



POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

Corso di Laurea Magistrale in ingegneria Civile - Indirizzo Strutture

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN SEGUITO AD INTERVENTI SU EDIFICI IN MURATURA PORTANTE

***Il caso studio: ristrutturazione del padiglione “Bellom
Pescarolo” dell’ A.O.U. Molinette di Torino***

Relatore

Prof. Ing. Silvio Valente

Candidato

Arturo Petrosino

n. matr. 214689

INDICE

INDICE DELLE FIGURE	5
INDICE DELLE TABELLE.....	11
RINGRAZIAMENTI	13
1 INTRODUZIONE.....	15
2 CENNI STORICI	20
2.1. <i>EVOLUZIONE DELLE COSTRUZIONI IN MURATURA</i>	20
2.2. <i>ORIGINI DELLA MURATURA.....</i>	20
2.1.1. <i>La muratura a secco.....</i>	20
2.1.2. <i>I leganti.....</i>	21
2.1.3. <i>La muratura in pietre artificiali</i>	21
2.3. <i>ORIGINI DELLE COSTRUZIONI</i>	23
2.3.1. <i>Le costruzioni mesopotamiche</i>	23
2.3.2. <i>Le costruzioni egizie</i>	23
2.3.3. <i>Le costruzioni megalitiche europee.....</i>	24
2.3.4. <i>Le costruzioni monoiche e micenee</i>	25
2.3.5. <i>Le costruzioni greche.....</i>	26
2.3.6. <i>Le costruzioni etrusche</i>	26
2.3.7. <i>Le costruzioni romane</i>	27
2.3.8. <i>Le costruzioni dal Medioevo al XVIII</i>	33
2.3.9. <i>La rivoluzione nelle costruzioni</i>	34
3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLA MURATURA PORTANTE	36
3.1 <i>INQUADRAMENTO NORMATIVO.....</i>	37
3.2 <i>STATI LIMITE.....</i>	37

3.2.1	<i>Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento</i>	38
3.2.2	<i>Misure della sicurezza secondo la normativa</i>	40
3.2.3	<i>Valutazione della sicurezza per le strutture esistenti</i>	44
3.3	<i>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE</i>	46
3.3.1	<i>Verifiche allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.)</i>	46
3.3.2	<i>Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (S.L.E.)</i>	48
3.4	<i>EDIFICI IN MURATURA ESISTENTI</i>	48
3.4.1	<i>Classificazione della Muratura secondo N.T.C. 2018</i>	49
3.4.1.1.	<i>Geometria</i>	50
3.4.1.2.	<i>Dettagli costruttivi</i>	50
3.4.1.3.	<i>Caratteristiche dei materiali</i>	51
3.4.2	<i>Classificazione della Muratura secondo prove in situ</i>	55
3.4.2.1.	<i>Prove distruttive</i>	55
3.4.2.2.	<i>Prove semi-distruttive</i>	57
3.4.2.3.	<i>Prove non distruttive</i>	59
4	<i>COMPORAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE IN MURATURA</i>	62
4.1	<i>L'ORIGINE DEI TERREMOTI</i>	62
4.2	<i>IL MOTO SISMICO</i>	65
4.3	<i>MISURA DEL MOTO SISMICO</i>	67
4.4	<i>CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE</i>	74
5	<i>MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE ESISTENTI IN MURATURA</i>	78
5.1	<i>CLASSIFICAZIONE TIPOLOGICA DELLE STRUTTURE IN MURATURA E MISTE</i>	78
5.2	<i>INTERPRETAZIONE DEI DANNI SISMICI SULLE STRUTTURE</i>	82
5.3	<i>CRITERI DI MODELLAZIONE</i>	89

5.4	I MASCHI MURARI.....	94
5.5	CRITERI DI RESISTENZA PER MASCHI MURARI	99
5.5.1.	Il meccanismo per pressoflessione nel piano.....	99
5.5.2.	Il meccanismo per scorrimento – taglio nel piano delle pareti murarie.....	102
5.5.3.	Il meccanismo di rottura per trazione diagonale.....	103
5.6	DEFORMABILITÀ DEI MASCHI MURARI	105
5.7	LE FASCE MURARIE.....	110
5.8	CRITERI DI RESISTENZA PER FASCE MURARIE.....	112
5.9	DEFORMABILITÀ DELLE FASCE MURARIE	116
5.10	METODOLOGIE DI ANALISI.....	119
6	IL CASO STUDIO: PADIGLIONE “BELLOM PESCAROLO” A.O.U. MOLINETTE.....	121
6.1.	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	121
6.2.	IDENTIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI E PRESCRIZIONI NORMATIVE...	122
6.2.1.	Inquadramento normativo dell’intervento oggetto di studio.....	124
6.2.2.	Valutazione della fattibilità dell’intervento di apertura di un vano in una muratura portante	126
6.3.	ANALISI PRELIMINARI	128
6.3.1.	Analisi dei carichi – solai interni	128
6.3.2.	Analisi dei carichi – solaio piano sottotetto	130
6.3.3.	Analisi dei carichi – copertura in legno	131
6.3.4.	Caratterizzazione meccanica della muratura.....	132
6.4.	ANALISI LOCALE: MECCANISMO DI COLLASSO NEL PIANO (MODO II)	134

6.4.1. Stima dell'altezza deformabile dei setti.....	136
6.4.2. Stima dei carichi agenti sul pannello murario.....	138
6.4.3. Calcolo della rigidezza e della resistenza tagliate.....	139
6.4.4. Confronto tra Stato di Fatto e Stato di Progetto.....	142
6.5. ANALISI LOCALE: MECCANISMO DI COLLASSO AL DI FUORI DEL PIANO (MODO I)	145
6.5.1. Cinematismo I: collasso della muratura al piano primo	151
6.5.2. Cinematismo II: collasso simultaneo delle murature poste al piano primo e al piano rialzato	152
6.5.3. Stima dell'accelerazione sismica spettrale.....	152
6.5.4. Verifiche	153
6.6. ANALISI GLOBALE	154
6.6.1. Il software Dolmen.....	154
6.6.2. Analisi dei risultati.....	156
6.7. CONCLUSIONI	163
7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	165
8.1. RIFERIMENTI NORMATIVI	165
8.2. BIBLIOGRAFIA	166
8.3. SITOGRAFIA.....	169

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1: Individuazione padiglione oggetto di intervento	15
Figura 1.2: Struttura di copertura in fase di montaggio e ultimata	18
Figura 1.3: Struttura portante della copertura	18
Figura 2.1: Schematizzazione Opus Siliceum.....	28
Figura 2.2: Schematizzazione Opus Quadratum	28
Figura 2.3: Schematizzazione Opus Spicatum	29
Figura 2.4: Schematizzazione Opus Africanum	29
Figura 2.5: Schematizzazione Opus Craticium	30
Figura 2.6: Schematizzazione Opus Incertum	30
Figura 2.7: Schematizzazione Opus Reticulatum	31
Figura 2.8: Schematizzazione Opus Mixtum.....	31
Figura 2.9: Schematizzazione Opus Vittatum	32
Figura 2.10: Schematizzazione Opus Latericum.....	32
Figura 2.11: Schematizzazione Opus Testaceum.....	33
Figura 3.1: Esempio di muratura portante in mattoni pieni e malta	36
Figura 3.2: Tabella C8.5.I: parametri meccanici della muratura	53
Figura 3.3: Tabella C8.5.II: coefficienti correttivi massimi	54
Figura 3.4: Prova di compressione semplice eseguita con pressa idraulica.....	56
Figura 3.5: Esempio di prova di compressione diagonale eseguita in situ	57
Figura 3.6: Prova penetrometrica eseguita in situ.....	57
Figura 3.7: Carota	58
Figura 3.8: Prova con martinetto piatto singolo eseguita in situ	58

Figura 3.9: Prova con martinetti piatti doppi eseguita in situ	59
Figura 3.10: Indagini soniche eseguite in situ	60
Figura 3.11: Indagine endoscopica eseguita in situ	60
Figura 3.12: Termografia struttura in muratura esistente	61
Figura 4.1: Legame costitutivo di una roccia.....	62
Figura 4.2: Meccanismo di formazione di una faglia	63
Figura 4.3: Scorrimenti delle faglie	63
Figura 4.4: Mappa del rischio sismico nel mondo	64
Figura 4.5: Movimento tettonico che interessa l'Italia.....	64
Figura 4.6: Accelerazione massima del suolo tipo A.....	65
Figura 4.7: Onde di volume	66
Figura 4.8: Onde di superficie.....	67
Figura 4.9: Esempio di moto sismico	67
Figura 4.10: Diagramma della Magnitudo e sua percezione	69
Figura 4.11: Evoluzione storica della classificazione sismica	75
Figura 4.12: Confronto tra vecchia e nuova classificazione	76
Figura 4.13: Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale	77
Figura 5.1: Schematizzazione sistema resistente edifici di prima classe	80
Figura 5.2: Differenza schematica dei due differenti tipi di meccanismi di collasso.....	82
Figura 5.3: Meccanismi di collasso tipici relativi al primo modo	83
Figura 5.4: Influenza del grado di vincolo tra le pareti sulla risposta sismica: pareti non vincolate o ammortate (a), pareti ammortate con orizzontamento flessibile (b) e rigido (c)	84
Figura 5.5: Schematizzazione e caso reale di ribaltamento semplice	86
Figura 5.6: Schematizzazione e caso reale di ribaltamento composto.....	86

Figura 5.7: Schematizzazione e caso reale di ribaltamento per flessione ad arco	87
Figura 5.8: Casi reali di meccanismi di secondo modo	88
Figura 5.9: Meccanismi di danno delle pareti nel piano: A - collasso governato dalla rottura dei maschi murari localizzati a piano terra; B – collasso governato da una prima fase di danneggiamento progressivo delle fasce	88
Figura 5.10: Diversa schematizzazione della muratura nei modelli.....	90
Figura 5.11: Modellazione del pannello murario mediante puntone (biella) equivalente	91
Figura 5.12: Modello di D'Asdia e Viskovic (1994): individuazione delle zone di connessione nel maschio murario e nella parete.....	93
Figura 5.13: Modello SAM: modello a telaio equivalente e legame bilineare assunto per gli elementi maschi	94
Figura 5.14: Modalità di danneggiamento: presso flessione e taglio.....	95
Figura 5.15: Fessurazione diagonale – Scorrimento.....	95
Figura 5.16: Configurazione di prova tipica per pannelli murari	97
Figura 5.17: Caso A: schema statico incastro-incastro – Caso B: schema statico incastro-estremo libero	97
Figura 5.18: Esempi di risposta ciclica di pannelli murari: cicli d'isteresi di un danneggiamento per taglio e per pressoflessione.....	98
Figura 5.19: Idealizzazione della risposta del pannello secondo un legame bi-lineare equivalente, in cui di importanza fondamentale diviene la determinazione della massima resistenza F_y , della rigidezza in condizioni fessurate K_{fess} e lo spostamento in condizioni ultime di collasso D_u	99
Figura 5.20: Condizioni al contorno assunte per la formulazione del criterio di resistenza a pressoflessione	100
Figura 5.21: Cinematismi di collasso nel caso di rottura per ribaltamento.....	101
Figura 5.22: Valutazione dello scorrimento in corrispondenza della zona compressa.....	102

Figura 5.23: Distribuzione delle tensioni nel pannello murario sollecitato da N e V.....	103
Figura 5.24: Rappresentazione di Mohr.....	104
Figura 5.25: Diagramma costitutivo della muratura.....	108
Figura 5.26: Deformazione a taglio di un pannello murario con parallelismo delle basi.....	109
Figura 5.27: Curva caratteristica a tre segmenti	110
Figura 5.28: Risposta delle fasce murarie ad azioni di tipo sismico e stato sollecitante in una fascia muraria.....	111
Figura 5.29: Diagrammi M- ϕ	117
Figura 5.30: Comportamento fragile di una fascia muraria soggetta ad una prova di taglio simulata agli elementi finiti.....	118
Figura 5.31: Diagrammi costitutivi per le diverse ipotesi di comportamento	119
Figura 6.1: Inquadramento del padiglione oggetto di intervento.....	121
Figura 6.2: Planimetria piano primo con identificazione dei maschi oggetto di intervento ...	123
Figura 6.3: Schema aperture ante-operam	124
Figura 6.4: Schema aperture post-operam	124
Figura 6.5: Limiti geometrici nell'apertura di vani nella muratura portante.....	126
Figura 6.6: Diagramma di flusso in funzione del meccanismo di collasso	127
Figura 6.7: Fasce di piano infinitamente rigide	134
Figura 6.8: Fasce di piano deformabili.....	134
Figura 6.9: Meccanismi di rottura di un setto murario isolato	135
Figura 6.10: Maschi murari ante-operam.....	136
Figura 6.11: Maschi murari ante-operam: definizione altezza deformabile.....	136
Figura 6.12: Maschi murari post-operam	137
Figura 6.13: Maschi murari post-operam: definizione altezza deformabile.....	137

Figura 6.14: Schema statico della nuova cerchiatura	140
Figura 6.15: Schematizzazione del meccanismo di collasso.....	147
Figura 6.16: Posizionamento della cerniera flessionale	147
Figura 6.17: Schema di calcolo del coefficiente moltiplicatore dei carichi	149
Figura 6.18: Spettro sismico - definizione della zona e del suolo.....	149
Figura 6.19: Spettro sismico - definizione della topografia e del fattore di comportamento .	150
Figura 6.20: Spettro sismico - definizione dei dati di progetto.....	150
Figura 6.21: Spettro sismico.....	150
Figura 6.22: Schematizzazione di un pannello murario con modello a telaio equivalente ...	155
Figura 6.23: Schematizzazione dell'intera struttura tramite modello a telaio equivalente	155
Figura 6.24: Caratteristiche meccaniche muratura portante	156
Figura 6.25: Modello solido dell'intera struttura oggetto di analisi	157
Figura 6.26: Verifiche eseguite dal software sui maschi murari e sulle fasce di piano	158
Figura 6.27: Mappatura colorata per verifica	159
Figura 6.28: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 1: pressoflessione nel piano	159
Figura 6.29: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 1: taglio nel piano	159
Figura 6.30: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 2: pressoflessione nel piano	160
Figura 6.31: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 2: taglio nel piano	160
Figura 6.32: Verifica pannelli murari CASO 1 & CASO 2 - Pressoflessione fuori piano	160
Figura 6.33: Verifica pannelli murari CASO 1 & CASO 2 - Sismica fuori dal piano	161
Figura 6.34: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 1- Visualizzazione complessiva ante-operam.....	161
Figura 6.35: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 1 - Visualizzazione complessiva post-operam.....	162

Figura 6.36: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 2- Visualizzazione complessiva ante-operam.....162

Figura 6.37: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 2- Visualizzazione complessiva post-operam.....163

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 3.1 – Valori minimi vita nominale.....	37
Tabella 3.2 – Coefficiente d'uso delle costruzioni	38
Tabella 3.3 – Valori dei coefficienti di combinazione.....	43
Tabella 3.4 – Coefficienti parziali degli effetti delle azioni (Tab. 2.6.I N.T.C. 2018).....	46
Tabella 4.1 – Classe di vulnerabilità sismica, scala EMS 98.....	70
Tabella 4.2 – Gradi di danno per gli edifici in muratura, stabiliti dalla scala EMS98	71
Tabella 4.3 – Gradi di intensità della scala EMS 98 relativa a: a : effetti sull'uomo; b : effetti su natura e oggetti; c : effetti su edifici	73
Tabella 4.4 – Classificazione dei quantificatori utilizzati dalla scala EMS98.....	73
Tabella 4.5 – O.P.C.M. 3274/03: max accelerazione al suolo tipo A per zona sismica	76
Tabella 6.1 – Stratigrafia del solaio	128
Tabella 6.2 – Peso proprio dei vari materiali che compongono il solaio	129
Tabella 6.3 – Peso proprio: $g_{1,k}$	129
Tabella 6.4 – Peso proprio: $g_{2,k}$	129
Tabella 6.5 – Carico uniformemente distribuito derivante dai tramezzi	130
Tabella 6.6 – Stratigrafia del solaio	130
Tabella 6.7 – Peso proprio dei vari materiali che compongono il solaio	130
Tabella 6.8 – Peso proprio: $g_{1,k}$	131
Tabella 6.9 – Peso proprio: $g_{2,k}$	131
Tabella 6.10 – Carico uniformemente distribuito derivante dai tramezzi	131
Tabella 6.11 – parametri meccanici muratura in mattoni pieni e malta di calce.....	132
Tabella 6.12 – parametri meccanici corretti muratura in mattoni pieni e malta di calce.....	133

Tabella 6.13 – Altezza deformabile nella situazione ante-operam	137
Tabella 6.14 – Altezza deformabile nella situazione post-operam	138
Tabella 6.15 – Carichi agenti su pannello murario nella situazione ante-operam.....	139
Tabella 6.16 – Carichi agenti su pannello murario nella situazione post-operam.....	139
Tabella 6.17 – Stima delle caratteristiche di resistenza e spostamento nella situazione ante-operam.....	142
Tabella 6.18 – Stima delle caratteristiche di resistenza e spostamento nella situazione post-operam.....	142

RINGRAZIAMENTI

Ormai questo percorso è, finalmente, giunto al termine. Sono passati più di cinque anni da quando ho varcato per la prima volta la porta del Politecnico di Torino. Se da un lato ero pieno di orgoglio della scelta che avevo fatto, perché ero sicuro mi avesse portato lontano, dall'altro lato lasciavo la mia famiglia e la mia attuale compagna, comportandomi egoisticamente nei loro confronti in quanto, quando ho preso questa decisione ho pensato esclusivamente al mio futuro. Devo dire però, che se tornassi indietro, rifarei questa scelta altri milioni di volte e sono fiero di me stesso e dei risultati che ho raggiunto. Da poco più di un mese lavoro per una delle più importanti Società di Ingegneria in Italia, ho lavorato per più di tre anni nello Studio di Ingegneria Alvigini-Mendolicchio dove ho imparato cose di cui neanche conoscevo l'esistenza. In questo studio ho maturato un'esperienza che credo pochi abbiano già alla mia età. Sono stato sempre libero di muovermi e di comportarmi nel modo che ritenessi più opportuno. Sbagliando, naturalmente, ma riuscendo anche a portare a casa risultati in situazioni molto complicate. Ringrazierò per sempre gli Ingegneri A.M. Alvigini e R. Mendolicchio per l'opportunità che mi hanno dato e per essere state, davvero, le prime persone estranee al mio nucleo familiare a credere in me.

Ringrazio la mia compagna di vita, Marianna, perché con Lei sono cresciuto, sono maturato, e da ragazzino sto diventando uomo. Un semplice grazie non basta per quanto ha fatto per me in tutti questi anni e per quanto mi fa sentire speciale. Mi appoggia e mi supporta in ogni decisione che prendo, anche quando ho deciso di "abbandonarla" a Salerno e seguire i miei sogni.

Ringrazio, naturalmente, la mia famiglia. Mia madre e mio padre sono sempre stati con me. La loro mano sulla mia spalla si è sempre fatta sentire, anche a 900 km di distanza. Non mi hanno mai lasciato da solo.

Ringrazio i miei suoceri, Franca e Salvatore, in quanto senza il loro aiuto io e la mia compagna non avremmo mai avuto la possibilità di iniziare una convivenza. Grazie per il supporto, so che per Noi ci sarete sempre.

Ringrazio il Prof. Ing. Silvio Valente. È una persona a dir poco squisitissima, oltre al contributo che mi ha fornito per la stesura di questo documento, mi ha anche dato dal primo momento grande libertà. Sono sempre stato uno studente-lavoratore e quindi non ho potuto mai mettere

in primo piano esclusivamente lo studio. Ha avuto sempre grande pazienza nei miei confronti, ha sempre capito le mie necessità e mi ha permesso di redigere questo documento nel modo che ritenessi più opportuno.

Ringrazio la Software House Dolmen di Torino. Anche loro, come il mio Relatore, hanno avuta una pazienza infinita. Mi hanno concesso, a titolo gratuito, il loro software e il loro supporto tecnico per tutto il tempo che ritenessi opportuno.

Ringrazio il Politecnico di Torino. Quest'università mi ha permesso di conoscere persone meravigliose, che non ti fanno pesare né la distanza né il fatto che magari non riesci a sentirle tutti i giorni. Loro sono lì, sempre pronti a tenderti una mano nel momento del bisogno. Approfitto per ringraziare, i miei attuali, ma soprattutto per sempre amici come Paolo e Morena.

Infine, ma non per ultimo, ringrazio me stesso. Dedico tutto questo lavoro a me. Mi sono sempre fatto in quattro e non ho mai mollato. Non è da me e non lo sarà mai. Il raggiungimento della laurea magistrale è solo il primo pianerottolo di riposo di una grande scala che ogni giorno ci ritroviamo davanti e che dobbiamo scalare. Io sono pronto a scalare questa scala perché so che quando mi volto alle mie spalle non ho e non avrò mai niente da rimproverarmi. I'm ready!

1 INTRODUZIONE

Il presente lavoro di tesi nasce dall'attività di tirocinio svolto presso lo *Studio di Ingegneria Alvigini-Mendolicchio* sito in Torino. Fin dal primo momento, gli Ingegneri, da cui il nome dello studio, mi hanno individuato come possibile candidato per poter seguire i lavori relativi alla: *"Ristrutturazione del Padiglione Bellom Pescarolo dell'A.O.U. Molinette"* in quanto lo stesso studio aveva vinto la gara emanata dall'A.O.U. sia riguardante la progettazione delle opere che per lo svolgimento della direzione lavori durante la fase esecutiva nonché il compito di coordinamento della sicurezza in fase di progetto e in fase di esecuzione. Tale progetto nasce dalla necessità di trovare un nuovo luogo ove posizionare la nuova unità di terapia intensiva di neurologia e le apparecchiature tecnologiche necessarie al suo completo funzionamento.

Nell'immagine che segue si riporta uno stralcio dell'ospedale Molinette con individuazione del padiglione oggetto di intervento.

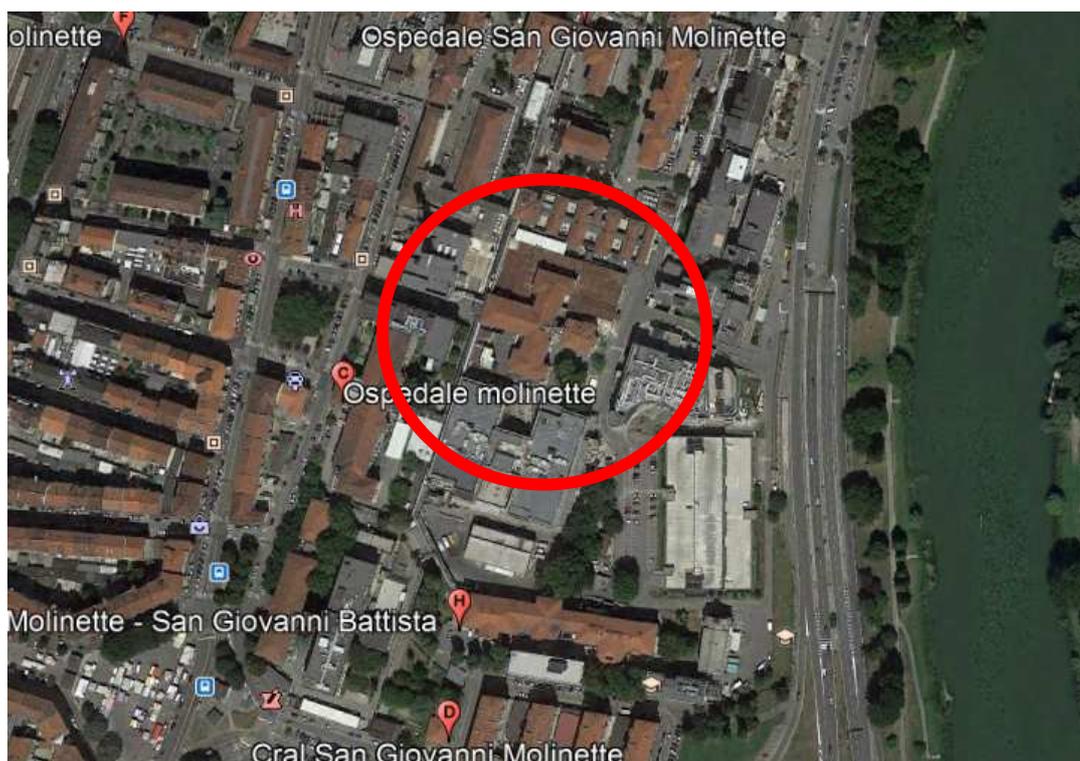


Figura 1.1: Individuazione padiglione oggetto di intervento

Il padiglione, composto da tre piani di cui uno parzialmente interrato, ed un sottotetto, ha una particolare forma geometrica in pianta risalente, come si evince dalla *Figura 1.1*, ad una croce. Gli elementi portanti verticali risultano realizzati in muratura portante con spessore di circa 55 cm con tipologia costruttiva a quattro teste. Gli orizzontamenti, realizzati in latero cemento e dello spessore di 25 cm, risultano in semplice appoggio alle murature portanti laterali e centrali che suddividono, in prima battuta, tutta l'area. L'altezza complessiva dei tre piani, ad oggi utilizzati per diversi reparti, è di circa 14 m. La copertura dello stabile è realizzata con struttura portante in legno con trave di colmo che segue la geometria dello stabile. L'altezza più alta del piano sottotetto, raggiunta proprio in prossimità della trave di colmo, è di circa 3,75 m. Le fondazioni dello stabile, anche esse realizzate in muratura, sono di tipo ad arco e poggiano direttamente sul terreno sottostante.

La progettazione delle opere oggetto del suddetto lavoro inizia nel 2008 e, seguendo tutto l'iter procedurale come da normativa vigente, si sono susseguiti, in ordine cronologico: un progetto preliminare, un progetto definitivo fino ad arrivare ad un progetto esecutivo grazie al quale la Stazione Appaltante è riuscita ad andare in gara per l'assegnazione delle opere. Prima dell'inizio dei lavori è stato necessario redigere, su ordine della Stazione Appaltante, e visto comunque il lasso di tempo trascorso, una prima perizia di variante avente principalmente come oggetto l'adeguamento dei prezzi (in quanto l'Impresa Aggiudicataria non sarebbe mai riuscita a rientrare dei costi sostenuti e, come in gergo si definisce, portare a casa un utile) e gli aggiornamenti normativi susseguitesisi durante un lasso di tempo comunque considerevole. Quanto descritto risaliva all'anno 2015 ma, l'inizio dei lavori e la consegna dell'area all'Appaltatore non è stato fatto prima del 2017 in quanto durante questo lasso di tempo si sono susseguiti due Appaltatori vista l'istanza di fallimento del primo.

Una volta iniziati i lavori, che mi hanno visto impiegato in prima persona giornalmente, nella figura di collaboratore al Direttore dei Lavori, sono emerse per la Direzione Sanitaria, che si occupa della guida, della supervisione e della qualità della struttura sanitaria oggetto dei presenti lavori, nuove necessità visto comunque il continuo avanzamento tecnologico, lo sviluppo di nuove metodologie e, non per ultimo, gli aggiornamenti continui delle normative utilizzate durante tutto l'iter di progettazione. In base a queste nuove vicissitudini emerse, lo Studio venne incaricato dalla Stazione Appaltante a redigere un ulteriore Perizia di Variante a

cui ho preso parte attivamente nel progetto delle opere architettoniche, nel progetto delle opere strutturali e nella progettazione dell'impianto idrico-sanitario e di scarico.

In contemporanea alla stesura della nuova perizia di variante, ho continuato a seguire i lavori nella figura tecnica su indicata. Molte sono state le problematiche insorte in quanto l'oggetto dei lavori non era l'intero padiglione ma solo una porzione del piano primo e del sottotetto. In particolare, al piano rialzato del padiglione sorgeva il reparto di otorinolaringoiatria in funzione ogni mattina, dal lunedì al venerdì, e dotato di particolari apparecchiature sensibilissime ai rumori vista la natura degli esami che venivano, e che vengono, svolti. Quindi il primo problema da affrontare era organizzare le lavorazioni in modo da produrre il meno rumore possibile durante le ore diurne e concentrare tutte le lavorazioni più pesanti e rumorose, come ad esempio le demolizioni, nel primo pomeriggio. Fortunatamente, grazie alla collaborazione dell'Appaltatore, sono stati eseguiti quasi la totalità delle demolizioni creando, laddove possibile, il minor danno al reparto sottostante.

I lavori in oggetto interessavano anche il sottotetto, in quanto era previsto in progetto il rifacimento del manto di copertura, privo di isolamento e quindi composto dalle sole tegole oltre che all'orditura secondaria di sostegno, la rimozione dell'orditura portante in legno e la sostituzione con putrelle in acciaio. Tale area ricade proprio sopra le aree dedicate alla terapia intensiva e sub-intensiva di nuova realizzazione. In questo modo tutto il blocco così individuato risulterà completamente ristrutturato e sanificato. Al fine di svolgere i lavori nel modo più sicuro possibile e senza generare problemi derivanti, ad esempio, o dalla neve o dalle piogge ai piani sottostanti e sempre in funzione, è stata realizzata una copertura provvisoria della porzione di tetto interessata ai lavori. Tale copertura, dotata di travi reticolari portanti in acciaio è agganciata al ponteggio perimetrale realizzato dall'Appaltatore per l'esecuzione dei lavori. Alle varie travi reticolari, predisposte ad un interasse di circa 2 m, erano collegati dei teli che, grazie ad un sistema di carrucole e funi, venivano aperti e chiusi. Di seguito si inseriscono alcune foto riguardanti la nuova struttura in acciaio del tetto e la copertura provvisoria realizzata.

