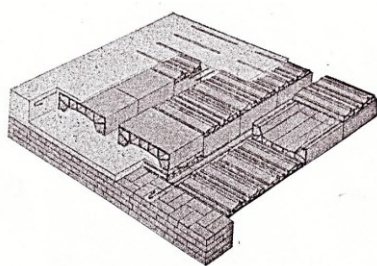


Fig. 327.

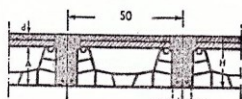


Fig. 328.

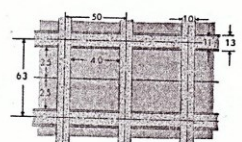


Fig. 329.

H cm	A cm	So- pralzo	d cm	b ₀ cm	Per m ²		
					Laterizio kg	Calce- struzzo l	Peso totale kg
18	12,5		5,5	10	60	52	185
20	14,5		*	*	64	56	198
22	16,5		*	*	67	60	211
24	18,5		*	*	71	64	225
26	20,5		*	*	74	68	237
28	22,5		*	*	79	72	254
30	24,5		*	*	83	76	268
32	20,5	6	*	*	86	80	281
34	22,5	6	*	*	90	84	295
36	24,5	6	*	*	93	88	308

Figura 4.10. Rappresentazione, particolari e caratteristiche del solaio “monobase Atero” [293]

“**Bidelta**” (FRAZZI – Cremona)

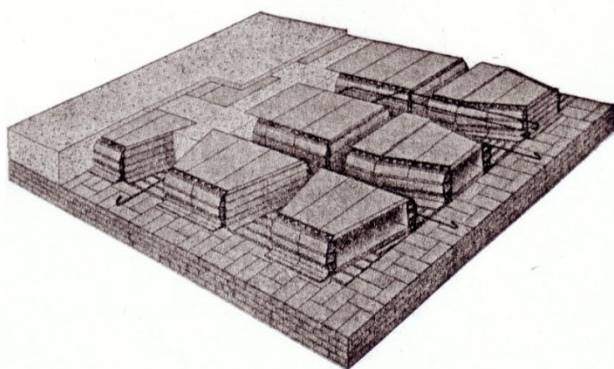


Fig. 335.

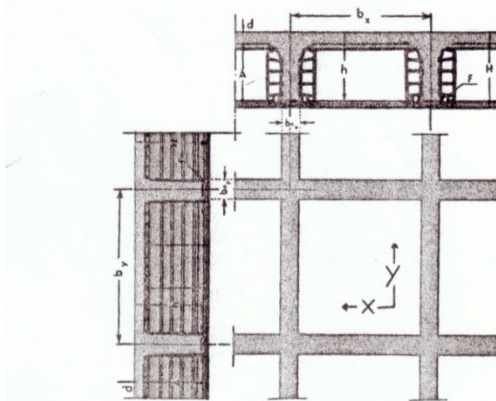


Fig. 336.

Bidelta a nervature incrociate (Frazzi) (fig. 335).

H cm	A	d	b _o x b _o y	Interasse maglie		Peso per m ²			
				b _x	b _y	Late- rizio	Calcestruzzo		Peso solai kg
							l	kg	
23,5	18,5	5	10	80	88	62	86	207	269
28	23	»	11	»	»	69	95	228	297
33	28	»	»	»	»	75	106	255	330
38	33	»	»	»	»	83	117	281	364
43	38	»	»	»	»	91	128	307	398
48,5	43	»	»	82	90	99	160	384	483

Figura 4.11. Bidelta a nervature incrociate. Assonometria, particolare e caratteristiche [293]

Fanno parte di questa categoria anche i solai:

“**Pratico C.A**” (PAGANO – Milano),

“**Razionale**” (PAGANO – Milano),

“**Cappa**” (VALDADIGE – Verona).

4.2.1.2. Tipo “a travetti in cemento armato”

Rappresentano il tipo originario di solai misti, il loro assemblaggio era eseguito nello stesso cantiere di costruzione, al quale i diversi materiali pervengono sciolti. Spesso tale tipo di solaio prendeva il nome del blocco formante il cassero, il quale apparteneva ad una delle seguenti tre tipologie:

- **Blocchi forati parallelepipedi** a cui appartengono anche i mattoni forati di uso comune per pareti in laterizio;
- **Pignatte** con forma non lontana da quella parallelepipeda e con dimensioni maggiori rispetto ai blocchi; il disegno della foratura e del profilo è ricercato al fine di ottimizzare le prestazioni meccaniche delle pignatte stesse e da facilitarne la messa in opera. La pignatta era spesso affiancata dal fondello, che permetteva di mantenere un preciso allineamento delle stesse, e garantiva l’omogeneità dell’intradosso di solaio (interamente in laterizio);
- **Blocchi con alette** talvolta chiamati “*volterrane*” prendendo in prestito la denominazione già usata per i blocchi in laterizio destinati ad essere posti in opera tra due putrelle. Questi blocchi consentono di ottenere una larghezza costante delle nervature ed un intradosso omogeneo oltre che una rapida posa in opera poiché il blocco presenta già inferiormente, ai lati, due sporgenze (“alette”) di dimensioni pari alla metà della nervatura da realizzare.

“**A foratelle**” Erano realizzati interponendo tra i travetti in conglomerato cementizio armato dei blocchi in laterizio affiancati; la funzione di ripartizione dei carichi era garantita dalla presenza di una soletta superiore. I blocchi potevano essere disposti verticalmente ad elementi affiancati oppure orizzontalmente ad elementi sovrapposti.

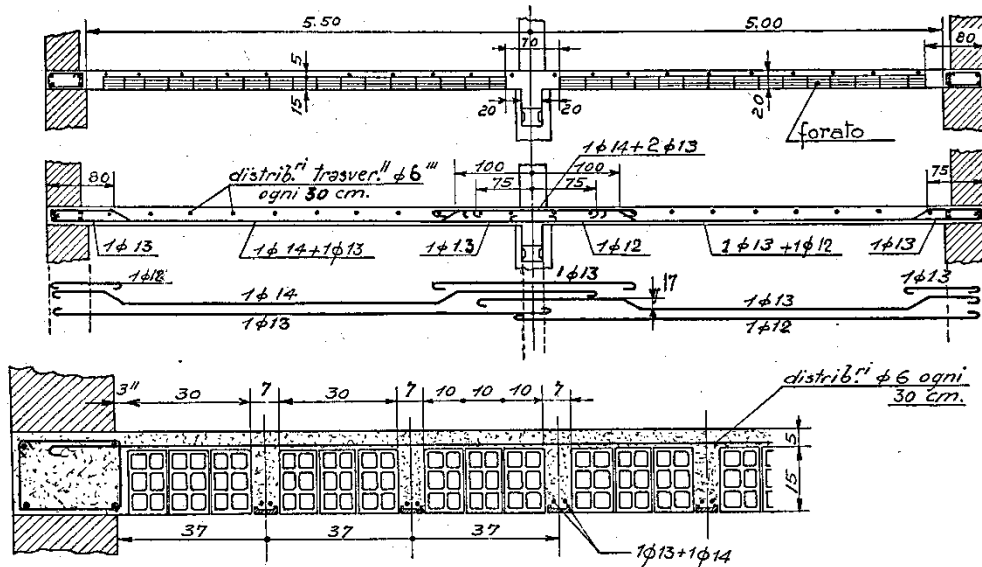


Fig. 43. - Solaio in due campate con mattoni forati da cm. 15. Sovraccarico di 400 Kg/m².

Figura 4.12. Esempio di solaio in due campate con mattoni forati da 15 cm con sovraccarico di 400 kg/cm² [292]

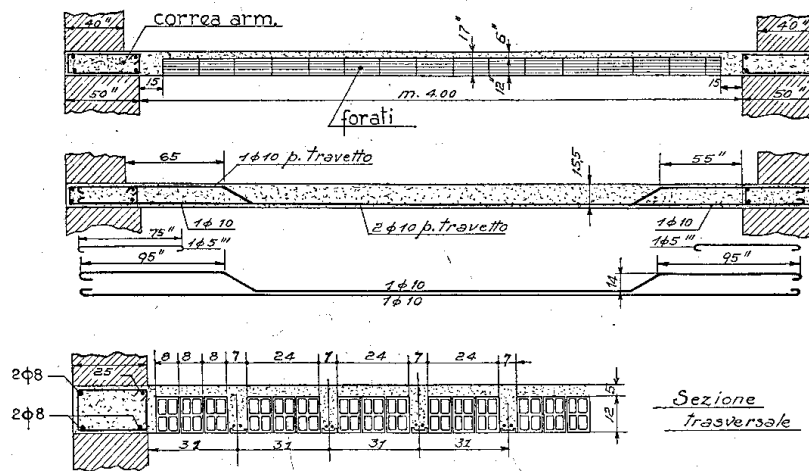


Figura 4.13. Esempio di solaio di 4 m. di luce netta e sovraccarico di 250 kg/cm² per piani intermedi con mattoni forati da 12 cm. [292]

“**A volterrane**” Per la realizzazione si usavano laterizi di varia forma e misura; le nervature erano dello spessore da 7 a 10 cm associate ad interasse da 35 a 40 cm per nervature parallele e da 60 a 80 cm per nervature incrociate. In alcuni tipi la volterrana ha la parte superiore rinforzata in modo da costruire una zona resistente a compressione: si hanno così solette in laterizio ovvero solette miste nel senso che il conglomerato colma apposite scanalature. Per i solai a nervature incrociate fondelli ordinari ed elementi ad U, messi in opera su impalcatura provvisoria, realizzano i casseri per il getto delle nervature ortogonali con interassi di cm 50 x 53 e 50 x 63 [302].

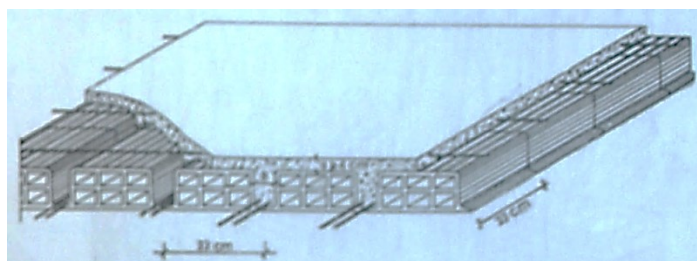
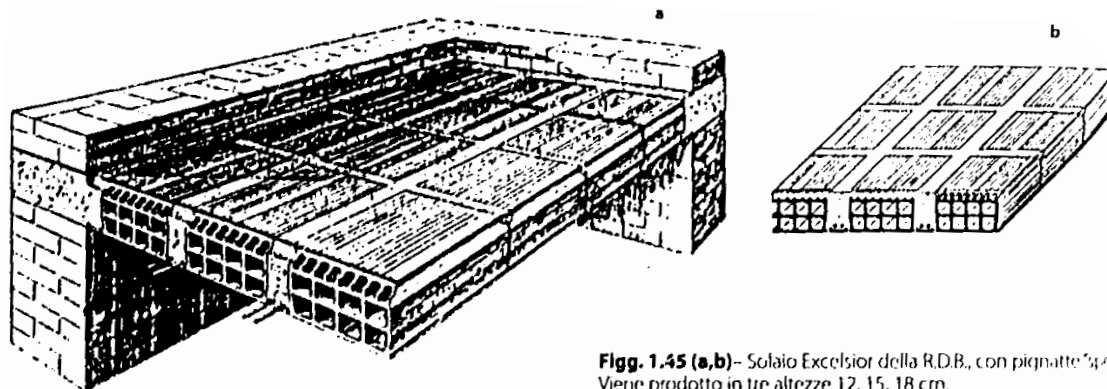


Figura 4.14. Solaio a volterrane [302]

“**Simplex**” con pignatte di larghezza variabile da 20 a 40 cm [293];

“**Excelsior**” della R.D.B., con pignatte “speciali” monoblocco. Veniva prodotto in tre altezze: 12, 15 e 18 cm [302];



Figg. 1.45 (a,b)- Solaio Excelsior della R.D.B., con pignatte “speciali”. Viene prodotto in tre altezze 12, 15, 18 cm.

Figura 4.15 Solaio Excelsior della RDB, con pignatte “speciali”. Prodotto in tre altezze: 12, 15, 18cm. [302]

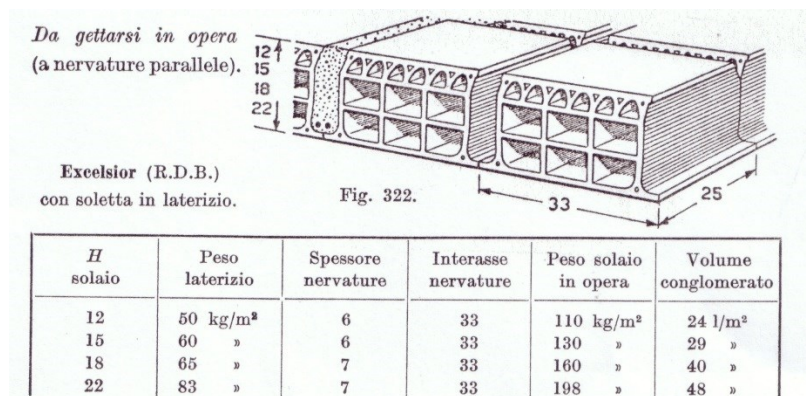


Figura 4.16 Particolare e caratteristiche del solaio “excelsior” (R.D.B.) con soletta in laterizio [293]

“**Excelsior Termoradiante**” con laterizi biblocco è formato da elementi di base scanalati che creano una cassetta incrociata, nella quale vengono collocate serpentine ad interasse di 33 cm oppure anche di 16,5 cm e relativi collegamenti, armatura metallica di tensione e di ripartizione. Veniva adoperato per una portata massima di 6,5m [300];

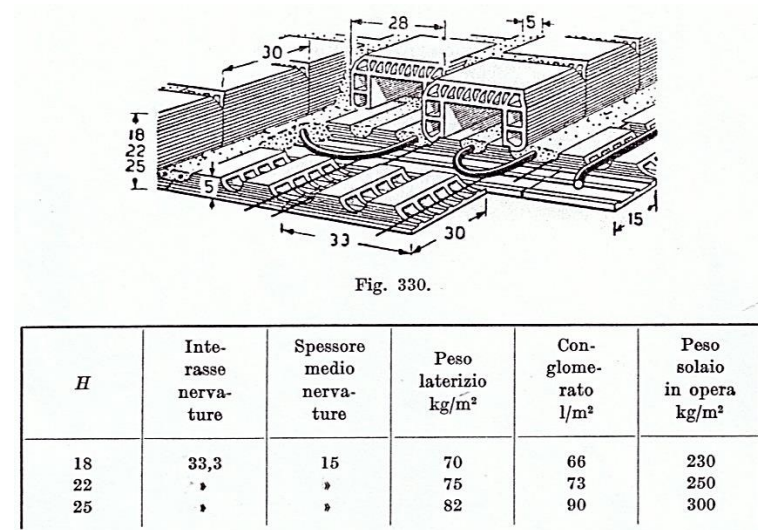
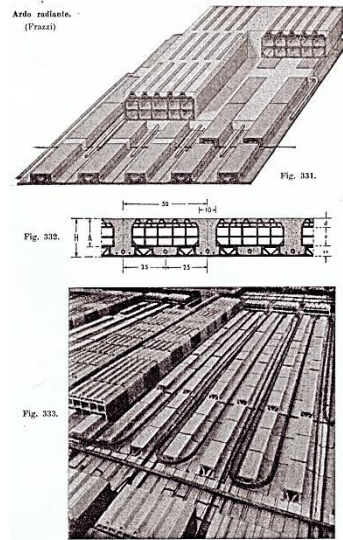


Figura 4.17 Particolare e caratteristiche del solaio “Excelsior Termoradiante” [293]

“Excelsior C” a nervature incrociate di spessore 10 e 12 cm [301]

“Ardo Radiante”



H	Soletta radiante cm	A cm	a cm	So-pralzo cm	Soletta mista	per m ²		
						Later-rizio kg	Calce-struzzo l	Peso totale kg
22	6	16 B			5	84	74	261
24	»	18 B			5	89	78	276
26	»	20 B			5	93	82	289
28	»	22 B			5	98	86	304
30	»	24 B			5	103	90	319
32	»	26 M	20,5		5,5	102	99	339
34	»	28 M	22,5		5,5	107	103	354
36	»	30 M	24,5		5,5	111	107	368
38	»	32 M	20,5	6	5,5	113	111	379
40	»	34 M	22,5	6	5,5	118	115	394

Figura 4.18 Particolari e caratteristiche del solaio “Ardo radiante” [293]

“**Pratico**” (PAGANO – Milano) Il blocco comprendeva due elementi uniti da diaframmi che nella posa in opera si rompono con le cazzuole, realizzando lo spazio per i ferri di armatura [302]

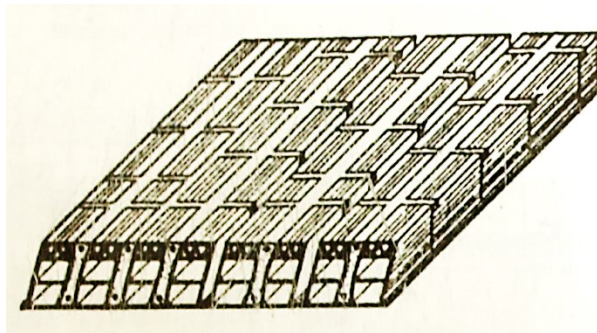


Figura 4.19. Rappresentazione del solaio “Pratico” [302]

“**Blocco SM**” (Frazzi) con soletta mista.

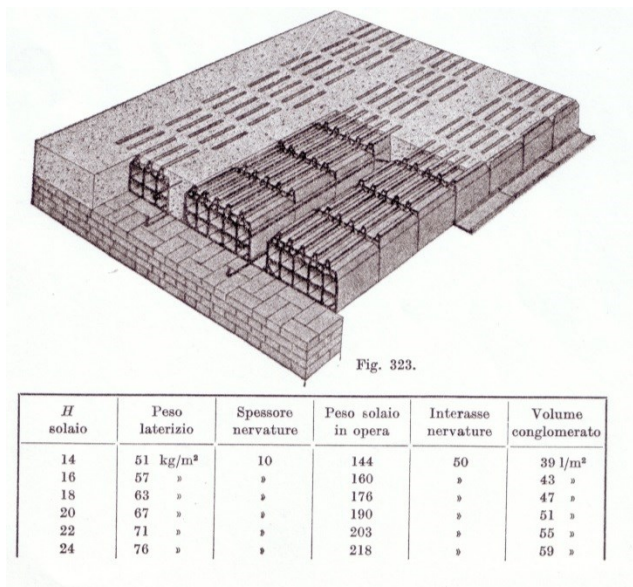


Figura 4.20. rappresentazione e caratteristiche del solaio “Blocco SM” [293]

“**Duplex**” è costituito da elementi laterizi cavi combinati a formare dei cassettoni utilizzati come casseformi a perdere per le nervature incrociate. Si distinguono in due tipi: il tipo quadrato, 16 cm di lato, e il tipo trapezoidale avente lati paralleli di 16 e 32 cm. Permettono di soddisfare tutte le luci incontrate in edilizia [300]

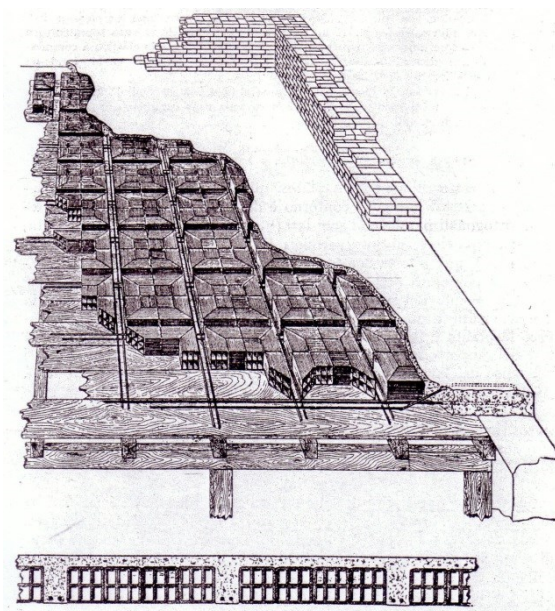


Figura 4.21. Assonometria e sezione del solaio “Duplex” [292]

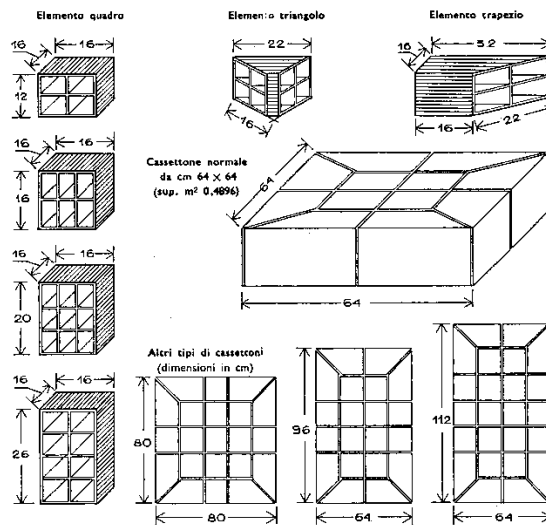


Figura 4.22. I vari tipi di elementi laterizi [300]

“Ag” (AGNELLO – Roma);

“Perfetto” (PAGANO – Milano).

4.2.2. Solai “ad elementi prefabbricati”

Tale tipologia era piuttosto diffusa e consentiva di fare a meno della maggior parte delle armature provvisorie di sostegno, i solai erano composti da travetti affiancati o interponendo tra gli stessi degli elementi di alleggerimento in laterizio. A tale tipologia appartengono i solai in “laterizio armato” e quelli a “travetto prefabbricato in laterizio e/o calcestruzzo armato normale o precompresso”.

4.2.2.1. Tipo “in laterizio armato”

Tali solai erano realizzati con laterizi opportunamente scanalati di modeste dimensioni per alloggiare dei ferri di armatura di ridotto diametro (3-6 mm) tenuti fermi da piccole gettate di malta. Poiché nei solai di questo tipo, le resistenze sono sfruttate al massimo, occorre che essi venissero eseguiti a regola d’arte. Era consigliato di limitare l’impiego a luci moderate (massimo 5-6 m) mancando un effettivo collegamento trasversale; era necessario scartare i laterizi frantumati o lesionati, mettere sufficiente malta intorno ai ferri, sfalsare i giunti trasversali e garantire la trasmissione degli sforzi da un laterizio al successivo, nel

senso di orditura del solaio, saldando i blocchi con giunti in conglomerato disposti entro opportuni smussi dei laterizi (“innestature”).

Col passare del tempo questa tipologia è caduta in disuso in quanto presentava come svantaggi quello di usare dei tondini di piccolo diametro ed acciaio di tipo speciale per consentire sufficienti prestazioni statiche.

L’uso di questi tipi di armatura porta, infatti, a due grossi inconvenienti: il limite elastico è assai vicino a quello di rottura (comportamento fragile) e le barre sono molto sensibili ai fenomeni di corrosione (causa l’esiguo spessore della malta cementizia).

Di seguito sono elencati diversi tipi di solai appartenenti a tale categoria, alcuni dei quali sono illustrati in Tabella.

“**Sap**” [301] aveva un elemento terminale tagliato a 45°, in modo da avere una sezione maggiore di clacestruzzo all’appoggio dove i momenti sono negativi. Le altezze dei laterizi sono di 8, 12 e 16cm. Le solette erano costituite da travi in laterizio armato prefabbricate larghe 20 cm, accostate in modo che i giunti fra blocco e blocco delle travi contigue fossero sfalsati, unite da una sigillatura di conglomerato minuto, costituente una sottile nervatura di 2-3 cm. Questa struttura è caratterizzata da una grande suddivisione dell’armatura metallica, in tondini di piccolo diametro, posti a distanza non superiore a 7 cm, il che rendeva possibile lo sfruttamento di fili trafilati ad elevata resistenza.

Ogni trave era armata con 2 ϕ 3 in alto e 3 tondini di diametro variabile dal 4 al 6 mm in basso. Era possibile prefabbricare le travi a piè d’opera con acciaio normale proporzionandole in base alle caratteristiche relative alla sezione parzializzata consigliate dalla casa costruttrice in forma tabellare [300,301].

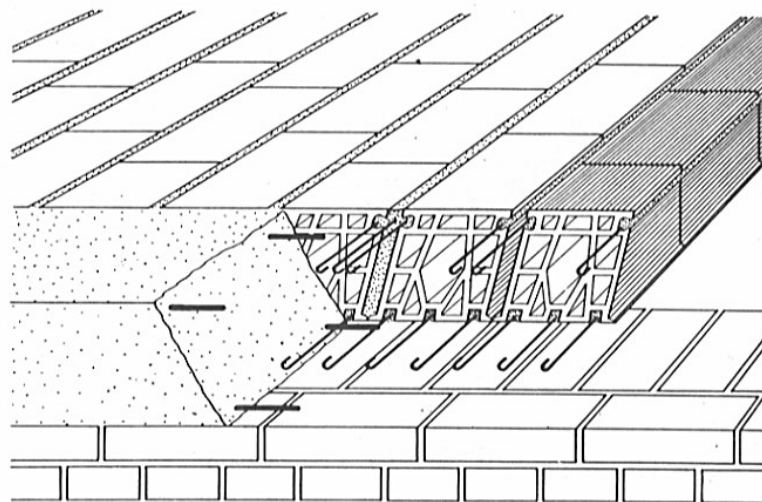


Figura 4.23. Solaio “Sap” R.D.B. [300]

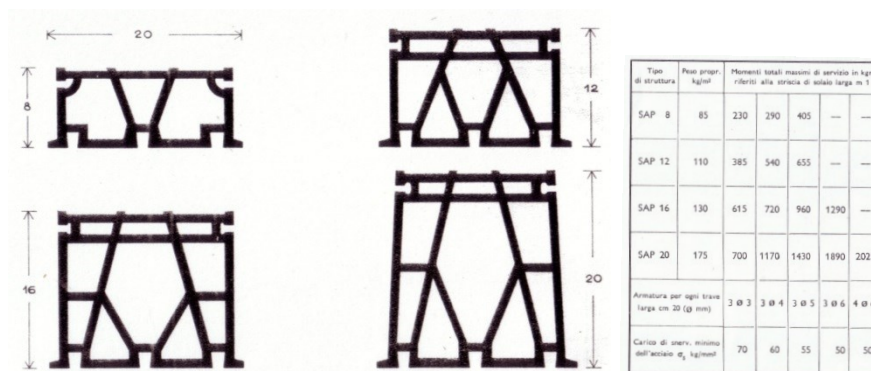
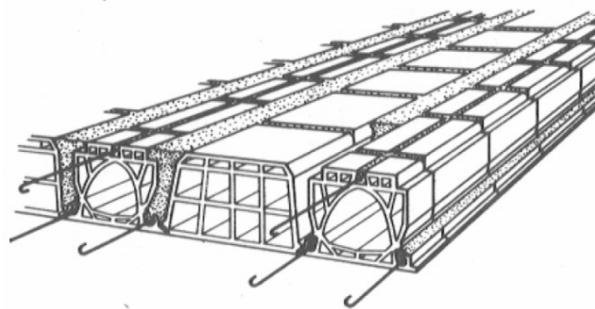


Figura 4.24. Particolare e caratteristiche dei laterizio per solaio “SAP” [300]

“**Cirex**” erano realizzati con travetti in laterizio armato della larghezza di 25 cm posti in opera affiancati; in alternativa si poteva realizzare un modulo interasse 55 cm disponendo laterizi di alleggerimento tra due travetti. Generalmente non presentavano soletta di ripartizione e le armature del singolo travetto in laterizio erano disposte sul perimetro del laterizio in numero di due inferiori ed una superiore; vi era la possibilità di disporre delle armature aggiuntive nell’intercapedine tra due laterizi [300].



Altezza laterizio	cm	12,5	16,5	20,5	12,5	16,5	20,5
Interasse	cm	55	55	55	55	55	55
Larghezza minima nervature	cm	3	3	3	3	3	3
Volume conglomerato	l/m ³	20,4	30	33,2	50,4	60	63,2
Peso laterizio	kg/m ³	59,3	72	85,5	59,3	72	85,5
Peso totale solaio	kg/m ²	106	141	162	175	210	231
Altezza solaio	cm	12,5	16,5	20,5	12,5+3	16,5+3	20,5+3
Momento di servizio	kgm	306	473	792	615	915	1374

Figura 4.25. Particolare e caratteristiche del solaio “Cirex” [300]

“Est” (FRAZZI – Cremona)

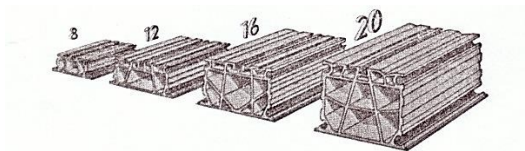


Fig. 324.

H cm	Peso laterizio kg/m ²	Larghezza laterizio	Peso travi confezionate kg/ml	Peso solaio in opera kg/m ²
8	40	20	17	78
12	52	25	20	94
16	72	*	22	118
20	85	*	25	141

Figura 4.26. Rappresentazione e caratteristiche del solaio “Est” (Frazzi) [293]

Fanno parte di questa categoria anche:

“**Pratico TL**” (PAGANO – Milano)

“**Rex**” (VALDADIGE – Verona e di D’Agostino – Salerno)

“**Roma**” (SIECI – Scauri Latina)

“**Novo S.E.R.**” (Roma)

“**Italia**” (AGNELLO – Roma)

4.2.2.2. Tipo “a travetto prefabbricato in laterizio e/o calcestruzzo armato normale o precompresso”

Questi solai sono realizzati con travetti che possono essere in laterizi armati con barre di acciaio solidarizzate con malta e getto in conglomerato cementizio o anche in calcestruzzo armato precompresso, questo ultimo tipo di travetto sostituisce l’armatura metallica in campata, mentre gli elementi in laterizio sono dello stesso tipo di quelli usati nei solaio normali. Alcuni esempi sono riportati in Tabella ed illustrati di seguito:

“**Supersolaio**” erano solai realizzati con travetti prefabbricati in laterizio armato posti ad interasse di 60 cm; l’armatura era costituita da un traliccio ottenuto unendo per saldatura dei normali tondini per cemento armato (per lo più ad alto limite elastico e ad aderenza migliorata). Superiormente era prevista la presenza di una soletta in conglomerato di spessore variabile dai 2 ai 6 cm . Per solai di altezza superiore a 22 o 23 cm si usavano blocchi in due pezzi [300].

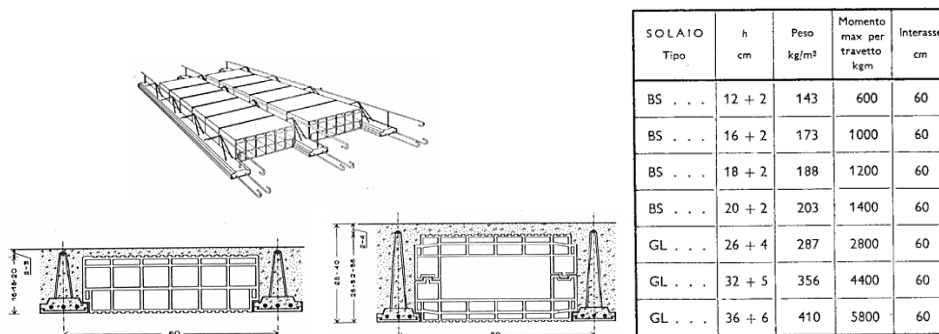


Figura 4.27. Particolari e caratteristiche del “Supersolaio” [300]

“**Metalstrut**” erano solai costituiti da travetti disposti ad interasse di 40 o 50 cm, fra i quali si interpongono blocchi in laterizio opportunamente rinforzati nella zona compressa (ad

esempio con soletta di tipo misto). L'armatura del travetto era costituita da un traliccio metallico, ottenuto mediante trafilatura a freddo partendo da un nastro d'acciaio, da aste di parete munite di fori alla base e da due correnti. Il traliccio era sigillato mediante malta di cemento entro uno zoccolo formato da fondelli in laterizio. Entro tale zoccolo erano anche annegate le armature additive, costituite da acciaio ad alto limite elastico ad aderenza migliorata [300].

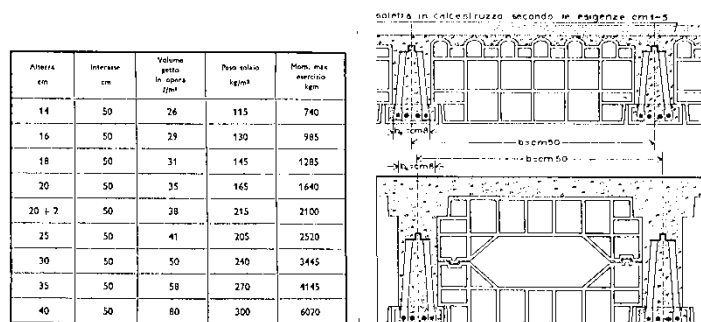


Figura 4.28. Particolari e caratteristiche del solaio “Metalstrut” [300]

“**Celersap**” [293] erano solai formati da travetti in laterizio armato, di sezione costante ma con armatura variabile, prefabbricati unicamente in cantieri centrali e forniti assieme ai blocchi in relazione alle portate dei solai da realizzare. Nelle nervature gettate in opera si aggiungono solo le armature supplementari per i momenti negativi (spezzoni). In dette zone i blocchi intermedi erano sostituiti con elementi di altezza ridotta (7,5 cm); con gli stessi era possibile all’occorrenza ricavare nervature trasversali di ripartizione. Le tensioni di servizio dell’acciaio e del conglomerato cementizio erano assunte rispettivamente pari a 220 e 6,5 MPa con un coefficiente di omogeneizzazione pari a 15. I travetti erano posti in opera ad interasse di 45 e 50 cm, aventi sezione costante a T rovescio alto 10 cm. La maneggevolezza dei travetti che pesano solo 11 kg/m facilitava la posa in opera. Per il getto era necessario usare conglomerato con resistenza cubica, a 28 giorni, non inferiore a 16 MPa. I travetti posti ad interasse di 70 cm potevano essere usati anche per la realizzazione di strutture secondarie o di copertura [301].

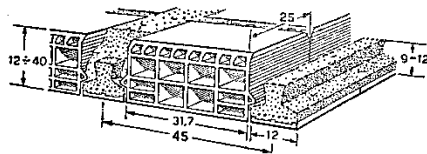


Fig. 340.

H	Travetto alto 9 cm peso 15 kg			Travetto alto 12 cm peso kg 18 ml		
	Travetti e blocchi kg/m ²	Conglomerato l/m ²	Peso solaio kg/m ²	Travetti e blocchi kg/m ²	Conglomerato l/m ²	Peso solaio kg/m ²
16,5	94	27	155	101	24	155
20	98	36	180	106	34	180
25	120	50	230	127	47	230
30	133	63	276	140	60	276

Figura 4.29. Particolare e caratteristiche del solaio celersap precompresso [293]

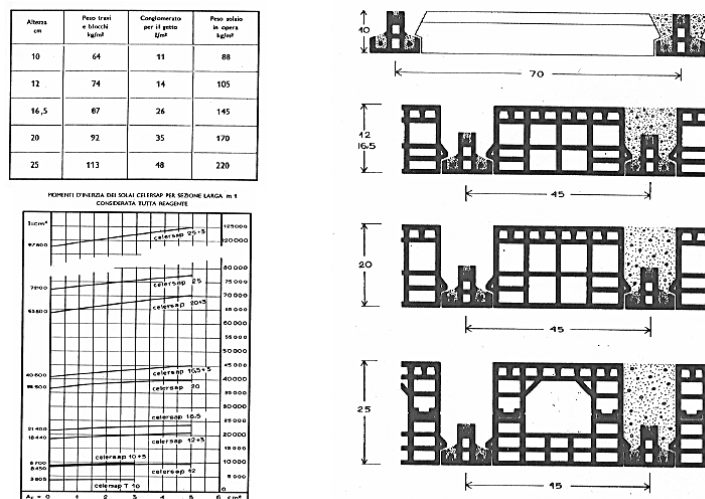


Figura 4.30. Caratteristiche del solaio Celersap [300]

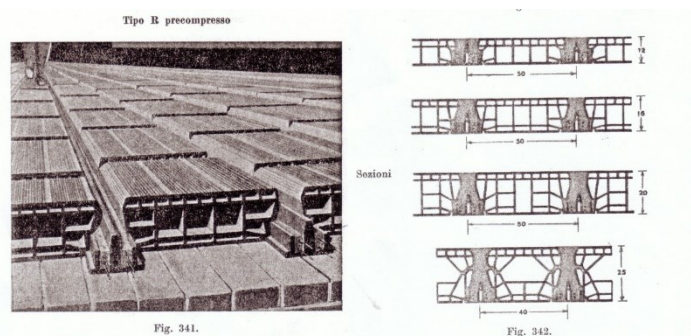
“**Celersap a traliccio**” [301] i travetti del solaio erano formati con fondelli in laterizio tenuti assieme da un traliccio metallico a sezione costante, l’armatura era integrata da due tondini di acciaio ad aderenza migliorata, con lunghezze adeguate al diagramma involuppo del momento, il tutto solidarizzato con un getto di conglomerato cementizio. Il dimensionamento

della struttura avviene per confronto tra il momento di servizio tabellato ed il momento di esercizio calcolato [301].

“**Celersap Precompresso**” [301] i travetti del solaio, normalmente disposti a 50 cm di interasse, erano in calcestruzzo armato precompresso aventi sezione a T rovescia con anima a coda di rondine, superficie perimetrale notevolmente scabra. Erano previsti blocchi intermedi per i tipi mono-blocco con zona superiore rinforzata per formare la soletta resistente a compressione (cat. B della normativa). Per i tipi pluri-blocco (di altezza maggiore di 25 cm) era sempre prevista una sovrastante soletta di conglomerato di spessore minimo 4 cm (cat. A della normativa); un getto di consolidamento eseguito nella fase di posa in opera realizzava la monoliticità del solaio. Quando erano richieste prestazioni di servizio superiori all’impiego dei dati tabellari, si ricorreva all’abbinamento di due travetti con interasse della struttura rispettivamente di 62 cm (per i travetti 9/12) e 66 cm (per i travetti 13/14).

Accostando i travetti fra loro ed eseguendo sopra di essi il getto di completamento in conglomerato cementizio si potevano realizzare solai adibiti a magazzino, passaggi carrai e solai di sostegno di piani arretrati. Erano prodotti travetti alti 9 cm e larghi 12 cm con 7 tipi di armatura e travetti alti 13 cm e larghi 14 cm con 3 tipi di armatura [301].

“**Tipo R precompresso**” (Industria cementi Rossi – Piacenza)



H	Interasse b cm	Peso travi e blocchi	Conglo- merato l/m ²	Peso solaio in in opera kg/m ²
12	50	70	125	100
12 + 2	»	70	325	146
16	»	95	205	137
16 + 2	»	95	405	183
20	»	105	244	160
20 + 2	»	105	444	206
25	»	120	316	188

Figura 4.31. Rappresentazione e caratteristiche del solaio “Tipo R precompresso” [293]

4.2.3. Solai “a pannelli prefabbricati”

I pannelli costituivano delle porzioni di solaio strutturalmente finite le quali, quando il cantiere edile disponeva di adeguati mezzi di sollevamento e contemporaneamente la pianta dell'edificio era regolare, potevano essere montati con grande celerità. Esempi di tale tipo di solaio sono raffigurati in Tabella e di seguito descritti:

“**Bisap**” erano anch'essi dei solai in laterizio armato, prefabbricati in cantieri centrali con materiali di qualità e mano d'opera specializzata, in pannelli di 75 cm di larghezza con due filari di laterizi affiancati e senza soletta collaborante. In opera venivano gettate le nervature di collegamento della larghezza di circa 7,5 cm nelle quali era predisposta l'armatura metallica supplementare. Le tensioni di esercizio considerate erano 5 MPa per gli elementi compressi e 200 MPa per gli acciai ad aderenza migliorata [300].

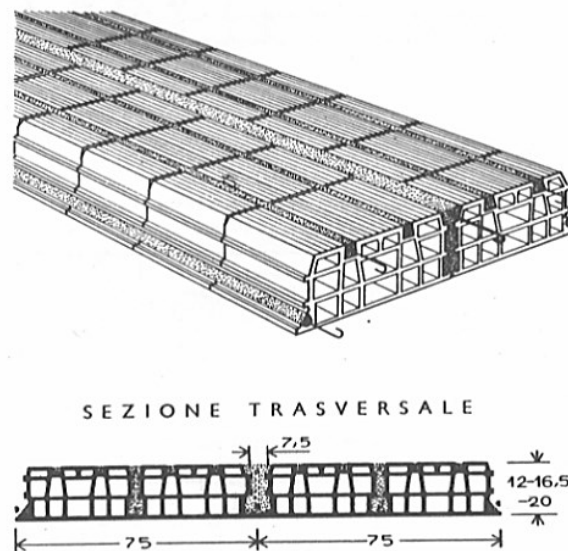


Figura 4.32. Solaio “Bisap” [300]

Altezza cm	Peso pannelli kg/m ²	Conglomerato nervature l/m ²	Peso solaio in opera kg/m ²	Mom. max di servizio al m kgm
12	88	10	110	581
16,5	110	14	114	1125
20	125	18	165	1732

Figura 4.33. Caratteristiche del solaio “Bisap” [300]

“**Pansap**” [301] erano particolarmente indicati quando necessitava una elevata resistenza al fuoco, venivano prefabbricati nella larghezza normalizzata di 120 cm ed avevano armatura metallica estremamente diffusa che assolveva il duplice scopo di evitare la microfessurazione dell’intonaco e di costituire una rete protettiva contro eventuali distacchi. I pannelli potevano essere prefabbricati con spessore di copriferro variabile da 1,5 a 3 cm. Le tensioni di servizio adottate in fase di progettazione erano 220 MPa per le barre in acciaio e di 6,5 MPa per il conglomerato cementizio.

“**Rapidstrut**” erano solai in laterizio armato con soletta di ripartizione di circa 2 cm di spessore in conglomerato cementizio gettato in opera. Erano realizzati con pannelli di larghezza di 75 cm formati da due laterizi. Tale tipologia di solaio prevedeva la possibilità di disporre un armatura aggiuntiva nei travetti di collegamento tra pannelli [300].

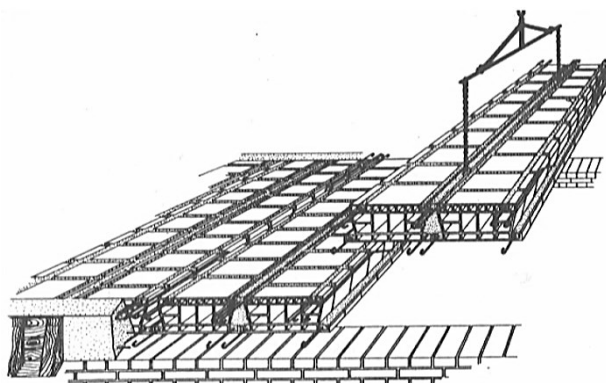


Figura 4.34. Solaio “RapidStrut” [300]

CARATTERISTICHE DEL SOLAIO RAPIDSTRUT			
Altezza del solaio	cm	16	20
Interasse del solaio	cm	75	75
Peso del pannello	kg/m	90	100
Conglomerato nervature in opera .	l/m ³	7	9
Peso solaio in opera	kg/m ²	140	175

Figura 4.35. Caratteristiche per il Solaio “RapidStrut” [300]

“**Trirex**” erano realizzati in pannelli di larghezza pari ad un metro, con laterizi affiancati e sfalsati [300].

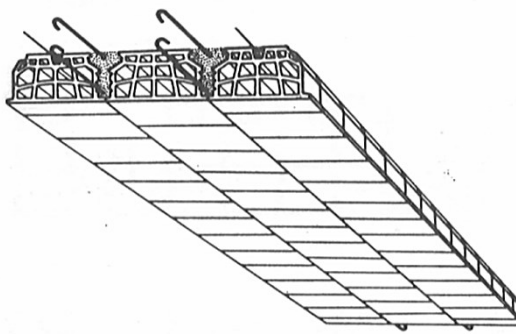


Figura 4.36. Rappresentazione del Solaio “Trirex” (CNR, 1962)

Altezza totale solaio	cm	8,5	12,5	16,5	20,5	11,5	15,5	19,5	23,5
Altezza laterizio	cm	8,5	12,5	16,5	20,5	8,5	12,5	16,5	20,5
Interasse	cm	100	100	100	100	100	100	100	100
Larghezza min. nervatura .	cm	6,2	6,2	6,2	6,2	6,2	6,2	6,2	6,2
Volume conglom. di confe- zione	l/m³	12	15	18	20	12	15	18	20
Volume congl. in opera . . .	l/m³	7	9	12	15	37	39	42	45
Peso pannello	kg/m²	69	87	112	138	69	87	112	138
Peso tot. solaio	kg/m²	85	110	140	170	160	185	215	245

Figura 4.37. Caratteristiche del solaio “TRIEX” [300]

“**Neosap**” [301] erano formati da pannelli in laterizio-conglomerato precompressi larghi 80 e 120 cm. Erano prodotti in serie per altezze dei pannelli di 16,5 e 20 cm, mentre su ordinazione, per notevoli quantitativi, per altezze di 12 e 24 cm [301].

“**Neosap S**” [301] era una variante del Neosap, prodotta nelle larghezze di 100 e 120 cm, particolarmente indicata per edifici di carattere industriale, poiché dotati di una solettina inferiore in calcestruzzo costituente intonaco che lasciava in vista la giunzione fra pannelli contigui [301].

“**Celerpan traliccio**” [293] la struttura era costituita da lastre in c.a.p. larghe 120 o 240 cm e spesse 4 cm con due tralici metallici di irrigidimento ed elementi in laterizio delimitanti le nervature intermedie.

“**Celerpan precompresso**” [293] il pannello di solaio è interamente realizzato in lastre di conglomerato cementizio armato precompresso, irrigidite da due nervature soprapporgenti prodotte con macchine vibrofinatrici su piastre da precompressione, elementi interposti in laterizio trovavano alloggio sulle nervature dell’elemento prefabbricato formando così una camera d’aria. Era così ottenibile una gamma d’altezze dei solai finiti variabile da 30 a 74 cm, con la possibilità d’applicazioni molto ampie in dipendenza delle luci e dei carichi. Una staffatura continua in acciaio ad aderenza migliorata inserita nelle nervature del getto in opera, rendeva atta la struttura a sopportare valori elevati degli sforzi di taglio. Questo tipo di solaio trovava un impiego prevalentemente in applicazioni di tipo industriale.

4.2.4. Osservazioni sulla modellazione dei solai

Come risultato di questa review, si può dire che i solai latero-cementizi costruiti nel dopoguerra, ed in particolare quelli costruiti tra il 1945 e il 1980, non possono essere considerati come infinitamente rigidi (secondo la normativa italiana) per tre differenti ragioni:

- La soletta in c.a. non ha lo spessore minimo richiesto dalla normativa italiana (40mm). Inoltre è spesso realizzata da calcestruzzo scadente;
- Non vi è l'armatura necessaria per il comportamento rigido così come richiesta dalla norma italiana.

4.3. Valutazione della resistenza in situ del calcestruzzo negli edifici esistenti in c.a.: un metodo per la riduzione della dispersione dei risultati

4.3.1. Introduzione

In molte città Europee la maggior parte degli edifici esistenti in cemento armato è caratterizzata da calcestruzzi di scarsa qualità [303–306] con proprietà dei materiali altamente disperse [304–311]. Ciò è dovuto principalmente alla limitata conoscenza del mix design, alla mancanza di cura nelle operazioni di getto (tali aspetti caratterizzavano infatti nel passato la costruzione di tali edifici), ma anche alle differenti fasi di stagionatura e al degrado dei materiali che spesso caratterizzano per questi edifici, così come le condizioni e la storia di carico che possono aver accentuato la dispersione di tali proprietà.

Nel campo della valutazione sismica degli edifici esistenti in cemento armato, l'alta dispersione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo rende ardua la caratterizzazione di tali parametri i quali influiscono notevolmente sulla sua valutazione finale (si veda ad esempio [6]). Per tale ragione, una accurata valutazione delle proprietà in situ del materiale è fondamentale per fornire una stima affidabile del comportamento sismico degli edifici.

La resistenza in situ a compressione del calcestruzzo è il parametro più utilizzato nella caratterizzazione delle proprietà del calcestruzzo [305,306,309,312–316], da cui vengono usualmente derivati anche i valori di rigidezza [75,77,317]. Molti autori hanno focalizzando l'attenzione delle loro ricerche sia sulla sua variabilità che sul valore da assumersi per l'analisi strutturale [290,313,318–320]. Le norme internazionali e nazionali forniscono chiare regole [75,77,88,159,277,321] e procedure per i test [322–326] da effettuarsi per la sua corretta valutazione. La prova di compressione su carote, che è una prova distruttiva (DT) consistente nell'estrazione di carote di calcestruzzo dagli elementi strutturali e nell'esecuzione di test di compressione in laboratorio, è considerata la prova più affidabile tra le prove utilizzate per la stima della resistenza del calcestruzzo in situ. Infatti, dopo una

calibrazione del risultato ottenuto finalizzata a tenere in conto i fattori estrinseci e intrinseci che possono aver influenzato i valori di resistenza nel test [88,321,327–334], i risultati delle prove sono convenzionalmente assunti come esatti, ovvero come il valore effettivo di resistenza relativo al punto di misurazione. Per questa ragione, al fine di evitare una stima inaccurata di resistenza, l'intera procedura di valutazione deve essere eseguita con grande cura, sia durante le fasi esecutive sia nell'interpretazione dei dati [304,320,333–337]. Va comunque ricordato che, al fine di ridurre i costi e l'invasività delle indagini, alcune norme (come ad esempio [75,159]) consentono comunque la sostituzione di una o più prove distruttive con un numero significativo di prove non distruttive (NDT). In questo caso, il trend corrente consiste nel ricorrere ai risultati forniti dalle prove distruttive per derivare una relazione “ad-hoc” tra resistenza in situ e risultati delle NDT per lo specifico calcestruzzo in esame [326].

Dopo aver effettuato un numero di test necessari a raggiungere lo specifico Livello di Conoscenza (LC) prescritto dalla norma adottata [75,77,88,159,277,321], un unico valore di resistenza viene generalmente adoperato per rappresentare l'intera distribuzione di resistenza del calcestruzzo, così come prescritto dalle norme. Questo parametro è generalmente la resistenza media dei risultati ottenuti tramite i test ridotta tramite un “Fattore di Confidenza” o “Fattore di Conoscenza”, il quale è funzione del LC raggiunto (così come prescritto dalla maggior parte delle norme nazionali e internazionali [75,77,88,159,321]). Il FC tiene conto del livello di rappresentatività dei risultati, e viene generalmente correlato all'ampiezza del campione e alle dimensioni dell'edificio.

Ciò nonostante, anche quando, in accordo con la norma, un numero sufficientemente rappresentativo di prove viene effettuato (ovvero quando FC può essere posto pari ad 1), questo valore unico di resistenza da adottare nell'analisi può essere non rappresentativo dell'effettiva distribuzione dei valori di resistenza presenti nell'edificio. Questo può avvenire ad esempio in caso di:

- i. Proprietà meccaniche altamente disperse, in quanto sia l'influenza della variabilità di resistenza e rigidità sulla risposta sismica (i-a) [305,306,309,338,339] sia la dispersione dei risultati dei test (i-b) vengono in questo modo trascurate;
- ii. Eventi che durante le fasi di costruzione possono avere portato a sistematici cambiamenti della qualità del calcestruzzo, come ad esempio differenti condizioni climatiche dopo il getto, imprese differenti o cambio di compagnia di produzione del calcestruzzo [340];
- iii. Differenze sistematiche nel grado di vibrazione, nella cura durante le fasi di indurimento tra i diversi elementi strutturali (come travi e pilastri) e condizioni di carico passate che possono aver indotto sistematiche differenze di qualità del calcestruzzo all'interno dell'edificio [303,304,310].

Per quanto concerne (i-a), l'irregolarità in pianta della risposta sismica derivante dalla distribuzione irregolare dei valori di resistenza e rigidità (così come da altre forme di incertezze di modellazione) può essere indirettamente considerata tramite una eccentricità accidentale, introdotta per tale scopo da diversi codici normativi [75–77,321]. Tuttavia, questo approccio non fornisce sempre una valutazione a favore di sicurezza della performance sismica dell'edificio [339], specialmente nel caso di irregolarità in elevazione nella distribuzione della resistenza del calcestruzzo.

Per quanto riguarda il punto (i-b), la maggior parte delle norme [77,88,159,321] considera la dispersione dei risultati dei test come dipendenti unicamente dalle dimensioni del campione. Infatti, in caso di risultati altamente dispersi, le norme suggeriscono generalmente di aumentare il numero di test fino ad ottenere un campione meno disperso. È chiaro che questa soluzione, oltre a richiedere un onere aggiuntivo per la realizzazione dei nuovi test, non risulta applicabile a quegli edifici nei quali l'alta dispersione delle proprietà dei materiali risulta essere una proprietà intrinseca del materiale/edificio stesso.

Ad oggi le norme americane [88,321] sono le uniche ad indicare esplicitamente che la dispersione dei valori di resistenza può non essere correlata solamente all'ampiezza del campione ma può essere una proprietà intrinseca del materiale. Tali norme inoltre introducono un fattore di riduzione aggiuntivo al classico FC, proporzionale al Coefficiente di Variazione (CV) dei risultati dei test. In caso di campione non omogeneo, ovvero di campione con CV maggiore di 0.14, tale fattore di riduzione viene applicato al valore di resistenza medio ottenuto dalle prove. In questo modo, le incertezze relative all'adozione della resistenza media dovuta alla dispersione dei risultati delle prove è presa direttamente in considerazione [305].

Tuttavia, questo approccio può avere il difetto di fornire risultati troppo conservativi nel caso degli edifici esistenti in c.a.. Infatti, poiché vengono trascurati i punti (ii) e (iii), possono essere ottenuti valori di CV molto alti [303,305]. Questo è un problema significativo in quanto può condurre a:

- (a) dichiarare come inagibili gli edifici che hanno già resistito a terremoti senza danni;
- (b) intervenire in modo molto dispendioso ed invasivo per la riduzione del rischio e
- (c) non intervenire affatto per i costi eccessivi.

Questo problema, abbastanza comune in tutti i paesi Europei, assume particolare importanza in Italia dove una politica di mitigazione sismica è stata recentemente intrapresa per tutti gli edifici rilevanti e strategici progettati senza criteri sismici e per tutti edifici che presentano un chiaro stato di degrado o decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali [87,256,290,341–343].

Quindi, al fine di minimizzare il CV ottenuto tramite i test, una possibile soluzione consiste nel cercare di individuare e isolare, se presenti, le differenze sistematiche in termini di qualità del calcestruzzo che possono essere presenti nella struttura esistente, come quelle dovute a (ii) e (iii). Queste fonti di dispersione sono ben note nella pratica professionale e sono state recentemente evidenziate in diversi lavori (ad esempio [303,304,310,340,344]). Ciò nonostante, le norme vigenti [77,88,159,321] riconoscono solo parzialmente tali fattori, prescrivendo un numero minimo di test da eseguire su ogni elevazione (ii) e tipo di elemento (iii). Tuttavia, tali norme non forniscono indicazioni su come rilevare queste differenze sistematiche (ove presenti) né su come tenerle in considerazione nella valutazione.

Il presente documento propone quindi un metodo alternativo a quello suggerito dalle norme per compensare questa mancanza. Il metodo segue il percorso tracciato dalle norme americane [88,321] sul trattamento della dispersione dei risultati dei test, ma è anche in grado di identificare e isolare, ove presenti, le differenze dovute a (ii) e (iii). In particolare, il metodo si basa sulla suddivisione dei campioni DT in più sottocampioni, ciascuno dei quali facente parte di una porzione di struttura che può essere trattata a priori come internamente omogenea, ad esempio una per ogni getto di cemento/elevazione (ii) ed uno per ogni tipo di elemento (trave, pilastro, etc.) (iii).

Un test statistico [322] viene quindi utilizzato per confrontare coppie di sottocampioni definendo il loro grado di somiglianza, descritta attraverso l'introduzione di un parametro di controllo aggiuntivo. Se due sottocampioni risultano essere non omogenei, più di un valore di resistenza può essere adottato nelle analisi numeriche [322]. In questo modo, l'influenza di alcuni dei fattori responsabili della variabilità della resistenza del calcestruzzo può essere eliminata e il CV del campione ridotto.

Infine, la dispersione dei risultati ottenuta (espressa tramite il CV) viene tenuto in considerazione tramite il consolidato approccio del "Fattore di Conoscenza" proposto nelle norme americane [88,321], riducendo la resistenza media di risultati dei test in modo proporzionale al CV e ottenendo il parametro di progetto da utilizzare nelle analisi. In questo modo, le irregolarità in elevazione, se presenti, possono essere più accuratamente prese in considerazione.

Al fine di simulare una condizioni di valutazione sismica reale, un insieme di edifici esistenti in c.a. costruiti in Italia tra il 1960 e il 1980 e che appartengono allo stessa tipologia edilizia [87] sono stati scelti come casi di studio. In questo modo, la presenza di sistematiche differenze nella qualità del calcestruzzo negli edifici esistenti in c.a. può essere verificata. In primo luogo, alcune considerazioni generali sulla qualità del calcestruzzo impiegato per questo vecchio tipo di edificio vengono effettuate. Dopodiché, sono indagate le potenzialità del metodo proposto nel (a) rilevare le differenze sistematiche nella qualità del calcestruzzo all'interno degli edifici analizzati, (b) fornire stime più accurate di resistenza rispetto a quella fornita da altri approcci e (c) nell'individuare porzioni di strutture dove concentrare ulteriori indagini.

4.3.2. Metodologia proposta per l'analisi statistica dei risultati

La prima fase della metodologia proposta consiste nell'effettuare un numero di test di compressione su provini che soddisfino i minimi prescritti dalle norme secondo il livello di conoscenza prescelto (LC). In questo metodo, dal momento che parte delle operazioni di post-elaborazione dei dati seguono le prescrizioni delle norme americane [321], i LC prescritti da queste norme sono state adottate. Il numero minimo di prove da eseguire per ciascun LC è riportato nella **Tabella 4.2**, in cui sono riportati anche le prescrizioni della normativa italiana [75,159] ed europea [77] a fini comparativi.

A causa dei diversi gradi di compattazione e qualità di cura che di solito caratterizzano le diverse tipologie di elemento strutturale (travi e pilastri) all'interno degli edifici esistenti in c.a. [304,310], i quali venivano gettati in passato da lavoratori inesperti e vibrati a mano, è chiaro che la localizzazione dei punti di misura lungo gli elementi strutturali risulta essere fondamentale per una affidabile stima della resistenza [304]. Infatti, i test dovrebbero essere posizionati in prossimità di punti rappresentativi delle condizioni medie del calcestruzzo nell'elemento, tenendo conto del getto e degli effetti dell'invecchiamento. Secondo letteratura, i pilastri possono avere una variabilità di resistenza del calcestruzzo trascurabile lungo l'elemento (come evidenziato in [310] e [344]), con valori di resistenza inferiori sulla parte superiore a causa della compattazione [310]. Le travi, invece, mostrano valori di resistenza maggiori nella parte inferiore a causa della pressione di compattazione, dove sono anche influenzati dall'incremento del momento flettente positivo in mezzeria a causa dei carichi verticali passati [304]. A causa di queste caratteristiche, le carote possono essere ragionevolmente estratte in mezzeria per i pilastri e nella parte inferiore di estremità o nella parte centrale superiore per le travi purché l'adiacente soletta in c.a. permetta la foratura [304,310]. Inoltre, particolare attenzione deve essere rivolta nell'evitare danni apparenti o fessurazioni che possono influenzare i valori di resistenza (di cui si consiglia la preventiva identificazione attraverso misurazione della velocità degli impulsi a ultrasuoni [304]), così come le zone con maggiori stati tensionali dovuti ai carichi applicati (in particolare per le travi [304]).