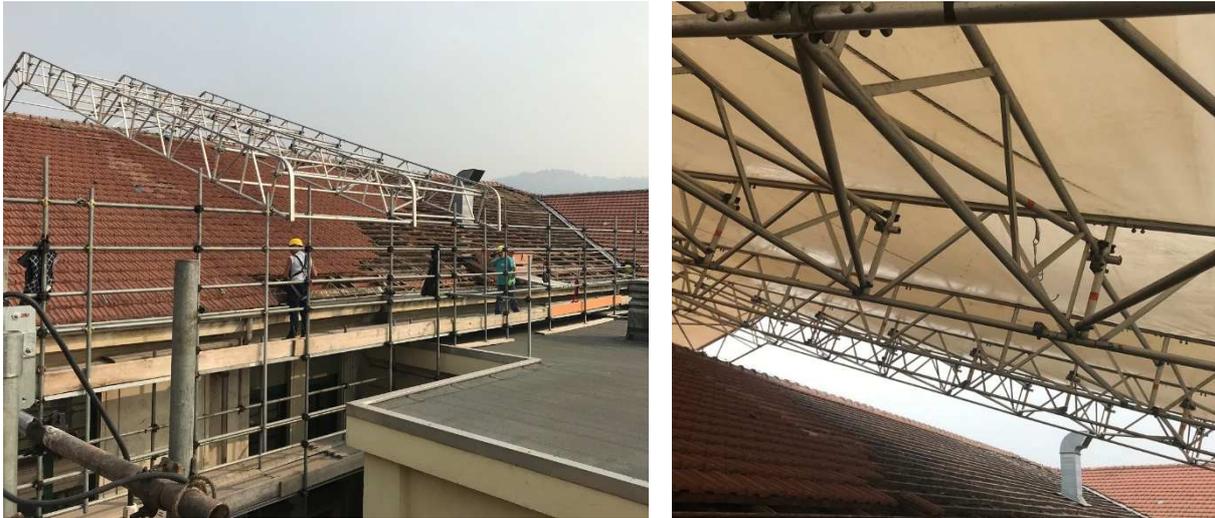


Figura 1.2: Struttura di copertura in fase di montaggio e ultimata



Figura 1.3: Struttura portante della copertura

Proprio il progetto strutturale che ho redatto mi ha spinto a proporlo come lavoro di tesi al mio relatore, *Prof. Ing. Silvio Valente*, avendone pienamente il consenso decidendo di concentrarsi

su un punto fondamentale della normativa vigente ovvero gli *Interventi Locali*. Infatti, al piano primo dove sorgerà il cuore pulsante del nuovo reparto, era prevista la demolizione parziale dei maschi murari in modo da creare un'area unica che accogliesse i pazienti i quali, a loro volta, venissero sorvegliati continuamente dal personale ospedaliero. Nasce, quindi, la necessità di eseguire uno dei più comuni interventi che vengono eseguiti in un edificio in muratura portante ovvero quello di realizzare nuove aperture. Secondo la normativa vigente, § 8.4.1. delle N.T.C. 2018, tale intervento è un intervento di tipo locale che quindi non comporta un'analisi globale dell'intero edificio. La domanda che ci siamo posti, quindi, è fino a che punto tale affermazione è vera o meglio ***fino a che punto si può intervenire localmente senza studiare gli effetti che si hanno sulla globalità dell'edificio?*** Nell'ultimo capitolo del presente lavoro, grazie anche alla software house Dolmen che mi ha permesso di utilizzare il loro omonimo software di calcolo, verranno comparati i risultati derivanti dalla modellazione globale dell'intero padiglione con i risultati derivanti da un'analisi locale eseguita secondo la normativa vigente e con semplici fogli di calcolo di facile realizzazione e principalmente di interpretazione. Verranno, quindi, eseguiti delle analisi speditive sui meccanismi di collasso locale dei pannelli murari e confrontato lo stato sollecitante tra la situazione ante-operam e la situazione post-operam.

2 CENNI STORICI

2.1. EVOLUZIONE DELLE COSTRUZIONI IN MURATURA

La conoscenza dello sviluppo che ha caratterizzato le costruzioni murarie, non solo è presupposto essenziale alla progettazione dei nuovi edifici, ma costituisce bagaglio imprescindibile per chi debba intervenire sul patrimonio edilizio esistente con interventi di manutenzione, consolidamento, miglioramento o adeguamento.

Purtroppo, invece, lo studio delle antiche costruzioni sembra essere divenuto bagaglio culturale solamente degli storici, mentre nella realtà gli ingegneri e gli architetti avrebbero molto da imparare in tale settore. La continua necessità di studiare e approfondire la concezione delle antiche strutture, prima di compiere su di esse interventi di qualsiasi genere, risulta necessario, per poter operare efficacemente nel presente e poter preservare gli antichi edifici per il futuro: un futuro nel quale le costruzioni in cemento armato, minate dal cancro dell'armatura, saranno destinate in gran parte a scomparire, mentre l'edilizia in muratura (vittoriosa nella battaglia della sopravvivenza) sarà destinata a un recupero sempre maggiore oltre che a un rinnovato interesse.

2.2. ORIGINI DELLA MURATURA

2.1.1. La muratura a secco

Le prime costruzioni lapidee furono ottenute sovrapponendo semplicemente pietre nella forma in cui si trovavano, ovvero così come si erano distaccate dai massi rocciosi per effetto degli agenti atmosferici o degli apparati radicali della vegetazione. Essendo inizialmente i muri realizzati "a secco", e cioè senza impiego di malta, la stabilità della costruzione era affidata sia alla grandezza dei blocchi che alla loro regolarità, e risultava tanto migliore quanto maggiore era la superficie di contatto. In presenza di materiale "minuto" o di pietre arrotondate (come quelle di fiume) o fortemente irregolari, si rese necessario l'uso di un elemento complementare come il fango, che avesse funzione di connettore. Con il perfezionamento degli utensili, si capì che per conseguire maggiori superfici di contatto conveniva sbizzare le pietre manualmente, prima della messa in opera. Si capì che quanto più tali superfici, oltre che piane, erano orizzontali tanto più stabili risultavano i muri: fu naturale, pertanto, l'evoluzione verso la pietra

squadrata la cui forma di parallelepipedi consentiva un perfetto contatto tra le pietre e la trasmissione delle sole componenti verticali delle forze di gravità.

2.1.2. I leganti

Il legante, inizialmente, fu costituito da fango di natura qualunque e, solo in seguito, da argilla; certamente, però, la natura dei luoghi fece sperimentare e adottare anche altri materiali: ad esempio, nell'area mesopotamica ricca di giacimenti petroliferi, già nel secolo XXI a.C. si utilizzava anche il bitume. Frequenti sono stati i ritrovamenti di malte di gesso utilizzate come legante, dagli egizi nel III millennio a.C. e dai greci in età ellenistica; tali malte, pur presentando una presa molto rapida, perdevano però capacità resistente alla presenza di umidità. I romani, invece, ne introdussero e codificarono l'uso quale legante allo stato puro (come dimostrano gli edifici di epoca repubblicana in opus Quadratum). L'abbondanza di cave di calcare in Campania fece sì che, proprio in tale regione, si verificasse la prima diffusione delle malte di calce (così come testimoniano gli scavi di Pompei). Poiché queste ultime presentavano notevole ritiro, nuove miscele vennero confezionate impastando il grassello di calce con inerti: uno di questi fu la sabbia che aveva la stessa funzione sgrassante" già esercitata sulle argille, ovvero la funzione di evitare l'eccessivo ritiro e le conseguenti fessurazioni. Impiegando come inerte la pozzolana (così chiamata dalla località di Puteoli - oggi Pozzuoli - ove era reperita) già nel III secolo a.C. i romani ottennero in Campania malte talmente tenaci da sfidare i secoli, resistendo benissimo anche all'umidità, in virtù del fatto che la pozzolana trasformava la calce aerea in calce idraulica.

2.1.3. La muratura in pietre artificiali

Per pietre artificiali si intendono quelle confezionate attraverso l'agglomerazione di materiali sciolti. Circa la loro origine, non sussiste alcun dubbio che esse siano nate in quelle località ove mancavano le pietre naturali di grandi dimensioni ma erano presenti materiali argillosi: questi, modellati allo stato plastico quando erano saturi di acqua, mantenevano la forma allorché venivano fatti asciugare all'aria, dando luogo a zolle rigide. Per evitare le screpolature che si verificavano durante l'essiccazione dell'argilla cruda si pensò di combinarla con altri materiali aventi funzione di ridurre tale fenomeno. Un primo sistema si ritrova negli stessi scritti biblici, ove si narra che i 5 impasti per la costruzione dei mattoni venivano "additavate" con paglia avente funzione sgrassante: questa, peraltro, conferiva al materiale una maggiore

resistenza a trazione esercitando una funzione di armatura capillare e dando così vita agli antenati dei conglomerati fibrorinforzati. Un altro inerte adoperato per limitare i fenomeni di ritiro fu, la sabbia. Le murature a base di argilla cruda potevano essere costituite, in definitiva da:

- un impasto di terreno argilloso e paglia tritata, detto torchi;
- un conglomerato di terreno argilloso e pietre, denominato pisé;
- mattoni crudi essiccati al sole (caratterizzati da maggiore leggerezza rispetto alle pietre naturali e da tempi rapidissimi di produzione e di posa in opera).

Fra queste tre tipologie, la seconda assume grande importanza in quanto rappresenta l'antenato del calcestruzzo. Il pisé era costituito da un impasto di terra e pietre costipato all'interno di casseforme in legno. Tale tecnologia costruttiva si differenziava completamente da quella delle murature in pietra, non solo in quanto impiegava un materiale decisamente più economico, ma soprattutto perché l'uso delle casseforme consentiva di modellare le forme più svariate. Il pisé, comunque, considerato troppo umile per le costruzioni in confronto alla nobile pietra da taglio, fu relegato tra i materiali poveri sino alla fine dell'Ottocento, allorché fu diffusamente reintrodotta in Francia da Cointeraux, che suggerì di realizzare con tale tecnologia costruzioni rurali a prova di incendio e muri ondulati. Per evitare l'inconveniente che i mattoni crudi presentavano una consistenza bassa (plastica allorché venivano a contatto con l'acqua) si pensò di cuocere gli elementi, dando luogo alla cosiddetta terracotta. Inizialmente impiegata per le costruzioni stagne. Nella confezione di mattoni cotti vennero usati solamente sgrassanti minerali (come la sabbia), in quanto quelli vegetali (come la paglia) venivano distrutti durante la fase di cottura. E proprio per il fatto che la cottura comportava costi elevatissimi, la produzione di mattoni cotti fu limitata alle opere più importanti, perlomeno fino all'avvento delle moderne fonti di energia. Il mattone ebbe un campo di utilizzazione più ridotto di quello della pietra, innanzitutto perché presentava una resistenza minore ma anche perché, essendo la stabilità dei muri affidata al peso proprio e allo spessore, particolarmente nelle sollecitazioni da sforzo normale eccentrico, era preferibile impiegare materiali dotati di elevato peso specifico.

2.3. *ORIGINI DELLE COSTRUZIONI*

2.3.1. ***Le costruzioni mesopotamiche***

Verso l'VIII millennio a.C., in Medio Oriente una comunità di uomini si insediava nel fertilissimo bacino mesopotamico compreso tra il Tigri e l'Eufrate: venivano, così, realizzati i primi villaggi costituiti da case che, in considerazione del materiale disponibile sul greto dei fiumi, erano edificate con mattoni di fango essiccato al sole, talvolta additavate con paglia. L'esigenza di realizzare opere di difesa meno vulnerabili di quelle ottenute con l'argilla cruda costrinse, successivamente, gli uomini a trasportare pietre dalle vicine montagne per costruire muri di cinta. Il più antico e famoso insediamento (8350 ed il 7350 a.C.) è quello di Tell-es-Sultan, rimasto famoso per le sue difese, costituite da un muro in pietra dotato di una torre circolare. Tra il 6250 a.C. ed il 5400 a.C. fioriva la città di Catal Huyuk che si estendeva per ben 130.000 m², con case molto vicine tra loro. Tra il 4000 a.C. ed il 3500 a. C., i Sumeri si insediarono costruendo la mitica città di Babilonia. Nella città di Eriddu, a sud di Babilonia (oggi Abu Sahariana), è stato ritrovato un tempio del 3000 a.C. circa, realizzato con mattoni di fango, al disopra di una piattaforma in pietra. Le costruzioni destinate ad abitazione erano realizzate mediante murature di argilla o di mattoni semplicemente sovrapposti o, talvolta, collegati da strati di canne e bitume. Nel caso di palazzi nobiliari e di templi, le murature venivano rivestite da pietre naturali oppure da mattoni cotti o smaltati. Tra il 2180 a.C. e il 2160 a.C. veniva costruita, addirittura, una galleria in muratura (larga circa 4,50 m e alta circa 3,60 m) che sottopassaggi il fiume Eufrate.

2.3.2. ***Le costruzioni egizie***

Circa 7000 anni a.C. sorgevano, nella valle del Nilo, i primi insediamenti stabili di popolazioni etiopiche, anche se si fa risalire alla seconda metà del V millennio a.C. la costruzione corrente di abitazioni realizzate con l'impiego di mattoni di fango essiccati al sole. Il graduale passaggio dall'impiego dei mattoni crudi a quello della pietra naturale, ben più resistente e durevole, avvenne per motivazioni religiose, cercando di realizzare gli edifici funerari e quelli destinati al culto. All'inizio del periodo arcaico (comprendente la prima e la seconda dinastia) le tombe dei re e dei nobili erano costituite da una buca scavata nella sabbia, al disopra della quale veniva costruita una sovrastruttura di fango e legno (mastaba), destinata a proteggere la salma. In seguito a successive evoluzioni le buche divennero camere, anche multiple, e le mastabe

furono sostituite da grandi edifici di forma parallelepipedici, per la cui costruzione venivano impiegati mattoni crudi disposti su strati orizzontali. La pietra naturale veniva usata solamente, in forma triliti, per la realizzazione degli stipiti e degli architravi delle porte, oppure come rivestimento in lastre. Per analogia, appare lecito ritenere che anche gli edifici dell'epoca destinati ad abitazione presentassero sistemi costruttivi simili. Agli inizi dell'Antico Regno (2667-2648 a.C.) l'architetto Imhotep, operando una vera e propria rivoluzione nelle tecniche costruttive, introdusse l'uso della pietra da taglio. Egli progettò per il faraone Zoser della terza dinastia, il primo grande edificio costruito dall'uomo interamente in pietra squadrata: un'opera piramidale al centro di un vasto complesso funerario recintato da un muro fortificato anch'esso in pietra squadrata. Il pietrame adoperato era calcare: di qualità più tenera e porosa per il nucleo interno e di qualità più compatta e resistente per il rivestimento esterno. I faraoni della prima e seconda dinastia avevano una forma piramidale a base rettangolare (contrariamente alle successive che avranno pianta quadrata) con superfici non lisce ma a gradini. La sua costruzione però, subì successive evoluzioni partendo da una originaria mastaba (alta solamente 8 m) e giungendo, attraverso successivi ampliamenti e soprelevazioni, sino all'altezza di 61 m per complessivi sei gradoni. La transizione da questo genere di piramidi a quelle con pareti lisce si ebbe attraverso molteplici modificazioni delle tecniche costruttive, quali riempimento dei gradoni e il loro rivestimento. Le malte erano composte da sabbia e gesso.

2.3.3. Le costruzioni megalitiche europee

Dall'Anatolia, giunsero i primi colonizzatori dell'Europa che, circa 6000 anni a.C., realizzarono villaggi costituiti da case semplici a pianta quadrata, con struttura in mattoni di fango essiccato. A datare dal 4500 a.C. circa, numerosissimi sono (particolarmente in Spagna, in Francia e in Gran Bretagna) i luoghi nei quali furono realizzate le cosiddette opere megalitiche.

Le strutture rudimentali più elementari sono costituite dai menhir: pilastri isolati con significato religioso che raggiungevano pesi e altezze considerevoli (anche superiori ai 20 m). Aveva così origine il primo elemento portante verticale, progenitore della colonna e del pilastro. Sovrapponendo a due elementi verticali distanziati una pietra orizzontale, era nato la famosa trilite, costruzione realizzata con tre pietre, di cui quella orizzontale era, talvolta, costituita da

lastroni di dimensioni ciclopiche. La massima espressione architettonica della trilita sarà il Tempio.

2.3.4. Le costruzioni monoiche e micenee

Le popolazioni dell'Asia minore davano luogo alla nascita della civiltà egea, il cui inizio si fa risalire alla fondazione della città di Troia (avvenuta intorno al 3000 a.C.). Gli edifici erano di tipo pluricellulare essendo costituiti da numerose pareti, generalmente ortogonali tra loro, che delimitavano piccoli ambienti. La muratura era, di solito, costituita da blocchi di pietra calcarea disposti ordinatamente e collegati internamente da spinotti in legno, che conferivano alla muratura anche una certa duttilità. Spesso i blocchi squadrati erano posti perimetrali da intelaiature in legno, dando così luogo al progenitore di quel sistema antisismico che sarà il futuro sistema baraccato. L'architettura preminente fu caratterizzata dalla costruzione di palazzi reali, tra i quali quello di Cnosso la cui fondazione si fa risalire al 1800 a.C. Gli edifici, quasi sempre multipiano (fino a quattro livelli), poggiavano su letti di posa ottenuti artificialmente con materiali sciolti che finivano con l'esercitare la funzione di isolatori nei riguardi delle vibrazioni del suolo. Tra il 1500 a.C. e il 1000 a.C. si sviluppò la cosiddetta civiltà prebellica o micenea, che grande influenza subì dalla cultura egizia e da quella risina, al punto da essere considerata come il tramite fra la civiltà egizia e quella greca. Le costruzioni giunte sino ai giorni nostri sono costituite essenzialmente da mutazioni per la difesa di città come Micene, caratterizzate dalla semplice sovrapposizione di blocchi di pietra poggianti su piedritti monolitici costituenti una sorta di struttura ad arco. La tipologia più antica di muratura fu certamente quella ciclopica, realizzata mediante enormi massi irregolari o poligonali, integrati da pietre più piccole aventi la funzione di colmare i vuoti; una seconda tipologia fu quella costituita da pietre poligonali le cui superfici di contatto, però, venivano rettificare; un terzo tipo, certamente più evoluto, fu formato da pietre squadrate perfettamente sovrapposte. Quest'ultimo sistema costruttivo può, ancora oggi, essere ammirato osservando i ruderi della cinta muraria che proteggeva Micene e la sua celeberrima Porta dei Leoni, che rappresenta il più brillante esempio di trilita il cui architrave (lungo 5 m, largo 2.5 m e spesso 1 m) presenta, addirittura, sezione variabile. È interessante notare come la muratura al lato dei leoni che sovrastano l'architrave non gravi direttamente sulla trilita, essendo realizzata da pietre disposte con piccoli sbalzi, ovvero dal sistema costruttivo poi adottato nelle Tolosa. Le pietre utilizzate

per la costruzione dei palazzi erano appena sbazzate, al contrario di quanto si riscontra nella reggia di Cnosso, ma anch'esse erano spesso collegate da perni di legno.

2.3.5. Le costruzioni greche

La civiltà greca nella quale si può distinguere:

- un primo periodo, detto arcaico (700-450 a.C.), che ebbe come poli Sparta e Atene e fu caratterizzato dalla nascita del tempio;
- un secondo periodo, detto aureo (450-430 a.C.), caratterizzato dalla costruzione del Partenone;
- un terzo periodo, detto transitorio (430-306 a.C.);
- un quarto periodo, detto ellenistico (306-50 a.C.).

Come l'architettura preistorica era stata caratterizzata dalla trilita, così quella classica lo fu dalla colonna e dall'architrave. L'architettura greca fu segnata, essenzialmente, dalla costruzione di templi, inizialmente in legno e successivamente in muratura costituita da pietre squadrate e ben organizzate. Furono comuni all'architettura minoica sia la presenza di piani di posa degli edifici realizzati con materiali sciolti, che i collegamenti tra le pietre. Nel 480 a.C. da Arato veniva costruito un ponte in muratura sull' Ellesponto che superava una luce di 125 m circa.

2.3.6. Le costruzioni etrusche

La civiltà etrusca si sviluppò in Toscana tra l'VIII ed il I secolo a.C. in seguito all'insediamento di popolazioni provenienti dall'Asia Minore. L'architettura si articolò, fondamentalmente, nella costruzione dei muri di cinta delle città (che venivano realizzati a secco mediante blocchi squadrati di tufo o pietre calcaree poligonali) e nella costruzione di edifici pubblici o dedicati al culto. Proprio nell'ambito dell'edilizia funeraria si rinvengono interessantissimi esempi di costruzioni del VI secolo a.C., aventi forma rettangolare (le cui pareti sono realizzate con blocchi parallelepipedi ben squadrati posti in opera con sistema trilita) oppure di forma circolare (le cui coperture sono costituite da pietre di tufo squadrate aggettanti secondo cerchi concentrici).

2.3.7. Le costruzioni romane

I Romani, pur essendo migliori ingegneri dei Greci, operavano anch'essi su basi sperimentali e intuitive: nonostante ciò, le loro opere come fortificazioni, acquedotti e ponti, essendo dotate di elevati coefficienti di sicurezza, raramente crollarono; solo per gli edifici, che in seguito al forte inurbamento di epoca imperiale (dal 27 a.C.) ebbero un notevole sviluppo verticale. L'architettura romana derivò, inizialmente, da quella greca e da quella etrusca alle quali furono apportate, nel tempo, radicali trasformazioni sostituendo alle travi gli archi, ai tetti le volte e introducendo una serie vastissima di sistemi costruttivi dei muri. Grossa diffusione ebbe, presso i romani, la costruzione di abitazioni cosiddette cieli, anche se gli stessi divennero celebri nei secoli come costruttori di ponti e strade e per la realizzazione di acquedotti.

Per quanto riguarda le murature in pietra naturale, queste venivano realizzate, o utilizzando elementi lapidei per l'intero spessore, oppure creando due paramenti all'interno dei quali veniva effettuato un getto di conglomerato. Le pietre da taglio adoperate erano, essenzialmente, il tufo e il travertino. Le superfici di contatto superiore e inferiore venivano levigate per garantire una uniforme trasmissione degli sforzi tra elementi sovrastanti e sottostanti, mentre le superfici rimanenti non subivano alcuna particolare lavorazione. Il collegamento tra i diversi elementi lapidei non era quasi mai costituito da malte ma da grappe, inizialmente lignee e successivamente metalliche, per evitare i dissesti dovuti ad azioni sismiche o a cedimenti di fondazione.

Per quanto attiene le costruzioni in pietra artificiale, l'abbondanza di argilla nei dintorni di Roma fece sì che anche i mattoni fossero piuttosto diffusi, con funzioni essenzialmente decorative. Tutto il periodo repubblicano fu caratterizzato dall'uso di mattoni crudi di argilla con funzione portante, mentre nell'età imperiale questi furono adoperati quasi esclusivamente con funzione di cassaforma: per i muri di maggiore spessore, il puntellamento esterno dei paramenti era integrato da archi interni di alleggerimento, necessari a sopportare l'azione dei conglomerati durante il tempo di presa. Le costruzioni in mattoni cotti portanti ebbero grande sviluppo con l'avvento dell'Impero Romano di Oriente. Le malte adoperate dai romani possedevano elevata resistenza a compressione essendo confezionate e dosate secondo rigide proporzioni.

Per avere un quadro chiaro e completo dei sistemi di costruzione delle murature romane si ritiene opportuno riassumere le caratteristiche delle principali tipologie come segue.

- **Opus Siliceum:** muratura a secco, realizzata con grandi blocchi in pietra di forma poligonale accuratamente messi in opera (mura ciclopiche o pelasgiche), che venne adoperata principalmente per manufatti di difesa o per muri di sostegno.



Figura 2.1: Schematizzazione Opus Siliceum

- **Opus Quadratum:** muratura a secco, realizzata con grandi blocchi squadrati di forma parallelepipedica (quasi sempre in tufo), disposti secondo filari orizzontali (tipologia molto diffusa a Pompei tra il VI e il V secolo a.C. con impiego di materiali tifoidi e di arenarie); sino all'avvento della muratura concreta, le pietre occuperanno l'intero spessore del muro per divenire, poi, solo paramenti esterni di contenimento del riempimento; i primi muri in opera quadrata risalgono agli inizi del IV secolo a.C. (mura serviate).

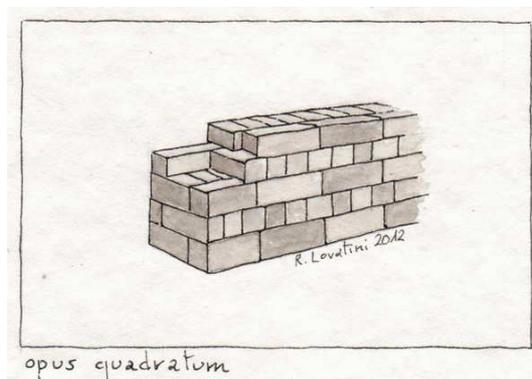


Figura 2.2: Schematizzazione Opus Quadratum

- **Opus Spicatum:** muratura costituita da corsi orizzontali di pietre disposte a spina di pesce, poste in opera invertendo il verso per ogni filare e interrompendolo con uno strato di pietre orizzontali; tale tipologia fu utilizzata, soprattutto, nelle fondazioni e nei basamenti.



Figura 2.3: Schematizzazione Opus Spicatum

- **Opus Africanum:** muratura costituita da grandi pilastri irregolari, realizzati con blocchi verticali e orizzontali sovrapposti aventi funzione portante, e da un riempimento di piccole pietre squadrate; tale tipologia detta anche a telaio risale al IV secolo a.C. e si ritrova a Pompei.

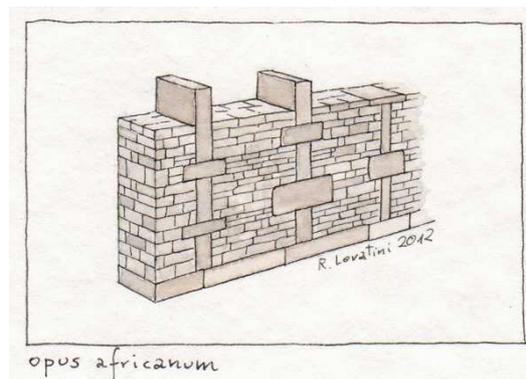


Figura 2.4: Schematizzazione Opus Africanum

- **Opus Craticium:** Muratura di tipo misto costituita da una intelaiatura in legno (generalmente a maglie rettangolari con pali e correnti, ma dotata anche di diagonali nelle zone sismiche) i cui riquadri erano riempiti con piccole pietre e malta; gli unici esempi ben conservati si ritrovano a Pompei e ad Ercolano, dove con tale tipologia si realizzavano tutti i tramezzi interni e le murature esterne al disopra del piano terreno; tali muri, leggeri sia per i materiali adoperati che per il ridotto spessore (20 cm circa), risultavano particolarmente indicati per gli edifici multilivello e per l'impiego in zona sismica. Questa tipologia costruttiva, antenata delle strutture intelaiate, è stata diffusamente impiegata, nel Cinquecento e nel Seicento, in Francia, in Inghilterra e in

Germania; ad essa fu ispirato il sistema baraccato adottato nelle zone sismiche sin dal XVII secolo, che sopravvive tutt'oggi nei centri minori.

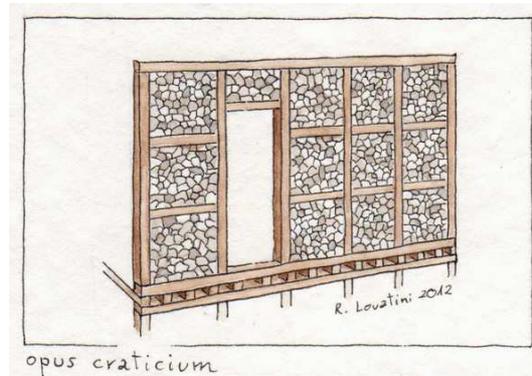


Figura 2.5: Schematizzazione Opus Craticium

- **Opus Incertum:** muratura a sacco con paramenti esterni in pietra da taglio poliedrica e nucleo interno in pus caementicium, ovvero in conglomerato; tale tipologia, con pietre piuttosto regolari, si ritrova a Pompei già nel III secolo a.C. (con l'impiego di materiali vulcanici e di arenaria) e durerà sino alla fine della Repubblica, quando sarà soppiantata dall'opus reticulatum; fu adoperata specialmente per la costruzione di muri di cinta, costruzioni rurali e templi.

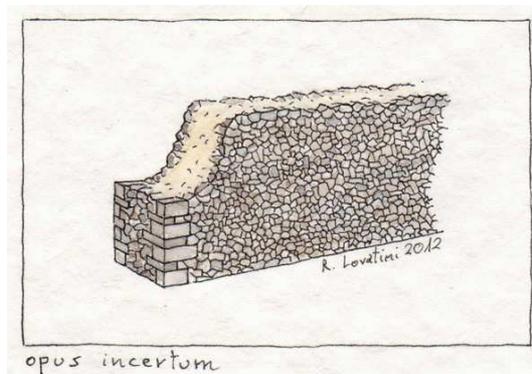


Figura 2.6: Schematizzazione Opus Incertum

- **Opus Reticulatum:** muratura a sacco ottenuta realizzando due paramenti esterni, costituiti da cubetti in tufo posti in opera con inclinazione di 45°, e gettando all'interno un nucleo di conglomerato; tale tipologia fu diffusa tra il I secolo a.C. e il I secolo d.C.

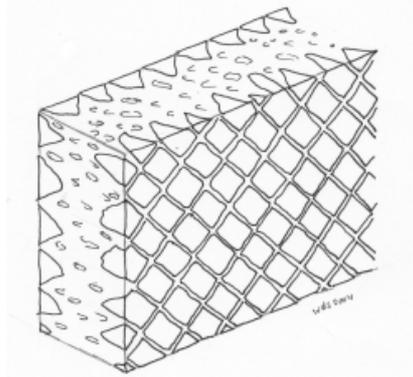


Figura 2.7: Schematizzazione Opus Reticulatum

- **Opus Mixtum:** muratura a sacco ottenuta realizzando due paramenti esterni, costituiti da fasce di pus reticulatum listate o incorniciate da mattoni, e gettando all'interno un nucleo di conglomerato; tale tipologia si ritrova nella residenza imperiale di Villa Jovis a Capri.

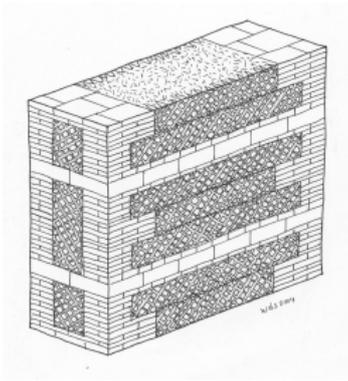


Figura 2.8: Schematizzazione Opus Mixtum

- **Opus Vittatum:** muratura a sacco con paramenti esterni, costituiti da blocchi di tufo (di dimensioni $10\div 20 \times 10\div 12$ cm) disposti su filari orizzontali, e nucleo interno in conglomerato; tale tipologia si diffuse dopo l'età augusta.

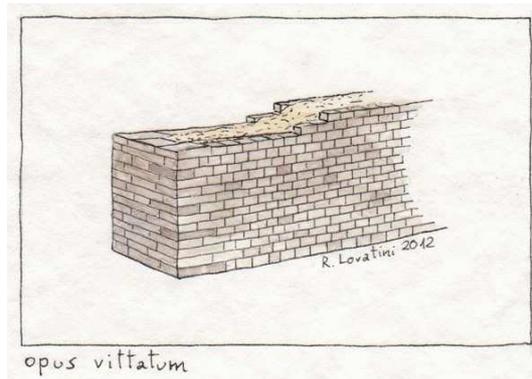


Figura 2.9: Schematizzazione Opus Vittatum

- **Opus Latericum:** muratura costituita da mattoni crudi.