Tabella 4.2. Numero minimo di test su provini, fattori di conoscenza k e fattore di confidenza FC (tra parentesi) per ogni LC così come prescritto dalle diverse norme. Come si può vedere, tutti le norme assumono implicitamente che il livello di conoscenza migliori all'aumentare del numero dei campioni.

Code	NTC08 [75] e EC8-3 [77]			ASCE06 [321]**	
LC	LC1 (Limited)	LC2 (Normal)	LC3 (Full)	Usual	Comprehensive
Numero minimo di prove	1 per ogni tipologia di elemento e piano *	Resistenze di progetto note: 1 per ogni tipologia di elemento e piano * (limitato) Resistenze di progetto non note: 2 per ogni tipologia di elemento e piano * (estese)	Resistenze di progetto note: 2 per ogni tipologia di elemento e piano * (estese) Resistenze di progetto non note: 3 per ogni tipologia di elemento e piano * (comprehensive)	Resistenze di progetto note: 1 per ogni classe di calcestruzzo con un minimo di 3 prove per l'intero edificio. Resistenze di progetto non note: 1 per ogni tipologia di elemento per un minimo di 6 provini.	3 per ogni tipologia di elemento per un minimo di 6 provini per l'intero edificio e 3 per ogni classe di calcestruzzo Resistenze di progetto note: 3 per ogni piano, 305m ³ di calcestruzzo, 900m ² di superficie di piano Resistenze di progetto non note: 6 per ogni piano, 305m ³ di calcestruzzo, 900m ² di superficie di piano
k (FC)	0.74 (1.35)	0.83 (1.20)	1.00 (1.00)	0.75 (1.33)	1.00 (1.00)
* ed ogni 300m ² di superficie di piano per la Circolare delle NTC [159].					
** per un obiettivo di riabilitazione avanzato (Enhanced Rehabilitation Objective, RO) [321].					

Tabella 4.3. Diversi fattori di correzione usati nelle principali formule di calibrazione presenti in letteratura e nelle norme.

\	Formule di calibrazione		
	FEMA 274 [331]	ACI 214.4R-03 [330]	Masi [334]
F_{mc}	-	0.98 (asciugato ad aria) 1.00 (non trattato) 1.09 (bagnato for 48h) [337]	-
F_d	1.06	1.06	1.20 se $f_{core} < 20 MPa$ 1.10 se $f_{core} \in [20,30] MPa$ 1.00 se $f_{core} \geq 30 MPa$ [345-347]
F_λ	$-0.1\lambda^2 + 0.45\lambda + 0.5$	$1 - (\beta - \alpha f_{core})(2 - \lambda)^2 *$	$\frac{2}{1.5 + \frac{1}{\lambda}}$
F_{dia}	1.06 (diametri di 50mm) 1.00 (diametri di 100mm) 0.98 (diametri di 150mm) [335]	idem	idem
F_r	1 (nessuna bara) 1.08 (1 barra) 1.13 (2 barre)	-	1 (no bar), da 1.03 ($\Phi 10$) a 1.13 ($\Phi 20$)

* $\alpha = 4.3 \cdot 10^{-4} mm^2/N$ e $\beta = 0.130, 0.117$ o 0.144 rispettivamente per provini non trattati, per provini bagnati per 48h e per provini asciugati ad aria [336].

Dopo aver eseguito il numero minimo di prove e scartato eventuali dati inattendibili, (come valori anomali che non sono rappresentativi delle proprietà medie in-situ, vedi il caso di provini fessurati [304]), ogni resistenza ottenuta (f_{core}) viene convertita nella relativa resistenza cilindrica in situ equivalente (f_{is}). Quest'ultima corrisponde alla resistenza a compressione cilindrica ottenuta su per schiacciamento di un campione standard "equivalente" [320] caratterizzato da un diametro D uguale a 100 mm ed una altezza H uguale a 200 mm [322,328,332]. Diverse formulazioni sono state sviluppate a questo scopo [328-331,334]. In genere presentano questa forma:

$$f_{is} = (F_{mc}F_dF_\lambda F_{dia}F_r)f_{core} \quad (24)$$

In cui F_λ , F_{dia} e F_r sono i fattori di correzione legati alle caratteristiche intrinseche del campione (cioè snellezza λ [332,336,348-351], diametro D [330,335,352-354] e armature incluse [355], rispettivamente), mentre F_{mc} and F_d sono correlate a cause esterne come la cura dei provini [337,356,357] e le operazioni di carotaggio [330,335,354,356], rispettivamente. La **Tabella 4.3** riporta le formulazioni adottate per il calcolo di ogni singolo fattore di correzione secondo le formule di calibrazione più utilizzate in letteratura. Nessuna

di queste formulazioni tiene conto dell'influenza della direzione del carotaggio in relazione alla direzione del carico del calcestruzzo nella struttura [358]. Per tale ragione, questo aspetto sarà considerato trascurabile in questo lavoro.

La parte più importante della metodologia proposta riguarda l'elaborazione dei risultati ottenuti dalle prove. Infatti, una volta ottenuto i valori f_{is} , bisogna capire se i dati raccolti possono essere trattati come un singolo campione appartenente ad una singola popolazione o no, ovvero se una campione deve essere diviso in due (o più) sottocampioni. Questo aspetto, che non è specificamente affrontato da nessuno delle norme attuali [75,77,88,159,321], viene affrontato nella metodologia proposta utilizzando un ben noto e consolidato test di omogeneità (vedi ad esempio [322]). La capacità del test di rilevare le disomogeneità nei casi analizzati è verificata tramite casi studio nei paragrafi relativi ai casi di studio.

L'edificio viene quindi suddiviso in più parti che possono essere trattate a priori come omogenee [334,340]. In questo lavoro, sono suggerite due suddivisioni tenendo conto dei punti (ii) e (iii) descritti nell'introduzione (§4.3.1).

Poiché le operazioni di getto sono solitamente realizzate in breve tempo, la probabilità che durante uno stesso getto si siano verificate variazioni significative delle condizioni ambientali è molto bassa [340]. In base a tale assunzione, gli elementi strutturali appartenenti ad un unico getto possono quindi essere considerate a priori come omogenei tra di loro. Una prima suddivisione può quindi essere fatta tra le differenti fasi di getto, che, in mancanza di informazioni più dettagliate, possono essere identificate con le diverse elevazioni della struttura. Vale la pena notare che negli edifici esistenti in c.a., differenze nei valori di resistenza tra le diverse elevazioni sono state già trovate da altri autori [340,344].

Un'altra suddivisione parallela alla precedente può essere effettuata facendo riferimento alle tipologie di elemento, separando cioè i risultati relativi ai pilastri da quelli relativi alle travi. Ciò è giustificato dal diverso grado di compattazione e di getto precedentemente discusso [304,310].

Una volta che una suddivisione viene effettuata, ciascun gruppo di misure di resistenza n_i appartenenti ad un determinata area omogenea è raccolto in un vettore \mathbf{n}_i (almeno tre misurazioni per ogni vettore [359]). Il test di omogeneità può essere effettuato confrontando a coppie i vettori \mathbf{n}_i al fine di valutare la loro omogeneità.

Per quanto riguarda il test di omogeneità, poiché la resistenza del materiale è un parametro definito nel sottospazio dei numeri reali positivi, una distribuzione gaussiana non può rappresentare correttamente i valori nel vettore. Al contrario, solitamente una distribuzione lognormale descrive più opportunamente la casualità dei valori di resistenza [308]. Per questo motivo, al fine di considerare ancora valida una distribuzione gaussiana, i logaritmi delle misurazioni \mathbf{n}_i sono raccolti in un vettore \mathbf{x}_i .

x_1 e x_2 possono essere quindi considerati come le realizzazioni di due variabili aleatorie gaussiane x_1 e x_2 . Si presume quindi che questi ultimi, che descrivono le distribuzioni effettive di resistenza di due differenti porzioni della struttura, siano omogenei se hanno lo stesso valore medio (rispettivamente μ_1 e μ_2), e non omogenei nel caso contrario [360]. Supponendo che siano omogenei ($\mu_1 = \mu_2$, ipotesi nulla) e che abbiano la stessa varianza ignota (ipotesi di omoschedasticità), la probabilità di rifiutare erroneamente l'ipotesi nulla quando questa è vera (errore di tipo I³⁰), può essere calcolata come:

$$P_I = 2F_t(-t_0, g) \quad (25)$$

dove

$$t_0 = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{S} \quad (26)$$

e

$$S^2 = \frac{(n_1 - 1)s_{x1}^2 + (n_2 - 1)s_{x2}^2}{n_1 + n_2 - 2} \frac{n_1 + n_2}{n_1 n_2} \quad (27)$$

in cui $F_t()$ indica la funzione di distribuzione cumulativa (CDF) della distribuzione di Student con $g = n_1 + n_2 - 2$ gradi di libertà, \bar{x}_1 e \bar{x}_2 sono i valori medi ottenuti da due campioni di osservazioni x_1 e x_2 , e s_{x1} e s_{x2} sono le deviazioni standard di x_1 e x_2 , rispettivamente.

In questo modo, viene valutata la probabilità di fare un errore di tipo I con le misure disponibili. Quando questa probabilità è sufficientemente piccola (cioè minore di un valore di soglia α predefinito chiamato livello di significatività), i due campioni possono essere ragionevolmente considerati come non omogenei. In caso contrario, i due campioni possano essere considerati come omogenei.

In [322], viene indicato un livello di significatività classico pari a 0,05 o inferiore. Tuttavia, la scelta del livello di significatività α dovrebbe essere basata sull'importanza attribuita all'errore. Come indicato in [340], l'errore di assumere due zone omogenee come disomogenee (errore di tipo I) può essere considerato a favore di sicurezza, mentre l'errore opposto, cioè assumendo due zone disomogenee come omogenee (errore di tipo II) è a sfavore di sicurezza. A causa di ciò, e per via della relativamente piccola dimensione dei

³⁰ Consiste nell'assumere i campioni come non omogenei quando sono omogenei

campioni che si hanno in questo campo, per le applicazioni pratiche sembrerebbe più appropriato selezionare un valore di α maggiore di 0,05 [361]. Secondo [340], un valore di α pari a 0,20 può essere considerato un buon compromesso. Questo valore viene convalidato in questo lavoro anche attraverso i casi di studio selezionati. Occorre tenere presente che questa è solo una prima proposta. Ulteriori studi ulteriori devono essere effettuati per corroborare tale ipotesi.

Quando secondo il test di omogeneità diverse porzioni della struttura possono essere considerate disomogenee (cioè $P_I < \alpha$), nelle analisi numeriche può essere considerato più di un valore di resistenza, cioè uno per ogni porzione di struttura identificata. In questo modo la variabilità della resistenza dovuta alle diverse operazioni di getto può essere isolata, e la dispersione nei risultati dei test ridotta [88,321].

A questo punto, il parametro di resistenza di progetto f_{d_i} di ogni sottocampione può essere calcolato riducendo i valori medi di resistenza $f_{m(n),is_i}$ in accordo con la seguente equazione: $f_{d_i} = ORF_i \cdot f_{m(n),is_i}$ dove ORF è il Fattore di Riduzione Complessiva (Overall Reduction Fator), qui introdotto, che dipende dalla normativa adottata.

Ad esempio, nel metodo del fattore di tolleranza proposto in [322], in cui il test statistico qui proposto è suggerito considerando un livello di significatività inferiore, l'ORF è calcolato come $ORF_i = 1 - K \cdot CV_i$ dove K è un fattore di tolleranza tabulato riferito ad una distribuzione normale di resistenza che tiene conto delle incertezze dovute alla dimensione limitata del campione. Tuttavia, lo stesso documento afferma che questo approccio può essere eccessivamente conservativo nella pratica professionale, perché i test effettuati tendono a sovrastimare la vera variabilità (CV) della resistenza in situ. Per superare questo problema, in [322] viene proposto un approccio alternativo, che, tuttavia, si basa su una stima a priori della variabilità di resistenza, e che quindi non è facilmente applicabile ad un edificio esistente in c.a..

In alternativa, in questo lavoro il noto approccio che utilizza il fattore di conoscenza FC, utilizzato dalla maggior parte dei codici normativi attuali [75,77,88,159,277,321] e ben noto in letteratura (si veda ad esempio [305,309,313,362,363]), è adottato per il calcolo di ORF, in modo da rendere la metodologia proposta compatibile con le procedure di valutazione sismiche definite dalle normative vigenti. Secondo questo approccio, la resistenza di progetto f_{d_i} si ottiene riducendo i valori medi dei campioni n_i ($f_{m(n),is_i}$) tramite un "fattore di conoscenza" funzione del LC raggiunto. Il codice Americano [321] prevede un'ulteriore riduzione, proporzionale al CV del campione, al fine di tenere conto della dispersione dei risultati dei test. Questo permette di rappresentare più accuratamente la distribuzione effettiva resistenza del campione. Come risultato, mentre i codici europei e italiani [75,77,159] prescrivono un ORF che coincide con il "fattore di conoscenza" (chiamato fattore di confidenza), l'ORF adottato dalla norma americana varia al variare di CV secondo la relazione $ORF_i = 1 - CV_i$ (la riduzione è applicata per $CV > 0,14$ per un Livello di

Conoscenza “Comprehensive” e per $CV > 0,25$ per un Livello di Conoscenza “Usual”). La **Figura 4.38** mostra un confronto tra questi due differenti approcci.

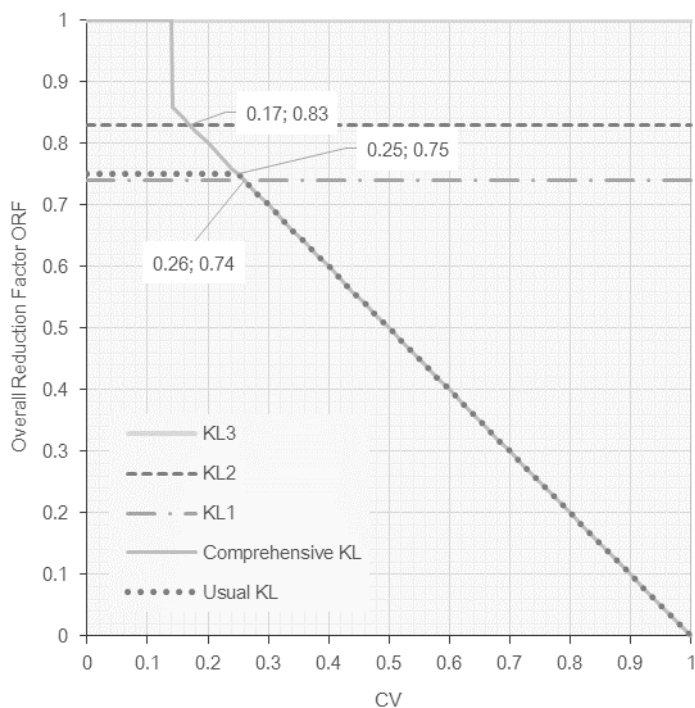


Figura 4.38. Fattore di riduzione complessivo (ORF) da applicare alla media dei valori di resistenza ottenuti tramite le prove al fine di ottenere la resistenza in situ di progetto $f_d = ORF \cdot f_{m(n),is}$ in funzione del CV e del Livello di Conoscenza raggiunto secondo diverse normative (e per un obiettivo di ribilitazione avanzato [321]).

Come si può vedere, la norma europea [77] e la normativa italiana [75,159] trascurano completamente le incertezze dovute alla dispersione dei valori ottenuti tramite le prove. La norma americana [321], invece, sembra più efficace a questo scopo, come evidenziato anche in [305]. Per questo motivo, in questo lavoro viene adottato questo secondo approccio per il calcolo di ORF.

Infine, è opportuno notare che la procedura qui descritta è stata sviluppata per essere applicata ai risultati di test di compressione su carote in quanto sono generalmente considerati più affidabili rispetto ad altre prove (che generalmente aggiungono ulteriori incertezze ai risultati

delle prove [326,364]) e, di conseguenza, sono più adatti ad identificare disomogeneità all'interno delle strutture. Tuttavia, poiché nelle applicazioni pratiche l'uso di NDT è molto frequente nonché consentito da alcuni standard, la metodologia proposta può essere facilmente estesa al caso in cui vengono utilizzati entrambi i metodi (DT e NDT) [326,364]. In particolare, dopo aver effettuato un numero sufficiente di DT e NDT per ogni porzione della struttura, le porzioni omogenee vengono rilevate attraverso il test di omogeneità (applicata ai soli risultati NDT o a DT e NDT combinati). Dopodiché, i risultati delle DT e delle NDT di ciascuna porzione di edificio assunta come omogenea possono essere combinati utilizzando i criteri sviluppati in [365] e [362] per dati provenienti da test aventi diversi livelli di affidabilità.

4.3.3. Casi di studio: Edifici scolastici esistenti in c.a.

Al fine di indagare la capacità del metodo di fornire risultati meno dispersi rispetto a quelli ottenuti seguendo le prescrizioni normative, il metodo proposto è applicato a casi di studio reali [321]. I casi di studio sono sei edifici scolastici in c.a. costruiti tra gli anni '50 e '80 nelle Marche in una zona di pericolosità sismica non trascurabile (vale a dire con una accelerazione di picco al suolo previsto (PGA) per uno Stato Limite di Danno (LSSD, [75]) che va dai 0,17 ai 0,20g). Secondo le norme in vigore al tempo di costruzione, tutti gli edifici esaminati sono stati progettati secondo l'approccio delle tensioni ammissibili e sottoposte in fase di calcolo ad azioni sismiche orizzontali.

Tutti questi edifici appartengono allo stesso tipologia edilizia descritta in dettaglio in [87] (vedi anche [313]), con alcune differenze in termini di numero di piani e dimensione di piano ma con simile lunghezza delle travi, altezza delle colonne, carichi e utilizzo. Queste caratteristiche permettono di concentrarsi solo sulla variabilità delle proprietà del calcestruzzo, e non sull'influenza che può avere, ad esempio, la lunghezza degli elementi su di essa. Nella **Tabella 4.4**, sono state riportate alcune informazioni di carattere generale sui casi di studio.

In particolare, entrambi gli edifici S4 e M6 sono divisi in due sottostrutture. Infatti, in S4 sono presenti due differenti strutture separate da un giunto strutturale (cioè S4a e S4b), mentre nell'edificio M6 è presente una sopraelevazione post-datato denominata M6B.

Un Livello di Conoscenza “Comprehensive” è stata raggiunto per tutti gli edifici, ad eccezione dei casi F3 e S4A per i quali è stato raggiunto un LC “Usual” (vedi **Tabella 4.2**). In particolare, sono stati effettuati solo test distruttivi. L'uso dei DT ci permette infatti di concentrarci unicamente sulla variabilità della resistenza all'interno della struttura, minimizzando le incertezze causate dall'esecuzione delle prove. Al fine di minimizzare la dispersione relativa alla variabilità di resistenza interna all'elemento, le misurazioni sono state localizzate sempre negli stessi punti per tutte le travi e per tutti i pilastri indagati [304,310]. Solo in F3, le prove distruttive nei pilastri sono state collocate in posizioni diverse a causa della diversa lunghezza degli elementi.

In tal modo sono state estratte 93 carote. Le stesse sono state testate utilizzando con grande cura la strumentazione e le procedure tipicamente adottate nella pratica [323]. Le resistenze ottenute sono riportati in Tabella 4.5 assieme alle informazioni relative a costruzione, tipo di elemento ed elevazione da cui sono stati estratte le carote.

Tabella 4.4. Informazioni generali sui sei edifici analizzati.

Edificio	Anno di costruzione	Superficie di piano (m ²)	n° di elevazioni	Altezza d'interpiano (m)	n° di provini	
L1	1970-1971	510	2	3.5	6	
P2	1960-1961	500	2	3.5	10	
F3	1965	400	3	3.5 per l'80% dei pilastri 5 per il 20% dei pilastri	6	
S4	S4a	1966	120	3	3.5	6
	S4b	1962	400	3	3.5	17
C5	1975-1977	880	2	3.5	10	
M6	M6a	1972-1974	1125	3	3.5	28
	M6b	1974-1980	375	1	3.5	10

Tabella 4.5. Risultati delle prove distruttive e informazioni relative ad edificio, tipologia dell'elemento, elevazione da cui le carote sono state estratte.

Edificio	Elev.	Tipologia elemento	f_{is} ACI [MPa]	f_{is} FEMA [MPa]	f_{is} MASI [MPa]	Edificio	Elev.	Tipologia elemento	f_{is} ACI [MPa]	f_{is} FEMA [MPa]	f_{is} MASI [MPa]
L1	1	Pilastro	14.3	14.3	16.2	C5	1	Pilastro	24.4	24.4	25.3
	1	Trave	9.4	9.4	10.7		2	Pilastro	27.6	27.6	28.6
	1	Pilastro	12.0	12.0	12.5		2	Pilastro	35.4	35.4	33.4
	2	Pilastro	13.5	13.5	15.3		2	Pilastro	27.6	27.6	28.6
	2	Trave	9.4	10.2	12.1		1	Trave	23.6	22.7	22.2
	2	Trave	8.8	8.6	9.1		1	Trave	18.2	17.7	18.8
P2	1	Trave	11.3	12.2	13.2	M6a	1	Trave	19.6	19.0	18.6
	2	Pilastro	15.3	15.3	17.3		2	Trave	16.0	15.5	16.5
	2	Pilastro	13.2	12.8	13.7		2	Trave	13.4	13.0	13.8
	1	Pilastro	9.4	9.4	10.7		2	Trave	18.0	17.4	18.5
	2	Trave	11.3	11.0	11.7		1	Pilastro	26.1	27.2	25.3
	1	Trave	12.5	12.3	13.6		1	Pilastro	32.3	32.3	30.4
	2	Pilastro	14.5	14.1	15.0		1	Pilastro	14.1	14.1	16.0
	2	Pilastro	13.4	13.0	13.8		1	Trave	15.3	15.3	17.3
	2	Pilastro	14.5	14.1	15.0		1	Trave	23.0	22.2	21.7
	2	Pilastro	16.9	16.3	17.4		1	Pilastro	20.5	19.8	19.3
F3	1	Pilastro	4.9	4.9	5.6		1	Pilastro	15.0	14.6	15.5
	1	Trave	14.8	14.4	15.3		1	Pilastro	24.4	23.5	23.0
	2	Pilastro	11.4	11.4	12.9		2	Pilastro	16.4	17.7	19.1
	2	Trave	13.3	13.3	15.1		2	Pilastro	14.3	14.3	16.2
	3	Trave	11.0	10.7	11.4		2	Pilastro	17.3	17.3	19.6
	3	Pilastro	6.2	6.2	7.0		2	Pilastro	11.3	11.3	12.8
S4a	1	Pilastro	11.3	11.0	11.8		2	Pilastro	8.0	8.7	9.4
	2	Pilastro	12.8	12.4	13.3		2	Trave	24.2	24.2	25.1
	3	Pilastro	16.5	16.0	17.0		2	Trave	13.4	14.4	16.2
	1	Trave	7.4	7.2	7.7		2	Trave	17.3	17.3	19.6
	2	Trave	12.3	12.0	12.8		2	Trave	18.6	20.1	22.7
	3	Trave	13.3	13.0	13.8		2	Trave	21.7	21.7	22.5
S4b	1	Pilastro	8.1	7.9	8.5		3	Pilastro	18.9	18.9	21.4
	1	Pilastro	7.9	7.6	8.2		3	Pilastro	17.0	17.0	19.2
	1	Trave	4.0	3.9	4.2		3	Pilastro	17.8	17.8	20.1
	1	Trave	8.1	7.9	8.4		3	Pilastro	18.1	18.1	20.5

1	Trave	16.3	15.8	16.9		3	Pilastro	13.5	14.6	15.8
2	Pilastro	5.7	5.5	5.9		3	Trave	15.4	15.4	17.5
2	Trave	4.6	4.5	4.8		3	Trave	17.9	17.9	20.3
2	Trave	12.8	12.5	13.3		3	Trave	13.1	13.1	14.8
2	Trave	6.1	6.0	6.4		3	Trave	20.3	20.3	23.0
3	Pilastro	11.0	10.7	11.4		3	Trave	19.7	21.2	23.8
3	Pilastro	9.8	9.5	10.2	M6b	4	Pilastro	11.3	11.8	12.0
3	Trave	13.6	13.2	14.1		4	Pilastro	21.6	21.6	22.4
3	Trave	7.8	7.6	8.1		4	Pilastro	11.0	11.0	12.5
4	Pilastro	12.6	12.2	13.1		4	Pilastro	9.4	9.4	10.7
4	Pilastro	13.5	13.1	14.0		4	Pilastro	20.8	20.8	23.5
4	Trave	11.1	10.8	11.5		4	Trave	12.1	11.8	12.5
4	Trave	9.1	8.9	9.5		4	Trave	11.0	10.7	11.4
						4	Trave	7.9	7.9	8.9
						4	Trave	14.6	14.6	16.6
						4	Trave	10.3	10.0	10.7

4.3.4. Risultati e discussione

4.3.4.1. Osservazioni preliminari sul calcestruzzo usato per la tipologia edilizia considerata

In questa sezione, viene riportata un'analisi preliminare del set di dati. Infatti, dato che gli edifici scelti appartengono alla stessa tipologia di edificio [87], alcune osservazioni generali possono essere fatte sulle proprietà del calcestruzzo utilizzato. La Figura 4.39 mostra le funzioni di distribuzione cumulativa di tutta i dati raccolti calibrati utilizzando i fattori di calibrazione riportati in **Tabella 4.3**. A prescindere dalle formule di calibrazione utilizzate, le distribuzioni di resistenza hanno un andamento simile.

Anche se tipologicamente simili, questi edifici mostrano diversi valori di resistenza del calcestruzzo a seconda del periodo di costruzione, sia per la diversa età degli edifici sia per le diverse norme di riferimento in vigore all'epoca. In particolare, il 1972 è considerato in Italia un anno spartiacque per il processo legislativo in materia in quanto in questo anno la norma "Regio Decreto n. 2239 del 1939 "[366] venne sostituita dal D.M. 30/5/1972 [367]. Quest'ultimo introdusse diverse innovazioni in termini di proprietà dei materiali (come ad esempio il concetto di "valore di resistenza caratteristica" che ha aperto la strada all'approccio probabilistico per la sicurezza strutturale), innalzando il valore minimo consentito per la resistenza cilindrica del cemento (da 9,96 a 12,45 MPa calcolato da quello cubico secondo [75]).

Quindi, non è un caso se passando da edifici scolastici costruiti prima 1972 ad edifici scolastici costruiti dopo il 1972, si osserva un aumento significativo della resistenza del calcestruzzo. La **Figura 4.40a** riporta le funzioni di distribuzione cumulativa di due campioni di dati differenti, il primo relativo agli edifici costruiti prima del 1972 (macro-gruppo "<1972", 48% dei provini totali) e il secondo relativo agli edifici costruiti dopo il 1972 (macro-gruppo ">1972"). Si può notare che il set di dati degli edifici costruiti dopo 1972 presentano valori di resistenza superiori al set di dati relativo agli edifici costruiti prima del 1972. Questa tendenza è confermata anche confrontando i due macro-gruppi con il test di omogeneità, per la quale si ottengono valori di P_1 pari a 0,00. Questo risultato è coerente con altri lavori, in cui un ampio database di test distruttivi eseguiti su scuole e ospedali esistente è stato analizzato [290,308]. Rispetto ai lavori citati [290,308], in questo lavoro si osservano alcune differenze in termini di resistenza del calcestruzzo. Ciò evidenzia la specificità della tipologia edilizia analizzata.

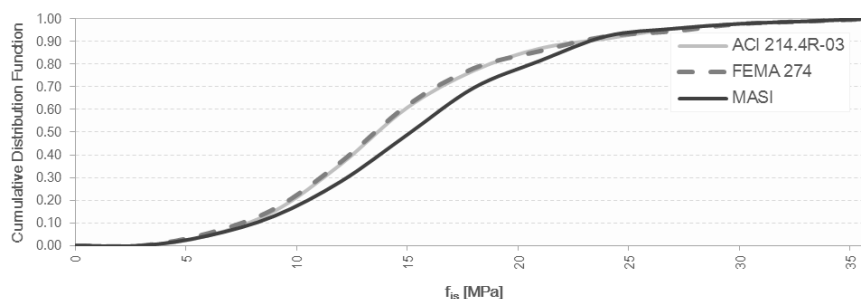


Figura 4.39. Funzione di distribuzione cumulativa per l'intero campione calibrato utilizzando diverse formule di calibrazione [322,331,334].

Infine, entrambi i set di dati relativi alle costruzioni costruite prima del '72 e dopo il '72 sono stati nuovamente suddivisi in due macro-gruppi questa volta legati alla tipologia degli elementi (vedi **Figura 4.40b e c**). Ciò viene fatto al fine di verificare se alcune differenze tra tipologie di elementi possono essere identificate a questa scala. Anche in questo caso, le serie di dati sono equamente suddivisi in carote estratte da pilastri e carote estratte da travi, che sono rispettivamente il 52% e il 48% del totale dei provini per entrambi i periodi esaminati. Questo rapporto tiene sufficientemente anche alla scala dell'edificio, permettendoci di fare confronti utili tra questi due tipi di elementi.

Confrontando i macro-gruppi pre '72 di pilastri e travi mediante il test di omogeneità, e utilizzando le diverse formule calibrazione considerate, si ottengono valori di P_1 compresi tra 0.20 e 0.22. Allo stesso modo, valori di P_1 tra 0,28 e 0,35 sono ottenuti confrontando i macro-gruppi post '72 di pilastri e travi. Questo significa che non sono state trovate abbastanza

differenze a questa scala. Tale risultato è confermato dalla considerevole sovrapposizione delle barre di errore in **Figura 4.41**.

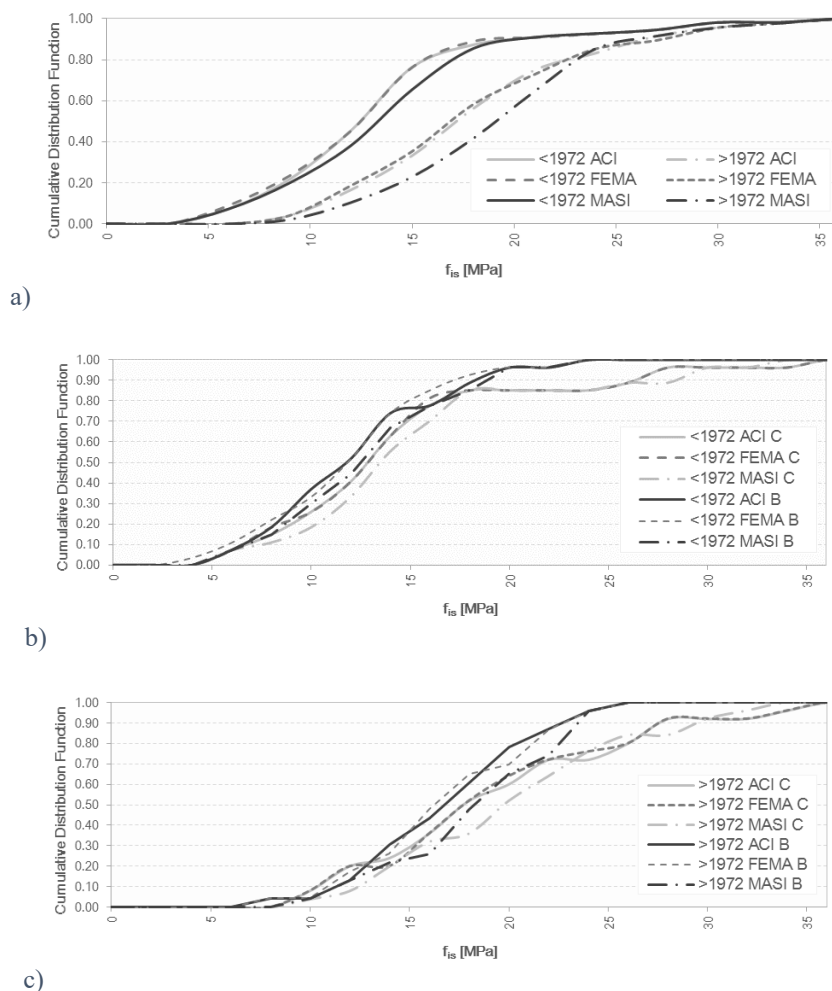


Figura 4.40. Analisi dell'intero set di dati calibrati tramite l'utilizzo di diverse formule di calibrazione [322,331,334]. a) Funzioni di distribuzione cumulative sull'intero campione di provini appartenente agli edifici costruiti prima del 1972 ("<1972") e dopo il 1972 (">1972"). b) Funzioni di distribuzione cumulative relative ai set di dati derivanti dai piastri (C) e dalle travi (B) relativamente agli edifici costruiti prima del 1972. c) Funzioni di distribuzione cumulative relative ai set di dati derivanti dai piastri (C) e dalle travi (B) relativamente agli edifici costruiti dopo il 1972.

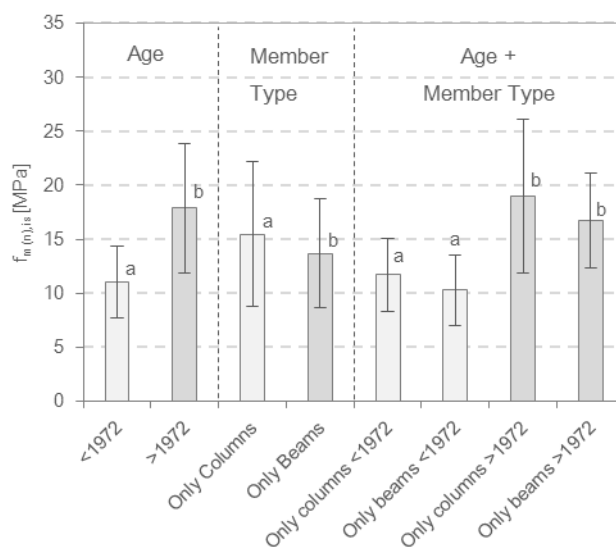


Figura 4.41. Valori medi e deviazioni standard (barra di errore) dei differenti campioni calibrati tramite la formulazione proposta in ACI [322]. Le differenti lettere rappresentano per ogni paragone i differenti gruppi statistici dei campioni identificati tramite il test di omogeneità assumendo un livello di significatività pari a 0,20. Risultati simili sono ottenuti utilizzando altre formule di calibrazione.

Al fine di validare la scelta fatta nell'assumere un livello di significatività α superiore a 0,05, i campioni S4a e S4B e i campioni M6A e M6B, le cui differenze in termini di qualità del calcestruzzo sono note a priori, sono stati confrontati tramite il test di omogeneità. In particolare, per il caso S4 si è ottenuto un valore P_1 superiore al livello significativo classica 0,05 e pari a 0,11. Questo risultato contribuisce a giustificare il livello significativo α assunto superiore a 0,05.

La **Tabella 4.6** riporta per ogni campione i valori medi di resistenza e i relativi CV ottenuti utilizzando le diverse formule di calibrazione. Tutte le strutture superano il limite massimo di CV previsto dalla Norma Americana [321] (0,14). Per quanto riguarda i valori di resistenza media, il campione S4b è l'unico che fornisce un valore medio di resistenza $f_{m(n),is}$ inferiore al minimo richiesto dal codice vigente al tempo (9,9 MPa [366]), mettendo in evidenza l'alto degrado del materiale presente in questo edificio. Anche se per edifici esistenti in c.a. il verificarsi di un valore di resistenza medio inferiore alla suddetta soglia non è significativo di per sé, una grande distanza da questo limite è una misura, anche se qualitativa, dello stato di degrado del materiale [303].

Tabella 4.6. Intervalli dei valori medi ($f_{m(n),is}$) e dei coefficienti di variazione (CV) delle resistenze cilindriche ottenute utilizzando le diverse formule di calibrazione per ogni edificio [322,331,334].

Edificio	$f_{m(n),is}$ [MPa]	CV
L1	11.3 - 12.7	0.20 - 0.21
P2	13.1 - 14.2	0.15 - 0.17
F3	10.2 - 11.2	0.37 - 0.38
S4a	11.9 - 12.7	0.24
S4b	9.3 - 9.9	0.36 - 0.37
C5	22.0 - 22.4	0.28 - 0.31
M6a	18.0 - 19.6	0.22 - 0.28
M6b	13.0 - 14.1	0.36

4.3.4.2. Applicazione della metodologia proposta ai casi di studio

In questa sezione, la procedura proposta è stata applicata ai sei casi di studio, da cui sono stati derivati otto campioni. Ogni campione viene quindi diviso in sottoinsiemi secondo le diverse elevazioni e secondo le tipologie di elemento. Solo per F3, S4a e M6B la suddivisione per elevazioni non è stata possibile. Infatti, M6B consiste di una unica elevazione e la sua individuazione è già il risultato dell'uso del test di omogeneità (sopraelevazione dell'edificio M6), mentre i campioni F3 e S4a sono caratterizzati da una minore quantità di dati disponibili (a causa del livello di conoscenza adottato ossia il LC "Usual") e quindi non prevedono un numero sufficiente di dati per ogni elevazione (almeno tre).

Una volta che le suddivisioni sono state fatte, il test di omogeneità è utilizzato per definire quale di questi edifici dovrebbero essere effettivamente suddivisi in più di una zona omogenea. La

Tabella 4.7 riporta i risultati dei test di omogeneità in termini di valori P_1 . Per brevità, solo i risultati relativi al set di dati ottenuti utilizzando i fattori di correzione suggeriti in ACI [322] vengono qui riportati in quanto risultati simili sono generalmente ottenuti utilizzando le altre formule di calibrazione. Concentrandosi sul confronto tra elevazioni, P_1 inferiori al livello di significatività assunta (0.20) sono stati ottenuti in P2, S4b e M6A. In particolare, in P2 è stato ottenuto un valore P_1 che è persino inferiore al livello di significatività classica 0.05. Vale la

pena notare che un valore P_1 inferiore è sempre connesso ad un più alto tasso di disomogeneità tra i campioni. In S4b, la terza e quarta elevazione possono essere considerate come un unico gruppo ($P_1 = 0,51$), mentre sono state rilevate alcune differenze tra queste due elevazioni e la seconda elevazione (valori P_1 pari a 0,14 e 0,07). La prima elevazione, invece, è omogeneo sia con il terzo e quarto elevazione (valori P_1 rispettivamente pari a 0,39 e 0,22,) e con la seconda elevazione ($P_1 = 0.59$). Tuttavia, il più alto tasso di omogeneità ottenuta in questo secondo caso propone di considerare la prima e la seconda elevazione come un unico gruppo, suddivisione adottata in seguito. Infatti, un valore molto basso P_1 è ottenuto confrontando le primi due elevazioni con le ultime due elevazioni ($P_1 = 0,05$), mentre un valore P_1 superiore (0.11) si ottiene confrontando la seconda elevazione con le restanti elevazioni considerate come un unico gruppo. Questi risultati sono in accordo con le informazioni raccolte dai documenti originali in cui si evidenzia il diverso momento della costruzione (e quindi diverse fasi di stagionatura e condizioni ambientali) tra questi gruppi di elevazione.

Analogamente, in M6A la seconda e terza elevazione possono essere considerate come un unico gruppo ($P_1 = 0.44$) mentre la prima elevazione sembra piuttosto differente (valori P_1 pari a 0,08 e 0,10). Infatti, un $P_1 = 0.02$ viene ottenuto confrontando la prima elevazione con le altre due elevazioni considerate come un unico gruppo. Ciò è probabilmente dovuto alle diverse condizioni ambientali della prima elevazione, che è un piano seminterrato.

Per quanto riguarda il confronto effettuato per tipi di elemento, un valore di P_1 inferiore al livello di significatività $\alpha = 0.20$ è stato trovato per L1, P2, F3 e C5 (

Tabella 4.7). Anche in questi casi, due diversi valore di resistenza del calcestruzzo può essere utilizzato per travi e pilastri. Tuttavia, per quanto riguarda il caso P2, in cui sono state trovate differenze tra elevazioni e tipi di elemento, la suddivisione da adottare nelle analisi deve essere riferita al caso in cui il P_1 è inferiore, ovvero per elevazioni (0.03).

In tutti i casi in cui sono stati trovati disomogeneità, i valori finali P_1 sono molto inferiori al livello di significatività assunta 0.20 e, in alcuni casi, addirittura inferiori al livello di significatività classica 0.05. Questo fatto è molto importante perché evidenzia fortemente sia la presenza e l'importanza delle differenze in termini di resistenza del calcestruzzo all'interno di queste strutture e, di conseguenza, la necessità di disporre di uno strumento per individuare tali inomogeneità e tenerne conto nell'analisi, come proposto in questo studio.

Per ogni sotto-campione omogeneo, i risultati in termini di valori medi di resistenza e CV sono riportati in **Tabella 4.8** e **Tabella 4.9**, rispettivamente. Per quanto riguarda la resistenza media, come risultato generale si può notare come i campioni "Solo Travi" hanno valori di resistenza inferiore ai campioni "Solo Colonne" (con la sola eccezione di F3, attribuibile alla diversa lunghezza dei pilastri e quindi dell'effetto della diversa posizione dei test).

Per quanto riguarda il CV, P2, L1 e C5 denotano una netta riduzione del CV che, in alcuni casi, è addirittura inferiore al limite ASCE (0,14) [321]. Per gli altri casi (F3, S4B e M6A), una significativa diminuzione del CV in uno dei sottocampioni è sempre accompagnata da un incremento (generalmente inferiore) del CV negli altri sottocampioni. In questi ultimi tre casi, la metodologia proposta è stata in grado di rilevare porzioni di costruzione ad alto CV o in cui sono presenti risultati dei test anomali (come valori di resistenza molto più bassi rispetto ad altri) dove concentrare ulteriori indagini. Tuttavia, è opportuno precisare che una minore dispersione dei risultati dei test può comportare una valutazione sismica più accurata, ma non necessariamente meno conservativa.

Tabella 4.7. Risultati in termini di valori di P_I ottenute tramite i test di omogeneità effettuati tra le differenti aree considerate a priori come omogenee in termini di resistenza. In grassetto sono riportati gli edifici in cui il test di omogeneità fornisce risultato negativo. In corsivo, i valori P_I inferiori al livello di significatività assunto (0,20).

Comparisons	L1	P2	F3	S4a	S4b	C5	M6a	M6b
prima vs seconda elev.	0.53	<i>0.03</i>	-	-	0.59	0.93	<i>0.08</i>	-
seconda vs terza elev.	-	-	-	-	<i>0.14</i>	-	0.44	-
terza vs prima elev.	-	-	-	-	0.39	-	<i>0.10</i>	-
quarta vs prima elev.	-	-	-	-	0.22	-	-	-
quarta vs seconda elev.	-	-	-	-	<i>0.07</i>	-	-	-
quarta vs terza elev.	-	-	-	-	0.51	-	-	-
Pilastri vs Travi	<i>0.00</i>	<i>0.19</i>	<i>0.08</i>	0.35	0.63	<i>0.01</i>	0.58	0.27

Tabella 4.8. Valori medi di resistenza ($f_{m(n),is}$) ottenuti per ogni sottocampione. In grassetto i valori di resistenza media dei sottocampioni che possono essere considerati nelle analisi secondo il test di omogeneità. Al contrario, i valori ottenuti per gli altri sottocampioni (barrati nel testo) non possono essere considerati nelle analisi.

Sottocampioni	L1	P2	F3	S4a	S4b	C5	M6a	M6b
Complessivo [MPa]	11.3	13.2	10.3	12.3	9.5	22.4	18.0	13.0
prima elev. [MPa]	11.9	11.1	-	-	8.2	21.5	21.3	-
seconda elev. [MPa]	10.6	14.2	-	-	11.1	23.0	16.7	-
terza elev. [MPa]	-	-	-	-	11.1	-	-	-
quarta elev. [MPa]	-	-	-	-	11.1	-	-	-
Pilastri [MPa]	13.3	13.9	7.5	13.5	9.8	28.7	17.8	14.8
Travi [MPa]	9.2	11.7	13.1	11.0	9.4	18.1	18.3	11.2

Tabella 4.9. Coefficienti di variazione per ogni sottocampione. In grassetto i CV dei sottocampioni che possono essere considerati nell'analisi in accordo con il test di omogeneità. Viceversa, barrati nel testo i valori di CV i valori relativi ai sottocampioni che non possono essere considerati nell'analisi. Infine, in corsivo i valori di CV minori di 0.14. Tra parentesi le differenze espresse in percentuale tra il CV stimato con la presente metodologia e quello ottenuto senza considerare alcuna suddivisione.

Sottocampioni	L1	P2	F3	S4a	S4b	C5	M6a	M6b
Complessivo	0.21	0.17	0.38	0.24	0.37	0.30	0.28	0.36
prima elev.	0.20	0.14 (-18%)	-	-	0.49 (+32%)	0.14	0.30 (+7%)	-
seconda elev.	0.24	0.12 (-29%)	-	-		0.37	0.22 (-21%)	-
terza elev.	-	-	-	-	0.19 (-49%)	-		-
quarta elev.	-	-	-	-		-	-	-
Pilastri	0.09 (-57%)	0.17 (0%)	0.46 (+21%)	0.20	0.43	0.16 (-47%)	0.33	0.39
Travi	0.04 (-81%)	0.06 (-65%)	0.15 (-61%)	0.29	0.28	0.19 (-37%)	0.20	0.22

Al fine di indagare questo aspetto, i risultati in termini di parametri di resistenza di progetto f_{d_i} sono riportati in **Tabella 4.10** e nella **Tabella 4.11** per i sottocampioni ottenuti per ogni elevazione e tipo di elemento, rispettivamente. Questi risultati sono anche confrontati con i parametri di resistenza di progettazione relativi a tutto il campione (f_d) (vale a dire seguendo la prescrizione della norma Americana [321] e quindi simulando una pratica comune) e con quelli ottenuti seguendo le indicazioni fornite in ACI 214 [322].

Come previsto, l'approccio ACI [322], che non è stato sempre in grado di rilevare la disomogeneità all'interno della struttura nei casi studio analizzati, fornisce generalmente risultati molto bassi. Per quanto riguarda l'approccio proposto in questo studio, in 4 casi l'incremento della resistenza di progetto in un sottocampione è accompagnato da una riduzione dello stesso parametro in un altro sottocampione. In 3 di questi 4 casi, l'adozione dei valori ottenuti possono portare a valutazione sismiche più accurate. Ad esempio, in P2 la prima elevazione ha un valore di resistenza inferiore a quello della seconda elevazione. Quindi, poiché in questi edifici i pilastri sono generalmente poco rinforzati, possono essere catturati meccanismi di piano trascurati nel caso di adozione di un unico parametro. Questo aspetto è abbastanza evidente anche nel caso S4b. Infine, in F3 si evidenzia una elevata differenza in termini di qualità del calcestruzzo tra pilastri e travi, in cui i pilastri hanno una minore resistenza. Ciò può influenzare negativamente la risposta sismica dell'edificio.

Tabella 4.10. Valori di resistenza di progetto (f_{d_i}) per ogni sottocampione in accordo con le suddivisioni fatte per elevazione tramite la presente metodologia, la norma americana e le ACI 214.

Edificio	f_d [MPa]	$f_{d1,ACI}$ [MPa]	$f_{d2,ACI}$ [MPa]	f_{d1} [MPa]	f_{d2} [MPa]
P2	11.0	7.7	10.7	9.5	14.2
M6a	13.0	12.1	11.2*	14.9	13.0*
S4b	6.0	3.4**	7.9***	4.2**	9.0***
*relativo alla seconda e terza elevazione					
relativo alla prima e seconda elevazione *relativo alla terza e quarta elevazione					

Tabella 4.11. Valori di resistenza di progetto (f_{d_i}) per ogni sottocampione in accordo con le suddivisioni fatte per tipologia di elemento tramite la presente metodologia, la norma americana e le ACI 214.

Edificio	f_d [MPa]	$f_{d,pilastri,ACI}$ [MPa]	$f_{d,travi,ACI}$ [MPa]	$f_{d,pilastri}$ [MPa]	$f_{d,travi}$ [MPa]
L1	8.9	11.1	8.1	13.3	9.2
F3	6.4	4.2	4.2	4.1	9.8
C5	15.7	20.9	12.2	24.1	14.7

4.3.5. Osservazioni conclusive

Nella valutazione sismica degli edifici esistenti in c.a., eseguire una corretta caratterizzazione della resistenza del calcestruzzo è un compito difficile quanto fondamentale. Difficile a causa dell'elevata dispersione usualmente ottenuta nei risultati dei test. Fondamentale per una corretta rappresentazione della risposta sismica dell'edificio.

Le normative nazionali ed internazionali stabiliscono regole chiare per la valutazione della resistenza a compressione in situ del calcestruzzo negli edifici esistenti in c.a.. Tuttavia, tali norme di solito ignorano (i) la dispersione dei risultati dei test, che è generalmente elevata nelle strutture esistenti in c.a. e che può influire sulla risposta sismica, e (ii) le differenze sistematiche nella qualità del calcestruzzo che possono essere presenti all'interno della stessa struttura. Queste condizioni sono piuttosto comuni nelle strutture esistenti in c.a. progettate secondo una conoscenza limitata del mix design e da una mancanza di cura nelle operazioni di getto.

In questo articolo, si propone una metodologia per la riduzione della dispersione dei risultati nei test distruttivi utilizzati per valutare la resistenza in situ del calcestruzzo. Questo metodo tiene conto della variabilità della resistenza ottenuta nei test seguendo le prescrizioni della norma americana [321], ma è anche in grado di identificare e isolare, se presenti, alcune sistematiche differenze in termini di qualità del calcestruzzo all'interno della stessa struttura. In particolare, il metodo si basa sulla suddivisione di un campione DT in più di sottocampioni

individuati sulla base di una suddivisione della struttura in zone che possono essere considerate a priori come omogenee (in genere si effettua una suddivisione per ogni elevazione e una per ogni tipo di elemento). Un test di omogeneità viene quindi eseguito per il confronto a coppie dei sottocampioni ottenuti. Se il test di omogeneità fornisce risultati negativi, ovvero i due sottocampioni possono essere considerati disomogenei, più di un valore di resistenza dovrebbe essere adottato nelle analisi numeriche. In questo modo, l'influenza di alcuni dei fattori responsabili della variabilità di resistenza del calcestruzzo possono essere eliminati e, di conseguenza, il coefficiente di variazione fortemente ridotto.

Al fine di indagare la capacità del metodo di fornire valori di resistenza più accurati e caratterizzati da una minor dispersione rispetto a quello ottenuti seguendo le prescrizioni delle norme americane [321], sono stati analizzati sei edifici scolastici esistenti in c.a., costruiti in Italia tra il 1960 e il 1980, e appartenenti alla stessa tipologia edilizia. Dopo aver eseguito il numero di prove necessarie per raggiungere il LC prescelto, ogni insieme di dati viene diviso in sottoinsiemi su cui applicare il test di omogeneità.

Come è stato evidenziato, in tutti gli edifici analizzati il test di omogeneità ha fornito risultati negativi, evidenziando la presenza di disomogeneità. In particolare, in tre casi sono state individuate differenze sistematiche nella resistenza alla compressione tra pilastri e travi, mentre in altri tre casi tali differenze sono state individuate tra le diverse elevazioni. Questi risultati hanno evidenziato la validità del metodo adottato nell'identificare diverse qualità di calcestruzzo all'interno della stessa struttura, qualità utile nei casi in cui le informazioni sulle fasi di costruzione non sono note a priori.

In alcuni casi è stata ottenuta una riduzione totale della dispersione dei valori di resistenza, ovvero le diverse porzioni omogenee identificate mostrano CV inferiori a quelli relativi alla totalità del campione e, in alcuni casi, persino inferiori allo 0,14 valore per cui il campione può essere considerato internamente omogeneo secondo la norma americana [321]. In altri casi, viene evidenziata la capacità della metodologia proposta di identificare le porzioni di edifici in cui valori anomali sono presenti (come valori molto bassi di resistenza). In queste porzioni, possono essere concentrate ulteriori indagini senza andare a sprecare risorse utili su altre porzioni di edificio caratterizzate da minor incertezze/dispersione.

Infine, è dimostrato che la metodologia proposta può portare a una valutazione sismica a favore di sicurezza, dal momento che possono essere tenuti in conto nella modellazione sia i meccanismi fragili / duttili causati da irregolarità in elevazione e dalla condizione pilastri forti/travi deboli.

Questi primi risultati sembrano essere promettenti e, anche se sono ancora preliminari e un confronto più ampio più altri risultati sperimentali è sicuramente necessario, incoraggiano ulteriormente l'approfondimento di questo approccio.

Capitolo 5.

Conclusioni

I recenti e passati eventi sismici (e.g. [1–5]) hanno mostrato l'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio italiano. Tale vulnerabilità costituisce un notevole elemento di rischio per l'incolumità delle persone oltre a provocare spesso ingenti perdite di carattere economico, sociale e culturale. Nel panorama italiano, provvedere ad una adeguata messa in sicurezza del patrimonio edilizio esistente risulta quindi essere una istanza di importanza primaria e di estrema urgenza.

La messa in sicurezza del patrimonio edilizio esistente passa inevitabilmente per le procedure di valutazione sismica le quali devono essere impiegate in maniera adeguata al fine di evitare valutazioni scorrette o eccessivamente conservative che possono indurre alla progettazione di interventi non necessari o non adeguati.

La valutazione sismica di strutture esistenti presenta generalmente problematiche differenti a seconda della tipologia costruttiva considerata. Nell'ambito della valutazione sismica degli edifici esistenti in muratura, la principale problematica risiede nella corretta modellazione dell'edificio. Il principale strumento di modellazione a disposizione nella pratica ingegneristica è il modello a telaio equivalente, attualmente consigliato anche dalle vigenti normative nazionali e internazionali che, tuttavia, risulta essere anche il più controverso per via del numero di incertezze epistemiche di cui è affetto. Al fine di individuare le incertezze epistemiche più rilevanti nonché di definire i limiti e campo di applicabilità di tale metodo, in questo lavoro è stato presentato uno stato dell'arte critico della modellazione a telaio equivalente al fine di fornire delle linee guida nella pratica professionale. In particolare, il primo risultato di tale review è che il metodo a telaio equivalente può essere ragionevolmente utilizzato come strumento di modellazione conservativa per l'analisi di edifici semplici in muratura con comportamento scatolare e una distribuzione delle aperture abbastanza regolare. In particolare, per quanto riguarda la risposta globale degli edifici con aperture disposte regolarmente, il telaio equivalente sembrerebbe fornire una stima più conservativa di quella ottenuta da approcci di modellazione più dettagliati o con i risultati sperimentali. Questo sottostima riguarda principalmente:

- la rigidità iniziale globale (ad esempio a causa della rigidità fuori dal piano generalmente trascurata, che può essere importante soprattutto nel caso di strutture

massive, e al rapporto solitamente conservativo tra la rigidità fessurata e quella iniziale). A questo punto, è opportuno sottolineare che la corretta identificazione della rigidità iniziale globale gioca un ruolo fondamentale nella procedura di verifica. Infatti, se vengono adottati gli spettri elastici (EN 1998-1 2004; NTC 2008), una sottostima della rigidità globale reale può anche produrre una previsione non a favore di sicurezza delle capacità dell'edificio. Tuttavia, questo problema è mitigato dal fatto che le strutture murarie esistenti sono solitamente molto rigide e quindi con bassi periodi propri di vibrare.

- il taglio globale massimo (ad esempio a causa del contributo della resistenza fuori piano degli elementi e della resistenza a trazione della muratura, elementi che sono entrambi generalmente trascurati nella modellazione a telaio).

Alcune incertezze possono sorgere relativamente alla scelta del corretto criterio di discretizzazione delle pareti, specialmente in caso di pareti aventi distribuzione irregolare delle aperture e per i quali non sono ancora disponibili criteri di discretizzazione rigorosi. Per tale ragione, in questi casi l'approccio a telaio deve essere utilizzato con particolare attenzione in quanto può fornire una rappresentazione piuttosto approssimativa o addirittura inadeguata della risposta sismica dell'edificio. Tale aspetto (che è molto frequente nelle pareti non perimetrali degli edifici storici) può essere approfondito in futuri lavori di ricerca.

Un'altra questione di rilievo riguarda la modellazione delle fasce. Diversi codici normativi adottano criteri di resistenza che sottovalutano la resistenza effettiva di tali elementi. Tale condizione può potenzialmente determinare una sottostima significativa della capacità degli edifici in muratura in termini di resistenza, ma anche ad una sovrastima della capacità di spostamento. Per tale ragione, recentemente sono stati sviluppati in letteratura criteri di resistenza capaci di fornire una stima più realistica della resistenza delle fasce. Tali criteri sono proposti anche nelle norme nazionali [78] e nelle linee guida più recenti [165]. Il problema dell'affidabilità del carico assiale agente calcolato nelle fasce tramite tale metodo, tramite cui viene calcolata la resistenza delle fasce, rimane tuttavia ancora un problema aperto.

Per quanto riguarda le valutazioni sismiche delle strutture esistenti in c.a., le maggiori problematiche di modellazione risiedono nella valutazione delle proprietà meccaniche dei solai e nella corretta rappresentazione della variabilità delle proprietà meccaniche in situ del calcestruzzo, le quali risultano incidere notevolmente sul risultato finale di valutazione. Per tale ragione, è stata presentata innanzitutto una casistica delle diverse tipologie di solai tipiche nelle costruzioni in cemento armato costruite nel dopoguerra. Ciò al fine di consentirne una più immediata riconoscibilità in fase di indagine e fornire una maggiore comprensione del loro comportamento meccanico. In particolare si è evinto come tali solai difficilmente possono essere considerati come infinitamente rigidi. Tuttavia, trascurare la loro finita rigidità modellando gli orizzontamenti come infinitamente flessibili può portare a sottovalutare anche di molto le capacità sismiche dell'edificio.

Dopodiché, al fine di tenere conto in maniera più efficace della variabilità delle proprietà meccaniche del calcestruzzo all'interno dell'analisi, è stato proposto un metodo statistico alternativo a quello proposto dalle norme capace anche di ridurre la dispersione dei risultati delle prove distruttive. Tramite tale metodo, che segue in parte le prescrizioni dalle norme americane, è possibile identificare ed isolare, ove presenti, le principali differenze sistematiche che possono essere presenti in termini di qualità del calcestruzzo all'interno della stessa struttura così come evidenziato dall'applicazione dello stesso su sei diversi casi di studio. In particolare, in tre casi di studio su sei sono state trovate sistematiche differenze di proprietà meccaniche del calcestruzzo tra travi e pilastri, mentre in altri tre casi sono state trovate differenze sistematiche tra le diverse elevazioni. Questi risultati hanno inoltre sottolineato la capacità del metodo di identificare calcestruzzi di differente qualità all'interno della stessa struttura. Ciò risulta utile nei molti casi in cui non sono note a priori le diverse fasi costruttive come sopraelevazioni, ampliamenti, etc.

Tramite l'applicazione di tale metodo, in alcuni casi è stata quindi ottenuta una riduzione della dispersione dei valori di resistenza. In alcuni casi, il valore di dispersione ottenuto è addirittura inferiore al limite prescritto dalle norme americane. In altri casi, viene mostrata l'abilità del metodo di identificare le porzioni di edifici in cui sono presenti valori di resistenza anomali e in cui dovrebbero essere concentrate ulteriori indagini al fine di non sprecare risorse per prove in situ in zone che non sono caratterizzate da un così alto ammontare di incertezze. Questi primi risultati sembrano essere promettenti e, anche se risultano ancora preliminari e un confronto con un maggior numero di dati sperimentali risulta necessario per una più efficace validazione del metodo proposto, incoraggiano un'ulteriore approfondimento di tale approccio.