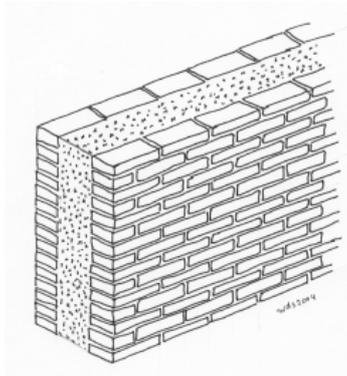
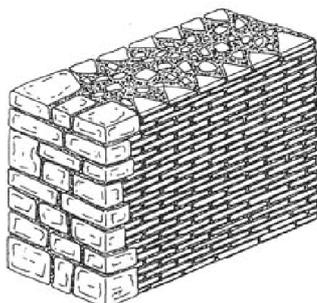


Figura 2.10: Schematizzazione Opus Latericum

- **Opus Testaceum:** muratura a sacco con paramenti esterni costituiti da mattoni (sfalsati) e nucleo interno in conglomerato; le prime grandi costruzioni realizzate con tale tipologia risalgono all'età di Tiburio; in virtù della regolarità degli elementi e della loro semplice produzione le costruzioni furono notevolmente diffuse. Numerose notizie sui criteri costruttivi adottati dai romani ci sono pervenute attraverso il manoscritto del celeberrimo De Architectura, scritto da Marco Vitruvio Pollione tra il 25 ed il 23 a.C.



OPUS TESTACEUM

Figura 2.11: Schematizzazione Opus Testaceum

2.3.8. Le costruzioni dal Medioevo al XVIII

Nel primo Medioevo, a fronte di una generale decadenza culturale, gli artigiani delle costruzioni fecero notevoli progressi nella costruzione di edifici per il culto, unica attività promossa e sostenuta in tale periodo storico, insieme a castelli e muri di cinta.

Nell'Impero Romano d'Oriente l'architettura bizantina conservò il sistema costruttivo romano, seppur impiegando malte aeree applicate in strati di maggiore spessore; con il procedere del tempo, però, si diffuse sempre più l'uso delle murature piene e non più a sacco. Nell'architettura bizantina si fece largo uso di murature in piccoli blocchi di pietra listata con mattoni e malta di sabbia con cocchiopesto. Nell'architettura cristiana le murature erano costituite (come quelle romane) da elementi eterogenei, ma mutavano procedimenti costruttivi ed i materiali componenti: veniva, infatti, realizzato prima un nucleo di muratura, quasi sempre caotica, composta da pietrame informe di varia pezzatura e da residui di laterizi; solamente quando questo si era assestato, si eseguivano i due paramenti esterni in pietrame squadrato o in laterizio. Le costruzioni furono caratterizzate dall'impiego di materiali generalmente provenienti dalla demolizione di altre opere e dall'uso di malte aeree poco resistenti.

I castelli continuarono ad essere costruiti secondo i canoni dell'architettura massiccia romana, attraverso una tecnica costruttiva basata sull'uso di pietre piccole e di grandi volumi di malta. Nel periodo che va dal IX al XIII secolo, un notevole impulso al risveglio di tutte le attività (anche tecniche) fu determinata dalla nascita dei Comuni e di nuovi centri di potere che promossero, peraltro, il rifiorire delle vecchie corporazioni. Sotto l'aspetto tipologico, le murature, continue fino all'architettura romanica, cominciarono a subire uno svuotamento

caratterizzato dall'apertura di frequenti vani che, riducendo sempre più le sezioni resistenti, individuavano zone di maggiore concentrazione delle tensioni ove si rendeva necessario l'impiego di materiali dotati di resistenza più elevata. Tale tendenza si accentuò sempre di più fino a evidenziare, con l'avvento dell'architettura gotica nel XIII secolo, una prima distinzione tra struttura portante e struttura portata cui corrisponderà, generalmente, un differente impiego di materiali: pietra da taglio per le membrature sotto sforzo, laterizi o pietrame squadrato per le tamponature. Le cattedrali gotiche sorte in Italia, in Francia e in Germania furono caratterizzate da pilastri polittici e da volte ogivali a crociera, con costoloni diagonali, che rappresentarono una radicale innovazione in campo architettonico. Con il maggiore impiego degli archi, soprattutto rampanti, cominciò ad apparire un elemento strutturale nuovo, in grado di assorbire le spinte alle imposte estreme: il contrafforte in muratura. Tale periodo edilizio fu contrassegnato anche da un'altra tipologia architettonica nuova: i campanili, torri molto snelle la cui statica presentava problemi strutturali nuovi rispetto alle altre opere. Solamente nel secolo XIII si verificò un ritorno agli edifici in muratura, imposto dall'esigenza di porre rimedio alle vaste distruzioni causate dai frequenti incendi. Nel secolo XVII a seguito degli incendi distruttivi che colpirono alcune grandi capitali europee, come Mosca nel 1648 e Londra nel 1666, fu ulteriormente promossa la costruzione di edifici in muratura in luogo di quelli in legno.

2.3.9. La rivoluzione nelle costruzioni

La cosiddetta Rivoluzione industriale caratterizzò gli ultimi decenni del secolo XVIII e la prima metà del secolo XIX. In una rinnovata visione strutturale, l'edificio non veniva più riguardato come insieme di elementi ma come organismo unitario, inteso a trasferire i carichi dalla struttura in elevazione a quella di fondazione. La nascita di materiali non naturali, resistenti a trazione oltre che a compressione, mentre consentiva nuovi modelli di calcolo e nuove tipologie strutturali, segnava il tramonto dell'egemonia della Muratura che per tanti secoli aveva dominato, praticamente incontrastata, il mondo delle costruzioni.

Una modificazione della struttura resistente, già nell'ambito delle stesse costruzioni lapidee, consistette nel sostituire gli elementi bidimensionali (costituiti dalle murature portanti) con elementi monodimensionali (costituiti da pilastri in muratura realizzati in pietra spesso artificiale) che, particolarmente per gli edifici delle grandi periferie urbane destinati alla locazione, consentivano una maggiore flessibilità dei distributivi interni. Aveva, così, inizio

quella distinzione tra strutture verticali portanti e portate che nel tempo si sarebbe sempre di più accentuata, sino a divenire caratteristica degli edifici in conglomerato cementizio armato e di quelli in acciaio. Un esempio di struttura portante con elementi monodimensionali in muratura è rappresentato dagli edifici progettati nell'Ottocento da Alessandro Antonelli, nel quale i carichi verticali erano sopportati da pilastri e da archi ribassati (con spinte eliminate da catene immerse nel tessuto murario), mentre le azioni orizzontali erano fronteggiate da impalcati a volta, sempre in laterizio.

3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLA MURATURA PORTANTE

La muratura portante, per definizione, è quell'elemento di confine o di partizione che, oltre alla funzione di articolare lo spazio assicura la stabilità dell'edificio, quindi è in grado di resistere ai carichi verticali ed alle spinte orizzontali. Oltre a svolgere una funzione strutturale, svolge il compito di isolamento acustico e termico. In letteratura è usuale definire la muratura portante non un semplice materiale ma una struttura nella struttura, cioè un sistema di elementi di varia natura la cui interazione a livello micromeccanico ne determina il comportamento macroscopico. In via del tutto generale, la classica muratura portante è composta da due tipi di materiali:

- *materiale resistente*: costituito dal vero e proprio mattone, che sia esso in pietra o in laterizio;
- *materiale di collegamento*: costituito dalla malta che oltre ad avere il compito di collegare i diversi elementi che costituiscono l'ossatura della costruzione, ha anche il compito di trasmettere e ripartire tutti i carichi.

Nell'immagine che segue un semplice esempio di quanto poc'anzi esposto.



Figura 3.1: Esempio di muratura portante in mattoni pieni e malta

Nel presente capitolo vengono quindi riepilogati: il quadro normativo attualmente vigente, i principali metodi di analisi, sia per la progettazione ex novo che per la verifica di strutture esistenti, proposti dalle stesse norme, come e cosa si intende per “*valutazione della sicurezza*”

e le caratteristiche meccaniche necessarie al fine di modellare edifici esistenti realizzati con strutture portanti in muratura come proprio il caso studio in oggetto del presente lavoro di tesi.

3.1 INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il quadro normativo su cui si farà maggiormente riferimento in questo lavoro di tesi è costituito:

- Norme Tecniche delle Costruzioni (verranno utilizzate, oltre alle N.T.C. 2008, anche il loro aggiornamento, più comunemente definito, N.T.C. 2018 pubblicate con Decreto del 17/01/2018);
- Circolare esplicativa delle N.T.C. 2008 – circolare n°617 del 02/02/2009;
- Circolare esplicativa delle N.T.C. 2018 – circolare n°7 del 21/01/2019;
- Eurocodici, in particolare l’Eurocodice 6 dedicato alla progettazione e verifica di strutture in muratura portante, armata e non, naturale e artificiale.

In questo lavoro di tesi verrà utilizzato, principalmente, il quadro normativo attualmente vigente in Italia ovvero le norme tecniche per le costruzioni. Esse definiscono i principi per il progetto, l’esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica, durabilità e stabilità.

Le stesse norme tecniche forniscono i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e, più in generale, trattano gli aspetti riguardanti la sicurezza strutturale delle opere.

3.2 STATI LIMITE

La sicurezza e le prestazioni di un’opera, che sia essa ex novo o già esistente, devono essere valutate in relazione agli stati limite (*Stato Limite Ultimo* o *Stato Limite di Esercizio*) che si possono verificare durante la vita nominale della costruzione.

Per misurare la sicurezza di una struttura, ovvero la sua affidabilità, esistono due approcci fondamentali:

- *Misura di tipo deterministico*: metodo delle tensioni ammissibili, metodo del calcolo a rottura;
- *Misura di tipo probabilistico*: metodo probabilistico, metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Le misure di tipo probabilistico sono più complesse ma allo stesso tempo più realistiche, dal momento che tengono conto della variabilità e delle incertezze dei parametri da cui la sicurezza della struttura dipende.

Tra i metodi di tipo probabilistico quello che maggiormente interessa è il **Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite**, metodo su cui attualmente si basa la normativa italiana vigente.

Il metodo è detto *semiprobabilistico* poiché si basa su una relazione di tipo deterministico ovvero:

$$\text{Domanda} \equiv \text{Sollecitazione} \leftarrow E_d \leq R_d \rightarrow \text{Richiesta} \equiv \text{Resistenza}$$

dove i parametri E_d e R_d hanno carattere probabilistico.

Il metodo infatti considera la resistenza dei materiali ed i valori delle azioni agenti sulla struttura come variabili aleatorie, ovvero grandezze cui non si può assegnare un unico valore (deterministico) ma che, se misurate, assumono di volta in volta un valore differente, casuale.

3.2.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

La vita nominale di un'opera, indicata dalla normativa come V_N al §2.4.1, è definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Nella tabella che segue si riportano i valori di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione:

TIPO DI COSTRUZIONE	Valori minimi di V_N [anni]
Costruzioni temporanee o provvisorie	10
Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 3.1: Valori minimi vita nominale

Altro parametro importante, anche per la definizione dell'azione sismica, è la classe d'uso di una costruzione. Essa fa riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso. Le costruzioni sono classificate in quattro classi d'uso così definite:

- *Classe I:* costruzioni con presenza solo occasionale di persone;
- *Classe II:* costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;
- *Classe III:* costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- *Classe IV:* costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. n°6792 del 5/11/2001, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e impianti di produzione di energia elettrica.

Per ognuna delle classi su elencate la normativa, al §2.4.3, definisce un coefficiente d'uso come riportato nella seguente tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.70	1.00	1.50	2.00

Tabella 3.2: Coefficiente d'uso delle costruzioni

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione moltiplicando la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U .

3.2.2 Misure della sicurezza secondo la normativa

Il dimensionamento di una struttura e conseguentemente i costi ed i rischi connessi con la sua realizzazione, dipendono dalla misura della sicurezza. È pertanto un aspetto molto delicato per il progettista quello riguardante la connessione tra le scelte di progetto e misura della sicurezza, considerando che un tale approccio richiede che siano esaminati: gli aspetti di comportamento della struttura, le diverse fonti di incertezza, il carattere aleatorio delle grandezze in gioco. Nella letteratura riguardante la sicurezza strutturale, indipendentemente se si vuol considerare la sola norma italiana o la normativa valida a livello europeo (rispettivamente N.T.C. ed Eurocodici), gli aspetti di comportamento vengono sinteticamente indicati come *stati limite*, intendendosi con tale termine una condizione raggiunta la quale la struttura, o una sua parte, non svolge più le funzioni per le quali è stata realizzata. In base a tale definizione, il raggiungimento di uno stato limite non deve essere inteso solo come l'instaurarsi di un meccanismo di collasso, ma può essere più semplicemente la perdita di funzionalità del sistema.

Nella definizione di stato limite si distinguono:

- **Stati Limite Ultimo (S.L.U.):** associati al valore estremo della capacità portante o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. In questa condizione ricadono ad esempio: perdita di stabilità di parte o dell'insieme della struttura, rottura di sezioni critiche della struttura; instabilità in seguito a deformazione eccessiva, deterioramento in seguito a fatica, deformazioni di fluage o fessurazioni che producono un cambiamento di geometria tale da richiedere la sostituzione della struttura. Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Nei confronti delle azioni sismiche (in questo si parla di S.L.U. dinamici) gli stati limite ultimi si suddividono in:
 - **Stato Limite di salvaguardia della Vita (S.L.V.):** a seguito di un evento sismico, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (S.L.C.):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi danni e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.
- **Stati Limite di Esercizio (S.L.E.):** sono stati oltre i quali non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile: nel primo caso i danni o le deformazioni sono reversibili e cessano non appena sia eliminata la causa che ha portato al superamento dello stato limite; nel secondo caso si manifestano danneggiamenti o deformazioni inaccettabili e ineliminabili per mezzo della soppressione della causa che le ha generate. Nei confronti delle azioni sismiche (S.L.E. dinamici), gli stati limite di esercizio si suddividono:
 - **Stato Limite di Operatività (S.L.O.):** a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, ecc.) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
 - **Stato Limite di Danno (S.L.D.):** a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, apparecchiature rilevanti, ecc.) subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Quando si valuta la sicurezza nei confronti dello stato limite di esercizio, si valuta la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio, quali spostamenti, cedimenti, fessurazioni, vibrazioni ecc. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile. Se invece si valuta la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, si valuta la capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e difetti gravi, che possono essere totali o parziali. Il superamento di uno stato limite ultimo ha invece carattere irreversibile.

Per i diversi stati limite la normativa, al §2.5.3, definisce le seguenti combinazioni delle azioni di cui il segno “+” significa “combinato con”:

- *combinazione fondamentale allo S.L.U.*

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *combinazione frequente allo S.L.E.*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *combinazione quasi permanente allo S.L.E.*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E*

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I vari parametri, combinati come sopra, fanno riferimento ai diversi tipi di azioni a cui è sottoposta una struttura. In particolare, tra le varie classificazioni che la normativa propone, risulta di particolare interesse la classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo come di seguito riportato:

- *azioni permanenti*, indicate con la lettera *G*: sono azioni che agiscono durante la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità come:
- il peso proprio di tutti gli elementi strutturali, il peso proprio del terreno, le forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti dei carichi variabili applicati al terreno, forze risultanti dalla pressione dell'acqua. Questi tipi di azioni vengono indicate con il codice *G1*;
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali. Queste azioni vengono classificate con il codice *G2*;
 - spostamenti e deformazioni impresse;
 - azioni derivanti dalla precompressione, indicate con il codice *P*;
- *azioni variabili*, indicate con il codice *Q*, ovvero quelle azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura come: sovraccarichi, azioni del vento, azioni della neve, azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale

della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

- *azioni eccezionali*, indicate con il codice *A*, ovvero quelle azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura come incendi, esplosioni urti e impatti.

I vari coefficienti, utilizzati per la definizione delle combinazioni delle azioni, vengono definiti *coefficienti parziali*. Essi sono strettamente connessi alla definizione di stato limite come visto al §3.2 e permettono di tener conto, per quanto possibile, dell'aleatorietà delle azioni agenti e della resistenza dei materiali. Tali coefficienti, come si vedrà in seguito, non verranno applicati solo nel calcolo delle azioni sollecitanti ma anche nel calcolo delle resistenze dei materiali di cui è composta la struttura.

I coefficienti poc'anzi descritti vengono riportati nella tabella seguente. Essi si classificano in base alla categoria di edificio che stiamo progettando, in caso di edificio ex novo, o che stiamo verificando, in casi di edificio esistente.

Categorie / Azioni Variabili		Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A	Ambienti ad uso residenziale	0.70	0.50	0.30
Categoria B	Uffici	0.70	0.50	0.30
Categoria C	Ambienti suscettibili di affollamento	0.70	0.70	0.60
Categoria D	Ambienti ad uso commerciale	0.70	0.70	0.60
Categoria E	Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale. Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.00	0.90	0.80
Categoria F	Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.70	0.70	0.60
Categoria G	Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.70	0.50	0.30
Categoria H	Coperture accessibili per sola manutenzione	0.00	0.00	0.00
Categoria I	Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K	Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		

Vento	0.60	0.20	0.00
Neve (a quota \leq 1000m s.l.m.)	0.50	0.20	0.00
Neve (a quota \geq 1000m s.l.m.)	0.70	0.50	0.20
Variazioni termiche	0.60	0.50	0.00

Tabella 3.3: Valori dei coefficienti di combinazione

3.2.3 Valutazione della sicurezza per le strutture esistenti

Oltre a valutare la sicurezza delle costruzioni di nuova realizzazione, la normativa italiana vigente, più precisamente al §8.3 delle N.T.C. 2018, definisce come e quando valutare la sicurezza delle strutture esistenti. Di seguito si riporta parte del paragrafo poc'anzi menzionato in quanto fondamentale ed alla base del lavoro di tesi portato a termine.

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla normativa vigente. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizioni di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale mediante interventi.

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuti a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative congruenti anche a problemi in fondazione, danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni ed usi anomali;

- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione giustificativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducono la capacità e/o ne modificano la rigidità;
- ogni qualvolta si eseguono interventi strutturali classificati come *interventi di miglioramento* e *interventi di adeguamento*, come descritto al §8.4 delle N.T.C. 2018;
- opere realizzate in assenza o difformità di titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

La normativa in questione permette, in caso di interventi limitati a porzione della costruzione stessa, di eseguire la valutazione della sicurezza esclusivamente nell'area interessata. Eventualmente, laddove necessario, la normativa impone di valutare la sicurezza degli elementi interagenti con le aree oggetto di intervento considerando la loro funzione nel complesso strutturale, poste che le mutate condizioni strutturali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possono dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione sono presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
- ci siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli S.L.U., salvo per le costruzioni di classe d'uso

IV, costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti come ad esempio gli ospedali, per le quali sono richieste anche le verifiche agli S.L.E.

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto tra l'azione massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massica che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

3.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite al §3.2.2.

3.3.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- **EQU**: stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- **STR**: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- **GEO**: stato limite di resistenza del terreno.

La normativa prevede tre tipologie di coefficienti parziali indicati con tre differenti sigle:

- **A**: per l'amplificazione delle azioni;
- **M**: per la riduzione della resistenza dei materiali;
- **R**: per la verifica agli stati limite.

Nella tabella che segue si riportano i valori dei coefficienti parziali da utilizzare per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultime.

	Coefficiente		EQU	A1	A2
	Y				
Carichi permanenti G1	Favorevoli	Y_{G1}	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevoli		1,10	1,30	1,00
Carichi permanenti non strutturali G2	Favorevoli	Y_{G2}	0,80	0,80	0,80
	Sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevoli	Y_Q	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

Tabella 3.4: Coefficienti parziali degli effetti delle azioni (Tab. 2.6.1 N.T.C. 2018)

In particolare, la normativa precisa che:

- per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti riportati nella colonna EQU della tabella;
- per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgono azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti riportati nella colonna A1;
- per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgono azioni di tipo geotecnico (come ad esempio la progettazione e/o verifica di elementi quali plinti, platee, muri di sostegno ecc.) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

La normativa definisce due tipi di approcci da poter adottare:

- *approccio 2*, utilizzato per la verifica delle fondazioni superficiali e profonde e per i muri di sostegno, si utilizzano, per le azioni, i coefficienti riportati nella colonna A1;
- *approccio 1* utilizzato per la verifica di tutti gli altri tipi di fondazione non esplicitati nell'approccio 2 come ad esempio le paratie. In questo caso la normativa mette a disposizione, a sua volta, due tipi di combinazioni:

combinazione 1, dove si utilizzano i coefficienti riportati nella colonna A1, che viene utilizzata per tutte le analisi che prevedono lo studio dell'interazione terreno struttura;

combinazione 2, dove si utilizzano i coefficienti riportati nella colonna A2, utilizzata per le analisi che prendono in considerazione l'intero meccanismo di collasso. Ricadono in questo caso, ad esempio, le fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali dove la norma richiede di verificare anche le condizioni di stabilità globale del pendio.

La Circolare Esplicativa n° 7 del 2019, §C6.2.4.1, consiglia di utilizzare l'approccio 2 sia per la verifica strutturale della fondazione (STR) che per la verifica geotecnica (GEO) anche per la semplificazione conseguente all'impiego di una sola combinazione di coefficienti di sicurezza parziali.

Per via del tutto semplificativo, esposte già le metodologie e i tipi di verifica da eseguire, la verifica allo S.L.U. risulta soddisfatta se:

$$\gamma_E \cdot E_k = E_d \leq R_d = R_k / \gamma_R$$

dove i coefficienti γ_E e γ_R sono i veri e propri coefficienti parziali che rispettivamente, amplificano l'azione sollecitante, E, e riducono la resistenza degli elementi strutturali, R. Il pedice "k" indica che l'azione e la resistenza sono di tipo caratteristico.

3.3.2 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (S.L.E.)

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio, come già visto nelle combinazioni esplicitate al §3.2.2, i coefficienti parziali vengono applicati esclusivamente alle azioni variabili e, a seconda della categoria o tipo d'azione, risultano sempre minori o al massimo uguali all'unità. La verifica da rispettare risulta essere sempre la stessa vista per lo S.L.U. ovvero:

$$E_d \leq R_d$$

3.4 EDIFICI IN MURATURA ESISTENTI

Considerando l'oggetto di questo specifico lavoro di tesi, nel presente capitolo si esaminerà il quadro normativo, le metodologie adottate e le eventuali analisi che vengono utilizzate per la stima dei parametri meccanici degli edifici con scheletro portante in muratura.

La classificazione della muratura, nel caso di edifici in muratura esistenti analoghi a quello in esame, è uno dei principali problemi da affrontare prima di proseguire con l'analisi strutturale dello stabile. Per poter avere dei risultati rappresentativi della realtà, si dovrebbero eseguire delle prove sperimentali sulle diverse tipologie di muratura presenti.

Tuttavia, tali prove, pur fornendo un buon risultato per i parametri meccanici che costituiscono l'opera, richiedono un ingente dispendio economico da parte dell'ente, in gergo definito *Stazione Appaltante*, che commissiona il miglioramento della costruzione o che prevede la realizzazione di eventuali modifiche che intrinsecamente interessano la muratura in esame per cui non sempre vengono eseguite nel dettaglio. Dinanzi a tale problematica, la normativa dispone la regolamentazione delle caratteristiche meccaniche individuate su base sperimentale che permettono di effettuare il calcolo della struttura anche in assenza di prove

eseguite sulla struttura stessa. Le regole da seguire sono riportate al §C8.5.4 della Circolare n° 7 del 21/01/2019.

3.4.1 Classificazione della Muratura secondo N.T.C. 2018

La normativa stabilisce che la sicurezza di un edificio in muratura deve essere valutata nei confronti dei meccanismi di collasso globale e locale, ma prima di eseguire le dovute verifiche, è necessario conoscere la struttura in esame.

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. Tali operazioni saranno funzione degli obiettivi preposti ed andranno ad interessare tutto o in parte la costruzione, a seconda dell'ampiezza e della rilevanza dell'intervento previsto.

La circolare su menzionata, riporta una guida alla stima dei *Fattori di Confidenza (FC)* definiti con riferimento ai tre *Livelli di Conoscenza (LC)* crescenti, come segue:

- **LC1 – livello di conoscenza limitato:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e *indagini limitate* sui dettagli costruttivi, *prove limitate* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1.35**;
- **LC2 – livello di conoscenza adeguato:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e *indagini esaustive* sui dettagli costruttivi, *prove esaustive* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1.20**;
- **LC3 – livello di conoscenza adeguato:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo ed accurato in ogni sua parte e *indagini esaustive* sui dettagli costruttivi, *prove esaustive* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1.00**.

In funzione del livello di conoscenza raggiunto si considera un diverso fattore di confidenza FC da utilizzarsi in fase di progettazione e di verifica come divisore delle resistenze caratteristiche dei materiali per far sì che si tenga in conto dell'incertezza relativa ai parametri meccanici della muratura.

Visto quanto sopra, per la stima del livello di conoscenza è necessario conoscere la geometria dell'opera, i dettagli costruttivi e le caratteristiche meccaniche dei materiali.

3.4.1.1. Geometria

Per quanto riguarda la geometria, senza distinzione per i livelli di conoscenza, è necessario conoscere:

- il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, volte, solai, copertura, scale e loro rappresentazioni in piante e sezioni;
- i carichi agenti su ogni elemento di parete;
- la tipologia delle fondazioni;
- la rappresentazione dell'eventuale stato fessurativo e deformativo.

Il rilievo è fondamentale nella realizzazione del modello strutturale e per questo si richiede che l'operazione venga svolta in maniera esaustiva e dettagliata, indipendentemente dal livello di conoscenza che si vuole conseguire, particolare non trascurabile se si pensa ai dettagli costruttivi e alle proprietà dei materiali, per i quali l'approfondimento delle indagini è funzione del livello di conoscenza.

La redazione di tavole architettoniche può essere frutto del rilievo, ma spesso ci si avvale di risorse d'archivio che collezionano architettonici con particolari geometrici dettagliati e fedeli. Una volta studiato il materiale in archivio, è però necessario confrontarlo con la situazione esistente, in quanto le due cose non sempre combaciano.

3.4.1.2. Dettagli costruttivi

Per definire il livello di conoscenza è importante avere un quadro completo sui dettagli costruttivi dell'edificio. I dettagli costruttivi da analizzare sono i seguenti:

- qualità del collegamento tra pareti verticali;

- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte statiche;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- tipologia di muratura e sue caratteristiche costruttive.

Per verificare i dettagli costruttivi si possono distinguere due differenti categorie di controlli:

- *verifiche in situ limitate*: basati su rilievi di tipo visivo effettuati su un numero limitato di elementi e basate su saggi sulla muratura che consentono di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore del muro, di valutare il grado di ammorsamento tra i muri ortogonali e dei solai nelle pareti;
- *verifiche in situ estese ed esaustive*: basate su rilievi di tipo visivo su tutti gli elementi dell'edificio, effettuati con la rimozione e con dei saggi sulla muratura che consentono di esaminare sia in superficie che nello spessore del muro, di valutare il grado di ammorsamento tra i muri ortogonali e dei solai nelle pareti.

Analizzare i dettagli costruttivi è un passaggio importantissimo per poter capire quale configurazione assume la struttura e quale comportamento si presenterà in fase di sollecitazione. Come ricorda la normativa, l'organizzazione dell'intera struttura, l'interazione ed il collegamento tra le sue parti devono essere tali da assicurare un comportamento d'insieme "scatolare", garantito se la costruzione presenta cordoli perimetrali, dei solai di piano che possono essere considerati rigidi ed un buono ammorsamento tra elementi verticali ed elementi orizzontali.

Il genere di analisi previste per rilevare i dettagli costruttivi ha forte influenza spesa necessaria per le indagini e, per questo motivo, generalmente si effettuano verifiche in situ estese ed esaustive solo in presenza di macrostrutture o di strutture di importanza rilevante.

3.4.1.3. *Caratteristiche dei materiali*

Particolare attenzione deve essere rivolta alla valutazione della qualità della muratura e al calcolo dei suoi principali parametri meccanici, al fine di stabilire se la muratura analizzata è

capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche previste per l'edificio.

Per la qualità della muratura si possono distinguere tre diverse tipologie/livelli di indagine:

- *indagini in situ limitate*: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione. Sono basate su esame visivi della superficie muraria condotti a seguito della rimozione di uno strato di intonaco per una larghezza di 1,00m x 1,00m. Questo viene fatto al fine di determinare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita la struttura e, preferibilmente, viene eseguito in corrispondenza degli angoli per poter verificare il grado di ammorsamento;
- *indagini in situ estese*: gli esami visivi (già previsti per le indagini precedenti) devono essere effettuati in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Inoltre, è richiesta una prova distruttiva per ogni tipo di muratura, finalizzata alla classificazione della stessa secondo la tabella C8.5.I fornita dalla normativa. In alternativa possono essere utilizzate prove su edifici con comprovata corrispondenza tipologica in modo da assumere le principali proprietà meccaniche del materiale;
- *indagini in situ esaustive*: secondo le quali, oltre alle indagini citate in precedenza, bisogna effettuare delle indagini in situ con martinetti a piatto doppio e prove in laboratorio su campioni indisturbati, al fine di valutare correttamente le caratteristiche meccaniche della muratura.

In assenza di prove sulla muratura, la normativa mette a disposizione del progettista dei valori tabellati in funzione della tipologia di muratura in esame come riporta l'immagine seguente.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(kN/m ³)				
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 - 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Figura 3.2: Tabella C8.5.1: parametri meccanici della muratura

I valori indicati in tabella si riferiscono:

- f : resistenza media a compressione;
- τ_0 : resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali;
- f_{v0} : resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali
- E : valore medio del modulo di elasticità normale;
- G : valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- w : peso specifico medio.

I dati riportati nella tabella C8.5.1 fanno riferimento a una muratura costituita da due paramenti accostati, con eventuale nucleo interno di limitato spessore (significamente inferiore a quello dei paramenti). In questi casi è preventivamente necessario valutare se la muratura ha caratteristiche tali da garantire che il pannello murario possa comportarsi unitariamente nei riguardi delle sollecitazioni, sia verticali sia a taglio; in caso contrario la modellazione con parametri meccanici equivalenti ha poco significato.

I muri realizzati con due paramenti semplicemente accostati o con riempimenti “a sacco” di scadenti caratteristiche meccaniche presentano un elevato rischio di instabilità, che può essere accentuato dalla presenza di orizzontamenti appoggiati solo su uno dei paramenti dell’assenza di efficaci ancoraggi tra i solai e i paramenti esterni dei muri. Il rischio di instabilità, maggiore nei muri in pietrame, è presente anche nei casi di pietre sulle superfici esterne. Nel caso non sussistono rischi di instabilità dei singoli paramenti si potrà considerare il muro composto da due parti tra loro semplicemente accostate, ciascuna di spessore pari alla propria sezione efficace. Dopo aver escluso la possibilità di distacco tra i paramenti, nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti e, in particolare se scadente, è opportuno ridurre i parametri di resistenza e deformabilità propri dei paramenti esterni. Nel caso di nucleo interno di spessore consistente, le proprietà meccaniche equivalenti della muratura, da attribuire all’intero spessore della parete, sono da ottenersi a partire da quelle dei paramenti e del nucleo attraverso valutazioni opportune. Le caratteristiche meccaniche dei paramenti sono definite nella tabella C8.5.I ed eventualmente modificati dai coefficienti della tabella C8.5.II.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei quadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all’effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come “malta buona” una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d’arte.

Figura 3.3: Tabella C8.5.II: coefficienti correttivi massimi

In presenza di murature consolidate o nel caso in cui si debba progettare un intervento di rinforzo, è possibile incrementare i valori ottenuti con il procedimento suddetto applicando i coefficienti indicati nella tabella C8.5.II.

3.4.2 Classificazione della Muratura secondo prove in situ

I valori di riferimento forniti dalla normativa sono dei valori cautelativi che possono risultare diversi da quelli realmente riscontrati tramite le prove in situ. Le metodologie di campionamento che si possono utilizzare per la determinazione delle caratteristiche meccaniche delle murature in situ possono essere di tre tipi: prove distruttive, prove semi-distruttive e prove non distruttive.

3.4.2.1. Prove distruttive

Le prove distruttive sono molto affidabili nei risultati riscontrati, a patto che però siano eseguite correttamente: risulta infatti difficoltoso prelevare campioni indisturbati della muratura. Tra queste troviamo la prova di compressione semplice e la prova di compressione diagonale.

La *prova di compressione semplice* consiste nel sottoporre un campione di muratura ad una sollecitazione di compressione monotona o ciclica tale che gli sforzi verticali siano distribuiti il più possibile in modo uniforme e la risultante delle compressioni sia centrata sulla sezione del provino. Durante questa prova vengono misurate le deformazioni del provino all'aumentare del carico.

Questa tipologia di prova permette la valutazione di alcuni importanti caratteristiche della muratura costituente i pannelli. In campo pseudo-elastico è infatti possibile ricavare informazioni riguardo alle caratteristiche di rigidità della muratura come modulo di Young e coefficiente di Poisson; spingendo poi il pannello in campo plastico fino a rottura è possibile definire la resistenza ultima ed ottenere alcune indicazioni di massima riguardanti la capacità deformativa in compressione.



Figura 3.4: Prova di compressione semplice eseguita con pressa idraulica

La *prova di compressione diagonale*, per quanto molto discussa, è largamente utilizzata tra le prove di laboratorio al fine di determinare le caratteristiche di rigidità e resistenza a taglio delle murature. La prova può essere condotta secondo due procedure, ovvero raggiungendo il carico di rottura senza analizzare lo stato deformativo oppure leggendo almeno fino alla prima fase di fessurazione le deformazioni lungo le due diagonali, ottenendo così una curva tensioni/deformazioni. La prima fessura che si genera segue solitamente come direzione quella della diagonale compressa; nel caso di murature aventi tessiture disordinate lo sviluppo della fessura lungo la diagonale o meno dipende molto dalla pezzatura dei conci, dalla qualità della malta presente e dalla resistenza offerta dai diversi componenti all'evolversi del danneggiamento.



Figura 3.5: Esempio di prova di compressione diagonale eseguita in situ

3.4.2.2. Prove semi-distruttive

Tra le prove *semi-distruttive* troviamo le prove penetrometriche per la malta, i carotaggi e le prove con martinetti piatti singoli o doppi.

La *prova penetrometrica* consente la determinazione delle caratteristiche meccaniche delle malte attraverso la lettura della penetrazione di una punta in acciaio infissa nel giunto della malta. La prova consiste nell'esecuzione di perforazioni fino al raggiungimento di 40mm di infissione. Per ogni prova si individuano almeno due pannelli murari sui quali si effettuano cinque perforazioni. È possibile quindi risalire all'angolo di attrito della malta una volta noto lo stato di compressione verticale e l'altezza del giunto. In questo modo è possibile caratterizzare la tipologia di malta classificandone il tipo.



Figura 3.6: Prova penetrometrica eseguita in situ

I *carotaggi* permettono una stima della resistenza locale a compressione della muratura, mediante prova a compressione sui provini ricavati da carote. La metodologia di esecuzione prevede il carotaggio nel calcestruzzo indurito di un campione, di diametro 50-100 mm, mediante carotatrice elettrica con corona diamantata raffreddata ad acqua. Tale tipo di prove è poco utilizzata, poiché risulta particolarmente difficile estrarre campioni indisturbati e che siano rappresentativi della muratura indagata.



Figura 3.7: Carota

La *prova con martinetto piatto singolo* permette di misurare lo stato di sollecitazione locale esistente nella muratura, ovvero lo stato tensionale di esercizio della muratura. La prova consiste nel provocare un taglio orizzontale in un giunto di malta provocando un rilassamento della muratura, quindi un conseguente rilascio delle tensioni che comportano la chiusura dell'apertura. Il martinetto piatto viene posizionato nella fessura e viene aumentata la pressione in modo da riportare i lembi alla distanza originaria, misurata prima del taglio.



Figura 3.8: Prova con martinetto piatto singolo eseguita in situ

La *prova con martinetto piatto doppio* serve a valutare la deformabilità, il modulo elastico e la resistenza a compressione del corpo murario attraverso la curva sforzo-deformazioni. Si realizza come la prova a martinetto piatto singolo prevedendo un secondo taglio al di sopra e parallelamente al primo martinetto, distante circa 50 cm, quindi viene inserito un secondo martinetto piatto. I due martinetti delimitano una porzione di muratura sulla quale viene effettuata una prova di compressione monoassiale in direzione ortogonale al piano di posa della muratura. Attraverso l'esecuzione di un numero prefissato di cicli di carico-scarico si può stimare, la variazione di spostamento e quindi la deformazione, istante per istante, in funzione del carico applicato.



Figura 3.9: Prova con martinetti piatti doppi eseguita in situ

3.4.2.3. Prove non distruttive

Tra le prove non distruttive troviamo le prove soniche o ultrasoniche, le analisi endoscopiche, il georadar e la termografia.

Le *indagini soniche* sono utilizzate per qualificare la morfologia della sezione e per individuare la presenza di vuoti, difetti o lesioni. In presenza di lesioni o fratture o altri tipi di discontinuità la velocità sonora diminuisce in quanto l'onda è più lenta in corrispondenza di vuoto e si producono rifrazioni multiple del segnale allungando il percorso che non risulta più quello diretto tra sensore e ricevitore.



Figura 3.10: Indagini soniche eseguite in situ

L'*analisi endoscopica* ha lo scopo di analizzare la muratura attraverso una ripresa reale documentabile con foto e video. Si esegue un foro con una punta di trapano da 20-35 mm e viene inserita una cannula endoscopica attrezzata con una videocamera per la ripresa video e fotografica, che permette di leggere la reale condizione della muratura. La prova è indicata per l'analisi della morfologia muraria, per la visione diretta della sezione muraria e per avere informazioni importanti circa la presenza di cavità.



Figura 3.11: Indagine endoscopica eseguita in situ

La *metodologia del georadar* consiste nell'inviare e ricevere onde elettromagnetiche a diversa frequenza. Il segnale di ritorno, frutto della riflessione dell'onda sulla superficie di qualsiasi discontinuità, viene inviato all'unità centrale nella quale viene registrato sotto forma di file. Successivamente i segnali sono filtrati ed elaborati. Tale prova può essere utilizzata per evidenziare oggetti nascosti, discontinuità e vuoti.

La *termografia* a raggi infrarossi è una tecnica che sfrutta l'energia infrarossa emessa spontaneamente da qualsiasi corpo od oggetto. Utilizzando una strumentazione portatile costituita da una telecamera (termocamera) e da una centralina di rilevazione, è possibile l'osservazione dei materiali costituenti i parametri murari, la loro struttura interna e le discontinuità presenti. Inoltre, consente di localizzare e apprezzare qualitativamente la consistenza dell'umidità presente nelle strutture interne degli edifici.

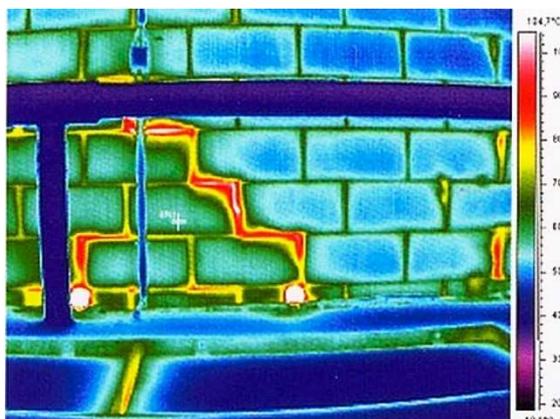


Figura 3.12: Termografia struttura in muratura esistente

4 COMPORTAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE IN MURATURA

4.1 L'ORIGINE DEI TERREMOTI

Le rocce che formano l'interno della Terra non sono omogenee, ma presentano zone con pressioni, temperature, densità e caratteristiche dei materiali molto diverse. Questa forte disomogeneità induce lo sviluppo di forze, che tendono a riequilibrare il sistema fisico-chimico. Tali forze determinano dei movimenti negli strati più superficiali della Terra, spingendo le masse rocciose le une contro le altre fino a deformatarle. La Terra è dunque un sistema dinamico in evoluzione continua. I terremoti sono una conseguenza dei processi dinamici e tettonici che determinano la genesi e l'evoluzione dei bacini oceanici, delle catene montuose o dei continenti: infatti, quando tali deformazioni raggiungono il limite di resistenza dei materiali, questi si fratturano, liberando quasi istantaneamente l'energia elastica sino ad allora accumulata. A pressioni non elevate le rocce, sottoposte a sforzi, hanno un comportamento "fragile" come mostrato nella figura che segue.

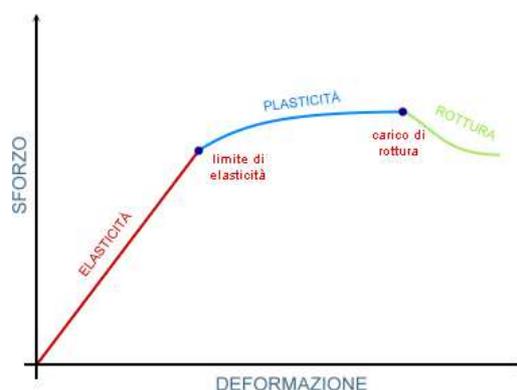


Figura 4.1: Legame costitutivo di una roccia

La roccia si deforma elasticamente fino ad un certo valore dello sforzo, indicato nel grafico come *limite di elasticità*, al di sopra del quale la relazione non è più lineare. Quando lo sforzo raggiunge il valore definito nel grafico come *carico di rottura*, la roccia si rompe liberando tutta l'energia accumulata fino a quel momento. Il punto in cui avviene la rottura (accompagnata da spostamenti delle parti), viene chiamata *faglia*: con questo nome vengono indicate tutte le discontinuità piane lungo le quali si ha spostamento come mostrato nella figura seguente.

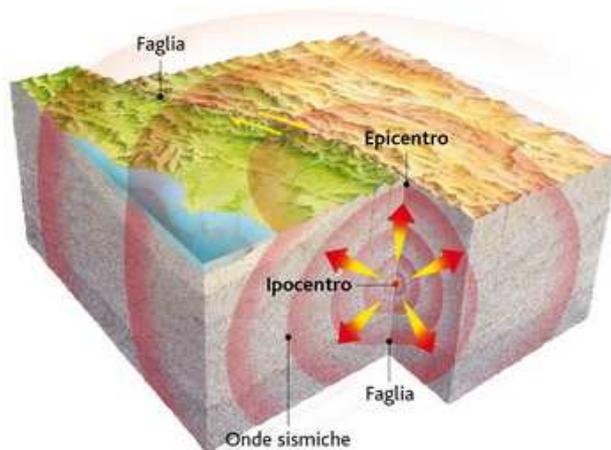


Figura 4.2: Meccanismo di formazione di una faglia

Il terremoto si origina in un punto all'interno della terra che prende il nome di *Ipocentro*, la proiezione dell'ipocentro sulla superficie della terra prende invece il nome di *Epicentro* e la sua localizzazione viene determinata attraverso strumenti detti sismogrammi che misurano lo spostamento e la velocità del terreno, mentre gli accelerometri misurano la sua accelerazione.

A seconda del tipo di spostamento possiamo avere tre tipi di faglie:

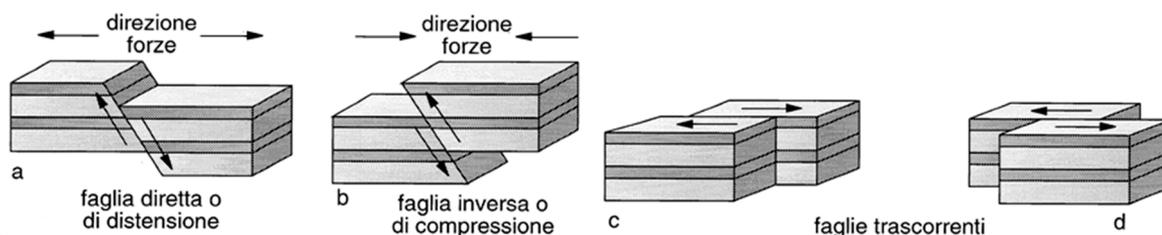


Figura 4.3: Scorrimenti delle faglie

Nell'immagine che segue, in rosso sono evidenziate le zone a più alto rischio sismico nel mondo:

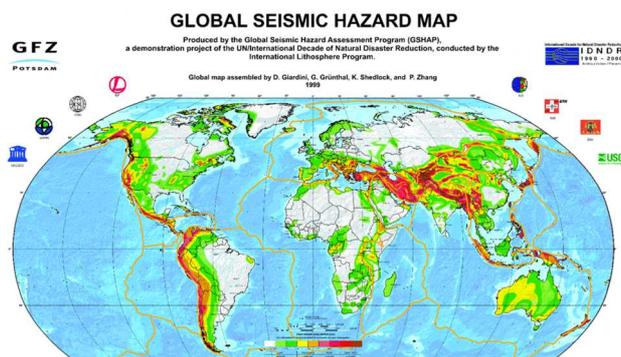


Figura 4.4: Mappa del rischio sismico nel mondo

Il movimento delle zone continentali in corrispondenza delle faglie normali provoca la fuoriuscita di nuovo materiale come ad esempio nella dorsale dell'Oceano Atlantico, mentre in presenza di faglie inverse si formano catene montuose come le Alpi, l'Himalaya e le Ande, un esempio di faglia trascorrente è quella attiva tra la Turchia e l'Europa.

Come si nota dalla mappa mondiale anche l'Italia è interessata dal movimento tellurico, in particolare come si vede dalla figura che segue, la zolla adriatica, ruotando in senso antiorario da 10/15 milioni di anni sotto la spinta dell'Africa, poiché le due zolle sono ancora unite attraverso l'arco calabro, ha prodotto le catene montuose dei Balcani, le Alpi orientali e gli Appennini. In particolare, lo scorrimento sotto il margine europeo lungo le Alpi orientali del Friuli ha dato luogo a deformazioni evidenti mediante il meccanismo della faglia inversa, mentre lungo il margine occidentale della penisola ha dato luogo all'espansione del mar Tirreno per il formarsi in questa zona di faglie normali.

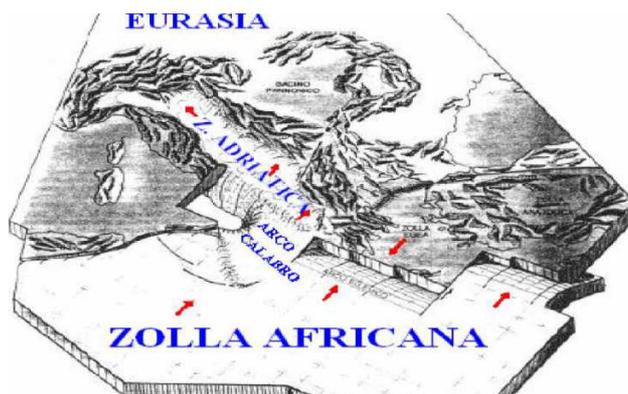


Figura 4.5: Movimento tettonico che interessa l'Italia

I movimenti tettonici descritti sono alla base delle mappe di pericolosità sismica disegnate dall'I.N.G.V. in *Figura 4.6* espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita ai suoli rigidi (riferimento: Ordinanza P.C.M. del 28 aprile 2006 n° 3519 all.1b)

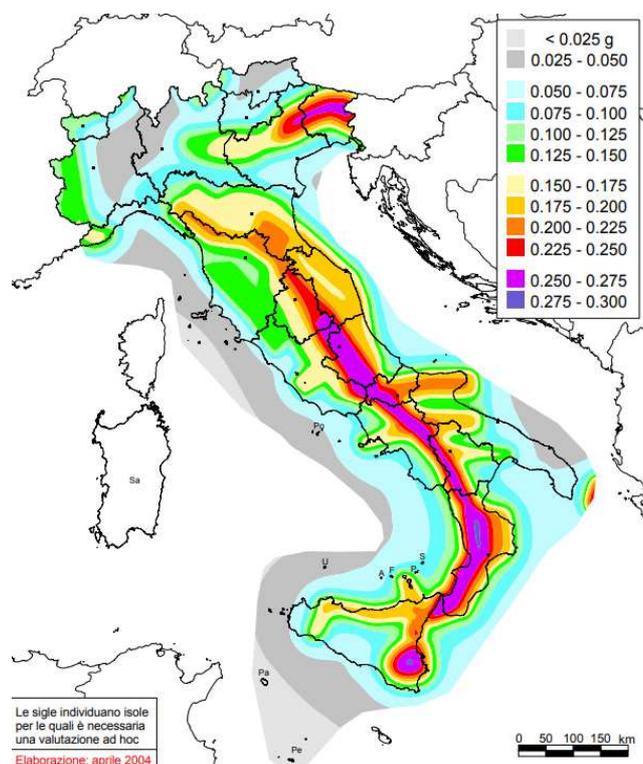


Figura 4.6: Accelerazione massima del suolo tipo A

4.2 IL MOTO SISMICO

Il terremoto è causato dalla rottura della crosta terrestre, fisicamente rappresentata dalla faglia, il punto all'interno della terra dal quale essa ha origine, ma la dissipazione (dovuta al passaggio tra le diverse stratificazioni del terreno) è notevole per cui può essere poco distruttivo in superficie ed interessare un'area molto vasta; mentre un terremoto poco profondo, pur possedendo minore energia può essere molto distruttivo in superficie poiché subisce poca dissipazione ed interessare un'area ridotta. Il fenomeno fisico avviene all'interno del mezzo elastico, costituito dagli strati del terreno, per cui nel momento della rottura, dall'ipocentro, l'energia elastica accumulata si trasforma in onde meccaniche per lo spostamento di una porzione del mezzo elastico dalla sua posizione normale e la sua successiva oscillazione

attorno ad una posizione di equilibrio. La trasmissione dell'energia non avviene, quindi, mediante un movimento effettivo a lungo raggio del mezzo stesso, ma le varie parti si limitano ad oscillare entro limiti ristretti, quando il fronte d'onda (particelle del terreno che in ogni istante hanno la stessa velocità: si muovono in fase) è una superficie l'onda è di volume; quando è una curva è di superficie. Tra le onde 3D, *Figura 4.7*, ci possono essere quelle longitudinali o primarie P responsabili della propagazione delle deformazioni di compressione-estensione. La direzione del fronte d'onda longitudinale coincide con la direzione di spostamento delle particelle del terreno, sono più veloci e raggiungono prima la superficie della Terra. Altre onde 3D sono quelle trasversali o secondarie S responsabili della variazione di forma. La direzione del movimento del fronte d'onda è perpendicolare allo spostamento delle particelle del terreno e hanno velocità più piccola rispetto alle onde P.

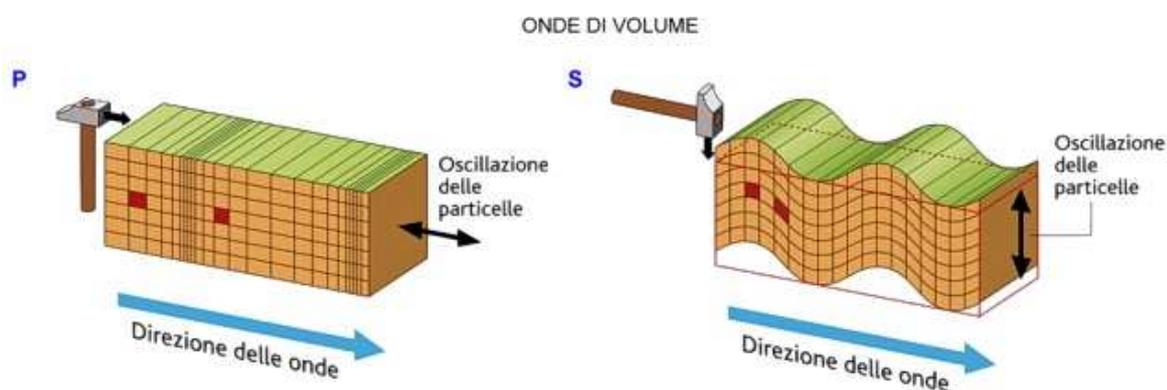


Figura 4.7: Onde di volume

Le onde di superficie o lunghe L, *Figura 4.8*, sono caratterizzate da grandi periodi e si propagano soltanto nello strato superficiale della Terra provocando i maggiori spostamenti, ma non producono grandi accelerazioni. Si distinguono due tipi di onde L: onde lunghe di Love LL e onde lunghe di Rayleigh LR. In quelle di Love le particelle si muovono perpendicolarmente alla direzione di propagazione, mentre in quelle di Rayleigh si muovono nella direzione di propagazione ed in senso verticale descrivendo un'ellisse nel piano verticale; entrambe hanno velocità più piccole delle onde di volume.

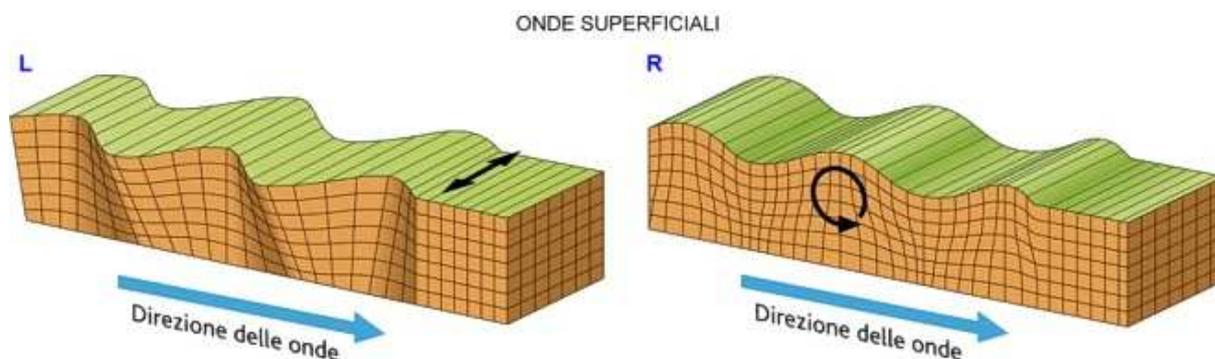


Figura 4.8: Onde di superficie

La propagazione dei diversi tipi di onde è rappresentato in *Figura 4.9*, è interessante notare che la roccia, essendo dotata di poca elasticità, non trasmette le onde sismiche, mentre un terreno alluvionale oltre a propagare le onde P e S le rifrange in onde L e R.

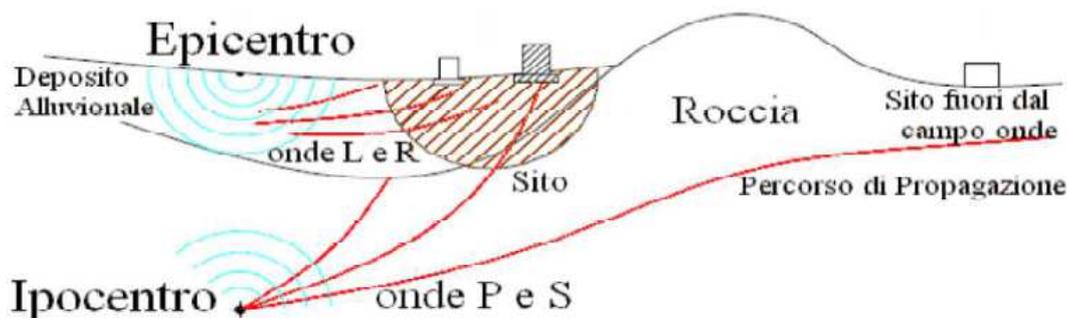


Figura 4.9: Esempio di moto sismico

4.3 MISURA DEL MOTO SISMICO

Con il diffondersi delle stazioni sismiche nei primi decenni del secolo, si è gradualmente posto il problema di misurare i terremoti con una scala assoluta di tipo strumentale. Il passo decisivo in questa direzione fu compiuto nei primi anni '30 da C.F. Richter, presso il California Institute of Technology di Pasadena che partì da due osservazioni:

- dati due terremoti di diversa intensità ma con la stessa profondità focale, registrati dallo stesso sismografo a distanze poco diverse, il più forte produce oscillazioni del suolo di maggiore ampiezza e quindi farà anche tracciare dallo strumento un sismogramma di maggiore ampiezza. Solo se gli epicentri sono a diversa distanza, e l'evento più piccolo

è molto più vicino alla stazione, esso può generare un sismogramma di ampiezza maggiore dell'evento più grande;

- si supponga che gli stessi due terremoti siano registrati non più da uno solo ma da vari strumenti a diverse distanze. Se per ogni strumento si riporta la massima ampiezza registrata su un grafico in funzione della distanza epicentrale, si possono costruire due curve (una per ciascun terremoto) congiungendo i punti relativi delle varie stazioni. Risulterà che la curva più alta sarà quella associata al terremoto più forte.

L'uso dei valori di picco dei sismogrammi registrati consentì a Richter di analizzare quantitativamente i terremoti della California meridionale; infatti il laboratorio sismologico della Caltech disponeva di una rete di sette stazioni dotate di sismografi (a torsione) del tipo Wood – Anderson.

Dopo aver costruito le curve relative a terremoti diversi in grafico logaritmico, egli notò che erano simili e, come si aspettava, con ordinate maggiori per gli eventi maggiori. La similitudine significa che le differenze tra i logaritmi delle ampiezze per due diversi terremoti sono grossomodo indipendenti dalla distanza, ovvero che le ampiezze stanno tra loro in rapporto costante (per la proprietà dei logaritmi: $\log A_1 - \log A_2 = \log A_1 / \log A_2$). Con ciò si poteva ottenere direttamente una misura quantitativa relativa tra due terremoti. Per avere una misura assoluta bisognava prendere un *terremoto zero* con base di confronto. Richter lo scelse, arbitrariamente, come quell'evento che su un Wood – Anderson (WA) genera un'ampiezza di picco di 0,001mm a 100km di distanza epicentrale, e gli assegnò magnitudo 0. Inoltre, fissato questo punto su un grafico, ricavò le ordinate A_0 di magnitudo 0 per distanze diverse da 100km tracciando una curva simile in media alle precedenti. Misurando la differenza tra l'ordinata $\log A$ di un evento registrato ad una certa distanza ed il valore $\log A_0$ per la stessa distanza si ottiene una misura assoluta del terremoto. L'evento di magnitudo 0 può essere visto come l'evento più piccolo registrabile dallo strumento WA di riferimento in una data regione. Si ricava la definizione della *Magnitudo Richter*:

$$M_L = \log A - \log A_0$$

dove:

- A: ampiezza di picco, in mm, della traccia registrata da un WA ad una data distanza;
- A_0 : ampiezza corrispondente del terremoto zero alla stessa distanza.

I valori di $\log A_0$ stabiliti empiricamente da Richter per distanze regionali comprese tra 0 e 600km, sono descritti da un'espressione del tipo:

$$\log A_0 = a \log(R/100) + b \log(R-100)$$

dove R è la distanza ipocentrale (in km) mentre a e b sono coefficienti numerici.

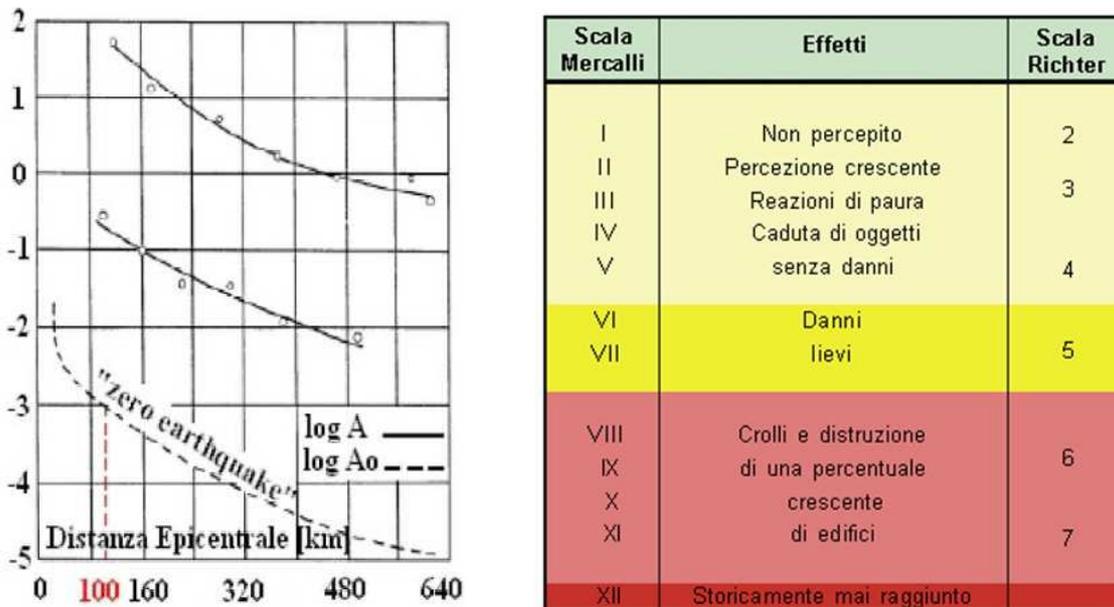


Figura 4.10: Diagramma della Magnitudo e sua percezione

Accanto alla scala Richter, che come si è visto dà una misura assoluta dell'evento sismico, ne esiste anche un'altra: la Mercalli basata sulla percezione degli effetti. In Figura 4.10 ne viene proposta una rappresentazione. La magnitudo ML del terremoto è legata all'energia rilasciata in corrispondenza dell'epicentro attraverso la relazione:

$$\log E = 12,24 + 1,44M_L$$

dalla quale è facile notare come l'aumento di un'unità in termini di magnitudo del terremoto è equivalente ad un aumento di energia di circa 28 volte. Il più grande terremoto mai registrato è di magnitudo 8.9 della scala Richter (Colombia-Ecuador 1906, Giappone 1933). Si ritiene che 8.9 sia il massimo valore raggiungibile, corrispondente alla massima quantità di energia che si può accumulare nella crosta terrestre prima della frattura. Da un punto di vista ingegneristico, si ritiene che terremoti di magnitudo inferiore a 5 non siano distruttivi per le strutture.