References

- [1] Brandonisio G, Lucibello G, Mele E, Luca A De. Damage and performance evaluation of masonry churches in the 2009 L'Aquila earthquake. *Engineering Failure Analysis* 2013;34:693–714. doi:10.1016/j.engfailanal.2013.01.021.
- [2] Sorrentino L, Liberatore L, Decanini LD, Liberatore D. The performance of churches in the 2012 Emilia earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2014;12:2299–331. doi:10.1007/s10518-013-9519-3.
- [3] Penna A, Morandi P, Rota M, Manzini CF, da Porto F, Magenes G. Performance of masonry buildings during the Emilia 2012 earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2014;12:2255–73. doi:10.1007/s10518-013-9496-6.
- [4] D'Ayala DF, Paganoni S. Assessment and analysis of damage in L'Aquila historic city centre after 6th April 2009. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2011;9:81–104. doi:10.1007/s10518-010-9224-4.
- [5] Cattari S, Degli Abbatì S, Ferretti D, Lagomarsino S, Ottonelli D, Rossi M, et al. The seismic behaviour of ancient masonry buildings after the earthquake in Emilia (Italy) on May 20th and 29th, 2012. *Ingegneria Sismica* 2012:87–111.
- [6] Maracchini G, Clementi F, Quagliarini E, Lenci S, Monni F. Preliminary study of the influence of different modelling choices and materials properties uncertainties on the seismic assessment of an existing RC school building. 14th International Conference of Numerical Analysis and Applied Mathematics - ICNAAM 2016, Rhodes, Greece: 2016.
- [7] Quagliarini E, Clementi F, Maracchini G, Monni F. Experimental assessment of concrete compressive strength in old existing RC buildings: A possible way to reduce the dispersion of DT results. *Journal of Building Engineering* 2016;8:162–71. doi:10.1016/j.jobbe.2016.10.008.
- [8] Giuffrè A. *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*. Edizioni Kappa; 1991.
- [9] Giuffrè A. *Safety and conservation of historical centers: the Ortigia case (in Italian)*. Bari: Laterza; 1993.

- [10] Borri A, Donà C, De Maria A. Manuale delle murature storiche. DEI; 2011.
- [11] Roca P, Cervera M, Gariup G, Pela' L. Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches. Archives of Computational Methods in Engineering 2010;17:299–325. doi:10.1007/s11831-010-9046-1.
- [12] Lagomarsino S, Cattari S. PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. Bulletin of Earthquake Engineering 2015;13:13–47. doi:10.1007/s10518-014-9674-1.
- [13] Giambanco G, Rizzo S, Spallino R. Numerical analysis of masonry structures via interface models. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 2001;190:6493–511. doi:10.1016/S0045-7825(01)00225-0.
- [14] Cundall PA. Explicit finite difference methods in geomechanics. Numerical Methods in Engineering 1976;1:132–50.
- [15] Van Mele T, McInerney J, DeJong MJ, Block P. Physical and Computational Discrete Modelling of Masonry Vault Collapse. Structural Analysis of Historical Constructions, Vols 1-3 2012:2552–60.
- [16] DeJong MJ, Vibert C. Seismic response of stone masonry spires: Computational and experimental modeling. Engineering Structures 2012;40:566–74. doi:10.1016/j.engstruct.2012.03.001.
- [17] Roberti GM, Spina O. Discrete element analysis on the Sardinian 'Nuraghe. Historical constructions. University of Guimaraes, 2001.
- [18] Azevedo J, Sincaian G, Lemos J V. Seismic behavior of blocky masonry structures. Earthquake Spectra 2000;16:337–65. doi:10.1193/1.1586116.
- [19] Felice* G De, Giannini R. Out-of-Plane Seismic Resistance of Masonry Walls. Journal of Earthquake Engineering 2001;5:253–71. doi:10.1080/13632460109350394.
- [20] Lemos J V. Discrete Element Modeling of Masonry Structures. International Journal of Architectural Heritage 2007;1:190–213. doi:10.1080/15583050601176868.
- [21] PAGNONI T. Seismic analysis of masonry and block structures with the discrete element method. 10TH EUROPEAN CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, PROCEEDINGS, VOLS 1-4 1995:1669–74.

- [22] Livesley RK. Limit analysis of structures formed from rigid blocks. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 1978;12:1853–71. doi:10.1002/nme.1620121207.
- [23] Baggio C, Trovalusci P. Stone assemblies under in-plane actions. Comparison between nonlinear discrete approaches. *Comput Method Struct Mason* 1995:184–93.
- [24] Portioli F, Casapulla C, Gilbert M, Cascini L. Limit analysis of 3D masonry block structures with non-associative frictional joints using cone programming. *Computers and Structures* 2014;143:108–21. doi:10.1016/j.compstruc.2014.07.010.
- [25] Ferris MC, Tin-Loi F. Limit analysis of frictional block assemblies as a mathematical program with complementarity constraints. *International Journal of Mechanical Sciences* 2001;43:209–24. doi:10.1016/S0020-7403(99)00111-3.
- [26] Briccoli Bati S, Paradiso M, Tempesta G. A numerical procedure for the analysis of brickwork walls. III International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry, Lisbon, Portugal: 1995, p. 303–12.
- [27] Briccoli Bati S, Paradiso M, Tempesta G. Analysis of voussoir arches modelled on rigid blocks and elastic unilateral contact constraints. Assisi '99-Workshop on Seismic Performance of Built Heritage in Small Historical Centres, CICOP Italia, 1999, p. 63–71.
- [28] Pande GN, Liang JX, Middleton J. Equivalent elastic moduli for brick masonry. *Computers and Geotechnics* 1989;8:243–65. doi:10.1016/0266-352X(89)90045-1.
- [29] Anthoine A. Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogenization theory. *International Journal of Solids and Structures* 1995;32:137–63. doi:10.1016/0020-7683(94)00140-R.
- [30] Lourenço PB, Rots JG. Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures. *Journal of Engineering Mechanics* 1997;123:660–8. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:7(660).
- [31] Cecchi A, Sab K. A multi-parameter homogenization study for modeling elastic masonry. *European Journal of Mechanics, A/Solids* 2002;21:249–68. doi:10.1016/S0997-7538(01)01195-0.
- [32] Cecchi A, Sab K. Out of plane model for heterogeneous periodic materials: The case of masonry. *European Journal of Mechanics, A/Solids* 2002;21:715–46. doi:10.1016/S0997-7538(02)01243-3.

- [33] Cecchi A, Milani G, Tralli A. Validation of Analytical Multiparameter Homogenization Models for Out-of-Plane Loaded Masonry Walls by Means of the Finite Element Method. *Journal of Engineering Mechanics* 2005;131:185–98. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2005)131:2(185).
- [34] Pietruszczak S, Niu X. A mathematical description of macroscopic behaviour of brick masonry. *International Journal of Solids and Structures* 1992;29:531–46. doi:10.1016/0020-7683(92)90052-U.
- [35] Lee JS, Pande GN, Middleton J, Kralj B. Numerical modelling of brick masonry panels subject to lateral loadings. *Computers and Structures* 1996;61:735–45. doi:10.1016/0045-7949(95)00361-4.
- [36] Pegon P, Anthoine A. Numerical strategies for solving continuum damage problems with softening: Application to the homogenization of Masonry. *Computers & Structures* 1997;64:623–42. doi:10.1016/S0045-7949(96)00153-8.
- [37] Cerrolaza M, Sulem J, Elbied A. A Cosserat non-linear finite element analysis software for blocky structures. *Advances in Engineering Software* 1999;30:69–83.
- [38] Trovalusci P, Masiani R. Non-linear micropolar and classical continua for anisotropic discontinuous materials. *International Journal of Solids and Structures* 2003;40:1281–97. doi:10.1016/S0020-7683(02)00584-X.
- [39] Casolo S. Macroscopic modelling of structured materials: Relationship between orthotropic Cosserat continuum and rigid elements. *International Journal of Solids and Structures* 2006;43:475–96. doi:10.1016/j.ijsolstr.2005.03.037.
- [40] Brasile S, Casciaro R, Formica G. Multilevel approach for brick masonry walls - Part II: On the use of equivalent continua. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 2007;196:4801–10. doi:10.1016/j.cma.2007.06.020.
- [41] Heyman J. The stone skeleton. *International Journal of Solids and Structures* 1966;2:249–79. doi:10.1016/0020-7683(66)90018-7.
- [42] Vallucci S, Quagliarini E, Lenci S. *Costruzioni storiche in muratura - Vulnerabilità sismica e progettazione degli interventi*. WOLTERS KLUWER ITALIA; 2013.
- [43] Doglioni F, Moretti A, Petrini V. *The Churches And the Earthquake. From the Vulnerabilities Found in the Friuli Earthquake to Earthquake-Proof Improvement in the Restoration, To a Policy of Prevention [In Italian]*. Trieste, Italy: Lint Press; 1994.

- [44] Lourenco PB. Computations on historic masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials* 2002;4:301–19. doi:10.1002/pse.120.
- [45] Theodossopoulos D, Sinha B. A review of analytical methods in the current design processes and assessment of performance of masonry structures. *Construction and Building Materials* 2013;41:990–1001. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.07.095.
- [46] Milani G, Valente M. Comparative pushover and limit analyses on seven masonry churches damaged by the 2012 Emilia-Romagna (Italy) seismic events: Possibilities of non-linear finite elements compared with pre-assigned failure mechanisms. *Engineering Failure Analysis* 2015;47:129–61. doi:10.1016/j.engfailanal.2014.09.016.
- [47] Mele E, Luca A De, Giordano A. Modelling and analysis of a basilica under earthquake loading 2003;4:355–67. doi:10.1016/j.culher.2003.03.002.
- [48] Roca P, M. M, Cervera M, Arun G. Structural analysis of Küçük Ayasofya Mosque in İstanbul. *Structural Analysis of Historical Constructions* 2004:679–86.
- [49] Mallardo V, Malvezzi R, Milani E, Milani G. Seismic vulnerability of historical masonry buildings: A case study in Ferrara. *Engineering Structures* 2008;30:2223–41. doi:10.1016/j.engstruct.2007.11.006.
- [50] Lourenço PB, Krakowiak KJ, Fernandes FM, Ramos LF. Failure analysis of Monastery of Jerónimos, Lisbon: How to learn from sophisticated numerical models. *Engineering Failure Analysis* 2007;14:280–300. doi:10.1016/j.engfailanal.2006.02.002.
- [51] Valente M, Milani G. Seismic assessment of historical masonry towers by means of simplified approaches and standard FEM. *Construction and Building Materials* 2016;108:74–104. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.01.025.
- [52] Acito M, Bocciarelli M, Chesi C, Milani G. Collapse of the clock tower in Finale Emilia after the May 2012 Emilia Romagna earthquake sequence: Numerical insight. *Engineering Structures* 2014;72:70–91. doi:10.1016/j.engstruct.2014.04.026.
- [53] Pelà L, Aprile A, Benedetti A. Comparison of seismic assessment procedures for masonry arch bridges. *Construction and Building Materials* 2013;38:381–94. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.08.046.
- [54] Calderini C, Cattari S, Lagomarsino S. In-plane strength of unreinforced masonry piers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2009;38:243–67.

doi:10.1002/eqe.860.

- [55] Clementi F, Gazzani V, Poiani M, Lenci S. Assessment of seismic behaviour of heritage masonry buildings using numerical modelling. *Journal of Building Engineering* 2016;29–47. doi:10.1016/j.jobe.2016.09.005.
- [56] Calìo I, Cannizzaro F, Marletta M. A Discrete Element for Modeling Masonry Vaults. *Advanced Materials Research* 2010;133–134:447–52. doi:10.4028/www.scientific.net/AMR.133-134.447.
- [57] Casolo S, Peña F. Rigid element model for in-plane dynamics of masonry walls considering hysteretic behaviour and damage. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2007;36:1029–48. doi:10.1002/eqe.670.
- [58] Calìo I, Marletta M, Pantò B. A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings. *Engineering Structures* 2012;40:327–38. doi:10.1016/j.engstruct.2012.02.039.
- [59] Lancioni G, Lenci S, Piattoni Q, Quagliarini E. Dynamics and failure mechanisms of ancient masonry churches subjected to seismic actions by using the NSCD method: The case of the medieval church of S. Maria in Portuno. *Engineering Structures* 2013;56:1527–46. doi:10.1016/j.engstruct.2013.07.027.
- [60] Lancioni G, Gentilucci D, Quagliarini E, Lenci S. Seismic vulnerability of ancient stone arches by using a numerical model based on the Non-Smooth Contact Dynamics method. *Engineering Structures* 2016;119:110–21. doi:10.1016/j.engstruct.2016.04.001.
- [61] Augenti N. *Il calcolo sismico degli edifici in muratura (seismic design of masonry buildings)* [In Italian]. Turin, Italy: UTET Università; 2004.
- [62] Marques R, Lourenço PB. Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of modern unreinforced masonry buildings. *Computers & Structures* 2011;89:2079–91. doi:10.1016/j.compstruc.2011.05.021.
- [63] Lourenço PB, Mendes N, Marques R. *Earthquake Design and Assessment of Masonry Structures: Review and Applications*. In: Topping BHV, Neves LFC, Barros RC, editors. *Trends in Civil and Structural Engineering Computing*, Stirlingshire, Scotland: Saxe-Coburg Publications; 2009, p. 77–101. doi:10.4203/csets.22.4.
- [64] Magenes G, Bolognini D, C. Braggio (A cura di). *Metodi semplificati per l'analisi*

sismica non lineare di edifici in muratura (In Italian). Roma: 2000.

- [65] Magenes G. A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings. XII World Conference on Earthquake Engineering, Auckland: 2000.
- [66] Roca P, Molins C, Mari AR. Strength Capacity of Masonry Wall Structures by the Equivalent Frame Method. *Journal of Structural Engineering* 2005;131:1601–10. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:10(1601).
- [67] Lagomarsino S, Penna A, Galasco A, Cattari S. TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures* 2013;56:1787–99. doi:10.1016/j.engstruct.2013.08.002.
- [68] Magenes G, Della Fontana A. Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings. Proceedings No. 8 of the British Masonry Society, 1998, p. 190–5.
- [69] Penelis GG. AN EFFICIENT APPROACH FOR PUSHOVER ANALYSIS OF UNREINFORCED MASONRY (URM) STRUCTURES. *Journal of Earthquake Engineering* 2006;10:359–79. doi:10.1080/13632460609350601.
- [70] Chen S, Moon FL, Yi T. A macroelement for the nonlinear analysis of in-plane unreinforced masonry piers 2008;30:2242–52. doi:10.1016/j.engstruct.2007.12.001.
- [71] Belmouden Y, Lestuzzi P. An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete buildings. *Construction and Building Materials* 2009;23:40–53. doi:10.1016/j.conbuildmat.2007.10.023.
- [72] Grande E, Imbimbo M, Sacco E. A Beam Finite Element for Nonlinear Analysis of Masonry Elements With or Without Fiber-Reinforced Plastic (FRP) Reinforcements. *International Journal of Architectural Heritage* 2011;5:693–716. doi:10.1080/15583058.2010.490616.
- [73] Addessi D, Mastrandrea A, Sacco E. An equilibrated macro-element for nonlinear analysis of masonry structures. *Engineering Structures* 2014;70:82–93. doi:10.1016/j.engstruct.2014.03.034.
- [74] Penna A, Lagomarsino S, Galasco A. A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2014;43:159–79. doi:10.1002/eqe.2335.
- [75] NTC 2008. Decreto Ministeriale 14/1/2008. Norme tecniche per le costruzioni (in Italian). Ministry of Infrastructures and Transportations. 2008.

- [76] EN 1998-1. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN. Brussels, Belgium: 2004.
- [77] EN 1998-3. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, CEN. Brussels, Belgium: 2005.
- [78] NZSEE 2015. Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes - Section 10 Revision. Seismic Assessment of Unreinforced Masonry Buildings. New Zealand Society for Earthquake Engineering, Corrigendum n° 4, 9 April 2015, Russell. 2015.
- [79] Lagomarsino S, Cattari S. Seismic Performance of Historical Masonry Structures Through Pushover and Nonlinear Dynamic Analyses. *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*, vol. 39, 2015, p. 265–92. doi:10.1007/978-3-319-16964-4.
- [80] Corigliano M, Lai CG, Rota M, Strobbia CL. ASCONA: Automated Selection of Compatible Natural Accelerograms. *Earthquake Spectra* 2012;28:965–87. doi:10.1193/1.4000072.
- [81] Rota M, Zuccolo E, Taverna L, Corigliano M, Lai CG, Penna A. Mesozonation of the Italian territory for the definition of real spectrum-compatible accelerograms. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2012;10:1357–75. doi:10.1007/s10518-012-9369-4.
- [82] Araújo M, Macedo L, Marques M, Castro JM. Code-based record selection methods for seismic performance assessment of buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2016;45:129–48. doi:10.1002/eqe.2620.
- [83] Penna A, Rota M, Galasco A, Mouyiannou A. Towards the Use of Time-History Analysis for the Seismic Assessment of Masonry Structures, 2015, p. 83–111. doi:10.1007/978-3-319-16130-3_4.
- [84] Mouyiannou A, Rota M, Penna A, Magenes G. Identification of Suitable Limit States from Nonlinear Dynamic Analyses of Masonry Structures. *Journal of Earthquake Engineering* 2014;18:231–63. doi:10.1080/13632469.2013.842190.
- [85] Penna A, Rota M, Mouyiannou A, Magenes G. Issues on the use of time-history analysis for the design and assessment of masonry structures. In: Papadrakakis M, Papadopoulos V, Plevris V, editors. *COMPdyn 2013: 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Kos Island, Greece: 2013.

- [86] Tomazevic M. The computer program POR. Report ZRMK (in Slovenian). Ljubljana, Slovenia: 1978.
- [87] Clementi F, Quagliarini E, Maracchini G, Lenci S. Post-World War II Italian school buildings: typical and specific seismic vulnerabilities. *Journal of Building Engineering* 2015;4:152–66. doi:10.1016/j.jobe.2015.09.008.
- [88] FEMA 356. Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings - Applied Technology Council (ATC). Washington DC: 2000.
- [89] ASCE/SEI 41/13. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, VA: American Society of Civil Engineers; 2014. doi:10.1061/9780784412855.
- [90] Freeman SA. The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design. Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France , 1998.
- [91] ATC Applied Technology Council. ATC 40 - Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings - Volume 1. vol. 1. 1996.
- [92] Calvi GM. A Displacement-Based Approach for Vulnerability Evaluation of Classes of Buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 1999;3:411–38. doi:10.1080/13632469909350353.
- [93] Priestley M, Calvi GM, Kowalsky MJ. Displacement-based seismic design of structures. *Building* 2007;23:1453–60. doi:10.1016/S0141-0296(01)00048-7.
- [94] Kwan AKH. Analysis of coupled wall/frame structures by frame method with shear deformation allowed. *ICE Proceedings* 1991;91:273–97. doi:10.1680/iicep.1991.14983.
- [95] Calliari R, Manzini CF, Morandi P, Magenes G. User manual of ANDILWall, version 3.1.0.0 [in Italian] 2013.
- [96] Vanin A, Foraboschi P. Modelling of masonry panels by truss analogy - Part 1. *Masonry International* 2009;22:1–10.
- [97] Penna A, Senaldi I, Galasco A, Magenes G. Numerical Simulation Of Shaking Table Tests On Full-Scale Stone Masonry Buildings. *International Journal of Architectural Heritage* 2015;3058:15583058.2015.1113338. doi:10.1080/15583058.2015.1113338.

- [98] Parisi F, Augenti N. Seismic capacity of irregular unreinforced masonry walls with openings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2013;42:101–21. doi:10.1002/eqe.2195.
- [99] Augenti N. Seismic behaviour of irregular masonry walls. *Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva: 2006.
- [100] Augenti N, Cosenza E, Dolce M, Manfredi G, Masi A, Samela L. Performance of School Buildings during the 2002 Molise, Italy, Earthquake. *Earthquake Spectra* 2004;20:S257–70. doi:10.1193/1.1769374.
- [101] Augenti N, Parisi F. Learning from Construction Failures due to the 2009 L'Aquila, Italy, Earthquake. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 2010;24:536–55. doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000122.
- [102] Bracchi S, Rota M, Penna A, Magenes G. Consideration of modelling uncertainties in the seismic assessment of masonry buildings by equivalent-frame approach. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2015:1–28. doi:10.1007/s10518-015-9760-z.
- [103] Moon FL. Seismic strengthening of low-rise unreinforced masonry structures with flexible diaphragms. PhD Thesis 2004. doi:http://hdl.handle.net/1853/5128.
- [104] Moon FL, Yi T, Leon RT, Kahn LF. Recommendations for Seismic Evaluation and Retrofit of Low-Rise URM Structures. *Journal of Structural Engineering* 2006;132:663–72. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:5(663).
- [105] Yi T, Moon FL, Leon RT, Kahn LF. Lateral Load Tests on a Two-Story Unreinforced Masonry Building. *Journal of Structural Engineering* 2006;132:643–52. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:5(643).
- [106] Dolce M. Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche (Drafting and modeling of masonry buildings subjected to seismic actions) [in Italian]. *L'Industria Delle Costruzioni* 1991;25:44–57.
- [107] Paquette J, Bruneau M. Pseudo-Dynamic Testing of Unreinforced Masonry Building with Flexible Diaphragm. *Journal of Structural Engineering* 2003;129:708–16. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:6(708).
- [108] Bothara JK, Dhakal RP, Mander JB. Seismic performance of an unreinforced masonry building: An experimental investigation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2009;41:n/a-n/a. doi:10.1002/eqe.932.

- [109] Parisi F, Lignola GP, Augenti N, Prota A, Manfredi G. Nonlinear Behavior of a Masonry Subassemblage Before and After Strengthening with Inorganic Matrix-Grid Composites. *Journal of Composites for Construction* 2011;15:821–32. doi:10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000203.
- [110] Rota M, Penna A, Magenes G. A framework for the seismic assessment of existing masonry buildings accounting for different sources of uncertainty. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2014;43:1045–66. doi:10.1002/eqe.2386.
- [111] Sabatino R, Rizzano G. A simplified approach for the seismic analysis of masonry structures. *The Open Construction and Building Technology Journal* 2011;1-M7:97–104.
- [112] Calderini C, Cattari S, Lagomarsino S. In-plane seismic response of unreinforced masonry walls: comparison between detailed and equivalent frame models. In: Papadrakakis M, Lagaros ND, Fragiadakis M, editors. *COMPADYN 2009, ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rhodes, Greece: 2009, p. 22–4.
- [113] Marques R, Lourenço PB. Unreinforced and confined masonry buildings in seismic regions: Validation of macro-element models and cost analysis. *Engineering Structures* 2014;64:52–67. doi:10.1016/j.engstruct.2014.01.014.
- [114] Cattari S, Beyer K. Influence of spandrel modelling on the seismic assessment of existing masonry buildings. *Proceedings of the Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Pacific*, Sydney, Australia: 2015.
- [115] Liberatore D. Progetto Catania: Indagine sulla risposta sismica di due edifici in muratura (ProjectCatania: Investigation on the seismic response of two masonry buildings) [In Italian]. vol. M. Rome, Italy: GNDT - National Group for Seismic Protection; 2000.
- [116] Pasticier L, Amadio C, Fragiacommo M. Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2008;37:467–85. doi:10.1002/eqe.770.
- [117] Salonikios T, Karakostas C, Lekidis V, Anthoine A. Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames. *Engineering Structures* 2003;25:1515–23. doi:10.1016/S0141-0296(03)00118-4.
- [118] Betti M, Galano L, Petracchi M, Vignoli A. Diagonal cracking shear strength of

unreinforced masonry panels: a correction proposal of the b shape factor. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2015. doi:10.1007/s10518-015-9756-8.

- [119] Cattari S, Curti E, Galasco A, Resemini S. *Analisi Sismica lineare e non lineare degli edifici in muratura. Teoria ed esempi di applicazione secondo OPCM 3274/2003 e 3431/2005 (in Italian)*. Sistemi Editoriali; 2005.
- [120] Di Ludovico M, Fico R, Cordasco EA, Prota A, Verderame GM, Manfredi G. Some considerations on the use of the technical software in the reconstruction of the Abruzzo Region ‘Alcune considerazioni sull’utilizzo del software tecnico nella ricostruzione dell’Abruzzo’ [In Italian]. *Convegno AIST/SAIE 2011 ‘Il Calcolo delle Strutture Esistenti: Software e Normativa’*, Bologna: 2011.
- [121] Aedes Software. *Aedes PCM 2015 - User’s Manual [in Italian]* 2015.
- [122] Marques R, Pereira JM, Lourenço PB, Parker W, Uno M. Study of the Seismic Behavior of the ‘Old Municipal Chambers’ Building in Christchurch, New Zealand. *Journal of Earthquake Engineering* 2013;17:350–77. doi:10.1080/13632469.2012.738283.
- [123] Rossi M, Cattari S, Lagomarsino S. Performance-based assessment of the Great Mosque of Algiers. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2015;13:369–88. doi:10.1007/s10518-014-9682-1.
- [124] Lagomarsino S, Cattari S, Degli Abbatì S, Ferrero C. Valutazione della sicurezza statica e sismica del politeama ‘Giuseppe Verdi’ a Carrara [in Italian]. *Proc. of IF CRASC 12*, Pisa: 2012.
- [125] Beyer K, Mangalathu S. Numerical Study on the Peak Strength of Masonry Spandrels with Arches. *Journal of Earthquake Engineering* 2014;18:169–86. doi:10.1080/13632469.2013.851047.
- [126] Penna A, Cattari S, Galasco A, Lagomarsino S. Seismic assessment of masonry structures by non-linear macro-element analysis. *IV International Conference on Structural Analysis of Historical Construction*, 2004.
- [127] Giuffrè A, Pagnoni T, Tocci C. In-Plane Seismic Behaviour of Historical Masonry Walls. *THE INTERNATIONAL BRICK AND BLOCK MASONRY CONFERENCE*, Masonry Council of Canada; 1994, p. 263–72.
- [128] Magenes G, Calvi GM. Cyclic behavior of brick masonry walls. In: Duma Editor, editor. *Proceedings of the 10th World Conference*, Balkema: Rotterdam, The

Netherlands: 1992.

- [129] Abrams DP, Shah N. Cyclic Load Testing of Unreinforced Masonry Walls. 1992.
- [130] Mahmoud A, Hamid A, El Magd S. Lateral response of unreinforced solid masonry shear walls: an experimental study. Proceedings of the 7th Canadian Masonry Symposium, Hamilton: 1995, p. 110–125.
- [131] Anthoine A, Magonette G, Magenes G. Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls. Proceeding of the 10th European Conference on Earthquake Engineering 1995.
- [132] Magenes G, Calvi GM. In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1997;26:1091–112. doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199711)26:11<1091::AID-EQE693>3.0.CO;2-6.
- [133] Mayes RL, Clough RW. State-of-the-art in Seismic Shear Strength of Masonry: An Evaluation and Review, Report No. EERC 75-21. Berkeley: 1975.
- [134] Bosiljkov V, Page A, Bokan-Bosiljkov V, Zarnic R. Performance based studies on in-plane loaded unreinforced masonry walls. *Masonry International* 2003;2:39–50.
- [135] Vasconcelos G (Minho U, Lourenço P (Minho U. Assessment of the in-plane shear strength of stone masonry walls by simplified models. *Structural Analysis of Historical Constructions* 2006:1–8.
- [136] Yokel FY, Fattal SG. Failure Hypothesis for Masonry Shear Walls. *Journal of the Structural Division* 1976;102:515–32.
- [137] Mann W, Muller H. Failure of Shear-Stressed Masonry - An Enlarged Theory, Tests and Application to Shear-Walls. Proc. Int. symposium on load-bearing brickwork, London, UK: 1980, p. 1–13.
- [138] Ignatakis C, Stylianides K. Mechanical characteristics of virgin and strengthened old brick masonry—experimental research. *Masonry International* 2003;2:62–69.
- [139] Lourenço PB, Oliveira D V, Roca P, Orduña A. Dry Joint Stone Masonry Walls Subjected to In-Plane Combined Loading. *Journal of Structural Engineering* 2005;131:1665–73. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:11(1665).
- [140] Mayes R, Clough R. A literature survey—compressive, tensile, bond and shear strength of masonry. Report No. EERC 75-15. Berkeley: 1975.

- [141] Drysdale RG, Hamid AA, Heidebrecht AC. TENSILE STRENGTH OF CONCRETE MASONRY. *ASCE J Struct Div* 1979;105:1261–76.
- [142] Drysdale RG, Hamid AA. Tension Failure Criteria for Plain Concrete Masonry. *Journal of Structural Engineering* 1984;110:228–44. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:2(228).
- [143] Giuffrè A. *Sicurezza e conservazione dei centri storici. Il caso Ortigia*. Laterza; 2006.
- [144] Brignola A, Frumento S, Lagomarsino S, Podestà S. Identification of Shear Parameters of Masonry Panels Through the In-Situ Diagonal Compression Test. *International Journal of Architectural Heritage* 2008;3:52–73. doi:10.1080/15583050802138634.
- [145] Karantoni F V., Fardis MN. Effectiveness of Seismic Strengthening Techniques for Masonry Buildings. *Journal of Structural Engineering* 1992;118:1884–902. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:7(1884).
- [146] Milani G, Beyer K, Dazio A. Upper bound limit analysis of meso-mechanical spandrel models for the pushover analysis of 2D masonry frames. *Engineering Structures* 2009;31:2696–710. doi:10.1016/j.engstruct.2009.06.015.
- [147] Addressi D, Liberatore D, Masiani R. Force-Based Beam Finite Element (FE) for the Pushover Analysis of Masonry Buildings. *International Journal of Architectural Heritage* 2015;9:231–43. doi:10.1080/15583058.2013.768309.
- [148] Liberatore D, Addressi D. Strength domains and return algorithm for the lumped plasticity equivalent frame model of masonry structures. *Engineering Structures* 2015;91:167–81. doi:10.1016/j.engstruct.2015.02.030.
- [149] Midas FEA. *Analysis and Algorithm Manual* 2006.
- [150] Raka E, Spacone E, Sepe V, Camata G. Advanced frame element for seismic analysis of masonry structures: model formulation and validation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2015;41:n/a-n/a. doi:10.1002/eqe.2594.
- [151] Betti M, Galano L, Vignoli A. Comparative analysis on the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms. *Engineering Structures* 2014;61:195–208. doi:10.1016/j.engstruct.2013.12.038.
- [152] Cattari S, Lagomarsino S. Masonry structures. In: Sullivan T, Calvi G, editors. *Developments in the field of displacement based seismic assessment*, Pavia, Italy,;

IUSS Press and EUCENTRE; 2013, p. 151–200.