Il concetto di classe di vulnerabilità è stato particolarmente approfondito e chiarito dalla scala EMS98. Essa completa la definizione di una casistica chiara e dettagliata di tipologie costruttive e della distribuzione dei livelli di danno correlati a ciascun grado di intensità, miranti a rendere il più oggettiva possibile la valutazione dell'intensità locale.

Sono state introdotte sei classi di vulnerabilità potenzialmente in grado di misurare sia gli edifici esistenti non progettati per il sisma, sia quelli esistenti o di nuova costruzione con diversi livelli di protezione antisismica. In *Tabella 4.1* è possibile notare come la scala di intensità EMS98 associ, ad ogni tipologia di struttura (muratura, cemento armato, acciaio e legno), in funzione anche delle tecniche costruttive, una propria classificazione di vulnerabilità, che è individuata da una scala decrescente dalla A alla F.

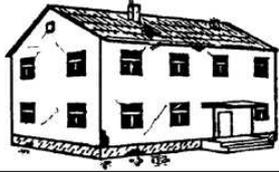
Secondo la scala macroscopica EMS98, quindi, una classe di vulnerabilità non coincide con una tipologia o un gruppo di tipologie: infatti, edifici della stessa tipologia, ad esempio gli edifici in muratura qui particolarmente considerati, possono appartenere a diverse classi di vulnerabilità, anche se in ogni caso resta identificata una classe centrale particolarmente frequente. Per gli edifici in muratura la classificazione dipende essenzialmente dalla qualità del sistema murario. Per gli edifici in c.a. dipende, invece, dal sistema strutturale (telai o pareti) e dall'esecuzione a livello di tecniche di protezione antisismica.

L'appartenenza di un edificio o di un gruppo di edifici ad una classe di vulnerabilità ha a che fare con la frequenza relativa con cui si manifestano livelli di danno fisico apparente, ben definiti dalla scala su sei livelli (in *Tabella 4.2* sono riportati i gradi di danno stabiliti dalla scala per edifici in muratura), al variare dei gradi di intensità macroscopica (precisando che solo dal grado VI, cominciano a manifestarsi danni agli edifici più vulnerabili, fino ad arrivare al grado massimo XII, come riportato in *Tabella 4.3*).

TIPO DI STRUTTURA	Classi di Vulnerabilità					
	A	B	C	D	E	F
MURATURA	ciottoli, pietre naturali	○				
	adobe (mattoni in terra cruda)	○—				
	a conci (pietra semplice sbozzata)	○	—			
	a blocchi lapidei squadriati		○—			
	non armata, con elementi di pietra lavorata o blocchetti	○	—			
	non armata, con solai in cemento armato armata o confinata		○—			
CEMENTO ARMATO (CA)	strutture a telaio senza progettazione antisismica (PA)		○	—		
	strutture a telaio con moderato livelli di progettazione antisismica PA		○	—		
	strutture a telaio con alto livello di PA		○	—		
	strutture a pareti senza PA		○	—		
	strutture a pareti con moderato livello di PA		○	—		
	strutture a pareti con alto livello di PA		○	—		
ACCIAIO	strutture in acciaio		○	—		
LEGNO	strutture in legno		○	—		

○ Classe di vulnerabilità più probabile; — gamma possibile;
gamma di casi meno probabili o eccezioni

Tabella 4.1: Classe di vulnerabilità sismica, scala EMS 98

Classificazione del danno a edifici in muratura	
	<p>Grado 1: Danno da trascurabile a leggero (nessun danno strutturale, leggero danno non strutturale) Crepe capillari su pochissimi muri. Caduta di piccoli pezzi di intonaco. Caduta di pietre non fissate dalla parte superiore degli edifici in pochissimi casi.</p>
	<p>Grado 2: Danno moderato (leggero danno strutturale, moderato danno non strutturale) Lesioni in molti muri. Caduta di pezzi di intonaco piuttosto grandi. Parziale collasso di comignoli.</p>

	<p>Grado 3: Danno da sostanziale a grave (moderato danno strutturale, grave danno non strutturale) Lesioni larghe diffuse sulla maggior parte dei muri. Tegole si staccano. Comignoli si fratturano alla base; cedimento di singoli elementi non strutturali (tramezzi, cornicioni).</p>
	<p>Grado 4: Danno molto grave (grave danno strutturale, danno non strutturale molto grave) Importanti cedimenti dei muri; parziale cedimento strutturale di tetti e solai.</p>
	<p>Grado 5: Distruzione (danno strutturale molto grave) Collasso totale o quasi totale.</p>

Tabella 4.2: Gradi di danno per gli edifici in muratura, stabiliti dalla scala EMS98

I	Non Avvertito	<p>a: non avvertito, anche sotto le circostanze più favorevoli. b: nessun effetto. c: nessun danno.</p>
II	Poco Avvertito	<p>a: il terremoto è avvertito solo in particolari circostanze isolate (<1%) da individui in riposo e in posizioni particolarmente ricettive all'interno. b: nessun effetto. c: nessun danno.</p>
III	Debole	<p>a: il terremoto è avvertito all'interno da poche persone. Persone a riposo avvertono una oscillazione o leggero tremore. b: oggetti appesi oscillano leggermente. c: nessun danno.</p>
IV	Ampiamente Avvertito	<p>a: all'interno il terremoto è avvertito da molti, all'esterno solo da pochissimi. Poche persone vengono svegliate. Il livello della vibrazione non spaventa. La vibrazione è moderata. Osservatori avvertono un leggero tremore o oscillazione dell'edificio, stanza o letto, sedia ecc. b: oggetti in porcellana, bicchieri, finestre e porte tremano. Oggetti appesi dondolano. In alcuni casi la mobilia leggera trema visibilmente. In alcuni casi i manufatti in legno scricchiolano. c: nessun danno.</p>
V	Forte	<p>a: all'interno il terremoto è avvertito dalla maggior parte, all'esterno da pochi. Alcune persone sono spaventate e corrono all'esterno. Molte persone che dormono si svegliano. Osservatori avvertono una forte scossa o un dondolio dell'intero edificio, stanza o mobilia. b: gli oggetti appesi oscillano considerevolmente. Porcellane e vetri tintinnano. Piccoli oggetti pesanti e/o su un supporto in equilibrio precario potrebbero essere spostati o cadere. Porte e finestre si spalancano o sbattono. In alcuni casi i vetri delle finestre si rompono. I liquidi oscillano e potrebbero versarsi da contenitori ben riempiti. Gli animali in casa potrebbero agitarsi. c: danni di grado 1 ad alcuni ad alcuni edifici di classi di vulnerabilità A e B.</p>

VI	<i>Leggermente Dannoso</i>	<p>a: avvertito dalla maggior parte delle persone all'interno, da molte all'esterno. Alcune persone perdono l'equilibrio. Molti si spaventano e corrono all'esterno.</p> <p>b: piccoli oggetti normalmente stabili potrebbero cadere; e mobili potrebbero muoversi. In pochi casi piatti e oggetti di vetro si potrebbero rompere. Animali domestici potrebbero essere spaventati (anche all'esterno).</p> <p>c: danni di grado 1 sostenuti da molti edifici di classi di vulnerabilità A e B; alcuni di classe A e B soffrono danni di grado 2; alcuni di classe C soffrono danni di grado 1.</p>
VII	<i>Dannoso</i>	<p>a: La maggior parte delle persone è spaventata e cerca di correre all'esterno. Molti non riescono a stare in piedi, specialmente ai piani alti.</p> <p>b: i mobili si spostano e quelli meno stabili potrebbero cadere. Molti oggetti cadono dagli scaffali. L'acqua schizza fuori da contenitori, cisterne e piscine.</p> <p>c: molti edifici di classe di vulnerabilità A subiscono danni di grado 3; pochi di grado 4. Molti edifici di classe di vulnerabilità B subiscono danni di grado 2; pochi di grado 3. Pochi edifici di classe di vulnerabilità C subiscono danni di grado 2. Pochi edifici di classe di vulnerabilità D subiscono danni di grado 1.</p>
VIII	<i>Fortemente Dannoso</i>	<p>a: molti non riescono a stare in piedi persino all'aperto.</p> <p>b: i mobili potrebbero rovesciarsi. Oggetti come televisori, macchine da scrivere ecc. cadono a terra. Lapidi potrebbero occasionalmente essere spostate, girate o capovolte. Potrebbero apparire ondulazioni su terreni soffici.</p> <p>c: molti edifici di classe di vulnerabilità A subiscono danni di grado 4; pochi di grado 5. Molti edifici di classe di vulnerabilità B subiscono danni di grado 3; pochi di grado 4. Molti edifici di classe di vulnerabilità C subiscono danni di grado 2; pochi di grado 3. Pochi edifici di classe di vulnerabilità D subiscono danni di grado 2.</p>
IX	<i>Distruittivo</i>	<p>a: panico generale. Persone potrebbero venire scaraventate a terra.</p> <p>b: molti monumenti e colonne cadono o si girano. Si osservano ondulazioni su terreni morbidi.</p> <p>c: molti edifici di classe di vulnerabilità A subiscono danni di grado 5. Molti edifici di classe di vulnerabilità B subiscono danni di grado 4; pochi di grado 5. Molti edifici di classe di vulnerabilità C subiscono danni di grado 3; pochi di grado 4. Molti edifici di classe di vulnerabilità D subiscono danni di grado 2; pochi di grado 3. Pochi edifici di classe di vulnerabilità E subiscono danni di grado 2.</p>
X	<i>Molto Distruittivo</i>	<p>c: la maggior parte degli edifici di classe di vulnerabilità A subiscono danni di grado 5. Molti edifici di classe di vulnerabilità B subiscono danni di grado 5. Molti edifici di classe di vulnerabilità C subiscono danni di grado 4; pochi di grado 5. Molti edifici di classe di vulnerabilità D subiscono danni di grado 3; pochi di grado 4. Molti edifici di classe di vulnerabilità E subiscono danni di grado 2; pochi di grado 3. Pochi edifici di classe di vulnerabilità F subiscono danni di grado 2.</p>
XI	<i>Devastante</i>	<p>c: la maggior parte degli edifici di classe di vulnerabilità B subiscono danni di grado 5. La maggior parte degli edifici di classe di vulnerabilità C subiscono danni di grado 4; molti di grado 5. Molti edifici di classe di vulnerabilità D subiscono danni di grado 4; pochi di grado 5. Molti edifici di classe di vulnerabilità E subiscono danni di grado 3; pochi di grado 4. Molti edifici di classe di vulnerabilità F subiscono danni di grado 2; pochi di grado 3.</p>

XII	<i>Completamente Devastante</i>	c: tutti gli edifici di classe di vulnerabilità A, B e praticamente tutti quelli di classe di vulnerabilità C vengono distrutti. La maggior parte degli edifici di classe di vulnerabilità D, E e F vengono distrutti. Gli effetti del terremoto hanno raggiunto i massimi risultati concepibili.
------------	-------------------------------------	--

Tabella 4.3: Gradi di intensità della scala EMS 98 relativa a: **a:** effetti sull'uomo; **b:** effetti su natura e oggetti; **c:** effetti su edifici

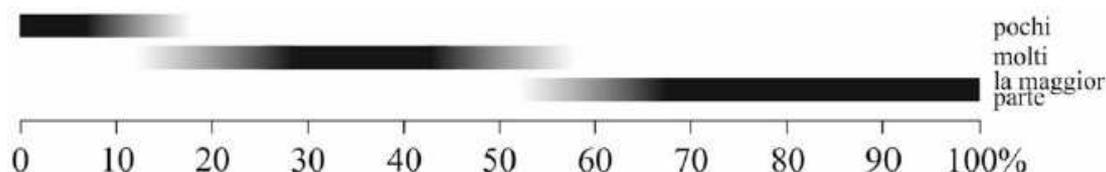


Tabella 4.4: Classificazione dei quantificatori utilizzati dalla scala EMS98

4.4 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE

Dopo più di vent'anni di quasi totale immobilità, la nuova normativa per le costruzioni in zona sismica e i criteri per la classificazione emanati con l'Ordinanza 3274/2003, hanno determinato un deciso passo avanti verso l'attuazione di una strategia di prevenzione e mitigazione del rischio sismico moderna, efficace e scientificamente corretta. Negli ultimi vent'anni, infatti, gli studi sulla sismicità hanno fatto grandi progressi testimoniati da mappe di pericolosità sismica come quella mostrata in *Figura 4.11*: si esaminano in questo paragrafo le tappe che hanno portato all'odierna classificazione sismica regolata dall'Allegato 1 dell'OPCM 3274/03.

La classificazione sismica del territorio italiano, strumento fondamentale per la definizione delle azioni sismiche di progetto in relazione alla pericolosità del sito, si è evoluta in maniera discontinua nel tempo. Se si esamina quanto è successo nel secolo appena concluso, sintetizzato in *Figura 4.11*, ci si rende conto come i provvedimenti di classificazione fino al 1980 abbiano inseguito gli eventi, piuttosto che prevenirli. In effetti, il terremoto è un evento raro, che si manifesta in maniera statisticamente periodica: i periodi di ritorno medi degli eventi più violenti sono dell'ordine di qualche secolo. Appare, quindi, quanto mai irrazionale, sebbene comprensibile dal punto di vista emozionale, classificare come sismiche solo le zone appena colpite da un terremoto, non curandosi di valutare l'effettiva pericolosità di altre zone con una storia sismica importante, ma non recente. Purtroppo, solo alla fine degli anni '70, dopo che il *Progetto Finalizzato Geodinamica* del C.N.R. attivato a seguito del terremoto del Friuli del 1976

aveva dato grande impulso a studi specifici, si è arrivati a definire mappe di pericolosità basate su dati e procedure scientificamente validi. Sulle basi di tali mappe si è proceduto, tra il 1981 e il 1984, a classificare una cospicua porzione del territorio precedentemente ritenuto non sismico, estendendo dal 25% al 45% circa la parte del territorio italiano classificato in una delle tre categorie previste. In realtà, c'era piena consapevolezza che tali provvedimenti, pur se indispensabili all'indomani di un terremoto catastrofico quale quello Irpino – Lucano del 23 novembre del 1980, erano ancora imperfetti, tanto da rinviare la decisione di classificare nuovi territori in prima categoria, in attesa di studi per l'approfondimento della conoscenza della storia sismica dell'intero territorio e il miglioramento delle ipotesi e degli strumenti di elaborazione.

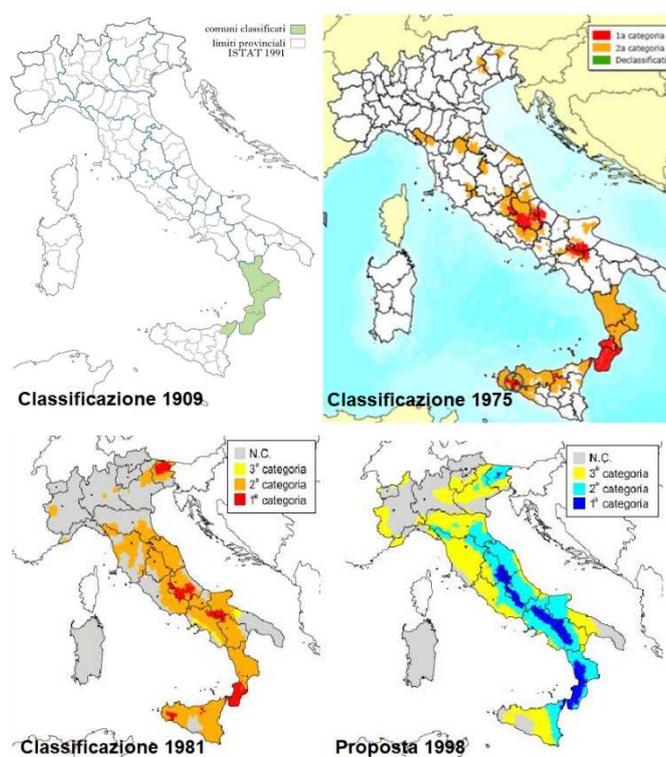


Figura 4.11: Evoluzione storica della classificazione sismica

Nel 1998 un gruppo di lavoro che riuniva le competenze dei maggiori organi tecnico – scientifici operanti nel settore il Servizio Sismico Nazionale, che aveva istituito il gruppo di lavoro, il Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti e l'Istituto Nazionale di Geofisica, raccogliendo e sintetizzando le conoscenze e lo stato dell'arte all'epoca, produsse nuove mappe di

pericolosità ed una proposta di riclassificazione del territorio (proposta 1998 *Figura 4.11*) che vedeva in zona sismica, nelle tre categorie previste, circa il 67% dell'intero territorio italiano. Sulla base di questo studio, rimasto inutilizzato per quattro anni, è stata redatta la nuova mappa di classificazione (*Figura 4.12*), base di riferimento dei provvedimenti di classificazione che le singole Regioni, competenti per legge in materia, hanno emanato successivamente all'Ordinanza 3274. Importante novità è l'assenza di aree "non classificate" e l'introduzione di una zona 4, nella quale, con facoltà di scelta delle Regioni, si progetterà con criteri semplificati e forze sismiche ridotte, atte a garantire comunque la presenza di sistemi controventanti nelle due direzioni ortogonali con una minima resistenza alle azioni laterali.

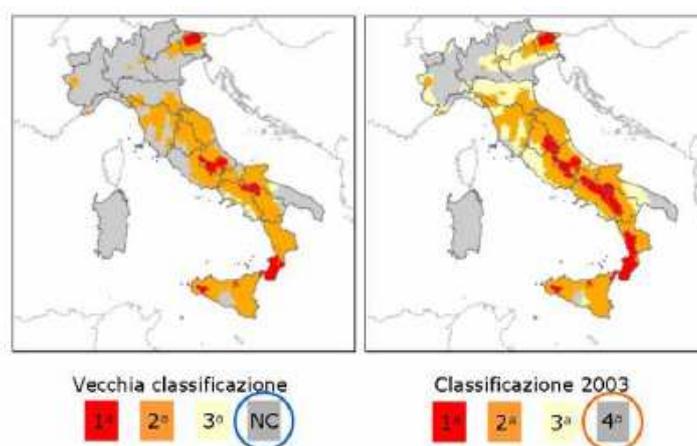


Figura 4.12: Confronto tra vecchia e nuova classificazione

È importante anche sottolineare come nell'Allegato 1 della stessa Ordinanza siano contenuti i criteri generali, rigorosamente scientifici anche nella valutazione complessiva del risultato, di definizione delle future mappe di pericolosità. Dunque, oltre agli immediati provvedimenti, sono state poste le basi per future soluzioni, in linea con lo stato dell'arte nazionale e internazionale, di un problema complesso e di estrema delicatezza dal punto di vista sociale, economico e politico.

La classificazione dell'OPCM 3274/03 è diretta conseguenza degli studi sulla pericolosità sismica, *Figura 4.13*, in base ai quali il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g (accelerazione orizzontale massima al suolo di categoria A, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni). I valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone

sismiche del territorio nazionale, salvo più accurate determinazioni, possono portare a differenze comunque non superiori al 20% dell'accelerazione per le zone 1 e 2 e non superiori a 0.05g nelle altre zone.

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a _g /g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a _g /g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

Tabella 4.5: O.P.C.M. 3274/03: max accelerazione al suolo tipo A per zona sismica

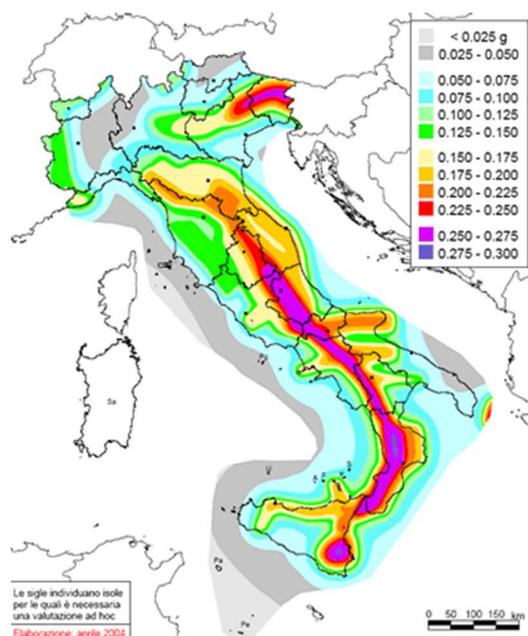


Figura 4.13: Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale

5 MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE ESISTENTI IN MURATURA

Le costruzioni murarie resistono, per loro natura, bene alle sollecitazioni di compressione, e risultano invece poco adatte a sopportare sollecitazioni flessionali, essendo molto limitata la loro resistenza a trazione. Le strutture murarie sono solitamente progettate in modo tale da evitare stati tensionali sfavorevoli.

Tutte le murature, ad eccezione di quelle a secco ed in pietre da taglio a grossi blocchi sono costituite dall'unione di due materiali: uno *molto resistente* (pietre naturali o blocchi artificiali) ed un secondo materiale di solito *meno resistente* (malta di calce, cemento).

La malta svolge una duplice funzione: riempire i vuoti tra gli elementi lapidei e collega gli stessi, al fine di realizzare un sistema unico e di ridistribuire le tensioni trasmesse dell'elemento più resistente. Una buona malta dovrà essere presente tra gli elementi principali a formare giunti da 0,50 ÷ 1,50 cm.

Gli elementi principali possono essere di tipo naturale o artificiale. Gli elementi lapidei naturali non devono essere friabili, inoltre le pietre naturali più idonee risultano i calcari e tufi litoidi, mentre quelle meno adatte sono le arenarie (per igroscopicità e gelività) e le rocce contenenti silice (per forte durezza e fragilità).

5.1 CLASSIFICAZIONE TIPOLOGICA DELLE STRUTTURE IN MURATURA E MISTE

Secondo le N.T.C. l'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale, i sistemi resistenti di pareti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni devono essere collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali e orizzontali. Nella caratterizzazione dei modelli per l'analisi della vulnerabilità sismica degli edifici è necessario effettuare una classificazione degli elementi strutturali in relazione alla capacità di risposta alle azioni verticali e orizzontali; nello specifico la muratura può essere classificata in base alla funzione svolta:

- *muratura portante*: sollecitata prevalentemente da azioni verticali;
- *muratura di controvento*: sollecitata prevalentemente ad azioni orizzontale.

Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutte le pareti devono assolvere, per quanto possibile, sia la funzione portante sia la funzione di controventamento.

È importante che nella concezione strutturale di un edificio in muratura il complesso degli elementi resistenti sia riconducibile ad un insieme di celle murarie elementari costituite da quattro pareti e da un solaio di copertura ben collegati tra loro. Ciascuna cella si considererà vincolata alla cella del piano inferiore o alla fondazione, soltanto così una struttura tridimensionale sarà in grado di resistere alle azioni sia verticali che orizzontali. Il comportamento di una costruzione, sollecitata da azioni orizzontali, è quindi funzione dell'organizzazione della stessa struttura portante oltre che della qualità e del grado di connessione degli impalcati ai muri d'ambito.

In letteratura un'utile forma di classificazione è quella proposta dall' Ing. Pagano (membro del Comitato del Consiglio Nazionale delle Ricerche), che prendendo in considerazione il comportamento statico degli impalcati ed il grado di connessione di questi alle murature distingue tra:

- **edifici di prima classe:** comprendono gli edifici i cui impalcati sono costituiti da volte in muratura (fabbricati più antichi). Tali strutture necessitano di una condizione di vincolo perimetrale continuo e strettamente connesso alla volta.

Le volte, in dipendenza della tipologia costruttiva, della sagoma di intradosso e delle azioni applicate, esercitano sulle pareti azioni inclinate e, dunque, caratterizzate da componenti sia verticali che orizzontali: queste ultime prendono, comunemente, il nome di spinte. I muri portanti risultano, dunque, sollecitati da carichi verticali (somma del peso proprio e delle componenti verticali di carico trasmesse dalle volte), generalmente eccentrici rispetto al piano medio delle pareti e dalle spinte. In assenza di altri carichi orizzontali il comportamento in questi sistemi strutturali si differenzia a seconda che le pareti di scarico siano in posizione perimetrale o intermedia. I muri devono equilibrare l'effetto della spinta solo col peso proprio sommato ai carichi gravitazionali provenienti dagli impalcati superiori; deve risultare infatti che la risultante delle spinte e dei carichi gravitazionali sia contenuta all'interno del nocciolo centrale di inerzia della sezione alla base della muratura affinché questa risulti completamente compressa, evitando pericolosi effetti di trazione per la quale la muratura non è dotata di efficace resistenza. Poiché le spinte, se non adeguatamente fronteggiate, possono provocare una disarticolazione delle pareti, con la conseguenza di produrre lo spanciamento dei muri e l'instabilità delle volte, ai piani inferiori, si può procedere alla costruzione di murature

trasversali a sezione variabile in elevazione, che prendono comunemente il nome di barbacani o di contrafforti, oppure all'ausilio di catene o cerchiature aventi il compito di annullare per intero l'effetto spingente come schematicamente mostrato nella figura che segue:

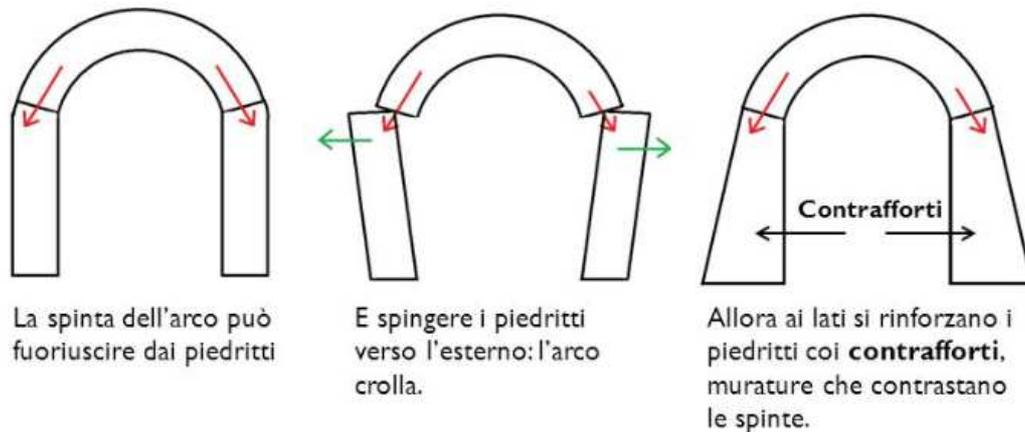


Figura 5.1: Schematizzazione sistema resistente edifici di prima classe

- **edifici di seconda classe:** riguardano le costruzioni i cui impalcati si possono considerare rigidi nel proprio piano ed efficacemente connessi alle murature, onde realizzare un comportamento scatolare, il che prevede, in conformità a quanto disciplinato dalle attuali norme, che gli edifici siano realizzati a struttura tridimensionale con muri portanti, muri di controvento e solai (si escludono, quindi, gli edifici con muri ordinati in una sola direzione). Nella pratica tale effetto si può realizzare mediante la posa in opera di solai in latero-cemento provvisti di soletta (che possono considerarsi rigidi nel proprio piano) e di cordoli in calcestruzzo armato in corrispondenza dell'intersezione degli impalcati con tutte le murature (il che assicura la solidarizzazione del solaio alle pareti). Tipologie di edifici realizzati con tale tecnica si sono costruiti già all'inizio del XIX secolo. Una variante costruttiva (senza però conseguenze sul piano statico) è stata la realizzazione di solai con nervature metalliche ancorate al cordolo, irrigidite da solette collaboranti in calcestruzzo o da controventi metallici. La rigidità posseduta dai solai nel proprio piano non solo permette un collegamento continuo ed efficace tra tutte le strutture portanti verticali, ma introduce una continuità estesa lungo tutte le superfici di contatto del solaio alle murature, e da tale organizzazione strutturale consegue che gli impalcati possono considerarsi collaboranti con le murature verticali in

termini di risposta alle azioni orizzontali. Questo meccanismo di solidarietà di risposta degli elementi si concretizza in una ridistribuzione delle azioni taglianti di piano prodotte da forze inerziali innescate dalle accelerazioni sismiche sulle masse di piano in proporzione alla rigidità tangenziale degli elementi verticali. Gli edifici di questa classe presentano comportamento scatolare, dovuto all'assemblaggio di elementi bidimensionali collegati lungo i bordi risultando molto meno vulnerabili delle tipologie più antiche (soprattutto nei riguardi delle azioni sismiche).

Per quanto sin qui detto, l'analisi di un edificio esistente si basa prioritariamente sulla valutazione del comportamento strutturale tra il complesso delle pareti verticali ed i relativi collegamenti orizzontali, valutandone il grado di ammassamento. Un ulteriore parametro per l'interpretazione strutturale è relativo al livello di connessione nelle intersezioni tra elementi verticali.

Nell'ambito delle strutture miste muratura – calcestruzzo armato, invece, dall'analisi dello sviluppo storico e normativo di tale categoria, risulta logica una prima classificazione, in funzione alla risposta sismica attesa che vede:

- da un lato gli edifici in cui la struttura muraria risulta aderente alle membrature in c.a. (cordolature verticali/pilastri e/o cordolature orizzontali/travi, muratura confinata);
- dall'altro gli edifici in cui le strutture in muratura e in c.a. risultano non aderenti.

Nella seconda categoria possono essere ancora distinte alcune tipiche configurazioni, quali:

- edifici con struttura in muratura e pilastri isolati in c.a.;
- edifici con struttura muraria e presenza di pareti in c.a. (tipicamente nuclei di servizio scale-ascensore);
- edifici con piani e/o parti a tecnologia differenti (ad esempio sopraelevazioni o ampliamenti in c.a. della struttura originaria in muratura).

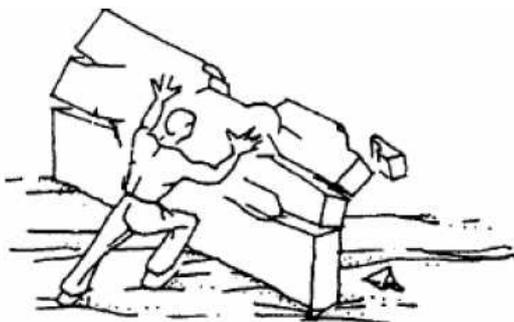
Sono evidentemente possibili situazioni che combinano in diversa misura le caratteristiche delle diverse tipologie qui elencate. Si precisa che in tale contesto ci si riferisce esclusivamente al caso in cui alla muratura si possa riconoscere un ruolo portante effettivo, ossia in cui il contributo alla resistenza al sisma non è trascurabile. Si esclude quindi il tema dell'interazione tra membrature in c.a. e tamponature non strutturali, in cui la muratura è introdotta

principalmente con funzioni di chiusura degli spazi, mentre la funzione strutturale è esercitata dalla struttura in c.a.

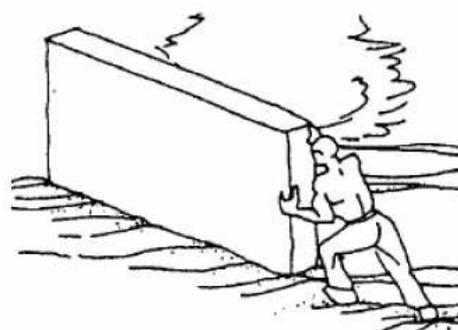
5.2 INTERPRETAZIONE DEI DANNI SISMICI SULLE STRUTTURE

Al fine di effettuare una modellazione, che sia il più possibile aderente alla realtà ed efficace al fine della verifica sismica, è indispensabile individuare i caratteri fondamentali della risposta sismica degli edifici in muratura. Dall'osservazione del danno, e dall'interpretazione effettuata con i mezzi forniti dalla meccanica e dalla scienza delle costruzioni, è possibile evidenziare come, a differenti caratteristiche tipologico-costruttive, corrisponda un diverso comportamento delle strutture sotto azione sismica. I meccanismi di danno osservati negli edifici possono così essere sostanzialmente ricondotti a due categorie, a seconda della risposta delle pareti e dell'organismo funzionale:

- *meccanismo di primo modo (modo I)*: cinematismi di collasso connessi al comportamento delle pareti in muratura fuori dal primo piano, con comportamento flessionale e di ribaltamento (*Figura 5.3*);
- *meccanismo di secondo modo (modo II)*: riguardano invece la risposta delle pareti nel proprio piano, con danneggiamenti tipicamente per taglio e flessione.



Meccanismi di primo modo



Meccanismi di secondo modo

Figura 5.2: Differenza schematica dei due differenti tipi di meccanismi di collasso

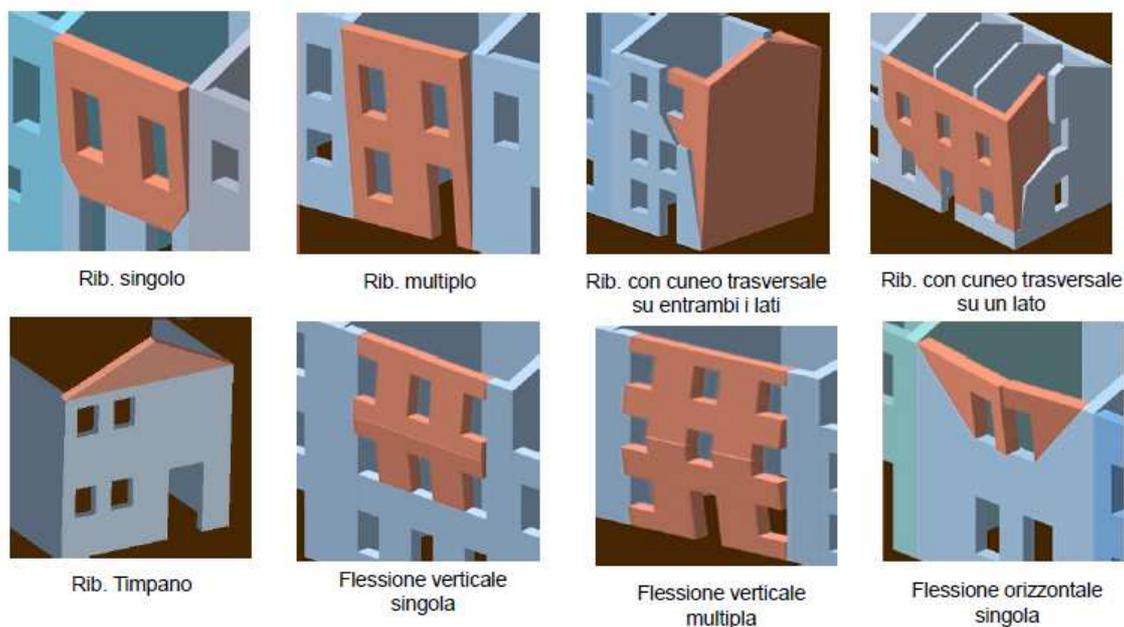


Figura 5.3: Meccanismi di collasso tipici relativi al primo modo

L'attivazione di tali modalità di collasso è strettamente dipendente dal comportamento globale dell'edificio, che a sua volta è funzione delle caratteristiche tipologiche e tecnologiche. In quest'ottica, risulta di fondamentale importanza l'identificazione delle strutture resistenti alle azioni esterne e della loro mutua connessione, al fine di indagare l'influenza sul comportamento globale.

In una costruzione in muratura è possibile identificare molteplici strutture resistenti a seconda della condizione di carico considerata, tuttavia, secondo una semplice schematizzazione, sia pure con diverso comportamento in funzione della sollecitazione considerata, possono essere identificati come elementi resistenti le pareti e gli orizzontamenti (intendendo con tale termine la categoria più ampia di solai, volte, coperture). Il comportamento globale della struttura all'azione sismica è fortemente influenzato, ancor prima che dalle caratteristiche intrinseche dei singoli elementi strutturali, dal grado di connessione presenti tra essi. Alla base di una corretta concezione strutturale di un edificio in muratura vi è il concetto di comportamento scatolare: gli elementi resistenti, costituiti da due sistemi verticali di pareti disposti generalmente secondo due direzioni mutuamente ortogonali e da un sistema di elementi orizzontali, devono essere efficacemente connessi, in modo da garantire un comportamento statico di natura scatolare, capace di resistere a sollecitazioni provenienti da qualsiasi

direzione. Questa concezione strutturale fornisce al fabbricato un'ottima resistenza d'insieme. La variazione del comportamento strutturale indotta dal diverso grado di collegamento tra le parti e dalla differente rigidità dei solai è illustrata nella seguente figura:

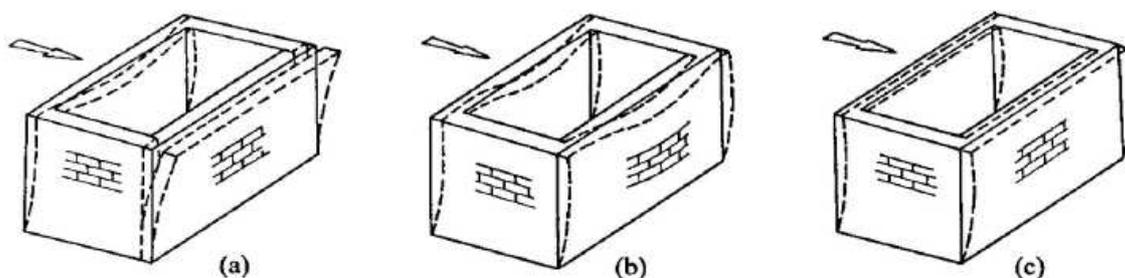


Figura 5.4: Influenza del grado di vincolo tra le pareti sulla risposta sismica: pareti non vincolate o ammorsate (a), pareti ammorsate con orizzontamento flessibile (b) e rigido (c)

Un evento sismico genera azioni dinamiche complesse, dovute sia al moto del terreno durante il terremoto sia alle caratteristiche di risposta della struttura colpita dal sisma; a parità d'accelerazione misurata al suolo si possono riscontrare valori molto diversi delle sollecitazioni in funzione delle caratteristiche proprie dell'edificio (rigidità, smorzamento, livelli di soglia nella risposta degli elementi); questi parametri possono inoltre cambiare anche durante l'evento sismico stesso a causa di lesioni e fenomeni di parzializzazione delle sezioni resistenti. Dalla distribuzione geometrica delle masse e delle rigidità e dalla resistenza dei materiali (grandezze a cui sono legate il periodo proprio dell'edificio e lo smorzamento) può dipendere una maggiore amplificazione dell'input sismico. In generale si può affermare che un periodo proprio e uno smorzamento bassi portino a forti amplificazioni nelle accelerazioni trasmesse dal terreno: gli edifici in muratura, solitamente tozzi e ad elevata rigidità traslazionale, manifestano valori del periodo proprio così bassi da esaltare l'input sismico, questo fa sì che le accelerazioni, e in definitiva le forze di inerzia che sollecitano la struttura, raggiungano livelli considerevoli. Con il progredire dell'evento sismico la struttura inevitabilmente subisce dei fenomeni fessurativi che, aumentando la deformabilità del complesso, portano il periodo proprio verso valori sempre più elevati attenuando l'amplificazione. Un'ulteriore riduzione delle sollecitazioni è dovuta allo sviluppo del quadro fessurativo che contribuisce ad elevare i livelli di smorzamento propri dell'edificio. In definitiva è come se il complesso murario, nonostante la limitata duttilità posseduta dai singoli componenti, durante l'evento sismico esibisca una capacità di adattarsi progressivamente alle

sollecitazioni trasmesse, accompagnando il modo del terreno e limitando i suoi effetti catastrofici. È proprio sfruttando queste capacità di adattamento che un edificio in muratura, se correttamente progettato e costruito, può incrementare la sua affidabilità a resistere alle sollecitazioni sismiche.

Ulteriori informazioni sulle “regole” per ottenere murature resistenti ad azioni sismiche si possono ottenere dall’osservazione dei danni subiti da costruzioni in muratura in occasione di eventi tellurici: si può notare come il terreno non disintegri in modo disordinato le case, ma ne “selezioni” le parti strutturali e le soluzioni tecnologiche più deboli, provocandone il degrado od il collasso secondo meccanismi in molti casi facilmente individuabili. Un’insufficiente rigidità della struttura nel suo complesso dovuta ad esempio al cattivo collegamento tra le parti che la costituiscono impedisce, infatti, che questa possa resistere, nella sua globalità, alle azioni sismiche. Solai privi di un’adeguata rigidità nel proprio piano e non correttamente vincolati alle pareti e collegamenti tra pareti verticali inadeguati rendono impossibile, o comunque insufficiente, la ripartizione delle forze agenti sull’edificio: questo determina un’azione individuale delle singole pareti, rendendo più vulnerabili quelle disposte ortogonalmente alla direzione del sisma che, non trattenute dalle pareti adiacenti, rischiano il ribaltamento fuori dal proprio piano.

Tali meccanismi definiti di **primo modo** si distinguono in:

- *ribaltamento semplice*: il ribaltamento semplice di pareti esterne degli edifici dovute all’azione del sisma rappresenta una situazione di danno tra le più frequenti e pericolose (Figura 5.5). Viene schematizzata come una rotazione rigida di porzioni di parete attorno ad una cerniera posta alla base; la rotazione è attivata da sollecitazioni fuori piano.

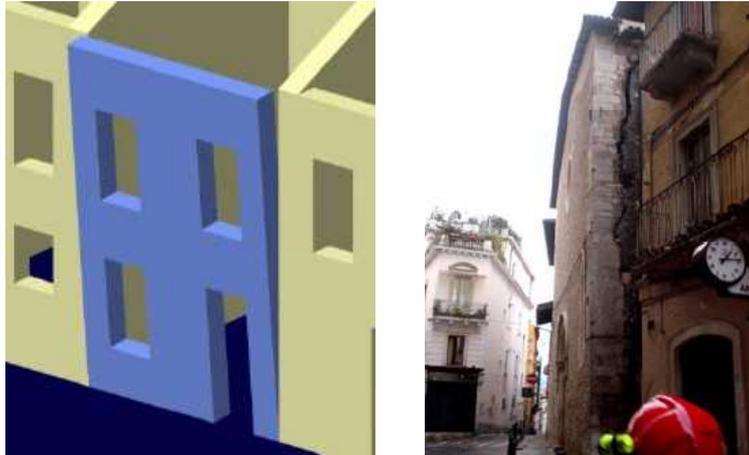


Figura 5.5: Schematizzazione e caso reale di ribaltamento semplice

Le condizioni di vincolo che rendono possibile questo meccanismo sono quindi l'assenza di connessioni alle pareti d'ambito, ed assenza di dispositivi di collegamento, come cordoli o catene, alla sommità del muro.

- *ribaltamento composto*: per ribaltamento composto si intendono un insieme di situazioni in cui il ribaltamento della parete ortogonale all'azione sismica si accompagna il trascinarsi di una porzione di struttura muraria appartenente ad un angolo libero oppure a parete di spina (Figura 5.6). In molti casi infatti le intersezioni fra i muri presentano connessioni adeguate ma l'assenza di vincoli in sommità rende possibile il ribaltamento.

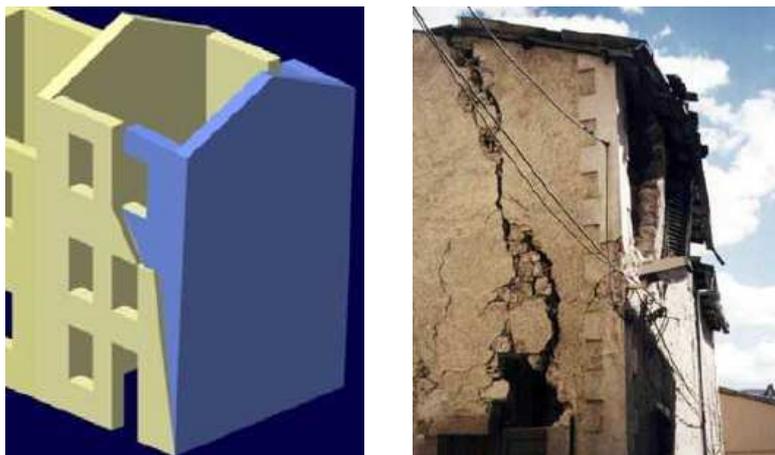


Figura 5.6: Schematizzazione e caso reale di ribaltamento composto

- *ribaltamento per flessione ad arco*: una situazione piuttosto comune negli edifici in muratura è rappresentata da una tesa muraria vincolata agli estremi e libera nella zona centrale, è questo l'esempio di un edificio con cordolo in sommità e solai intermedi privi di qualsiasi connessione con la muratura in esame, in cui si sviluppa una rottura per flessione ad arco verticale.

In presenza invece di pannelli murari efficacemente vincolati alle pareti ortogonali con la sommità non connessa ad alcun dispositivo, si assiste ad un tipo di crisi riconducibile al comportamento flessionale ad arco nel piano orizzontale del solido murario

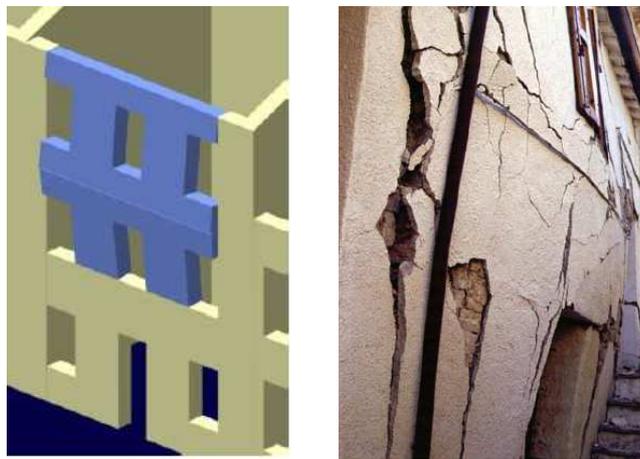


Figura 5.7: Schematizzazione e caso reale di ribaltamento per flessione ad arco

Ulteriori meccanismi di danno, locali o globali, possono essere innescati dall'interazione e dal diverso modo di vibrare delle singole parti: discontinuità murarie, presenza di nicchie o cavità, martellamento dei solai, variazione della spinta delle volte possono essere fonte di vulnerabilità locali o globali innescate dall'azione sismica.

La risposta sismica globale dipende dalla risposta nel piano delle pareti e dall'azione di collegamento e ripartizione esercitata dagli orizzontamenti. Diventa così indispensabile analizzare la risposta delle pareti e indagare i possibili meccanismi di danneggiamento definiti di **secondo modo** (Figura 5.8).



Figura 5.8: Casi reali di meccanismi di secondo modo

Nei confronti delle azioni orizzontali è possibile assimilare il comportamento di una parete in muratura a quello di un assemblaggio di pannelli. In particolare, dall'osservazione dei danni indotti dai terremoti reali e dall'analisi dei dati di prove sperimentali, risulta come tipicamente il danneggiamento sia concentrato in porzioni ben definite della parete: i pannelli murari verticali (*maschi murari*) e le travi di accoppiamento in muratura (*fasce di piano*); di conto nelle zone di connessione tra fasce e maschi si riscontra generalmente l'assenza di meccanismi di fessurazione e sistematici fenomeni di danno (Figura 4.9).

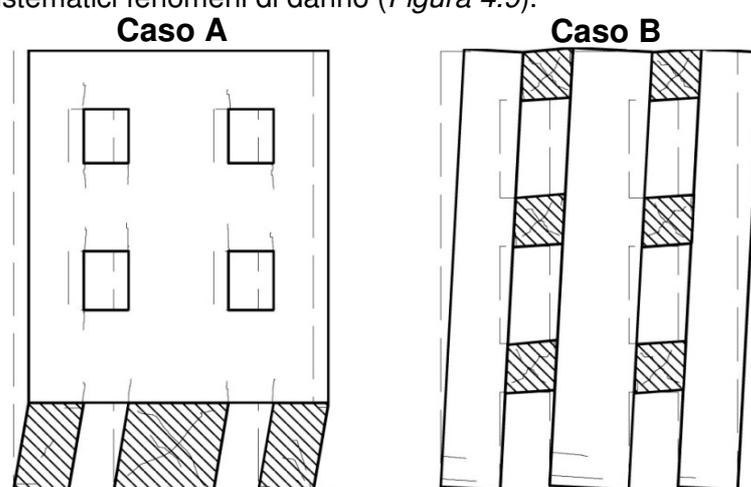


Figura 5.9: Meccanismi di danno delle pareti nel piano: **A** - collasso governato dalla rottura dei maschi murari localizzati a piano terra; **B** – collasso governato da una prima fase di danneggiamento progressivo delle fasce

Queste evidenze hanno portato all'introduzione, per gli edifici in muratura, del cosiddetto modello a telaio equivalente, che verrà illustrato di seguito. Per l'utilizzo di questo modello, è

necessario comprendere come si comportino, in presenza di azioni orizzontali, gli elementi resistenti assemblati e quali siano i fattori che ne influenzano maggiormente la risposta.

Per quanto riguarda il comportamento sotto l'azione sismica delle strutture miste muratura – c.a., valgono in generale le considerazioni finora introdotte, ma è importante evidenziare come il ruolo dei solai nella ripartizione delle azioni e nel grado di collegamento diviene ancora più significativo nel far sì che entrambe le tipologie di elementi resistenti concorrano alla risposta globale. Di contro l'elevata differenza in termini di caratteristiche meccaniche può favorire irregolarità nella distribuzione planimetrica e altimetrica delle rigidità tali da esasperare la concentrazione delle azioni in determinati punti della struttura o favorire ad esempio fenomeni torsionali.

5.3 CRITERI DI MODELLAZIONE

La modellazione strutturale rappresenta il metodo con il quale è possibile studiare ed esplicitare le caratteristiche e le irregolarità presenti in una struttura, mediante una schematizzazione che sarà funzione dell'accuratezza ricercata, ovvero della capacità del modello di approssimare il comportamento reale della struttura.

La modellazione delle strutture in muratura, per l'analisi della risposta sismica, è infatti oggetto di numerosi studi. In letteratura si distinguono diversi tipi di modellazione in funzione delle strategie e delle ipotesi di base utilizzate per la definizione dei modelli.

Una prima distinzione può essere fatta tra la modellazione ad elementi finiti (*f.e.m.: finite element model*) e la modellazione per macroelementi (macromodellazione per maschi e fasce murarie).

Nella prima categoria, ossia l'analisi ad elementi finiti, lo studio del comportamento della muratura è ricondotta alla formulazione di appropriati legami costitutivi non lineari. Questi ultimi variano in base all'approccio utilizzato per descrivere il materiale, in particolare gli approcci vengono distinti in discreti e continui.

Gli approcci *discreti* si basano su una macromodellazione della muratura dove giunti di malta e blocchi sono considerati come unità distinte, è evidente come questo tipo di approccio richieda una conoscenza approfondita delle caratteristiche meccaniche dei singoli

componenti, oltre a richiedere anche un onere computazionale notevole rendendolo adeguato a strutture di piccola dimensione.

Negli approcci *continui* i materiali costituenti la muratura vengono considerati come un continuo anisotropo il cui comportamento meccanico è dedotto da osservazioni fenomenologiche oppure attraverso procedure di omogeneizzazione. Tali procedure consentono di definire il comportamento del continuo attraverso grandezze macroscopiche derivanti da proprietà meccaniche e geometriche dei suoi singoli costituenti. Essi, se da un lato offrono il vantaggio di ridurre l'onere computazionale associato alla micromodellazione, tuttavia presentano la difficoltà di formulare un legame anisotropo non lineare nel continuo.

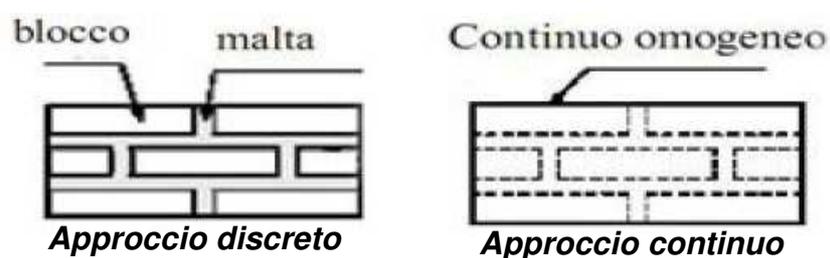


Figura 5.10: Diversa schematizzazione della muratura nei modelli

La seconda categoria, ovvero la modellazione secondo macroelementi, ha lo scopo di cogliere con sufficiente accuratezza il comportamento dei macroelementi (pannelli in cui viene idealmente suddivisa la struttura), mediante i quali sarà possibile valutare la risposta globale della struttura.

In tale classe, una prima distinzione individua i modelli basati sull'*analisi limite* (Abbruzzese D. e Como M. – 1992) in cui ci si limita al calcolo del carico di collasso e del relativo meccanismo. Grazie all'ipotesi di non resistenza a trazione e, in genere, all'approssimazione di infinita resistenza a compressione è possibile ricondurre la parete in muratura ad una catena cinematica di corpi rigidi in cui la configurazione del sistema è funzione di un'unica grandezza lagrangiana ovvero lo spostamento di un punto. Ipotizzato il cinematismo, il sistema si traduce in un sistema ad un grado di libertà equivalente in cui il moltiplicatore orizzontale statico dei carichi è calcolato in corrispondenza della soglia di attivazione del meccanismo. Nel caso di meccanismi di *modo I* (Giuffrè – 1993) questo metodo porta a valutazioni accettabili della vulnerabilità (in particolare nella valutazione dell'efficacia di interventi di miglioramento sismico). Per i meccanismi di *modo II* (Como e Grimaldi – 1986, Abbruzzese – 1992) il metodo

si dimostra invece eccessivamente cautelativo riuscendo a cogliere solamente un limite inferiore di resistenza residua per la parete, associata ai meccanismi di ribaltamento.

Un altro approccio appartenente alla medesima classe del precedente è costituito da modelli che considerano deformazioni in campo elastico, eventualmente seguite da deformazioni anelastiche. Nell'ambito di questa più ampia famiglia di modelli, se ne possono individuare alcuni che si rifanno ad una modellazione bidimensionale dei pannelli murari, in alternativa a quella monodimensionale, in cui gli elementi murari (maschi, fasce) isolati, sono idealizzati come travi tozze con comportamento non lineare oppure come bielle (puntoni). Nei modelli con elementi monodimensionali, rientra una prima classe di modelli basati sull'idealizzazione a biella o puntone (Calderoni – 1987 e 1989). Essi si propongono di modellare la porzione reagente del pannello murario mediante un elemento biella la cui inclinazione e la cui rigidezza riproducono in media il comportamento del pannello murario.

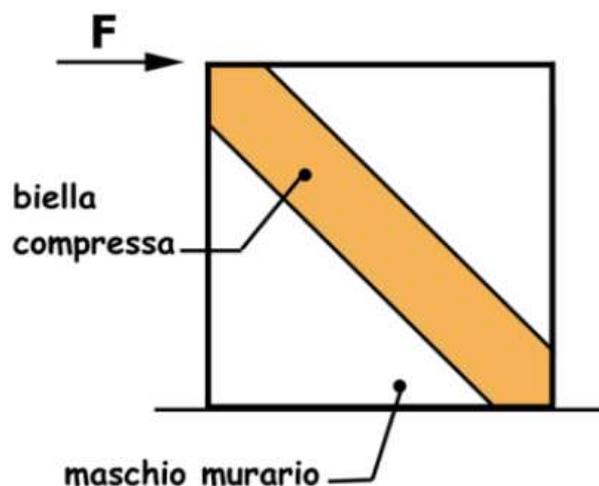


Figura 5.11: Modellazione del pannello murario mediante puntone (biella) equivalente

Poiché al crescere della parzializzazione consegue una variazione delle proprietà geometriche della biella equivalente (inclinazione, dimensioni della sezione), questi metodi sono classificabili come “a geometria variabile”. La crisi dei singoli pannelli è associata al raggiungimento di una configurazione limite di equilibrio oppure alla rottura per compressione del puntone. Un'altra classe di modelli schematizza invece la struttura come assemblaggio di elementi monodimensionali costituiti da travi deformabili a taglio. In questo ambito sono stati proposti sia elementi a rigidezza variabile, basata sul calcolo in sezione parzializzata (Braga

e Dolce – 1982), che elementi a rigidità costante in fase elastica, a cui segue una fase di deformazione plastica (Tomazevic – 1978, Dolce 1989 – Tomazevic e Weiss – 1990). In quest'ultimo caso la non linearità del comportamento è innescata dal raggiungimento di una condizione limite di resistenza. Un ulteriore importante elemento di distinzione fra tali metodi consiste nel numero dei possibili meccanismi di rottura dei singoli elementi, solo a taglio oppure anche a pressoflessione, e del complesso strutturale. A tale classe di modelli, fanno riferimento molti dei metodi basati sull'attivazione di “*meccanismi di piano debole*”, ipotesi alla base del cosiddetto metodo POR. Si ricorda che tale metodo si basa sull'ipotesi fondamentale di considerare il comportamento dei solai e delle fasce di piano come infinitamente rigidi e resistenti: dunque nel considerare i maschi murari come unica sede di deformazioni e di rotture, senza valutare l'eventualità della rottura di altri elementi quali le fasce (peraltro nella versione originaria proposta da Tomazevic nel 1978 era ipotizzata la realizzazione di un unico meccanismo di collasso a taglio per fessurazione diagonale secondo la formulazione proposta da Turnsek e Cacovic del 1971). Successive proposte di miglioramento del metodo (Dolce – 1989, Tomazevic e Weiss – 1990) hanno introdotto opportuni criteri di rottura aggiuntivi per tener conto di altre modalità di collasso per i maschi. Ancor più limitativa appare l'ipotesi di considerare solamente collassi di piano, specialmente quando si voglia procedere all'analisi dell'edilizia esistente. Infatti, il modello ha alla base questa ipotesi ed esegue una analisi non lineare taglio-spostamento separatamente per ogni interpiano. Tale approccio, che semplifica enormemente i calcoli, non può tuttavia prendere in considerazione il problema del calcolo delle sollecitazioni delle fasce, se non facendo eventualmente ricorso a calcoli molto approssimati (Braga e Dolce – 1982, Fusier e Vignoli – 1993). Tra l'altro, un'analisi taglio-spostamento per ogni interpiano richiede che siano avanzate delle ipotesi sul grado di vincolo esistente alle estremità dei maschi. Tale grado di vincolo dipende più propriamente dalla rigidità e dalla resistenza degli elementi orizzontali di accoppiamento (fasce murarie e/o cordoli in c.a.), che sono sollecitati in modo crescente al crescere delle forze sismiche orizzontali, e che quindi sono suscettibili di fessurazione o rottura. L'analisi globale dell'edificio è inoltre l'unica possibilità per evitare violazioni degli equilibri globali e locali: è stato posto in evidenza in più sedi come un'analisi separata piano per piano non possa rendere conto delle variazioni di azione assiale nei maschi murari al crescere delle forze sismiche, che possono influire sulla rigidità ma soprattutto sulla resistenza degli stessi.

Un'alternativa a questi metodi, che rimuove alcune delle restrittive ipotesi dei metodi tipo POR, è rappresentata dai modelli a macroelementi (Braga e Liberatore – 1991).

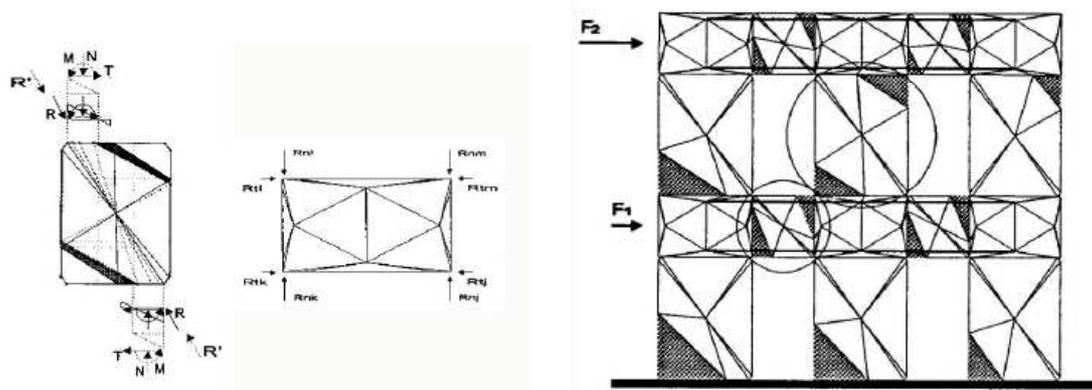


Figura 5.12: Modello di D'Asdia e Viskovic (1994): individuazione delle zone di connessione nel maschio murario e nella parete

Tra le applicazioni dei modelli a telaio equivalente si cita, in primo luogo, il metodo SAM sviluppato presso l'Università di Pavia (Magenes e Calvi – 1996, Magenes e Della Fontana – 1998, Magenes – 2000). Questo metodo, nato per l'analisi di pareti multipiano caricate nel proprio piano, è stato successivamente esteso all'analisi di problemi tridimensionali. La parete è appunto suddivisa in elementi (maschi e fasce) e nodi rigidi, rappresentati da opportuni *offsets* alle estremità degli elementi. L'altezza dei maschi è determinata secondo i criteri proposti da Dolce (1989) per tener conto in maniera approssimata della deformità delle zone nodali, mentre la lunghezza delle fasce è determinata direttamente da quella degli architravi. Il macroelemento maschio o fascia è formulato su base fenomenologica, considerando un comportamento lineare elastico fino al raggiungimento di un limite di rottura sulla base di opportuni criteri di resistenza a taglio e pressoflessione; il collasso dell'elemento è poi sancito in termini di *drift* ultimo (definito come il rapporto tra lo spostamento orizzontale relativo tra le due basi del pannello e l'altezza dello stesso); per le fasce è considerata la possibilità di assumere un comportamento elasto-fragile oppure elasto-plastico con resistenza residua fino al collasso.