- [153] Cattari S, Giongo I, Marino S, Lin Y, Schiro G, Ingham JM, et al. Numerical simulation of the seismic response of an earthquake damaged URM building. 2015 NZSEE Conference, vol. 1, 2015, p. 911–23.
- [154] Simões A, Bento R, Cattari S, Lagomarsino S. Seismic performance-based assessment of ‘Gaioleiro’ buildings. *Engineering Structures* 2014;80:486–500. doi:10.1016/j.engstruct.2014.09.025.
- [155] Cattari S, Lagomarsino S, Karatzetzou A, Pitilakis D. Vulnerability assessment of Hassan Bey’s Mansion in Rhodes. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2015;13:347–68. doi:10.1007/s10518-014-9613-1.
- [156] Costa A a., Penna A, Magenes G. Seismic Performance of Autoclaved Aerated Concrete (AAC) Masonry: From Experimental Testing of the In-Plane Capacity of Walls to Building Response Simulation. vol. 15. 2011. doi:10.1080/13632461003642413.
- [157] Magenes G, Morandi P, Penna A. In plane cyclic tests of calcium silicate masonry walls. 14th International brick block masonry conference, Sydney, Australia: 2008.
- [158] Mandirola M, Penna A, Rota M, Magenes G. Experimental Assessment of the Shear Response of Autoclaved Aerated Concrete (AAC) Masonry With Flat Truss Bed-Joint Reinforcement. 15th International brick block masonry conference, Florianopolis, Brazil: 2012.
- [159] Circolare 2.02.2009 n. 61. Instructions per l’applicazione delle ‘Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni’ di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008 (in Italian). Ministry of Infrastructures and Transportations. 2009.
- [160] Priestley MJ. Myths and Fallacies in Earthquake Engineering. Revisited: The Ninth Mallet Milne Lecture 2003. Pavia, Italy: IUSS Press; 2003.
- [161] Turnšek V, Čačovič F. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. In: H.W.H. West and K.H. Speed (British Ceramic Research Association - London), editor. 2nd International Brick-Masonry Conference, (Stoke-on-Trent): 1971, p. 149–56.
- [162] Bosiljkov V, Page AW, Bokan-Bosiljkov V, Žarnić R. Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls. *Structural Control and Health Monitoring* 2010;17:100–18. doi:10.1002/stc.299.

- [163] Kržan M, Gostič S, Cattari S, Bosiljkov V. Acquiring reference parameters of masonry for the structural performance analysis of historical buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2015;13:203–36. doi:10.1007/s10518-014-9686-x.
- [164] MIDAS GEN. Analysis Manual n.d.
- [165] CNR-DT 212/2013. Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti 2014.
- [166] Petry S, Beyer K. Influence of boundary conditions and size effect on the drift capacity of URM walls. *Engineering Structures* 2014;65:76–88. doi:10.1016/j.engstruct.2014.01.048.
- [167] Salmanpour AH, Mojsilović N, Schwartz J. Displacement capacity of contemporary unreinforced masonry walls: An experimental study. *Engineering Structures* 2015;89:1–16. doi:10.1016/j.engstruct.2015.01.052.
- [168] NZSEE. Supplement to ‘Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes’. New Zealand Society for Earthquake Engineering 2011.
- [169] DIN EN 1998-1/NA: 2011-01. National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, Seismic actions and rules for buildings, National Annex of Germany. Berlin, Germany: 2011.
- [170] FEMA 306. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Basic procedures manual - Applied Technology Council (ATC). Redwood City CA: 1998.
- [171] FEMA 273. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. 1997.
- [172] Lourenço PB. Two aspects related to the analysis of masonry structures: size effect and parameter sensitivity. 1997.
- [173] Beyer K, Petry S. Size effects in drift capacities of URM walls. 12th North American Masonry Conference, Denver, Colorado: Masonry: Science, Craft, Art; 2015.
- [174] Ministero per i Beni e le Attività Culturali. Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (d.m. 14 gennaio 2008) [in Italian] 2011.

- [175] SIA. SIA D0237: Evaluation de la sécurité parasismique des bâtiments en maçonnerie. Documentation, Swiss Society of Engineers and Architects SIA, [in French]. Zürich, Switzerland: 2011.
- [176] Grunthal G. European Macroseismic Scale 1998. vol. 15. Luxemborg: 1998.
- [177] Benedetti A, Steli E. Analytical models for shear-displacement curves of unreinforced and FRP reinforced masonry panels. *Construction and Building Materials* 2008;22:175–85. doi:10.1016/j.conbuildmat.2006.09.005.
- [178] Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ. *Direct Displacement Based Design*. Pavia: IUSS PRESS; 2007.
- [179] Petry S, Beyer K. Flexural deformations of URM piers : Comparison of analytical models with experiments. *The 9th International Masonry Conference 2014*:1–12.
- [180] Petry S, Beyer K. Force-displacement response of in-plane-loaded URM walls with a dominating flexural mode. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2015;44:2551–73. doi:10.1002/eqe.2597.
- [181] Whitney CS. Design Of Reinforced Concrete Members Under Flexure Or Combined Flexure And Direct Compression. *ACI Journal Proceedings* 1937;33:4–7. doi:10.14359/8429.
- [182] Whitney CS. Plastic Theory of Reinforced Concrete Design. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 1942;107:251–82.
- [183] Amrhein JE. *Reinforced Masonry Engineering Handbook: Clay and Concrete Masonry, Fifth Edition*. CRC Press; 1998.
- [184] Turnšek V, Sheppard P. The shear and flexural resistance of masonry walls. *Proceedings of the international research conference on earthquake engineering, Skopje: 1980*, p. 517–73.
- [185] Fusier F, Vignoli A. Proposta di un metodo di calcolo per edifici in muratura sottoposti ad azioni orizzontali. *Ingegneria Sismica* 1993;1.
- [186] Fusier F, Vignoli A. Analisi della capacità portante ultima di pareti murarie pressoinflesse. *Ingegneria Sismica* 1993;2.
- [187] Tomažević M. *Earthquake-resistant Design of Masonry Buildings*. Imperial College Press; 1999.

- [188] Como M, Grimaldi A. *Unilateral Problems in Structural Analysis*. Vienna: Springer Vienna; 1985. doi:10.1007/978-3-7091-2632-5.
- [189] Tassios TP. *Meccanica delle murature*. Napoli: 1988.
- [190] Borchelt JG. Analysis of brick walls subject to axial compression and in-plane shear. *Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent: 1970*.
- [191] Benedetti D, Tomazevic M. Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura. *Ingegneria Sismica* 1984;1:9–16.
- [192] Benedetti D, Casella ML. SHEAR STRENGTH OF MASONRY PIERS. vol. 6, *Turk Natl Comm on Earthquake Eng, Ankara; 1980*, p. 167–74.
- [193] Alpa G, Monetto I. Microstructural model for dry block masonry walls with in-plane loading. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 1994;42:1159–75. doi:10.1016/0022-5096(94)90065-5.
- [194] Dialer C. Some Remarks on the Strength and Deformation Behaviour of Shear Stressed Masonry Panels under Static Monotonic Loading. *Proceedings of 9th International Brick and Block Masonry Conference, Berlin, Germany: 1991*, p. 276–83.
- [195] Calderini C, Lagomarsino S. Non linear modeling of masonry structures under cyclic loads. *3rd European Conference on computational solid and Structurale Mechanics, Lisbon, Portugal: 2006*.
- [196] Beyer K, Mangalathu S. Review of strength models for masonry spandrels. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2013;11:521–42. doi:10.1007/s10518-012-9394-3.
- [197] Graziotti F, Magenes G, Penna A. Progetto di una sperimentazione su elementi di fascia muraria. *Rapporto Reluis, Allegato 4.3-UR01-1 (in Italian)*. Pavia, Italy: 2009.
- [198] Dazio A, Beyer K. Seismic behaviour of different types of masonry spandrels. *14th European Conference on Earthquake Engineering, 2010*.
- [199] Calderoni B, Cordasco EA, Lenza P. Analisi teorico sperimentale del comportamento della fascia di piano delle pareti murarie per azioni sismiche (in Italian). *Proc. XII Congresso Nazionale ANIDIS, Pisa: 2007*.
- [200] Gattesco N, Clemente I, Macorini L, Noè S. Experimental investigation on the

behavior of spandrels in ancient masonry buildings. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China: 2008.

- [201] Beyer K, Dazio A. Quasi-static monotonic and cyclic tests on composite spandrels. *Earthquake Spectra* 2012;28:885–906. doi:10.1193/1.4000058.
- [202] Beyer K, Dazio A. Quasi-Static Cyclic Tests on Masonry Spandrels. *Earthquake Spectra* 2012;28:907–29. doi:10.1193/1.4000063.
- [203] Graziotti F, Magenes G, Penna A, Fontana D. Experimental cyclic behaviour of stone masonry spandrels. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal: 2012, p. 1–10.
- [204] Cattari S, Lagomarsino S. A strength criterion for the flexural behaviour of spandrels in un-reinforced masonry walls. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.
- [205] Parisi F, Augenti N, Prota A. Implications of the spandrel type on the lateral behavior of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2014;43:1867–87. doi:10.1002/eqe.2441.
- [206] Beyer K. Peak and residual strengths of brick masonry spandrels. *Engineering Structures* 2012;41:533–47. doi:10.1016/j.engstruct.2012.03.015.
- [207] Ochsendorf J. The masonry arch on spreading supports. *Struct Eng* 2006;85:29–35.
- [208] Betti M, Galano L, Vignoli A. Seismic response of masonry plane walls: A numerical study on spandrel strength. *AIP Conference Proceedings* 2008;1020:787–94. doi:10.1063/1.2963915.
- [209] Avossa AM, Malangone P. Seismic performance assessment of masonry structures with a modified ‘concrete’ model. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2015;13:2693–718. doi:10.1007/s10518-015-9726-1.
- [210] Parisi F, Augenti N. Evolutionary strength domains of unreinforced masonry spandrel panels including strain softening. *Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Society*, Auckland, New Zealand: 2011.
- [211] Dolatshahi KM, Aref AJ, Yekrangnia M. Bidirectional behavior of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2014;43:2377–97. doi:10.1002/eqe.2455.

- [212] Dolatshahi KM, Aref AJ, Whittaker AS. Interaction Curves for In-Plane and Out-of-Plane Behaviors of Unreinforced Masonry Walls. *Journal of Earthquake Engineering* 2015;19:60–84. doi:10.1080/13632469.2014.946571.
- [213] Dolatshahi KM, Yekrangnia M, Mahdizadeh A. On the Influence of In-plane Damages on the Out-of-plane Behavior of Unreinforced Masonry Structures. Tenth US National Conference on Earthquake Engineering 2014. doi:10.4231/D3Q52FD59.
- [214] Dolatshahi KM, Yekrangnia M. Out-of-plane strength reduction of unreinforced masonry walls because of in-plane damages. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2015;44:2157–76. doi:10.1002/eqe.2574.
- [215] Najafgholipour MA, Maheri MR, Lourenço PB. Capacity interaction in brick masonry under simultaneous in-plane and out-of-plane loads. *Construction and Building Materials* 2013;38:619–26. doi:10.1016/j.conbuildmat.2012.08.032.
- [216] Galasco A, Lagomarsino S, Penna A, Resemini S. Non-linear seismic analysis of masonry structures. 13 th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.
- [217] Cattari S, Karatzetzou A, Degli Abbati S, Pitilakis D, Negulescu C, Gkoktsi K. Seismic Performance Based Assessment of the Arsenal de Milly of the Medieval City of Rhodes. In: Psycharis IN, Pantazopoulou SJ, Papadrakakis M, editors. *Seismic Assessment, Behavior and Retrofit of Heritage Buildings and Monuments*, Springer International Publishing; 2015, p. 365–92. doi:10.1007/978-3-319-16130-3_15.
- [218] SIA. SIA 266: Masonry. Swiss code, Swiss society of engineers and architects SIA,. Zürich, Switzerland: 2005.
- [219] Benedetti A, Benedetti L. Interaction of shear and flexural collapse modes in the assessment of in-plane capacity of masonry walls. *Proceedings of the 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, Canada: 2013.*
- [220] Heyman J. Leaning towers. *Meccanica* 1992;27:153–9. doi:10.1007/BF00430041.
- [221] Belmouden Y, Lestuzzi P. Analytical model for predicting nonlinear reversed cyclic behaviour of reinforced concrete structural walls. *Engineering Structures* 2007;29:1263–76. doi:10.1016/j.engstruct.2006.08.014.
- [222] Sepe V, Spacone E, Raka E, Camata G. Seismic analysis of masonry buildings : equivalent frame approach with fiber beam elements. In: Cunha A, Caetano E, Ribeiro P, Müller G, editors. *Proceedings of the 9th International Conference on*

Structural Dynamics, EURODDN 2014, Porto, Portugal: 2014, p. 237–44.

- [223] Spacone E, Ciampi V, Filippou FC. Mixed formulation of nonlinear beam finite element. *Computers and Structures* 1996;58:71–83. doi:10.1016/0045-7949(95)00103-N.
- [224] Addessi D, Ciampi V. A regularized force-based beam element with a damage–plastic section constitutive law. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 2007;70:610–29. doi:10.1002/nme.1911.
- [225] Gambarotta L, Lagomarsino S. On dynamic response of masonry panels (in Italian). National Conference: Masonry mechanics between theory and practice, Messina: Pitagora Ed., Bologna; 1996.
- [226] Brencich A, Gambarotta L, Lagomarsino S. A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings. *Proc. XI European Conference on Earthquake Engineering*, Rotterdam: Balkema; 1998, p. 1–10.
- [227] Gambarotta L, Lagomarsino S. Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum model and its applications. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1997;26:441–62. doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199704)26:4<441::AID-EQE651>3.0.CO;2-0.
- [228] Magenes G, Penna A. Seismic Design and Assessment of Masonry Buildings in Europe: Recent Research and Code Development Issues. *9th Australasian Masonry Conference 2011*:583–603.
- [229] Penna A. Seismic assessment of existing and strengthened stone-masonry buildings: critical issues and possible strategies. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2015;13:1051–71. doi:10.1007/s10518-014-9659-0.
- [230] Cattari S, Resemini S, Lagomarsino S. Modelling of vaults as equivalent diaphragms in 3D seismic analysis of masonry buildings. In: Fodde D&, editor. *Structural analysis of historic construction: preserving safety and significance: proceedings of the Sixth International Conference on Structural Analysis of Historic Construction*, 2-4 July 2008, Bath, United Kingdom, London, United Kingdom: Taylor & Francis Group; 2008, p. 517–24. doi:10.1201/9781439828229.pt5.
- [231] Rossi M, Calderini C, Lagomarsino S. Experimental testing of the seismic in-plane displacement capacity of masonry cross vaults through a scale model. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2016;14:261–81. doi:10.1007/s10518-015-9815-1.

- [232] Lagomarsino S, Abbas N, Calderini C, Cattari S, Rossi M, Corradini RG, et al. Classification of cultural heritage assets and seismic damage variables for the identification of performance levels. *WIT Transactions on the Built Environment*, vol. 118, 2011, p. 697–708. doi:10.2495/STR110581.
- [233] Calderini C, Abbati SD, Cotič P, Kržan M, Bosiljkov V. In-plane shear tests on masonry panels with plaster: correlation of structural damage and damage on artistic assets. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2014;237–56. doi:10.1007/s10518-014-9632-y.
- [234] Quagliarini E, Lenci S, Seri E. On the damage of frescoes and stuccoes on the lower surface of historical flat suspended light vaults. *Journal of Cultural Heritage* 2012;13:293–303. doi:10.1016/j.culher.2011.11.008.
- [235] Fajfar P. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1999;28:979–93. doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199909)28:9<979::AID-EQE850>3.0.CO;2-1.
- [236] Cappi A, Castellani A, Gradori G, Locatelli P. Strengthening and repairing of masonry walls damaged by shear actions in their own planes. Publication N. 701. 1975.
- [237] Magenes G, Calvi GM, Kingsley GR. Seismic Testing of a Full-Scale, Two-Story Masonry Building: Test Procedure and Measured Experimental Response. Experimental and Numerical Investigation on a brick Masonry Building Prototype – Numerical Prediction of the Experiment, Report 3.0 - G.N.D.T., Pavia, Italy: 1995.
- [238] Akhaveissy AH. Finite element nonlinear analysis of high-rise unreinforced masonry building. *Latin American Journal of Solids and Structures* 2012;1:1–22.
- [239] Addressi D, Mastrandrea A, Sacco E. A Force-Based Equivalent Frame Element for Push-Over Analysis of Masonry Structures. *Key Engineering Materials* 2014;624:405–12. doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.624.405.
- [240] Kappos AJ, Penelis GG, Drakopoulos CG. Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings. *Journal of Structural Engineering* 2002;128:890–7. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:7(890).
- [241] Petrovčić S, Kilar V. Seismic failure mode interaction for the equivalent frame modeling of unreinforced masonry structures. *Engineering Structures* 2013;54:9–22. doi:10.1016/j.engstruct.2013.03.050.

- [242] CSI (Computers and Structures Inc.). SAP2000 v10 Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. 2004.
- [243] Computers and Structures Inc. Sap 2000® Nonlinear Three dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structures 1999.
- [244] Dolce M. Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti. In: Ordine degli Ingegneri, editor. Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Potenza: 1989.
- [245] Mazars J. A description of micro- and macroscale damage of concrete structures. *Engineering Fracture Mechanics* 1986;25:729–37. doi:10.1016/0013-7944(86)90036-6.
- [246] Gambarotta L, Lagomarsino S. Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: the mortar joint model and its applications. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 1997;26:423–39. doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199704)26:43.0.CO;2-#.
- [247] Pegon P, Pinto A V., Gérardin M. Numerical modelling of stone-block monumental structures. *Computers and Structures* 2001;79:2165–81. doi:10.1016/S0045-7949(01)00070-0.
- [248] Bathe K-J, Walczak J, Welch A, Mistry N. Nonlinear analysis of concrete structures. *Computers and Structures* 1989;32:563–90. doi:10.1016/0045-7949(89)90347-7.
- [249] Magenes G, Morandi P, Manzini C, Morandi O, Bolognini D. SAM II—Software for the simplified analysis of masonry buildings. Theory and user manual. 2006.
- [250] ANSYS. User's Manual - Theory Manual. Revision 5.0 1992.
- [251] Mondkar DP, Powell GH. ANSR-I General purpose computer program for analysis of nonlinear structural response. Rep.EERC 75-37 1975.
- [252] The MathWorks Inc. Matlab 6 2002.
- [253] Taylor R. FEAP – a finite element analysis program, version 8.3. Department 1233 of civil and environmental engineering, University of California at Berkeley, 1234 California 2011.
- [254] Calliari R, Manzini C, Morandi P, Magenes G, Remino M. User manual of ANDILWall, version 2.5. [in Italian] 2010.

- [255] Gattesco N, Macorini L, Clemente I, Noe S. Shear resistance of spandrels in brick masonry buildings. Proc. of 8th International Masonry Conference, Dresden, Germany: 2010, p. 2119–30.
- [256] OPCM n.3274. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Ordinanza del Presidente dei Ministri no. 3274, G.U. n. 72 del 20/03/2003 (In Italian). 2003.
- [257] Presidente del Consiglio dei Ministri. Ordinanza PCM 3431/05. Ulteriori modifiche ed integrazioni alla Ordinanza PCM 3274 - Primi Elementi in Materia di Criteri Generali per la Classificazione Sismica del Territorio Nazionale e di Normative (in Italian) 2005.
- [258] Millard A. CAST3M 2000, Manuel d' utilisation, rapport CEA-LAMBS 93/007 1993.
- [259] ADINA. User's manual, www.adina.com n.d.
- [260] Hoffman O. The Brittle Strength of Orthotropic Materials. Journal of Composite Materials 1967;1:200–6. doi:10.1177/002199836700100210.
- [261] DIANA 9.2. 2000. Displacement analysis finite element software n.d.
- [262] Drucker DDC, Prager W. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quarterly of Applied Mathematics 1952;10:157–65.
- [263] Willam K, Warnke E. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. Proc. of IASBE, Seminar on 'Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses', Bergamo, Italy: 1974.
- [264] Calderini C, Lagomarsino S. Continuum Model for In-Plane Anisotropic Inelastic Behavior of Masonry. Journal of Structural Engineering 2008;134:209–20. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:2(209).
- [265] Sabatino R, Rizzano G. Non linear static analysis of masonry structures Simplified equivalent frames and accurate models. 14th European Conference on Earthquake Engineering 2010.
- [266] Magenes G, Penna A. A Full-Scale Shaking Table Test on a Two-Storey Stone Masonry Building 2010:384.

- [267] Magenes G, Penna A, Senaldi IE, Rota M, Galasco A. Shaking Table Test of a Strengthened Full-Scale Stone Masonry Building with Flexible Diaphragms. *International Journal of Architectural Heritage* 2014;8:349–75. doi:10.1080/15583058.2013.826299.
- [268] Senaldi I, Magenes G, Penna A, Galasco A, Rota M. The Effect of Stiffened Floor and Roof Diaphragms on the Experimental Seismic Response of a Full-Scale Unreinforced Stone Masonry Building. *Journal of Earthquake Engineering* 2014;18:407–43. doi:10.1080/13632469.2013.876946.
- [269] Piazza M, Baldessari C, Tomasi R. The Role of in-Plane Floor Stiffness in the Seismic Behaviour of Traditional Buildings. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China 2008.
- [270] Magenes G, Penna A, Galasco A, Rota M. Experimental characterisation of stone masonry mechanical properties. 8th International Masonry Conference 2010 2010:1–10.
- [271] Magenes G, Galasco A, Penna A, Da Paré M. In-plane cyclic shear tests of undressed double leaf stone masonry panels. *Proceedings of the 14th European Conference of Earthquake Engineering, Ohrid, Macedonia: 2010.*
- [272] DIANA Finite Element Analysis User's Manual Element Library Release 9.5 n.d. <https://support.tnodiana.com/manuals/d95/ElmLib/ElmLib.html>.
- [273] McKenna F, Fenves GL, Jeremic B, Scott MH. Open System for earthquake engineering simulation 2007.
- [274] Kohnke P. Ansys Inc., Theory manual - Twelfth Edition. 2001 n.d.
- [275] Parisi F, Augenti N. Earthquake damages to cultural heritage constructions and simplified assessment of artworks. *Engineering Failure Analysis* 2013;34:735–60. doi:10.1016/j.engfailanal.2013.01.005.
- [276] Selby RG, Vecchio FJ. Three-dimensional constitutive relations for reinforced concrete, Technical Report 93-02. Canada: 1993.
- [277] NZSEE. Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquake. Recommendations of a NZSEE Study Group, New Zealand Society for Earthquake Engineering (Including Corrigendum N. 1, 2, 3 and 4). Wellington, New Zealand: 2015.

- [278] Decanini LD, De Sortis A, Goretti A, Liberatore L, Mollaioli F, Bazzurro P. Performance of Reinforced Concrete Buildings During the 2002 Molise, Italy, Earthquake. *Earthquake Spectra* 2004;20:S221–55. doi:10.1193/1.1765107.
- [279] Giordano F, Rasulo A, Zambrano A. Rapporto dei danni osservati su alcuni edifici industriali a seguito del terremoto abruzzese del 6/04/2009 (in Italian). 2009.
- [280] Salvatore W, Caprilli S, Barberi V. Rapporto dei danni provocati dall'evento sismico del 6 Aprile sugli edifici scolastici del centro storico dell'Aquila (in Italian). 2009.
- [281] Verderame GM, Iervolino I, Ricci P. Report on the damages on buildings following the seismic event of 6th of april 2009, V1.20. 2009.
- [282] Bursi OS, Dusatti T, Pucinotti R. A Reconnaissance report. The April 6, 2009, L'Aquila Earthquake. Italy. 2009.
- [283] Earthquake Engineering Research Institute. The Mw 6.3 Abruzzo, Italy, Earthquake of April 6, 2009. vol. 23. 2009.
- [284] Ceci AM, Contento A, Fanale L, Galeota D, Gattulli V, Lepidi M, et al. Structural performance of the historic and modern buildings of the University of L'Aquila during the seismic events of April 2009. *Engineering Structures* 2010;32:1899–924. doi:10.1016/j.engstruct.2009.12.023.
- [285] Toniolo G, Colombo A. Precast concrete structures: the lessons learned from the L'Aquila earthquake. *Structural Concrete* 2012;13:73–83. doi:10.1002/suco.201100052.
- [286] Milani G. Lesson learned after the Emilia-Romagna, Italy, 20–29 May 2012 earthquakes: A limit analysis insight on three masonry churches. *Engineering Failure Analysis* 2013;34:761–78. doi:10.1016/j.engfailanal.2013.01.001.
- [287] Verderame GM, De Luca F, Ricci P, Manfredi G. Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2011;40:925–44. doi:10.1002/eqe.1069.
- [288] Ricci P, De Luca F, Verderame GM. 6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2011;9:285–305. doi:10.1007/s10518-010-9204-8.
- [289] Liberatore L, Sorrentino L, Liberatore D, Decanini LD. Failure of industrial structures induced by the Emilia (Italy) 2012 earthquakes. *Engineering Failure*

Analysis 2013;34:629–47. doi:10.1016/j.engfailanal.2013.02.009.

- [290] Masi A, Vona M. Estimation of the in-situ concrete strength: provisions of the european and italian seismic codes and possible improvements. In: Cosenza E, editor. RELUIS - Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, Naples, Italy: DoppiaVoce; 2009, p. 67–77.
- [291] Dolce M. Seismic safety of schools in Italy. Proceedings of the ad hoc Experts' Group Meeting on Earthquake Safety in Schools, Paris: 2004, p. 52–63.
- [292] Santarella L. Il cemento armato vol.2: Le applicazioni alle costruzioni civili e industriali (in Italian). vol. 2. Milano: Ulrico Hoepli; 1957.
- [293] Arioso G. Formulario Edile (in Italian). Milano: Ulrico Hoepli; 1964.
- [294] Colombo G. Manuale dell'Ingegnere (in Italian). Milano: Ulrico Hoepli; 1958.
- [295] Neumann G. Manuale del calcolo pratico del cemento armato (in Italian). Roma: Edizioni Cremonese; 1958.
- [296] Giangreco E. Teoria e tecnica delle costruzioni Vol.1 (in Italian). Liguori; 1964.
- [297] Migliacci A. Progetto di strutture. Raccolta delle Lezioni tenute al Politecnico di Milano negli anni accademici 1966-1967, 1967-1968. Vol. 1 (in Italian). Masson Italia Editori; 1977.
- [298] ISTAT. 14° Censimento Generale della Popolazione e delle Abitazioni (in Italian). 2001.
- [299] Bacco V, Ciancabilla L. Il manuale dei solai in laterizio (in Italian). 1994.
- [300] CNR. Manuale dell'Architetto (in Italian). Roma: 1962.
- [301] R.D.B. Manualetti R.D.B.: murature-solai-coperture: dati tecnici estratti dal bollettino Il laterizio. Piacenza: Erredibi Piacenza; 1958.
- [302] Munafò P, Mugianesi E. Architettura moderna della provincia di Macerata. Edilizia pubblica dal 1928 al 1944. Analisi di un repertorio di esempi significativi (in Italian). Alinea; 2007.
- [303] Fiore A, Porco F, Uva G, Mezzina M. On the dispersion of data collected by in situ diagnostic of the existing concrete. Construction and Building Materials

2013;47:208–17. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.05.001.

- [304] Masi A, Chiauzzi L. An experimental study on the within-member variability of in situ concrete strength in RC building structures. *Construction and Building Materials* 2013;47:951–61. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.05.102.
- [305] De Stefano M, Tanganelli M, Viti S. On the variability of concrete strength as a source of irregularity in elevation for existing RC buildings: A case study. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2013;11:1711–26. doi:10.1007/s10518-013-9463-2.
- [306] De Stefano M, Tanganelli M, Viti S. Effect of the variability in plan of concrete mechanical properties on the seismic response of existing RC framed structures. *Bulletin of Earthquake Engineering* 2012;11:1049–60. doi:10.1007/s10518-012-9412-5.
- [307] Malhotra VM. Contract Strength Requirements-Cores Versus In Situ Evaluation. *ACI Journal Proceedings* 1977;74. doi:10.14359/10998.
- [308] Masi A, Digrisolo A, Santarsiero G. Concrete Strength Variability in Italian RC Buildings: Analysis of a Large DataBase of Core Tests. *Applied Mechanics and Materials* 2014;597:283–90. doi:10.4028/www.scientific.net/AMM.597.283.
- [309] De Stefano M, Tanganelli M, Viti S. Variability in concrete mechanical properties as a source of in-plan irregularity for existing RC framed structures. *Engineering Structures* 2014;59:161–72. doi:10.1016/j.engstruct.2013.10.027.
- [310] Vona M, Nigro D. Evaluation of the predictive ability of the in situ concrete strength through core drilling and its effects on the capacity of the RC columns. *Materials and Structures* 2013;48:1043–59. doi:10.1617/s11527-013-0214-2.
- [311] Cristofaro MT, Pucinotti R, Tanganelli M, De Stefano M. The dispersion of concrete compressive strength of existing buildings. In: Cimellaro GP, Nagarajaiah S, Kunnath SK, editors. *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, vol. 33, Cham: Springer International Publishing; 2015, p. 275–85. doi:10.1007/978-3-319-06394-2.
- [312] Kwon O-S, Elnashai A. The effect of material and ground motion uncertainty on the seismic vulnerability curves of RC structure. *Engineering Structures* 2006;28:289–303. doi:10.1016/j.engstruct.2005.07.010.
- [313] Jalayer F, Iervolino I, Manfredi G. Structural modeling uncertainties and their influence on seismic assessment of existing RC structures. *Structural Safety*

2010;32:220–8. doi:10.1016/j.strusafe.2010.02.004.

- [314] Masi A, Vona M. Vulnerability assessment of gravity-load designed RC buildings: Evaluation of seismic capacity through non-linear dynamic analyses. *Engineering Structures* 2012;45:257–69. doi:10.1016/j.engstruct.2012.06.043.
- [315] Uva G, Porco F, Fiore A, Mezzina M. The assessment of structural concretes during construction phases. *Structural Survey* 2014;32:189–208. doi:10.1108/SS-06-2013-0023.
- [316] Clementi F, Scalbi A, Lenci S. Seismic performance of precast reinforced concrete buildings with dowel pin connections. *Journal of Building Engineering* 2016;7:224–38. doi:10.1016/j.job.2016.06.013.
- [317] CEN. Eurocode 2 - Design of concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings - EN 1992-1-1 2005.
- [318] Franchin P, Pinto PE, Rajeev P. Confidence Factor? *Journal of Earthquake Engineering* 2010;14:989–1007. doi:10.1080/13632460903527948.
- [319] Franchin AP, Pinto PE, Rajeev P. Confidence in Confidence Factor. In: Cosenza E, editor. *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop*, Napoli, Italy: Doppiavoce; 2009, p. 25–38.
- [320] Bartlett FM. Precision of in-place concrete strengths predicted using core strength correction factors obtained by weighted regression analysis. *Structural Safety* 1997;19:397–410. doi:10.1016/S0167-4730(97)00020-9.
- [321] ASCE/SEI 41/06. *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Reston, VA: 2007.
- [322] ACI Committee 214. *ACI 214.4R-03 Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results*. Detroit, Michigan (USA): American Concrete Institute; 2003.
- [323] UNI. EN 12504-1 *Testing concrete in structures Part 1: Cored specimens - Taking, examining and testing in compression*. 2009.
- [324] UNI. EN 12390-1 *Testing hardened concrete Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds*. 2012.
- [325] UNI. EN 12390-3. *Testing hardened concrete – compressive strength of test specimens*. 2009.

- [326] Breysse D. Nondestructive evaluation of concrete strength: An historical review and a new perspective by combining NDT methods. *Construction and Building Materials* 2012;33:139–63. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.12.103.
- [327] Pucinotti R. Assessment of in situ characteristic concrete strength. *Construction and Building Materials* 2013;44:63–73. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.02.041.
- [328] British Standard Institution. British Standard n.1881. PT.4. Methods of testing concrete for strength. London (UK): 1983.
- [329] Concrete Society. Concrete core testing for strength. Technical report N. 11. London (UK): 1987.
- [330] ACI Committee 214. ACI 214.4R-10 Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. Detroit, Michigan (USA): American Concrete Institute; 2010.
- [331] FEMA 274. Nehr p commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal emergency management agency. Washington DC: 1997.
- [332] American Society for Testing and materials. ASTM Committee C-9. Standard test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete (ASTM C42–90). Annual book of ASTM standards. Vol. 04.02, Philadelphia (USA): 1992.
- [333] Bartlett F, Macgregor J. Equivalent specified concrete strength in structures and test data. *Concrete International* 1995;3:52–8.
- [334] Masi A. The estimation of in situ concrete strength through destructive and non-destructive tests (in Italian). *Il Giornale Delle Prove Non Distruttive Monitoraggio Diagnostica* 2005;1:1–9.
- [335] Bartlett F, Macgregor J. Effect of Core Diameter on Concrete Core Strengths. *ACI Materials Journal* 1994;91:460–70. doi:10.14359/4160.
- [336] Bartlett F, Macgregor J. Effect of Core Length-to-Diameter Ratio on Concrete Core Strengths. *ACI Materials Journal* 1994;91:339–48. doi:10.14359/4042.
- [337] Bartlett F, Macgregor J. Effect of Moisture Condition on Concrete Core Strengths. *ACI Materials Journal* 1994;91:227–36. doi:10.14359/4328.
- [338] De Stefano M, Tanganelli M, Viti S. Torsional effects due to concrete strength variability in existing buildings. *Earthquakes and Structures* 2015;8:379–99.

doi:10.12989/eas.2015.8.2.379.

- [339] De Stefano M, Tanganelli M, Viti S. Seismic performance sensitivity to concrete strength variability: a case-study. *Earthquakes and Structures* 2015;9:321–37. doi:10.12989/eas.2015.9.2.321.
- [340] Giannini R, Sguerri L, Paolacci F, Alessandri S. Assessment of concrete strength combining direct and NDT measures via Bayesian inference. *Engineering Structures* 2014;64:68–77. doi:10.1016/j.engstruct.2014.01.036.
- [341] Ministero dell'Istruzione dell'Università e della Ricerca. Decreto n. 267 del 10 ottobre 2013 (in Italian). 2013.
- [342] Comitato Interministeriale per la Programmazione Economica - CIPE. Fondo per lo sviluppo e la coesione e (FSC) - Esito della seduta del 30 giugno 2014 (in Italian). 2014.
- [343] Ministero della Giustizia. Legge n. 9/8/2013 (Decreto del fare) «Disposizioni urgenti per il rilancio dell'economia» (in Italian). 2013.
- [344] Pfister V, Tundo A, Luprano V a. M. Evaluation of concrete strength by means of ultrasonic waves: A method for the selection of coring position. *Construction and Building Materials* 2014;61:278–84. doi:10.1016/j.conbuildmat.2014.03.017.
- [345] Dolce M, Masi A, Ferrini M. Estimation of the actual in-place concrete strength in assessing existing RC structures. *Proc. of the Second international fib Congress, Naples, Italy: 2006.*
- [346] Collepardi M. Il nuovo calcestruzzo (in Italian). II. Tintoretto; 2002.
- [347] UNI 10834. Shotcrete (in Italian) 1999.
- [348] Newman K, Lachance L. The testing of brittle materials under uniform uniaxial compressive stresses. *Proceedings*, vol. 64., American Society for Testing and materials; 1964, p. 1044–67.
- [349] Murdock J, Kesler C. Effect of length to diameter ratio of specimen on the apparent compressive strength of concrete. *ASTM Bulletin* 1957:68–73.
- [350] Concrete Society. Concrete core testing for strength, Technical Report 11 (TR 11). 1976.

- [351] CEN. EN 13791 - Assessment of in situ compressive strength in structures and precast concrete components 2007.
- [352] Meininger R. Effect of core diameter on measured concrete strength. *Journal Materials* 1968;3:320–36.
- [353] Lewis RK. Effect of Core Diameter on the Observed Strength of Concrete Cores. Research report no. 50. Melbourne: 1976.
- [354] Campbell RH, Tobin RE. Core and Cylinder Strengths of Natural and Lightweight Concrete. *ACI Journal Proceedings* 1967;64:190–5. doi:10.14359/7555.
- [355] Loo Y, Tan C, Tam C. Effects of embedded reinforcement on the measured strength of concrete cylinders. *Mag Concr Res* 1989;41:11–18.
- [356] Bloem D. Concrete Strength in Structures. *ACI Journal Proceedings* 1968;65:176–87. doi:10.14359/7465.
- [357] Meininger RC, Wagner FT, Hall KW. Concrete core strength - the effect of length to diameter ratio. *Natl Ready Mixed Concr Assoc Publ* 1977:147–53.
- [358] Castel A, Turatsinze A. Discussion of the paper titled ‘Evaluation of the predictive ability of the in situ concrete strength through core drilling and its effects on the capacity of the RC columns by M. Vona and D. Nigro’. *Materials and Structures* 2015;4–6. doi:10.1617/s11527-015-0569-7.
- [359] Bernardini G, Quagliarini E, D’Orazio M. Towards creating a combined database for earthquake pedestrians’ evacuation models. *Safety Science* 2016;82:77–94. doi:10.1016/j.ssci.2015.09.001.
- [360] Anderson T. *An introduction to multivariate statistical analysis*. NY: John Wiley and Sons Inc.; 2003.
- [361] Craparo RM. Significance level. In: Salkind NJ, editor. *Encyclopedia of Measurement and Statistics* 3, Thousand Oaks, CA: SAGE Publications; 2007, p. 889–891.
- [362] Romão X, Gonçalves R, Costa A, Delgado R. Evaluation of the EC8-3 confidence factors for the characterization of concrete strength in existing structures. *Materials and Structures* 2012;45:1759–1759. doi:10.1617/s11527-012-9926-y.
- [363] Pereira N, Romão X. Material strength safety factors for the seismic safety

assessment of existing RC buildings. *Construction and Building Materials* 2016;119:319–28. doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.05.055.

- [364] Mikulić D, Pauše Ž, Ukrainčik V, Mikuli D, Pause Z, Ik VU. Determination of concrete quality in a structure by combination of destructive and non-destructive methods. *Materials and Structures* 1992;25:65–9. doi:10.1007/BF02472458.
- [365] Monti G, Alessandri S. Application of bayesian techniques to material strength evaluation and calibration of confidence factors. In: Cosenza E, editor. *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop*, Napoli, Italy: Doppiavoce; 2009, p. 53–65.
- [366] Regio Decreto 16/11/1939 n. 2229 ‘Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato’ (in Italian). 1939.
- [367] Decreto Ministeriale 30/05/1972 Design code of reinforced concrete, prestressed concrete and steel structures (in Italian) 1972.
- [368] Galasco A, Frumento S. *Analisi sismica delle strutture murarie - Calcoli strutturali*. Sistemi Editoriali; 2011.
- [369] Munjiza A, Owen DRJ, Bicanic N. A combined finite-discrete element method in transient dynamics of fracturing solids. *Engineering Computations* 1995;12:145–74. doi:10.1108/02644409510799532.
- [370] Bicanic N, Stirling C, Pearce CJ. Discontinuous modelling of masonry bridges. *Computational Mechanics* 2003;31:60–8. doi:10.1007/s00466-002-0393-0.
- [371] Jean M. Frictional contact in collections of rigid or deformable bodies: numerical simulation of geomaterial motions. *Studies in Applied Mechanics* 1995;42:463–86. doi:10.1016/S0922-5382(06)80022-X.
- [372] Acary V, Jean M. Numerical simulation of monuments by the contact dynamics method. ... on *Seismic Performance of Monuments* 1998:69–78.
- [373] Cluni F, Gusella V. Homogenization of non-periodic masonry structures. *International Journal of Solids and Structures* 2004;41:1911–23. doi:10.1016/j.ijsolstr.2003.11.011.
- [374] Cecchi A, Milani G. A kinematic FE limit analysis model for thick English bond masonry walls. *International Journal of Solids and Structures* 2008;45:1302–31. doi:10.1016/j.ijsolstr.2007.09.019.

- [375] Ali SS, Page AW. Finite Element Model for Masonry Subjected to Concentrated Loads. *Journal of Structural Engineering* 1988;114:1761–84. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1761).
- [376] Rots JG. Numerical simulation of cracking in structural masonry. *Heron* 1991;36:49–63.
- [377] Lourenço PB, De Borst R, Rots JG. A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials. *International Journal of Numerical Methods in Engineering* 1997;40:4033–57.
- [378] Lourenço PB, Rots JG, Blaauwendraad J. Continuum Model for Masonry: Parameter Estimation and Validation. *Journal of Structural Engineering* 1998;124:642–52. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:6(642).
- [379] Lourenco P. Anisotropic softening model for masonry plates and shells. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING-ASCE* 2000;126:1008–16.
- [380] Papa E, Nappi A. Numerical modelling of masonry: A material model accounting for damage effects and plastic strains. *Applied Mathematical Modelling* 1997;21:319–35. doi:10.1016/S0307-904X(97)00011-5.
- [381] Berto L, Saetta A, Scotta R, Vitaliani R. An orthotropic damage model for masonry structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 2002;55:127–57. doi:10.1002/nme.495.
- [382] Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare 23 Maggio 1957 n. 1472 ‘Armature delle strutture in cemento armato’ (in Italian). 1957.

Appendice A. Caso di studio: Aggregato Edilizio

A.1. Descrizione del caso di studio

Si illustra nel seguito un caso esemplificativo ove è stato affrontato lo studio della risposta globale di un edificio esistente in muratura tramite la modellazione a telaio equivalente.

L'edificio in oggetto, realizzato in epoca ottocentesca, è situato in località San Felice sul Panaro (MO) ed è stato dichiarato inagibile dai sopralluoghi effettuati in seguito del sisma avvenuto nel territorio emiliano nel maggio del 2012. Esso fa parte di un aggregato edilizio e rientra tra gli edifici di interesse storico-architettonico secondo il regolamento edilizio comunale.

L'edificio, che si eleva per quattro piano fuori terra con un piano ammezzato, è stato oggetto di numerosi sopralluoghi, i quali sono stati necessari per una corretta descrizione e conoscenza del manufatto. I risultati di tali sopralluoghi sono descritti in [42] e riportati in sintesi nel seguito.

L'edificio è realizzato in mattoni pieni di dimensioni 5,5x13,5x28cm (laterizio ferrarese). Le pareti sono prevalentemente a due teste, con qualche parete a tre teste nel piano terra e nel piano ammezzato. Sono presenti diversi diaconi mentre l'ammorsamento tra le pareti è generalmente di buona qualità. I solai sono realizzati prevalentemente in legno a doppia orditura con presenza di tavolato ligneo o pianellato. La copertura è anch'essa a doppia orditura con sovrastante pianellato. I collegamenti tra pareti e orizzontamenti (compresa la copertura) sono di scarsa qualità.

Non sono state effettuate indagini sui materiali per cui si considera raggiunto il solo livello di conoscenza LC1. L'analisi dei meccanismi locali, effettuata tramite analisi cinematiche lineari, è ampiamente riportata in [42].

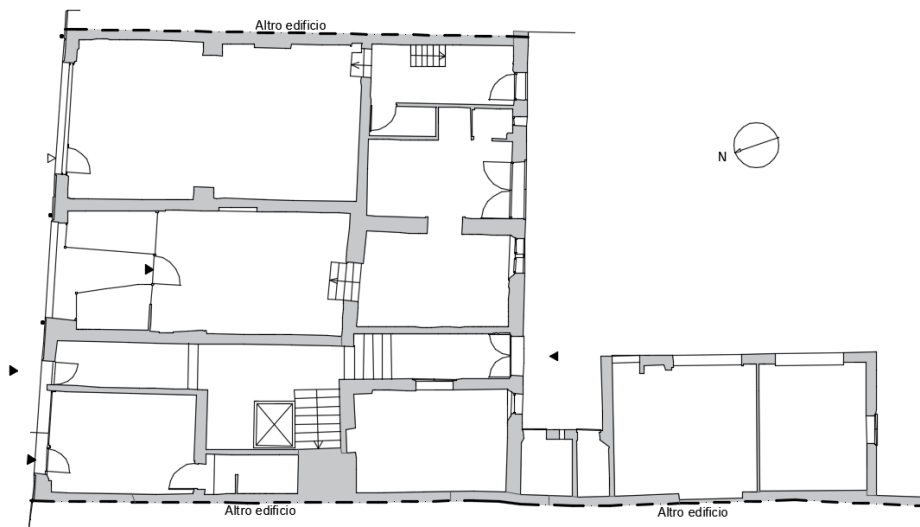


Figura 5.1. Pianta del piano terra.

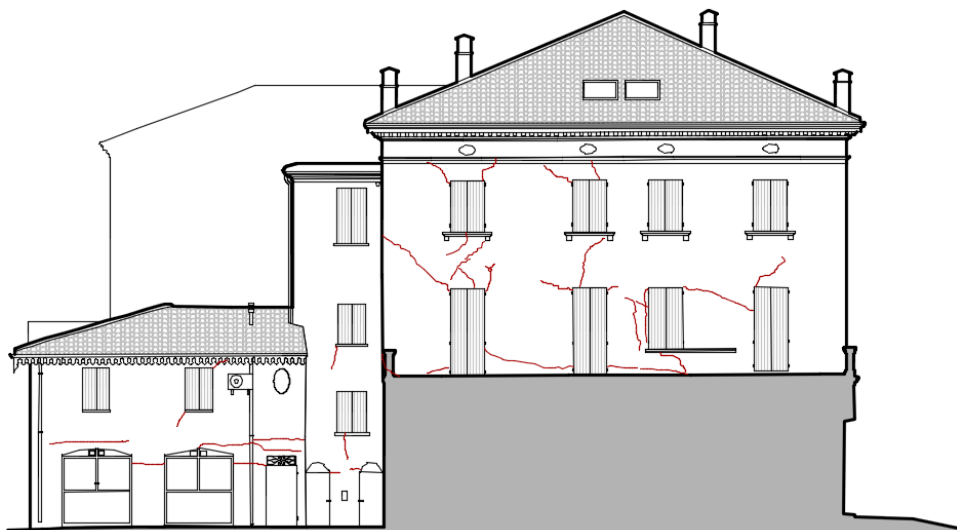


Figura 5.2. Prospetto Est.



Figura 5.3. Prospetto Nord.



Figura 5.4. Prospetto Sud

A.2. Parametri di calcolo

Nota la localizzazione dell'edificio in esame e le caratteristiche del suolo, è possibile ricavare i parametri necessari alla descrizione dell'azione sismica (tramite spettro di risposta). Tali parametri sono riportati in **Tabella 5.1**.

Tabella 5.1. Parametri di riferimento per il calcolo dell'azione sismica.

Sito	San Felice Sul Panaro (MO)
Vita nominale (V_N)	50 anni
Classe d'uso/Coeff. d'uso (C_U)	II/1,0
Periodo di riferimento (V_R)	50 anni
Categoria di sottosuolo	D
Categoria topografica	T1

Nella combinazione sismica, i carichi variabili sono moltiplicati per un coefficiente ψ_{2j} , che per gli ambienti ad uso residenziale e ad uso uffici non aperti al pubblico (come nel caso in esame) è pari a 0,3. Per il carico da neve e per il sovraccarico accidentale della copertura tale coefficiente è posto pari a 0,0. In **Tabella 5.2** è riportata una sintesi dell'analisi dei carichi effettuata. I carichi permanenti sono distinti tra strutturali (G_1) e non strutturali (G_2). Il peso dei tramezzi e delle porzioni murarie presenti nel sotto tetto sono inserite direttamente nel modello di calcolo.

Tabella 5.2. Sintesi dell'analisi dei carichi.

ID/n° elevaz.	Descrizione	G_1 [kN/m ²]	G_2 [kN/m ²]	q_k [kN/m ²]	ψ_{2j}
S1/1	Putrelle e voltine	2,24	2,88	2,00	0,3
S2/1	Travetti prefabbricati e tavelloni	0,83	1,75	2,00	0,3
S3/2	Legno	2,58	5,56	2,00	0,3
S4/1 e sottotetto	Legno	1,74	5,56	2,00	0,3
S5/5	Copertura	0,27	1,37	0,50	0,0

I parametri meccanici vengono scelti in accordo con la tabella da normativa italiana [159] e con il livello di conoscenza raggiunto (LC1) a cui corrisponde un fattore di confidenza pari a 1,35. In particolare, si utilizzano come prescritto dalla norma per il livello di conoscenza LC1, i valori minimi di resistenza degli intervalli tabellati, mentre per le rigidità si utilizzeranno i valori medi. I valori di resistenza vengono inoltre moltiplicati per il fattore correttivo relativo alla presenza di diaconi (1,3) e di malta di buona qualità (1,5), mentre

vengono divisi per il fattore di confidenza (1,35). I valori di rigidezza, riferiti ad uno stato integro del materiale, sono dimezzati al fine di tener conto delle condizioni fessurate del materiale stesso. Il criterio a taglio utilizzato è quello proposto dalla norma per le murature esistenti irregolari, in quanto, da normativa, l'unico capace di cogliere la rottura del pannello per fessurazione diagonale (vedi §3.3.3.3).

Tabella 5.3. Parametri di calcolo per la muratura in mattoni pieni e malta di calce in presenza di connessioni trasversali adottati per il caso in esame (divisi per il fattore di confidenza 1,35).

f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ³]
231	5,8	750	250	18

A.3. Implementazione del modello a Telaio equivalente

La modellazione a telaio equivalente del caso in esame è stata eseguita con l'ausilio del software 3Muri© commercializzata da STAdato s.r.l. il quale esegue automaticamente la discretizzazione in elementi per ciascuna parete. Al fine di modellare al meglio l'edificio, tale discretizzazione è stata poi accuratamente modificata per tener conto delle peculiarità geometriche della struttura (come ad esempio la presenza di un piano ammezzato).

Quando si realizza un modello numerico di un edificio esistente è sempre bene tenere a mente che il modello rappresenta una sintesi della realtà la quale è spesso costituita da un insieme di particolari costruttivi non significativi che possono quindi essere omessi a favore del calcolo e che, in alcuni casi, potrebbero addirittura fornire risultati non affidabili.

Per evitare problemi di convergenza e ridurre l'onere computazionale, il solutore 3Muri accetta pareti contigue solo se esse vengono inserite con un angolo di deviazione maggiore di 8°. I segmenti murari contigui ma con inclinazione relativa minore devono essere modellati mediante una parete unica. In aggiunta, anche il disassamento di due pareti potrà essere trascurato se non significativo (ad esempio in caso sia minore di 80 cm) al fine di evitare problemi di convergenza della soluzione. Nel caso di **Figura 5.5**, ad esempio, se possiede il tratto AB risulta essere di dimensioni limitate (ad esempio inferiore ad 80cm), in fase di meshatura verrebbero generati maschi murari snelli (stretti quanto la distanza AB ed alti quanto l'altezza di interpiano) che, data la limitata sezione orizzontale, si romperebbero già dai primi passi dell'analisi. Nella realtà la rottura anticipata di tale elemento è altamente improbabile in quanto tutte le pareti confluenti nel nodo contribuiscono alla resistenza di tale elemento murario. Eliminando queste irregolarità si stabilizza quindi il calcolo, ottenendo risultati più affidabili.

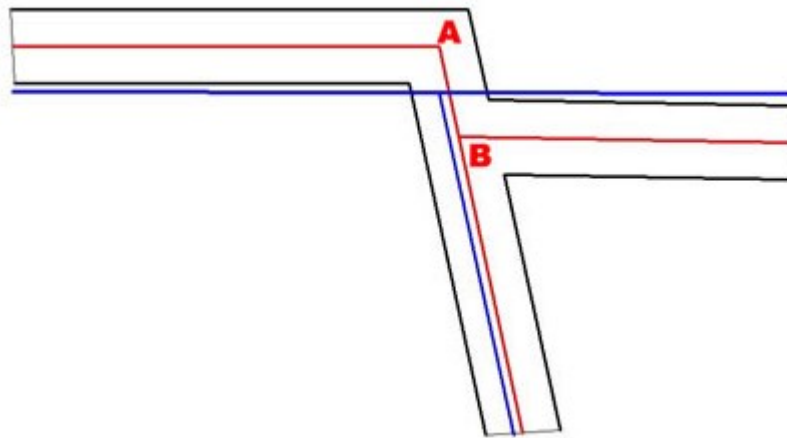


Figura 5.5. Allineamento nel modello di due pareti leggermente disassate. Se la distanza AB è ampia, il corretto schema pareti è quello riportato in rosso nell'immagine precedente. Se la distanza AB è ridotta, il corretto schema pareti è quello riportato in blu nell'immagine precedente. In tal caso si preferisce omettere la presenza della discontinuità, tracciando una parete che interpola la posizione reale delle pareti. Il confine tra i due casi è di circa 80cm.

Infine, in **Figura 5.6** viene mostrata una pianta tipo dell'US in oggetto così come sintetizzata dalla pianta reale.



Figura 5.6. Sintesi dell'allineamento delle pareti inserite nel modello di calcolo per l'US oggetto di studio. La direzione X + trasversale all'aggregato. Sono in direzione X le pareti Ovest e Est.

L'analisi della risposta sismica di un edificio inserito in un aggregato edilizio presenta ulteriori problematiche di modellazione, tra cui l'individuazione dell'unità strutturale e delle azioni derivanti dalle unità strutturali contigue. Tali azioni possono essere le azioni sismiche che nascono nelle pareti comuni e vengono assorbite in parte dalla rigidità dell'US (ad esempio individuabile attraverso l'epoca di costruzione) e in parte dalla rigidità dell'edificio contiguo (di cui bisogna stimarne quindi la rigidità), i carichi dei solai (secondo l'orditura) e le spinte delle volte (ma queste influenzano gli elementi più in maniera locale che globale). L'entità di tali azioni dipendono inoltre anche dal grado di connessione esistente tra le diverse U.S.

La nostra unità strutturale presenterà quindi delle interazioni strutturali e costruttive con il volume circostante che dovranno essere riscontrate e valutate in sede sia di rilievo conoscitivo sia di modellazione numerica del fabbricato. Risulterebbe quindi necessario estendere le indagini anche agli edifici adiacenti. Tuttavia tali indagini risultano essere tutt'altro che banali poiché, trattandosi di un volume edilizio elaborato (non solo costruttivamente ma anche a livello di proprietà) l'accesso a tutte le sue parti non è spesso possibile.

L'idea di fondo che propone la norma è che si possa comunque operare su un fabbricato omogeneo più limitato, definito da cielo a terra, cercando di modellarne in modo ragionevole le interazioni con gli edifici adiacenti³¹.

L'appartenenza ad una schiera di una unità strutturale costituisce sicuramente un vincolo da un lato in quella direzione dovuto all'efficacia della muratura in compressione, mentre lo è meno nel verso opposto, ove entra in gioco più che la resistenza a trazione delle connessioni tra le pareti (dovuto al maggiore o minore ammassamento).

Se consideriamo un edificio in schiera è opportuno quindi modellare le interazioni con l'US adiacente almeno in direzione longitudinale, ed in particolare l'apporto in termini di rigidità delle pareti in contiguità con quelle dell'US in oggetto. Questo perché si ha interesse a modellare le sole porzioni di muratura che influiscono nello studio dei meccanismi del piano delle pareti della nostra US. Pareti disassate a quelle della nostra US possono essere studiate separatamente nell'analisi delle risposte locali.

³¹ Limitatamente ad alcune condizioni particolari, la norma propone inoltre come gestire il problema, senza però esplicitare un approccio generale. Ad esempio, le unità strutturali non in testa alla schiera con solai rigidi possono essere analizzate per piani in maniera del tutto simile a quanto avveniva con il metodo POR. Nel caso di unità aventi solai molto flessibili è invece possibile analizzare l'unità strutturale parete per parete.

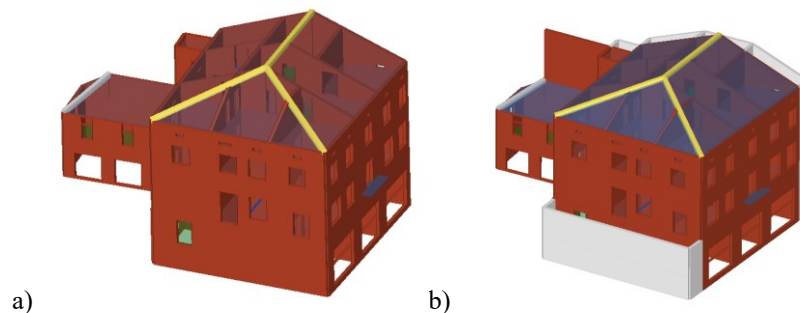
In caso di azione sismica in direzione trasversale alla schiera, il modello da considerare può invece essere sia quello relativo alla sola US sia quello realizzato tenendo conto delle US contigue. Infatti, in questa direzione non vi sono elementi che si oppongono alla deformazione dell'US.

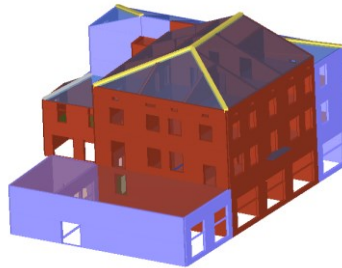
In questo lavoro si vogliono confrontare i risultati delle analisi sismiche effettuate su tre modelli differenti, ognuno dei quali tiene in considerazione in maniera differente delle interazioni presenti con gli edifici contigui, ossia:

- Un modello con la sola US senza interazione con gli edifici contigui (NV);
- Un modello dove le interazioni sono modellate come vincoli monolateri (V);
- Un modello ove sono modellati anche gli edifici contigui (C).

In particolare, il modello M2 si basa sull'assunzione che trascurando l'ammorsamento con le US contigue, è possibile ottenere una modellazione a favore di sicurezza simulando il fabbricato adiacente tramite vincoli monolateri (solo a compressione) a livello dei solai. I solai gravanti sui tratti di parete comune sono modellati come carichi aggiuntivi. Tramite il software di calcolo utilizzato, è possibile simulare tale vincolo monolatero con un elemento fascia avente momento di inerzia molto basso, infinita rigidezza, elevata resistenza in modo da non plasticizzarsi e, possibilmente, senza controllo sul drift limite. Tale elemento fascia sarà collegato da una parte a livello di piano con il solaio dell'unità strutturale, mentre dall'altra ad un nodo vincolato nella sola direzione della fascia. In tal modo la fascia, in assenza di cordolo o tirante metallico, diverrà inefficace se priva di compressione simulando in modo accettabile un puntone (elemento non reagente a reazione).

In **Figura 5.7**, **Figura 5.8** e **Figura 5.9** vengono illustrati i tre diversi modelli utilizzati nell'analisi nel caso di studio.





c)

Figura 5.7. Modelli utilizzati nell'analisi del caso di studio: a) modello isolato (NV); b) modello con elementi puntone in cui si trascura l'ammorsamento con le US adiacenti (V); c) modello con porzioni murarie delle US adiacenti (C).