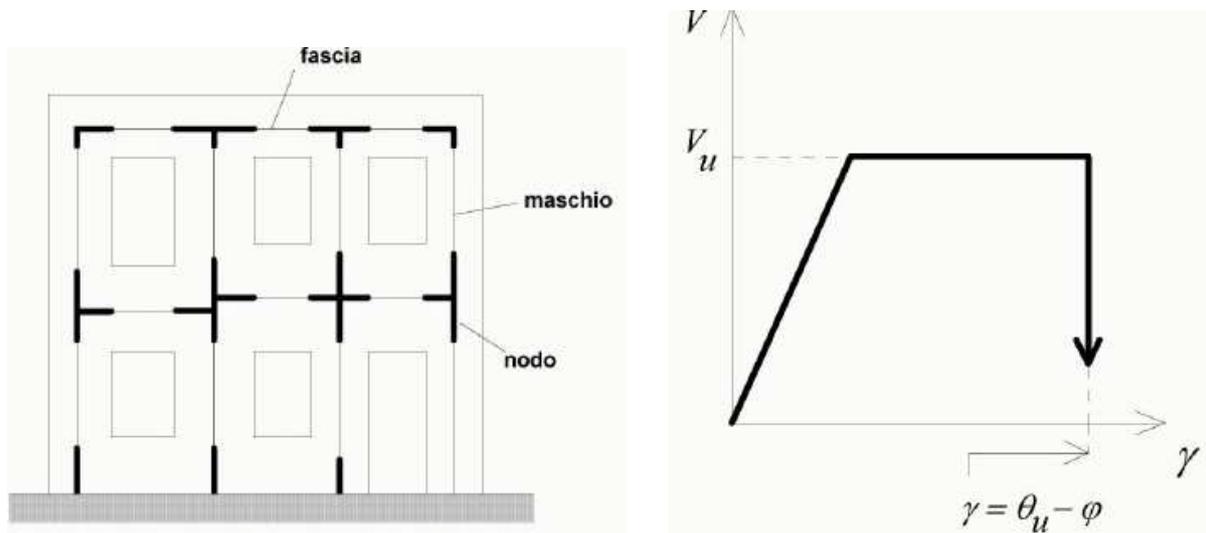


Figura 5.13: Modello SAM: modello a telaio equivalente e legame bilineare assunto per gli elementi maschi

Nella categoria di modelli a telaio equivalenti rientra anche il modello a macroelementi sviluppato presso l'Università di Genova (Gambarotta e Lagomarsino – 1996, Brencich e Lagomarsino – 1997). Una importante nota distintiva di tale modello per l'analisi tridimensionale è il superamento dell'ipotesi di infinita rigidezza degli orizzontamenti. Tale ipotesi consente infatti di descrivere con maggiore coerenza molte situazioni che caratterizzano gli edifici esistenti spesso caratterizzati da tipologie di solaio “flessibile” (ad esempio quelli realizzati con elementi lignei).

5.4 I MASCHI MURARI

Nella modellazione a telaio l'obiettivo primario è quello di cogliere con sufficiente accuratezza il comportamento dei singoli macroelementi, siano esse pannelli murari (*maschi*) o travi di collegamento in muratura (*fasce*), che formano il telaio equivalente, e a partire dai quali sia possibile poi valutare la risposta globale della struttura. I maschi murari hanno fondamentalmente due tipi di comportamento: riconducibili a rotture per tensioni normali, associate tipicamente a sollecitazioni di presso flessione, oppure riconducibili a modalità di rottura per taglio.



Figura 5.14: Modalità di danneggiamento: presso flessione e taglio

Al meccanismo per presso-flessione sono associate modalità di rottura caratterizzate, generalmente, dal cedimento per schiacciamento della muratura ai lembi compressi delle sezioni d'estremità accompagnate inoltre da ampie aperture delle fessure. A questo tipo di rottura sono associate tendenzialmente caratteristiche di duttilità più elevate, rispetto, ad esempio, ai meccanismi per taglio, poiché per raggiungere il collasso totale del pannello, associato a questo comportamento per ribaltamento, è necessario imporre notevoli spostamenti orizzontali. Al cosiddetto meccanismo per taglio, ossia ascrivibile all'effetto delle tensioni tangenziali originate dalle azioni orizzontali in combinazione con le componenti di tensione normale, sono in realtà riconducibili modalità di rottura di diversa natura. Sulla base dell'osservazione del danno realizzatosi in strutture murarie reali in occorrenza di eventi sismici o prove sperimentali, una prima classificazione, basata sulla morfologia e localizzazione delle lesioni, consiste in rottura a taglio:

- per fessurazione diagonale;
- per scorrimento dei giunti lungo piani orizzontali.

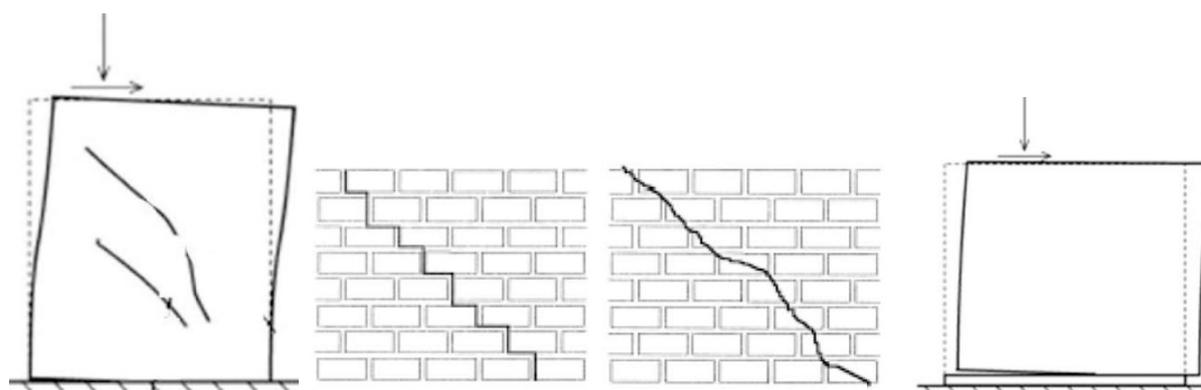


Figura 5.15: Fessurazione diagonale – Scorrimento

Nel primo caso, fessurazione diagonale, è opportuno ancora distinguere il caso in cui la lesione diagonale interessi sia i giunti di malta sia i blocchi dal caso in cui si realizzi invece un danneggiamento tipicamente “a scaletta” con scorrimenti misti di danneggiamento. Le modalità con le quali si manifesta il danneggiamento sono alquanto varie e funzione di molteplici parametri quali ad esempio: la tipologia della muratura, in termini di caratterizzazione meccanica nonché tessitura, la geometria dell’elemento murario (in particolare la snellezza) e lo stato tensionale di compressione cui è soggetto. Ecco che meccanismi riconducibili alla stessa classe di comportamento si possono di fatto manifestare con caratteristiche peculiari differenti. Come già detto, col termine muratura, in realtà si indica un’ampia varietà di tipologie morfologiche differenti, ad esempio per qualità dei leganti (malte a base idraulica o cementizia) e dei singoli componenti (blocchi in laterizio, materiali lapidei, ecc.) o per tessitura: tale circostanza ne rende d’altro canto spesso problematica l’interpretazione mediante un unico modello interpretativo. Con riferimento, ad esempio, alla muratura in laterizio e al meccanismo per taglio, fattori che possono far propendere la realizzazione del meccanismo prevalentemente “a scaletta” piuttosto di quello che interessa sia i mattoni che lo scorrimento dei giunti sono: la qualità del legante, il rapporto tra le resistenze dei due costituenti nonché la tipologia di tessitura, anche nello spessore nel pannello. Ad esempio nel caso di pareti con spessore di due o più teste, tecniche costruttive più articolate, originate dalla ricerca di un buon ammorsamento dei mattoni e lungo lo spessore e nel piano del muro, fanno sì che molti giunti verticali spesso non siano continui e passanti nello spessore, per cui ad esempio il meccanismo “a scaletta” può presentare i tratti verticali della lesione in parte contenuti in un giunto di malta verticale e in parte in un mattone di lista. Nella figura seguente sono illustrate due tipiche configurazioni di prova per pannelli murari.

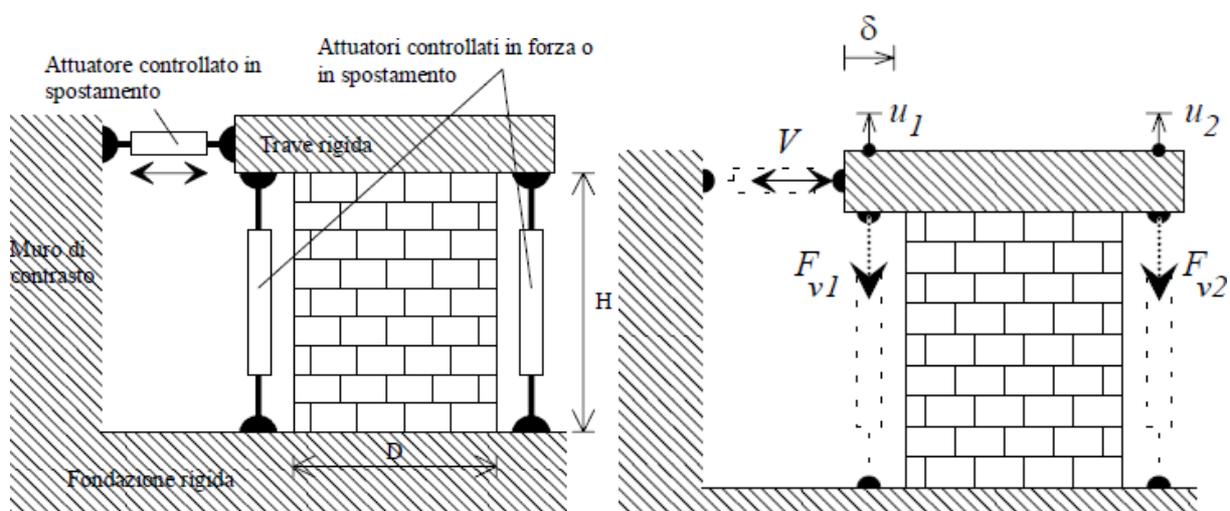
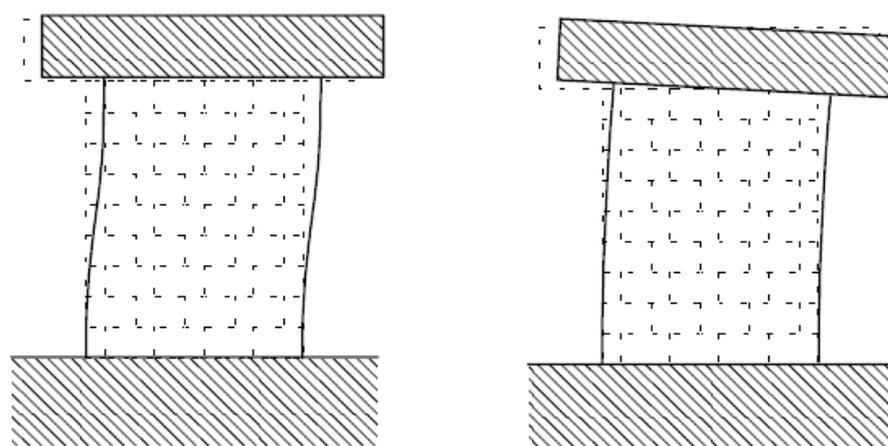


Figura 5.16: Configurazione di prova tipica per pannelli murari



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

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

Figura 5.17: Caso A: schema statico incastro-incastro – Caso B: schema statico incastro-estremo libero

La Figura 5.17 – Caso A fa riferimento alla condizione di schema statico di “doppio incastro” (precisamente solo rotazionale ad un estremo) nella quale il pannello murario è soggetto ad un carico verticale distribuito di risultante P ; la traversa superiore trasla rigidamente senza ruotare; le risultanti di compressione alla base superiore ed inferiore sono caratterizzate da eccentricità di segno opposto, crescenti in funzione della forza orizzontale V applicata. Nella Figura 5.17 – Caso B lo schema è di incastro-estremo libero: a seguito dell’applicazione del

carico P è applicato uno spostamento monotono o ciclico alla testa del pannello che genera la forza tagliante V mantenendo appunto la traversa superiore libera di ruotare.

Nella figura che segue sono illustrati alcuni esempi di curve taglio (V) – spostamento orizzontale (u), appartenenti alla configurazione di prova sopra descritte. Anche nei riguardi del comportamento isterico, che mostra un comportamento fortemente non lineare, si evidenziano marcate differenze al variare della modalità di collasso che interessa prevalentemente il pannello. Considerando l'involuppo dei cicli, in entrambi i casi esiste un breve tratto iniziale ad andamento lineare, dal quale ci si scosta al crescere della forza V .

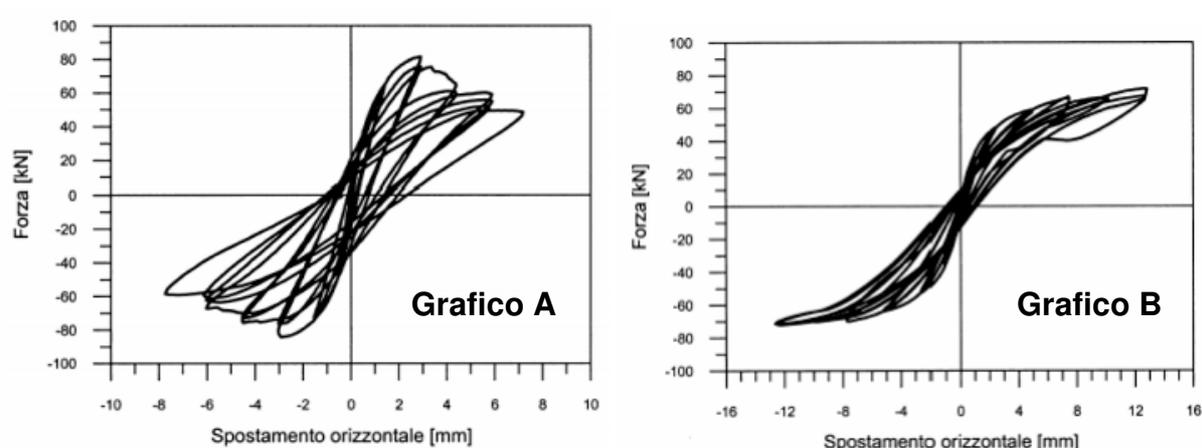


Figura 5.18: Esempi di risposta ciclica di pannelli murari: cicli d'isteresi di un danneggiamento per taglio e per pressoflessione

Tale deviazione dal comportamento lineare è dovuta principalmente alla parzializzazione delle sezioni, in conseguenza della trascurabile resistenza a trazione dei letti di malta, nonché ad un progressivo sviluppo di deformazioni anelastiche dovute alle sollecitazioni di taglio e compressione nelle porzioni reagenti. Il meccanismo di rottura per rocking (*Figura 5.18 – Grafico B*) mostra un involuppo con andamento quasi asintotico e cicli d'isteresi con minore dissipazione, mentre il meccanismo di rottura a taglio è in generale caratterizzato da un involuppo che presenta un valore massimo seguito da un ramo decrescente. Il tratto di softening è associato alla progressione del sistema di fessure diagonali incrociate, che porta ad una progressiva disarticolazione del pannello.

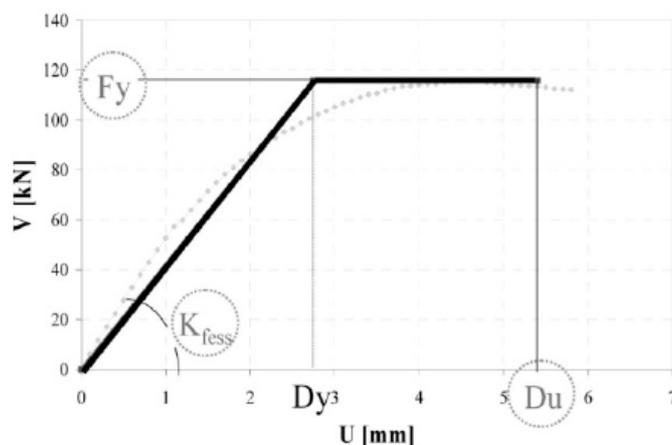


Figura 5.19: Idealizzazione della risposta del pannello secondo un legame bi-lineare equivalente, in cui di importanza fondamentale diviene la determinazione della massima resistenza F_y , della rigidezza in condizioni fessurate K_{fess} e lo spostamento in condizioni ultime di collasso D_u

Avendo scelto nella tesi di operare nella logica della modellazione a telaio equivalente l'obiettivo è evidente di idealizzare, in modo semplificato, la risposta di tali elementi. Secondo la schematizzazione di un legame bi-lineare (come proposto anche nel riferimento normativo attualmente vigente ovvero l'O.P.C.M. 341/05) diventa primaria la definizione opportuna dunque della capacità portanti di tali elementi strutturali, ossia del massimo taglio resistente e delle caratteristiche di deformabilità e nella fase iniziale e in quella finale della risposta. Relativamente all'aspetto della resistenza del pannello diviene fondamentale disporre dunque di modelli interpretativi e criteri di resistenza efficaci.

5.5 CRITERI DI RESISTENZA PER MASCHI MURARI

5.5.1. Il meccanismo per pressoflessione nel piano

Il criterio comunemente adottato in letteratura e dalle N.T.C. 2018, per interpretare il meccanismo di rottura a presso-flessionale nel piano è quello che fa riferimento alla condizione di schiacciamento della muratura compressa alle sezioni d'estremità del pannello. Si evidenzia come la risposta di un pannello governato dal meccanismo a presso flessione possa essere interpretata facendo riferimento alle sezioni di estremità e non a quella centrale. Si consideri nel seguito un pannello murario caratterizzato dalle condizioni al contorno descritte nella figura seguente, di lunghezza pari ad l , spessore pari a t , altezza pari ad H e distanza tra la base inferiore della sezione ed il punto di intersezione tra l'asse di simmetria verticale della sezione

e la congiungente di punti di applicazione delle risultanti di compressione agenti sulle estremità pari ad H_0 .

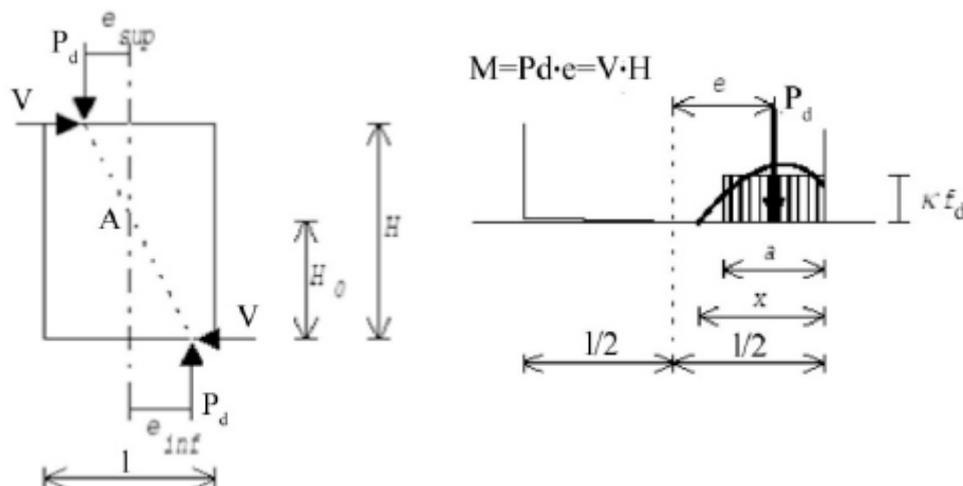


Figura 5.20: Condizioni al contorno assunte per la formulazione del criterio di resistenza a pressoflessione

Imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno ad A si ottiene la seguente relazione:

$$V \cdot H_0 = P_d \cdot e_{inf}$$

Nelle ipotesi semplificate di trascurare il contributo del peso proprio rispetto a quello offerto dal carico assiale applicato P_d ed assumendo che la distribuzione delle tensioni sulla parte di sezione non fessurata abbia un andamento parabolico approssimabile mediante uno *stress-block* rettangolare di ampiezza pari ad a e di ordinata $k \cdot f_d$ si perviene alla definizione del momento ultimo come:

$$M_u = \frac{P_d \cdot l}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right)$$

In cui:

- M_u : momento ultimo della sezione;
- l : rappresenta la lunghezza del pannello murario;
- t : è lo spessore della sezione;
- $\sigma_0 = \frac{P_d}{l \cdot t}$: è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione;
- k : coefficiente che tiene conto della distribuzione degli sforzi nella zona compressa pari a 0,85;

➤ $f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$: resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Sostituendo il momento ultimo nell'equazione di equilibrio precedente si ottiene il valore del taglio massimo corrispondente alla rottura in campo plastico:

$$V_{max} = \frac{P_d \cdot l}{2 \cdot H_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right)$$

Un secondo approccio per la valutazione della resistenza a pressoflessione, che porta comunque ai risultati visti, è quello dato dalla soluzione di un problema di analisi limite qualora si consideri un cinematismo di collasso a ribaltamento, come rappresentato nella figura seguente con $0 \leq \theta \leq \arctg(H/D)$.

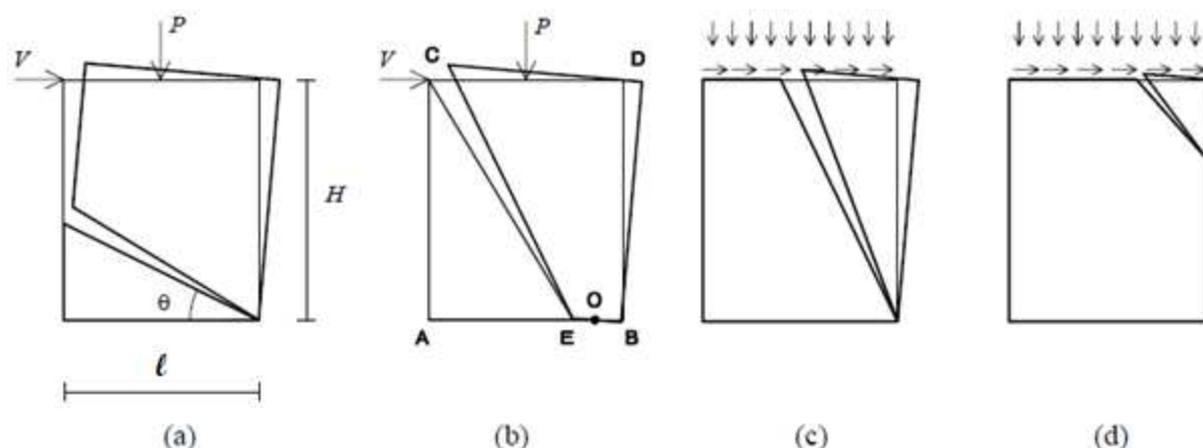


Figura 5.21: Cinematismi di collasso nel caso di rottura per ribaltamento

Se si suppone che la muratura sia infinitamente resistente a compressione e non resistente a trazione (comportamento *monolatero*), il valore del taglio massimo si ricava dalla condizione di equilibrio a ribaltamento del blocco rigido:

$$V_{max} \cdot H_0 = P \cdot \frac{l}{2}$$

Per tenere conto della resistenza finita a compressione del materiale è possibile ipotizzare un cinematismo, ottenendo un risultato direttamente confrontabile con il valor determinato nel precedente approccio di modellazione. L'ipotesi di comportamento monolatero rende inoltre necessario ipotizzare la presenza di un confinamento laterale alle basi superiore e inferiore, che escluda meccanismi simili a quelli rappresentati nelle situazioni *c* e *d*, associati a disarticolamenti della muratura. Le formule di valutazione della resistenza a pressoflessione considerate sono state ricavate nell'ipotesi di trascurare il peso proprio del pannello maschio.

Quest'ultimo infatti determina nel baricentro del pannello delle forze aggiuntive: la forza peso verticale e la forza di inerzia orizzontale dovuta al sisma, proporzionale alla massa del pannello. Tali forze in genere vengono tenute in conto applicandole, o interamente nel baricentro della base superiore del pannello, o per metà sulla base superiore e per metà su quella inferiore; questo accorgimento si rende necessario per rispettare i criteri di equilibrio espressi nella precedente formulazione.

Tale approssimazione è possibile perché l'incidenza della forza peso verticale rispetto al carico ultimo normale sopportabile dal pannello, è quasi sempre trascurabile; questo carico diventa invece determinante per pannelli di maschio nell'ultimo livello, nell'ipotesi in cui la muratura possieda notevoli spessori e la trasmissione dei carichi mediante gli orizzontamenti sia piuttosto contenuta.

Inoltre, le formulazioni proposte sono tutte fondate sull'ipotesi di "no tension" del materiale per il quale la resistenza a trazione risulta trascurabile nei confronti delle azioni considerate nelle equazioni di equilibrio precedenti.

5.5.2. Il meccanismo per scorrimento – taglio nel piano delle pareti murarie

Il criterio di resistenza adottato dalle N.T.C. 2018 per valutare il meccanismo di rottura che si manifesta con lo scorrimento relativo tra le due parti in cui si può suddividere il pannello, consiste nell'esprimere la resistenza a taglio della muratura in qualità di resistenza unitaria moltiplicata per l'area compressa della compagine muraria nell'ipotesi di materiale non reagente a trazione.

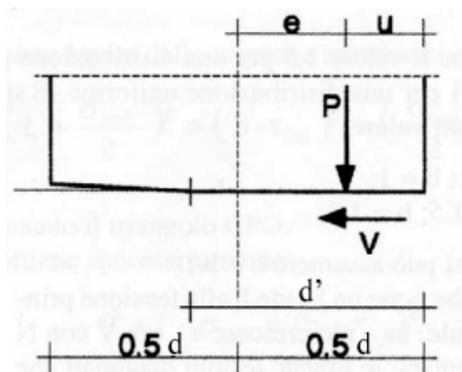


Figura 5.22: Valutazione dello scorrimento in corrispondenza della zona compressa.

Lo scorrimento si manifesta attraverso i giunti di malta e la resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale viene valutata per mezzo della relazione:

$$V_t = d' \cdot t \cdot f_{vd}$$

dove:

- d' : è la lunghezza della parete;
- t : è lo spessore della parete;
- $f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m}$: è la resistenza di calcolo a taglio della muratura;
- $f_{vk} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_n$: è la resistenza caratteristica a taglio in presenza di tensioni normali, calcolata col criterio di Mohr-Coulomb;
- μ : è il coefficiente di attrito interno pari a 0,40;
- σ_n : tensione normale media agente sulla sezione.

La valutazione fatta sulla lunghezza d' indica che la sola zona compressa sotto l'effetto della pressoflessione sia in grado di resistere a taglio.

5.5.3. Il meccanismo di rottura per trazione diagonale

Per la valutazione della resistenza a taglio dei maschi murari, nel caso di rottura per trazione diagonale, consideriamo un pannello murario di altezza h e dimensioni in pianta $l \times t$, sollecitato da una forza verticale eccentrica N e da uno sforzo di taglio V , essendo vincolato da un incastro alla base e da doppi pendoli in sommità. La distribuzione delle tensioni risulta:

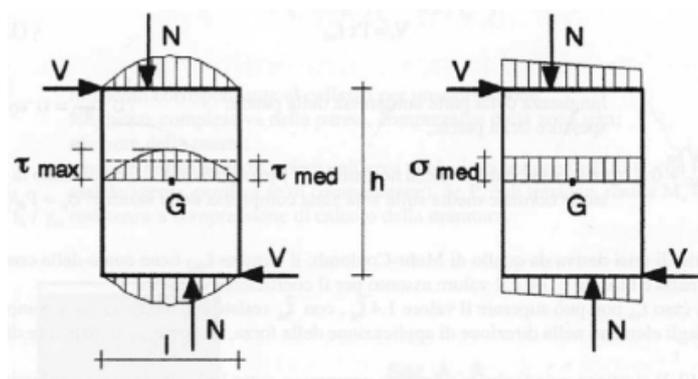


Figura 5.23: Distribuzione delle tensioni nel pannello murario sollecitato da N e V .

I valori medi delle tensioni agenti sulla sezione sono:

$$\tau_{med} = \frac{V}{l \cdot t} \quad \sigma_{med} = \frac{N}{l \cdot t}$$

La tensione massima τ_{max} si può esprimere come: $\tau_{max} = b \cdot \tau_{med}$ dove b è il coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete:

- per pareti tozze ($h/l \leq 1$) b è pari ad 1,00;
- per pareti snelle ($h/l > 1$) b è pari a 1,50;

Tale approccio è basato sull'ipotesi che la rottura a taglio per fessurazione diagonale avvenga quando la tensione principale di trazione raggiunge un valore limite f_t assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura, oltre il quale facendo crescere ancora V per N costante cominciano a presentarsi lesioni diagonali che si sviluppano con gradualità dal centro verso i due spigoli opposti.