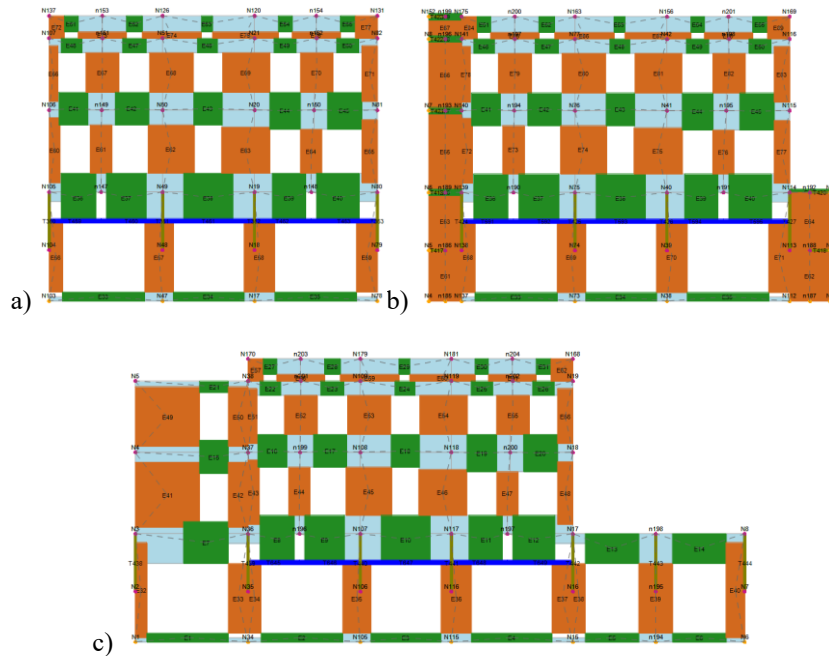


Figura 5.8. Parete nord. Modelli utilizzati nell'analisi del caso di studio: a) modello isolato (NV); b) modello con elementi puntone in cui si trascura l'ammorsamento con le US adiacenti (V); c) modello con porzioni murarie delle US adiacenti (C).

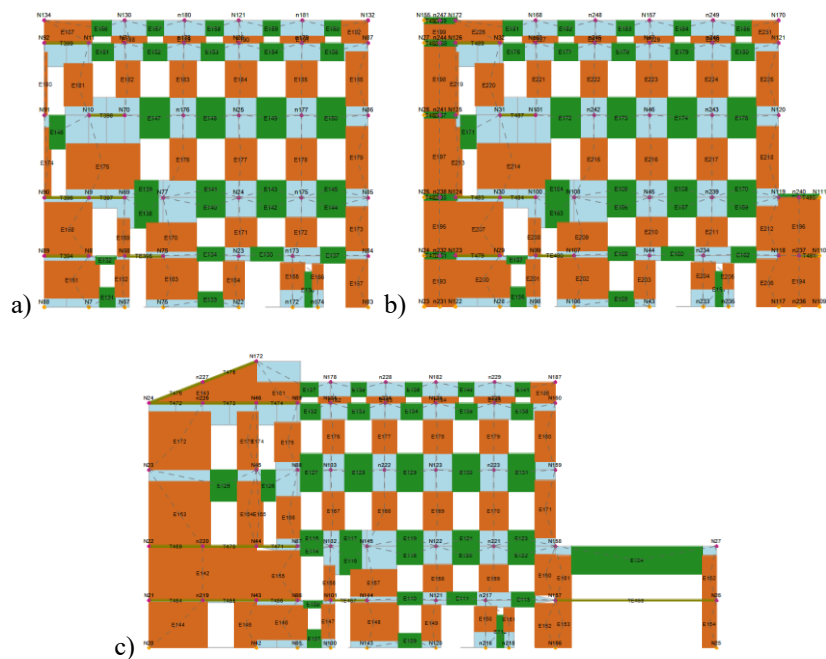


Figura 5.9. Parete sud. Modelli utilizzati nell’analisi del caso di studio: a) modello isolato (NV); b) modello con elementi puntone in cui si trascura l’ammorsamento con le US adiacenti (V); c) modello con porzioni murarie delle US adiacenti (C).

A.4. Risultati

I tre modelli descritti al precedente paragrafo vengono qui analizzati allo stato di fatto. In particolare, gli orizzontamenti vengono modellati come infinitamente flessibili in quanto non si conoscono le loro insite proprietà di rigidezza e non hanno i requisiti minimi richiesti dalla norma per essere modellati come infinitamente rigidi.

Considerando i due vettori di forze orizzontali da considerare secondo normativa (uno proporzionale alle masse ed uno ad una approssimazione del primo modo di vibrare), e considerando le due diverse direzioni e i due versi dell’azione sismica e delle eccentricità accidentali (positive e negative), si ottengono 16 analisi complessive. Se poi si considerano anche i casi con assenza di eccentricità accidentale (non richieste dalla norma) le analisi diventano 24. Per ogni analisi effettuata si è scelto un diverso nodo di controllo in corrispondenza del punto più deformabile (ottenuto a posteriori).

In **Figura 5.10** è riportato l'output in sintesi delle 24 analisi svolte per ciascun modello considerato. Il valore indicato con il simbolo α si riferisce all'indice di rischio approssimato calcolato come descritto in [368]. L'indice di rischio minore in direzione Y è pari a 0.324 per NV, a 0.589 per V e 0.327 per C. L'indice di rischio minore in direzione X è pari a 0.324 per NV, 0.401 per V e 0.031 per C. Quest'ultimo valore è abbastanza inusuale in quanto si discosta notevolmente da quelli ottenuti in NV e V. Ciò è principalmente dovuto alla configurazione dell'edificio in esame e all'ammorsamento con la muratura contigua considerato nel modello C. Il modello infatti, sottoposto a distribuzione di carico in direzione X, viene sottoposto a elevata torsione attorno all'edificio contiguo più alto che funge da cerniera di rotazione provocando rotture fragili nella parte opposta del modello (prospetto Est).

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	3,31	0,98	2,39	0,68	0,98	0,54	0,98	0,445	1,363	1,719
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	4,26	0,96	3,31	0,97	0,96	0,73	0,96	0,324	0,993	1,253
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	3,41	9,00	3,10	0,66	1,38	0,52	1,38	0,967	1,538	1,957
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	4,47	5,95	4,48	1,15	1,42	0,82	1,37	0,670	1,166	1,448
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	6,25	2,10	3,98	1,86	2,10	1,42	2,10	0,363	1,112	1,413
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	7,18	2,50	4,34	2,27	2,20	1,78	2,20	0,358	0,971	1,232
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	6,24	3,20	4,18	1,86	2,00	1,42	2,00	0,532	1,064	1,352
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	7,52	6,10	4,79	2,43	3,60	1,90	3,60	0,626	1,474	1,892
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	74,52	2,14	0,77	2,79	0,70	0,77	0,55	0,77	0,359	1,100	1,384
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-74,52	3,22	1,99	2,28	0,66	1,99	0,53	1,68	0,703	2,155	2,444
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	74,52	5,78	1,79	2,84	1,55	1,70	1,23	1,20	0,370	1,092	0,972
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-74,52	4,05	1,27	2,42	0,93	1,27	0,74	1,27	0,432	1,322	1,666
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	74,52	3,66	6,18	3,57	0,80	1,52	0,55	1,23	0,840	1,526	1,669
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-74,52	3,60	3,64	2,67	0,74	1,55	0,59	1,55	1,009	1,637	2,079
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	74,52	4,23	9,27	4,98	1,10	1,12	0,78	1,12	0,602	1,013	1,290
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-74,52	4,40	2,88	3,47	1,04	1,56	0,77	1,56	0,696	1,317	1,674
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	133,86	5,51	1,80	3,90	1,55	1,70	1,16	1,70	0,368	1,077	1,367
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-133,86	6,50	3,00	5,38	2,00	1,70	1,54	1,70	0,476	0,862	1,096
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	133,86	6,65	2,40	4,44	2,04	2,40	1,58	2,40	0,379	1,160	1,478
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-133,86	7,69	3,30	5,68	2,50	2,00	1,94	2,00	0,430	0,801	1,034
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	133,86	4,81	1,70	3,96	1,28	1,40	0,93	1,40	0,406	1,069	1,357
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-133,86	7,87	4,30	4,72	2,57	3,60	1,98	3,60	0,546	1,401	1,819
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	133,86	5,69	4,90	4,72	1,66	1,60	1,25	1,60	0,635	0,968	1,231
a) 24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-133,86	9,27	5,50	4,50	3,02	3,60	2,33	3,60	0,593	1,190	1,545

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0.00	2.97	1.38	3.21	0.62	1.24	0.47	1.24	0.545	1.542	1.963
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0.00	3.56	1.47	4.11	0.90	1.33	0.63	1.33	0.472	1.338	1.707
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0.00	2.57	4.19	3.27	0.50	0.97	0.37	0.97	0.918	1.468	1.869
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0.00	3.21	4.26	4.36	0.79	0.81	0.55	0.81	0.688	1.018	1.294
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0.00	1.91	1.02	2.32	0.49	0.96	0.39	0.96	0.598	1.752	2.222
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0.00	2.38	1.47	2.55	0.67	1.39	0.53	1.39	0.649	1.892	2.407
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0.00	0.01	0.08	0.16	0.00	0.08	0.00	0.08	6.342	18.958	24.062
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0.00	0.02	0.08	0.26	0.01	0.08	0.00	0.08	3.942	11.818	14.941
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	91.17	3.10	1.40	3.63	0.71	1.22	0.49	1.22	0.521	1.442	1.838
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-91.17	2.79	1.42	2.66	0.57	0.98	0.45	0.98	0.600	1.443	1.828
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	91.17	3.70	1.28	4.77	0.98	1.11	0.71	1.11	0.401	1.095	1.396
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-91.17	3.43	1.56	3.42	0.80	1.46	0.59	1.46	0.522	1.519	1.936
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	91.17	2.54	4.78	3.31	0.49	0.73	0.36	0.73	0.905	1.241	1.574
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-91.17	2.56	4.43	2.62	0.50	1.11	0.40	1.11	1.147	1.676	2.129
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	91.17	3.18	4.52	5.02	0.82	0.71	0.57	0.71	0.597	0.904	1.149
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-91.17	3.10	1.74	3.49	0.69	1.05	0.50	1.05	0.619	1.309	1.665
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	134.42	1.92	1.08	2.22	0.50	1.00	0.40	1.00	0.626	1.805	2.288
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-134.42	1.97	1.06	2.54	0.50	0.98	0.40	0.98	0.593	1.715	2.178
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	134.42	2.27	1.72	2.64	0.62	1.58	0.49	1.58	0.779	2.224	2.841
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-134.42	2.39	1.32	2.75	0.66	1.25	0.53	1.25	0.589	1.723	2.193
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	134.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	4.38	0.000	0.000	115.649
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-134.42	0.01	0.07	0.23	0.00	0.07	0.00	0.07	4.475	13.388	16.973
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	134.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	6.95	0.000	0.000	64.477
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-134.42	0.02	0.09	0.35	0.01	0.09	0.00	0.09	3.046	9.140	11.552

b)

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0.00	3.59	0.11	21.07	1.11	0.11	0.84	0.11	0.053	0.163	0.206
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0.00	4.37	0.09	35.41	1.39	0.09	1.06	0.09	0.033	0.100	0.126
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0.00	1.45	0.18	8.22	0.47	0.18	0.38	0.18	0.122	0.373	0.469
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0.00	1.94	0.15	13.30	0.63	0.15	0.50	0.15	0.075	0.230	0.290
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0.00	3.86	1.13	3.77	0.91	1.09	0.63	1.09	0.377	1.130	1.434
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0.00	4.78	1.59	4.10	1.27	1.51	0.91	1.51	0.389	1.145	1.456
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0.00	4.32	1.75	3.77	1.07	1.28	0.76	1.28	0.466	1.130	1.435
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0.00	5.11	3.29	4.77	1.42	1.56	1.05	1.56	0.629	1.078	1.374
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	139.77	3.66	0.12	19.83	1.13	0.12	0.86	0.12	0.056	0.172	0.218
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-139.77	3.55	0.10	22.37	1.10	0.10	0.83	0.10	0.050	0.152	0.192
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	139.77	4.43	0.10	33.47	1.41	0.10	1.08	0.10	0.035	0.106	0.134
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-139.77	4.28	0.08	37.49	1.36	0.08	1.04	0.08	0.031	0.094	0.119
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	139.77	1.55	0.19	7.98	0.51	0.19	0.40	0.19	0.125	0.384	0.483
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-139.77	2.68	0.16	11.44	0.77	0.16	0.57	0.16	0.111	0.339	0.429
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	139.77	2.11	0.16	12.91	0.69	0.16	0.55	0.16	0.077	0.237	0.299
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-139.77	3.20	0.13	18.64	0.98	0.10	0.74	0.10	0.070	0.182	0.229
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	135.78	3.83	1.61	3.32	0.85	1.61	0.64	1.61	0.498	1.526	1.944
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-135.78	4.15	1.03	3.84	1.02	0.99	0.71	0.99	0.329	0.985	1.247
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	135.78	4.75	2.34	4.03	1.25	2.12	0.90	2.12	0.537	1.512	1.932
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-135.78	4.71	1.27	4.58	1.27	1.27	0.92	1.27	0.327	1.002	1.274
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	135.78	4.19	1.57	3.07	0.95	1.55	0.75	1.55	0.455	1.380	1.751
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-135.78	4.53	1.59	4.28	1.18	1.17	0.85	1.17	0.407	0.990	1.257
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	135.78	5.33	2.26	3.51	1.44	1.64	1.09	1.64	0.468	1.110	1.406
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-135.78	5.27	3.49	5.45	1.51	2.70	1.13	1.80	0.551	1.654	1.483

Legenda colori

Verificato Non verificato Non converge a p.p. Analisi più gravosa

c)

Figura 5.10. Riepilogo delle 24 analisi per i tre differenti modelli, ovvero: a) modello isolato (NV); b) modello con elementi puntone in cui si trascura l'ammorsamento con le US adiacenti (V); c) modello con porzioni murarie delle US adiacenti (C).

Per brevità si riportano nel seguito i risultati relativi allo stato di danneggiamento allo SLU per le analisi PushMass X+e e PushMass Y+e entrambe considerate nel solo verso positivo per le pareti esterne (prospetti) Nord (**Figura 5.11**), Est (**Figura 5.12**) e Sud (**Figura 5.13**) in cui è presentato anche il confronto con lo stato di danno rilevato in sito. Per l'analisi PushMass+X+e sono stati ottenuti valori di α pari a 0.359, 0.521 e 0.056 rispettivamente per i modelli NV, V e C. Per l'analisi PushMass+Y+e sono stati ottenuti valori di α pari a 0.368, 0.626 e 0.498. La legenda dei colori utilizzati nelle figure è riportata in **Figura 5.14**. Infine, le curve di pushover sono riportate in **Figura 5.15**.

Per quanto riguarda lo stato di danno si può notare come in direzione X il modello C presenti il danneggiamento più alto, causato dalla torsione indotta che si ripercuote principalmente sui prospetti Nord ed Est. Tale comportamento è confermato dalle curve di pushover in cui è evidente come il modello C, nonostante la rigidezza globale simile agli altri due modelli dovuta alla mancanza di vincoli nella direzione considerata (direzione libera), giunge prematuramente al decadimento di resistenza.

Per quanto riguarda le curve relative alla direzione Y si può notare come il modello C denoti sempre la rigidezza maggiore dovuta al perfetto ammorsamento considerato. Viceversa il modello NV presenta sempre la rigidezza minore ma, in compenso, un comportamento più duttile.

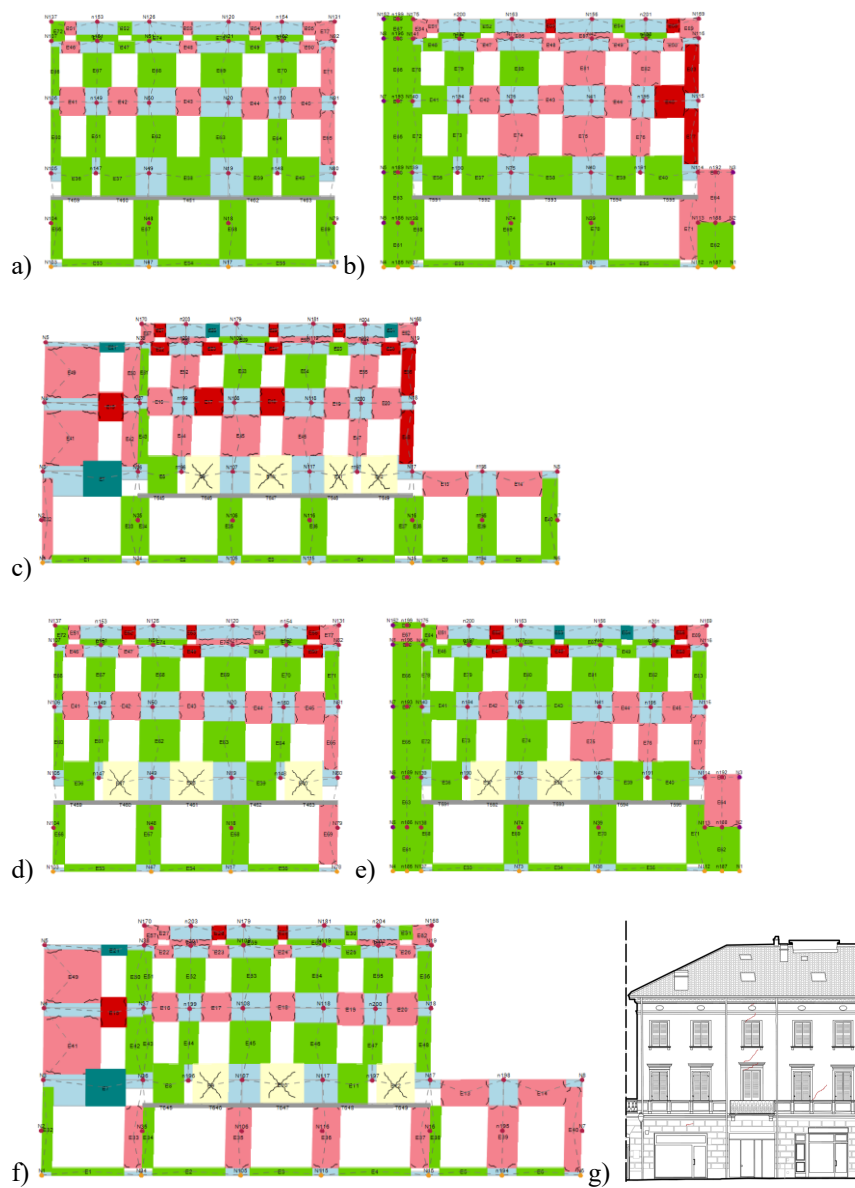


Figura 5.11. Prospetto Nord. Stato di danno per PushMass +X+e nei modelli a) NV, b) V, c) C; Stato di danno per PushMass +Y+e nei modelli d) NV, e) V, f) C; g) stato di danno effettivo (specchiato rispetto ai telai).

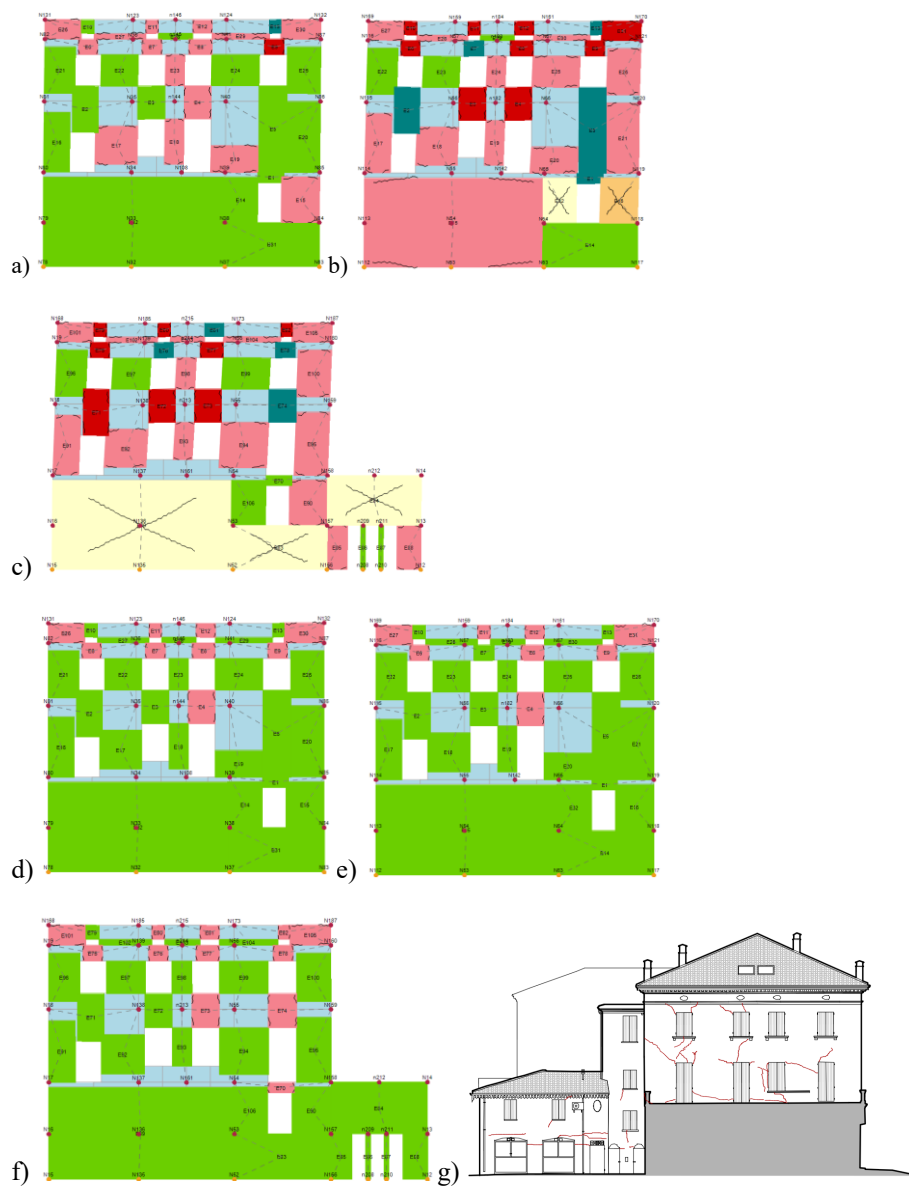


Figura 5.12. Prospetto Est. Stato di danno per PushMass +X+e nei modelli a) NV, b) V, c) C; Stato di danno per PushMass +Y+e nei modelli d) NV, e) V, f) C; g) stato di danno effettivo.

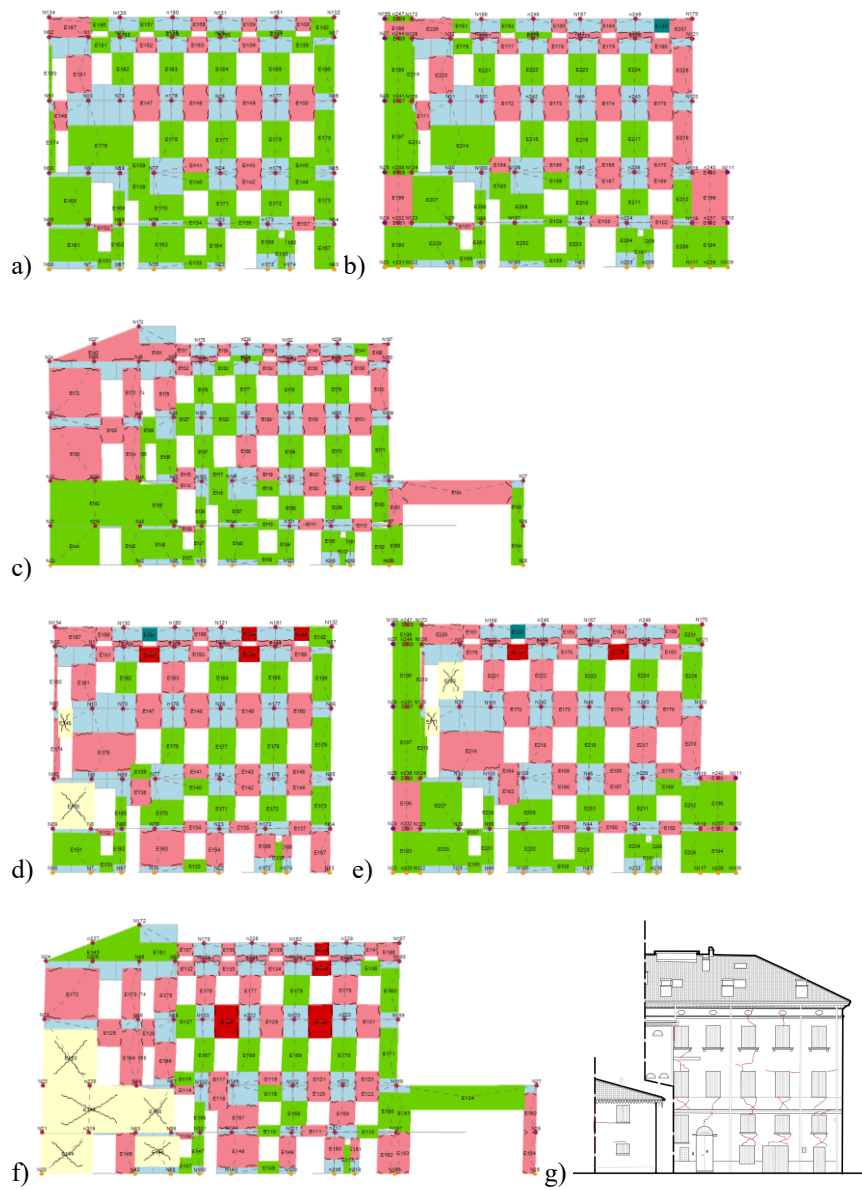


Figura 5.13. Prospetto Sud. Stato di danno per PushMass +X+e nei modelli a) NV, b) V, c) C; Stato di danno per PushMass +Y+e nei modelli d) NV, e) V, f) C; g) stato di danno effettivo.

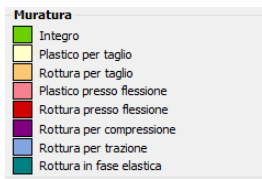
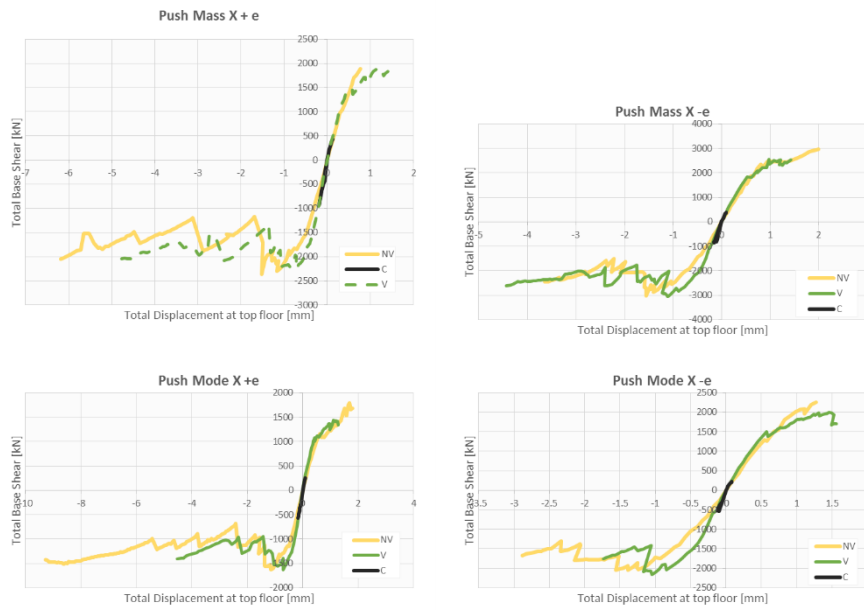


Figura 5.14. Legenda dei colori.



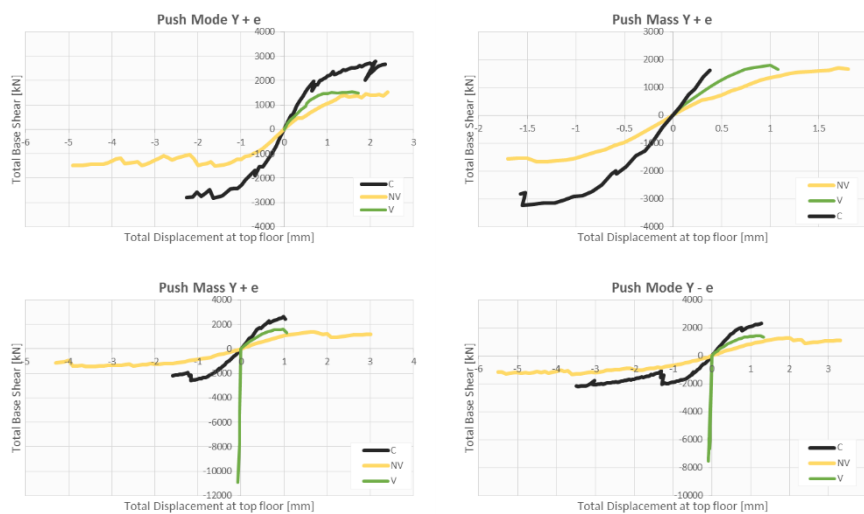


Figura 5.15. Confronto in termini di pushover curve delle varie modellazioni considerate

A.5. Discussione dei risultati

Nel presente capitolo è stato affrontato attraverso un caso studio una problematica di modellazione diffusa nella pratica ingegneristica e riguardante la modellazione degli edifici in aggregato. In particolare, sono stati realizzati tre approcci per l'analisi degli edifici contigui: un modello con la sola US senza interazione con gli edifici contigui (NV); un modello dove le interazioni sono modellate come vincoli monolateri (V); un modello ove sono modellati anche gli edifici contigui (C).

In direzione X (direzione libera), l'edificio modellato assieme agli edifici contigui mostra di avere il comportamento più fragile oltre che ad avere un indice di rischio di molto inferiore agli altri due modelli. Ciò è dovuto alle particolari condizioni di vincolo dell'edificio considerato a causa dei quali si attivano elevati effetti torsionali. Per tale ragione, la modellazione V e NV non possono essere considerate come accettabili in quanto non tengono adeguatamente conto di tali effetti portando ad una valutazione non conservativa della risposta globale (in termini di indice di rischio minimo).

In direzione Y (direzione vincolata), le tre modellazioni hanno indici di rischio minimi comparabili. Questo è probabilmente dovuto al fatto che gli edifici contigui bloccano solo parzialmente le deformazioni in questa direzione, in quanto uno degli edifici contigui è molto più basso della US in oggetto. Un indice di rischio maggiore si sarebbe invece atteso per i modelli C e V nel caso di edifici contigui di pari altezza.