Alle soglie della fessurazione, V_u è lo sforzo di taglio cui corrispondono:

$$\tau_{lim} = \frac{V_u}{l \cdot t} \quad \tau_{max} = b \cdot \tau_{lim}$$

Lo stato tensionale in corrispondenza del baricentro è rappresentato dal cerchio di Mohr in *Figura 5.24*, definito dai seguenti parametri:

$$\text{centro: } C = \left(\frac{\sigma_{med}}{2}, 0 \right) \quad \text{raggio: } r = |f_t| + \frac{\sigma_{med}}{2}$$

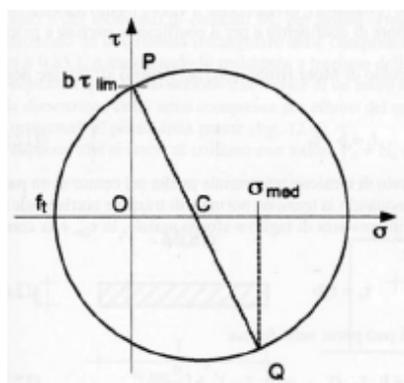


Figura 5.24: Rappresentazione di Mohr

L'intersezione del cerchio con l'asse delle ordinate definisce il valore della tensione massima, inoltre se esaminiamo il triangolo CPO, le tensioni $f_t, \sigma_{med}, \tau_{lim}$ risultano legate dalla seguente relazione pitagorica:

$$\overline{PC}^2 = \overline{OC}^2 + \overline{OP}^2 \quad \text{ovvero} \quad \left(f_t + \frac{\sigma_{med}}{2} \right)^2 = (b \cdot \tau_{lim})^2 + \left(\frac{\sigma_{med}}{2} \right)^2$$

da cui si ottiene che $\tau_{lim} = \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{med}}{f_t}}$. Andando a sostituire con le equazioni precedenti e ponendo $f_t = 1.50 \cdot f_{td}$ si ricava il valore della resistenza a taglio:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.50 \cdot f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{med}}{1.50 \cdot f_{td}}}$$

con:

- $f_{td} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m \gamma_c}$: resistenza a taglio di calcolo;
- γ_m : coefficiente parziale di sicurezza;
- γ_c : coefficiente di confidenza.

Superato il valore di taglio V_u in attesa che nel pannello si raggiunga la resistenza di picco, il maschio murario dal comportamento monolatero tenderà a subire una significativa parzializzazione, accompagnata da una progressiva diminuzione della rigidezza al crescere della sollecitazione tagliante secondo un comportamento elastoperfettamente-plastico. Un modello che tenga in debito conto questo tipo di comportamento coglie senza alcun dubbio gli elementi fondamentali della risposta dell'elemento murario.

5.6 DEFORMABILITÀ DEI MASCHI MURARI

Stabiliti i criteri di rottura ed i relativi metodi di calcolo delle resistenze è necessario, per una corretta modellazione dell'edificio in muratura, stabilire il comportamento deformativo dei maschi murari.

Una prima considerazione riguarda il comportamento in fase elastica, dove l'unico fenomeno che regola il comportamento deformativo è legato alla progressiva riduzione della sezione resistente fino al raggiungimento di un corrispettivo valore limite. In questa circostanza la schematizzazione dell'elemento murario in una trave con deformazione a taglio non permette una completa comprensione del fenomeno; si pensi al fatto che la rottura per ribaltamento di un pannello tende a sviluppare un campo di spostamento verticale significativo. Tale aspetto non può essere valutato in una modellazione di tipo bidimensionale.

Un'altra caratteristica fondamentale per valutare il comportamento deformativo dell'elemento murario è quello della fase post-picco. Tale fase viene generalmente affrontata secondo due approcci: il primo è quello di assumere un comportamento fragile dell'elemento, stabilendo che

la condizione di collasso si verifichi al raggiungimento del valore limite elastico della deformazione. Questo approccio, sebbene semplifichi qualsiasi metodologia di modellazione e risulti sicuramente cautelativo nei confronti delle azioni sismiche, può d'altro canto risultare eccessivamente penalizzante nel dimensionamento degli interventi di consolidamento, andando a ledere la logica del minimo intervento o meno invasivo che invece dovrebbe regolare gli interventi di consolidamento, e in particolar modo quelli che riguardano il patrimonio storico-architettonico.

Dalle prove sperimentali si è rilevato, attraverso la valutazione delle curve $V-\delta$, come il degrado di resistenza, sia nel caso di rottura per taglio che per ribaltamento, presenti una certa gradualità, tale da indurre alcuni autori a parlare impropriamente di duttilità della muratura. Un esempio di questa interpretazione è costituito da alcuni metodi POR che tengono conto dell'ulteriore aliquota di deformabilità che il materiale possiede anche oltre il raggiungimento del limite plastico; tale fenomeno fisico viene rappresentato, all'interno del diagramma costitutivo, attraverso il cosiddetto "ramo di softening", a cui viene assegnata una prefissata percentuale di resistenza residua del materiale.

È quindi, fondamentale, analizzare i risultati presenti in letteratura relativamente alla curva costitutiva $V-\delta$. Tali curve hanno dato, sia nel caso di rottura per presso-flessione che per taglio risposte di tipo fortemente non lineare. In generale queste curve sono caratterizzate da:

- un breve tratto iniziale in cui il pannello mostra un comportamento elastico lineare, descrivibile con una retta tangente alla curva in prossimità dell'origine, di pendenza $k_l = tg \alpha_l$, che rappresenta la rigidezza elastica iniziale: tale comportamento si manifesta fintanto che tutte le sezioni del pannello sono interamente reagenti;
- al crescere del taglio il comportamento si discosta da quello lineare, mostrando un secondo tratto in cui il comportamento è elastico non lineare fino al raggiungimento del valore di resistenza V_r : in tale tratto il taglio cresce in maniera non più proporzionale agli spostamenti e la rigidezza del pannello, rappresentata dalla tangente alla curva in ogni punto, decresce da k_l fino a 0: tale comportamento è dovuto alla progressiva parzializzazione delle sezioni che si fessurano nelle zone dove viene superata la bassissima resistenza a trazione della muratura;
- infine, l'ultimo tratto della curva descrive il comportamento in campo plastico della muratura, dal punto in cui si raggiunge il picco di resistenza a taglio al punto in cui il

pannello esaurisce ogni capacità portante; tale tratto è rappresentativo della duttilità del pannello, generalmente quantificata tramite il rapporto tra lo spostamento ultimo δ_u , al quale si raggiunge il collasso, e lo spostamento nel quale si raggiunge il taglio massimo δ_r . In tale campo il pannello continua a mantenere una certa capacità portante, permettendo alla struttura di ridistribuire ulteriori azioni sismiche ai pannelli non ancora plasticizzati e di dissipare energia sismica in energia deformativa.

Il comportamento nell'ultimo tratto del diagramma costitutivo dipende principalmente dal tipo di rottura che si verifica nel pannello, dalla tipologia della muratura nonché dall'entità dello sforzo normale agente. Come si è verificato in occasione di numerose indagini sperimentali, in caso di rottura a presso-flessione il diagramma costitutivo del pannello mostra un andamento quasi asintotico fino al raggiungimento della crisi, presentando una discreta duttilità oltre il campo elastico. Nel caso di rottura a taglio invece, il pannello manifesta un decadimento della resistenza (ramo di "softening") dopo aver superato il valore di resistenza di picco e che corrisponde approssimativamente alla formazione delle fessure diagonali visibili. Il ramo decrescente, che in alcuni casi (soprattutto per i pannelli di fascia), può raggiungere decrementi di resistenza superiori al 50%, è associato al progressivo sviluppo del sistema di fessure diagonali incrociate, che porta ad una progressiva disarticolazione del pannello. Anche in questo caso si considera il comportamento duttile del pannello tenendo conto della riduzione di resistenza; il campo plastico però si riduce rispetto al caso di rottura a pressoflessione non potendo considerare eccessive riduzioni di resistenza.

Le curve caratteristiche ottenute sperimentalmente, per poter essere utilizzate nei modelli di calcolo, vengono semplificate con schematizzazioni poligonali rappresentative del comportamento sia nella fase elastica che in quella plastica. Nel campo elastico tali schematizzazioni descrivono la riduzione della rigidezza in funzione della parzializzazione delle sezioni, mentre in campo plastico considerano la riduzione della resistenza che si manifesta con eventuali rami di softening. Inoltre, le schematizzazioni devono opportunamente individuare lo spostamento ultimo rappresentativo della crisi del pannello, definendo quindi il valore della duttilità. Storicamente con l'introduzione del metodo tale curva caratteristica veniva schematizzata con una bilineare rappresentativa di un comportamento meccanico elastico-perfettamente plastico.

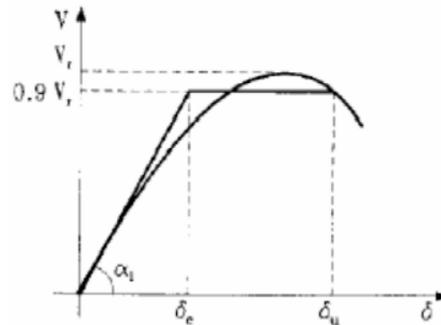


Figura 5.25: Diagramma costitutivo della muratura

Come è possibile osservare in *Figura 5.25* essa è caratterizzata da:

- un primo tratto elastico lineare con pendenza costante pari alla rigidezza all'origine $K_0 = \operatorname{tg}(\alpha_1)$ ed esteso fino al punto (V_u, δ_e) con $V_u = 0.9V_r$ e nella quale V_r è il valore di resistenza di picco riscontrato in prove cicliche o il valore di inizio della fessurazione in prove monotone; considerando un valore ridotto di V_u si assume il collasso del pannello possa essere associato alla condizione in cui il valore del taglio resistente, letto sull'involuppo sperimentale dei cicli, degrada oltre un certo limite, espresso come percentuale del taglio massimo;
- un secondo tratto orizzontale (comportamento perfettamente plastico) esteso fino al punto (V_u, δ_u) con $\delta_u = \mu \delta_e$ e nella quale μ è detto fattore di duttilità. Per la determinazione di tale valore, Turnsek e Cacovic nel 1970 hanno ricavato sperimentalmente valori di $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_e} = 1.50 \div 2.00$ in funzione della tipologia delle murature. In realtà tale valore è funzione anche dello sforzo normale agente, presentando valori maggiori quanto minore è il valore dello sforzo normale applicato. Inoltre, esso può assumere valori maggiori compresi tra 2 e 5, per rottura a pressoflessione, mentre può variare tra 1.50 e 2.00 per rottura a taglio con fessurazioni diagonali.

A seguito degli studi degli ultimi anni (Magenes e Calvi – 1997), la normativa attuale valuta lo spostamento ultimo non più in termini di spostamento imponendo un fattore di duttilità, ma indicando una deformazione angolare ultima o meglio il valore del “drift” ultimo: il drift si definisce come il rapporto tra lo spostamento relativo tra le basi e l'altezza del pannello (δ_u/h) ; tale valore coincide con la deformazione angolare ultima θ_u nel caso in cui la deformazione

del pannello avvenga con le basi che si mantengono parallele tra loro come nella figura che segue:

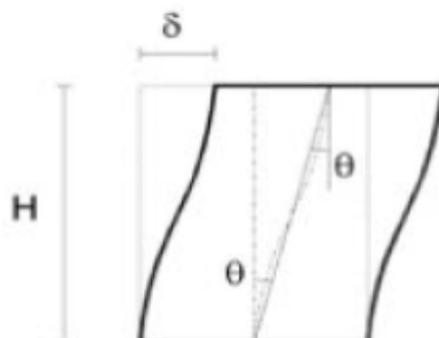


Figura 5.26: Deformazione a taglio di un pannello murario con parallelismo delle basi

L'introduzione di un limite di deformazione angolare θ_u in sostituzione di un limite espresso in termini di duttilità trae le sue origini dalle sperimentazioni, già citate, di Magenes e Calvi durante le quali si è notato che pannelli murari con diversi rapporti di forma portati a rottura per taglio, tendono a presentare una dispersione molto contenuta della deformazione angolare ultima, ed una dispersione molto maggiore della duttilità ultima in termini di spostamento. Imponendo il valore del drift ultimo ci si svincola dal tipo di modellazione che si adotta per descrivere il comportamento prima della rottura.

La curva caratteristica può essere schematizzata con modelli sempre meno approssimati, ad esempio tramite una poligonale costituita da tre segmenti come quella in *Figura 5-27*:

- un primo tratto lineare di rigidezza iniziale k_l , esteso dall'origine fino al punto di coordinate $(V_r/2; \delta_l)$;
- un secondo tratto lineare di rigidezza $k_e = k_l/2$ (valore medio ricavato sperimentalmente), esteso sino al punto di coordinate $(V_r; \delta_e)$ ove è possibile assumere $\delta_e = (1.20 \div 2.00)\delta_l$;
- un terzo tratto perfettamente plastico (orizzontale) sino al punto $(V_r; \delta_u)$.

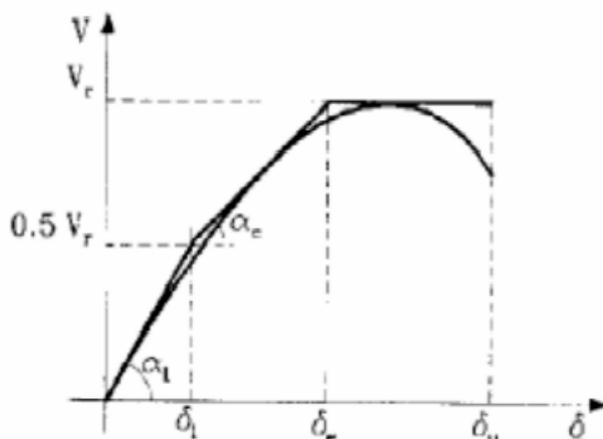


Figura 5.27: Curva caratteristica a tre segmenti

La normativa attuale permette di considerare per pannelli di maschio curve caratteristiche bilineari in cui:

- la rigidezza in campo elastico è quella calcolata nell'ipotesi di deformazione flessionale e a taglio, considerando però le rigidezze fessurate, cioè quelle in corrispondenza delle sezioni parzializzate; in mancanza di determinazioni più accurate le rigidezze fessurate possono essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate (50%);
- il valore del taglio ultimo, che determina la fine del ramo elastico e l'inizio di quello plastico, è valutato come il minore ottenuto con le formule viste in precedenza considerando la rottura a taglio o a pressoflessione;
- il valore dello spostamento ultimo in corrispondenza del quale si ha la crisi del pannello è valutato in termini di drift ultimo, considerando diverso in funzione del tipo di rottura che raggiunge il pannello;
- per i pannelli che si rompono a pressoflessione si pone un valore di drift ultimo pari a $(\delta_u/l) = 0.008$ (0.006 nel caso di edifici esistenti);
- per i pannelli che si rompono a taglio il drift ultimo viene assunto pari a $(\delta_u/l) = 0.004$.

5.7 LE FASCE MURARIE

Il pannello fascia è quell'elemento della parete muraria compreso tra due pannelli di nodo, considerati in genere infinitamente rigidi, e che è sotteso e/o sottende un vano della parete muraria.

In realtà il comportamento delle fasce murarie non è stato studiato teoricamente e sperimentalmente, con la stessa attenzione che è stata dedicata ai pannelli di maschio. Ciò può essere in parte dovuto al fatto che i montanti murari costituiscono l'effettivo sistema "principale" di resistenza al sisma e ai carichi verticali. Tuttavia, la funzione strutturale delle fasce è tutt'altro che secondaria in quanto queste forniscono l'accoppiamento fra i maschi murari e possono influenzare considerevolmente la risposta di una parete multipiano. Tale influenza è tanto maggiore quanto elevato è il numero di piani di un edificio.

Lo stato di sollecitazione generato in un pannello fascia dall'azione sismica è analogo a quello riportato nella figura seguente:

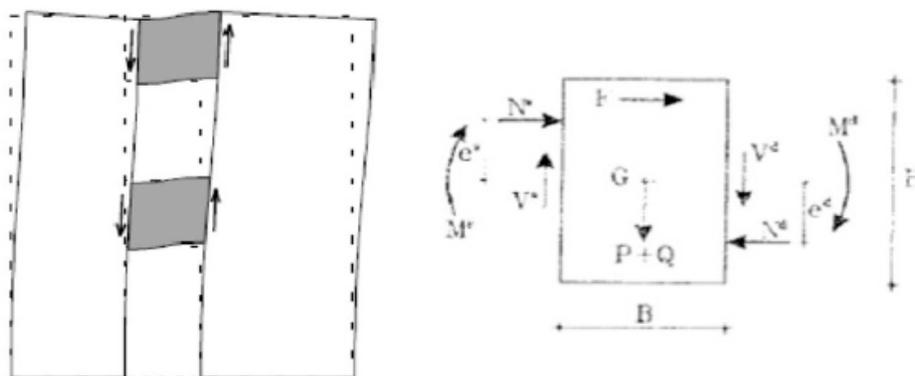


Figura 5.28: Risposta delle fasce murarie ad azioni di tipo sismico e stato sollecitante in una fascia muraria

Come già precedentemente accennato, nel caso in cui la tessitura muraria sia di tipo regolare (ad es. murature di mattoni o a conci squadrate e regolari), il comportamento meccanico dei pannelli fascia risulta essere completamente differente rispetto a quello dei pannelli maschio sulla base delle seguenti considerazioni:

- l'orientamento dei letti di malta principali, orizzontali, è parallelo all'asse dell'elemento, che è appunto orizzontale;
- l'azione assiale (risultante di compressione parallela all'asse orizzontale) si manifesta su giaciture completamente diverse rispetto a quelle di maschio ed è dovuta solo alle azioni sismiche orizzontali;
- la resistenza a taglio è principalmente funzione della compressione normale ai letti di malta e, in misura minore, della compressione in direzione parallela ai letti stessi; quindi se, come spesso accade, la compressione normale ai letti di una fascia al di sotto delle

aperture risulta essere trascurabile, la resistenza a taglio di una fascia può essere molto bassa ed è principalmente funzione della coesione offerta dal legante;

- affinché la resistenza flessionale del pannello di fascia possa essere considerata affidabile occorre che siano presenti elementi dotati di una certa resistenza a trazione, quali cordoli o architravi, e che questi siano efficacemente ammorsati ai pannelli laterali;
- l'accoppiamento flessionale tra gli elementi collegati tramite il pannello fascia è inoltre garantito da elementi resistenti a trazione che fungono da catene, impedendo una dilatazione globale della parete in senso orizzontale e permettendo l'istaurarsi di un puntone funzionante a compressione nel pannello di fascia stesso.

Se una muratura è invece di tipo irregolare e mal organizzata (muratura in pietrame riscontrabile in edifici esistenti), il materiale tende ad avere un comportamento pressoché isotropo, e quindi in linea di principio il pannello fascia potrebbe essere trattato come un maschio ruotato di 90°.

5.8 CRITERI DI RESISTENZA PER FASCE MURARIE

Per i pannelli fascia si possono riscontrare le stesse modalità di crisi che caratterizzano i pannelli maschio: rottura a pressoflessione, rottura a taglio-trazione e rottura a taglio-scorrimento.

Mentre la valutazione della resistenza a taglio non differisce molto da quella effettuata per i pannelli maschio, notevoli differenze sussistono nella determinazione della resistenza relativa alla condizione di crisi a pressoflessione.

Di seguito se ne riassumono le principali motivazioni:

- la giacitura dello sforzo normale di compressione è orizzontale; di conseguenza vengono interpellate resistenze a compressione e taglio diverse da quelle dei maschi murari, soprattutto per gli elementi lapidei artificiali, che presentano diversa resistenza a compressione in funzione della direzione in cui è diretta la sollecitazione;
- i valori degli sforzi normali (orizzontali) sono molto bassi, per cui, per effetto dell'accoppiamento con i maschi murari, che determina l'insorgere di momenti flettenti, la loro eccentricità è elevata, determinando un'eccessiva parzializzazione delle sezioni e una bassissima resistenza a presso-flessione se non si considera l'interazione con elementi resistenti a trazione, quali armature, piattabande o cordoli in c.a.;

- non trova riscontro il comportamento emisimmetrico che caratterizza i maschi murari se vincolati da fasce di piano flessionalmente rigide. Se per i pannelli maschio era possibile la verifica in una delle due sezioni di base, dato che si poteva ipotizzare che l'eccentricità inferiore era maggiore o tutt'al più uguale a quella superiore (si era posta l'ipotesi di $e_{inf} \geq e_{sup}$ che permetteva la verifica su di una sola base, quella inferiore), nei pannelli fascia bisognerebbe considerare le possibili combinazioni dei segni che le eccentricità possono assumere sulla sezione di sinistra e su quella di destra ed effettuare le verifiche a pressoflessione in entrambe le sezioni di estremità.

Per la modellazione di pannelli fascia, inoltre, si riscontra il problema di valutare correttamente nella risposta l'interazione degli elementi in muratura delle fasce con eventuali cordoli in c.a. o con armature o catene. Per la valutazione di tali interazioni occorrerebbero ulteriori sperimentazioni. Ad esempio, per quel che riguarda i meccanismi di rottura delle fasce, in alcune analisi di pareti murarie (Progetto Catania, Magenes 2001) si è ipotizzato che le fasce potessero rompersi solo per taglio. Questa ipotesi sembra ragionevole nel caso in cui vi sia la presenza di cordoli in c.a. in prossimità delle fasce, in quanto una eventuale fessurazione per flessione delle fasce è contrastata dalla rigidità assiale dei cordoli.

La normativa vigente, pur facendo cenno dei pannelli fascia, propone per essi verifiche molto semplificate. Per la determinazione della resistenza degli elementi fascia muraria non armata in edifici di nuova progettazione si fa riferimento quanto prescritto dall'attuale normativa (OPCM 3431 e N.T.C. 2018): essa prescrive che la verifica delle travi di accoppiamento, in presenza di azione assiale orizzontale nota, sia effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. È da notare che nei modelli di calcolo tridimensionali se si pone l'ipotesi di impalcato rigido, la forza assiale agente nelle fasce non è nota perché i vari nodi saranno costretti a muoversi rigidamente nel piano senza interpellare le rigidità assiali delle fasce e quindi senza conoscere il reale sforzo assiale agente in ognuna di esse. Qualora, invece, l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo, ma siano presenti in corrispondenza delle travi in muratura elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene o cordoli in c.a.), la normativa propone di valutare le resistenze a pressoflessione ed a taglio in base alle relazioni seguenti:

- per la *resistenza a pressoflessione*:

$$M_u = \frac{H_p \cdot h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{k \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right)$$

in cui:

- h: altezza della sezione della fascia;
- t: spessore della sezione della fascia;
- k: è il coefficiente che permette di considerare u diagramma di tensioni rettangolari e si pone pari a 0,85;
- H_p : è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0.4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$, essendo f_{hd} la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale nel piano della parete; in caso di analisi statica non lineare, la normativa indica che f_{hd} può essere assunto pari al valore medio $f_{hm} = f_{hk}/0.70$.

Tale valore di M_u è stato calcolato ipotizzando un modello resistente nel quale la capacità di accoppiamento della fascia è correlata alla formazione di un unico puntone diagonale nel verso delle forze orizzontali agenti: tale schema resistente è quindi funzione della resistenza a compressione nel puntone diagonale nella muratura, e della resistenza a trazione di un elemento orizzontale (cordolo, piattabanda, armatura) che deve essere necessariamente presente per assorbire uno sforzo assiale di trazione pari alla componente orizzontale dello sforzo di compressione agente nel puntone inclinato. Imponendo l'equilibrio alla rotazione del pannello fascia, trascurando la presenza dello sforzo assiale e dei carichi verticali agenti nel pannello fascia (peso proprio e scarico del solaio) si ricava che il taglio massimo a pressoflessione alle due estremità è pari a:

$$V_p = \frac{2M_u}{l} = H_p \frac{h}{l} \left(1 - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right)$$

- per la *resistenza a taglio* la normativa pone:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}$$

in cui f_{vd0} è la resistenza a taglio puro di calcolo.

La normativa quindi pone come valore di resistenza a taglio quello ricavato nell'ipotesi di rottura a taglio per scorrimento, legata al solo valore della coesione (f_{vd0}), non considerando l'eventuale presenza di carichi verticali sui letti di malta orizzontali dovuti allo scarico del solaio e al peso proprio della fascia. Tale condizione risulta essere cautelativa dato che, nella realtà, il peso proprio e l'eventuale scarico del solaio comportano, in corrispondenza delle fasce, l'instaurarsi di uno schema ad arco e la nascita di uno sforzo di compressione che si oppone in parte allo scorrimento lungo i giunti orizzontali. Inoltre, le fasce di piano degli edifici storici presentano spesso disposizione dei conci, allineati lungo i giunti verticali e sfalsati orizzontalmente, a formare apparecchiature murarie che realizzano piattabande ad arco ribassato. Questo tipo di tessitura rappresenta sicuramente un ulteriore elemento che ostacola l'instaurarsi di meccanismi di scorrimento lungo i piani orizzontali, consentendo all'elemento fascia di piano di sopportare sicuramente una forza di taglio maggiore.

La normativa (OPCM 3431 e N.T.C. 2018) sembrerebbe non prendere in considerazione a formulazione della resistenza relativa alla formazione di fessurazioni diagonali (formula di Turnsek-Cacovic). Dalle prime prove sperimentali sulle fasce murarie effettuate nel programma di ricerca indicato in precedenza si è ricavato che tale formulazione descrive abbastanza bene i risultati sperimentali. Quindi si avrebbe l'ulteriore valore di resistenza a taglio che come per i pannelli maschio sarebbe pari a:

$$V_t = t \cdot h \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 - \frac{\sigma_n}{f_{td}}} = t \cdot h \cdot f_{vd0} \sqrt{1 - \frac{\sigma_n}{b \cdot f_{vd0}}}$$

D'altro canto, ricordiamo che i valori della resistenza proposti dalla normativa sono riferiti alla condizione in cui non sia noto dal modello lo sforzo normale agente nelle fasce: in tale condizione la tensione media $\sigma_n = N/h \cdot t$ sarebbe nulla e la formula di Turnsek-Cacovic si ridurrebbe a quella data dalla normativa per la resistenza a taglio.

Occorrerebbe valutare come si è fatto per i maschi, quale tipo di resistenza si attiva in funzione della snellezza h/l (altezza/lunghezza) delle fasce di piano. Dalla prime sperimentazioni si sono osservate rotture per scorrimento orizzontale per fasce snelle o medio snelle, o per trazione diagonale nelle fasce tozze (Calderoni, Cordesco, Lenza - 2007), evidenziando che il meccanismo resistente a puntone, e quindi di rottura a

pressoflessione, difficilmente si riesce ad attivare, instaurando prima i meccanismi di resistenza a taglio.

5.9 DEFORMABILITÀ DELLE FASCE MURARIE

Come per i pannelli maschi, anche per i pannelli fascia vi è la necessità di definire delle curve caratteristiche che descrivano il loro comportamento sia in campo elastico che in campo plastico.

Dalle prime prove sperimentali sulle fasce di piano effettuate (Calderoni e altri - 2007) si sono ottenuti i seguenti risultati:

- dalle prove monotone si evince in tutti i casi sperimentati, ognuno con una diversa snellezza h/l , un comportamento del pannello sostanzialmente lineare nella fase di carico, fino al raggiungimento della massima resistenza; all'aumentare della rotazione si ha poi un ramo decrescente piuttosto ampio, che mostra una caduta di resistenza significativa, anche del 50%, ma non brusca, unitamente ad una capacità di mantenere una certa resistenza residua anche per rotazioni abbastanza elevate;
- le prove cicliche hanno evidenziato un degrado abbastanza graduale, ma significativo sia della resistenza che soprattutto della rigidità; in ogni caso, comunque, esse sono ben involupate dalle corrispondenti curve monotone;
- in definitiva tutti i provini hanno evidenziato un comportamento degradante ma con una inaspettata e non trascurabile capacità di deformazione in campo plastico.

Sono riportati nella figura seguente i diagrammi $M-\varphi$ ottenuti dalla sperimentazione su diversi provini con diverso rapporto di forma H/l (in cui H è l'altezza della fascia ed l la lunghezza nella direzione dell'asse del pannello): snelli $H/l=0,50$, intermedi $H/l=0,71$, tozzi $H/l=1,07$. Le curve colorate sono state ottenute da prove cicliche imponendo valori sempre maggiori di deformazione ultima, mentre la curva nera è stata ottenuta con una prova monotona.

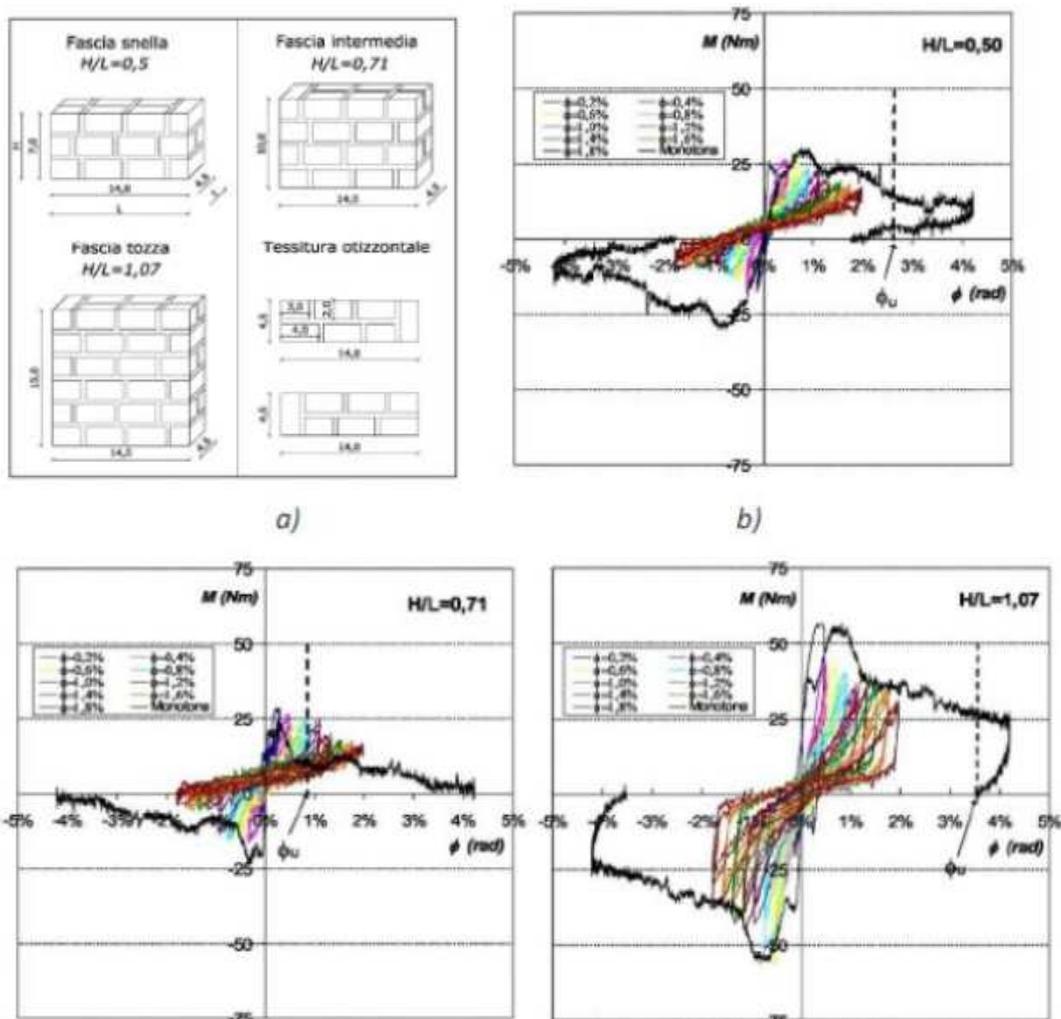


Figura 5.29: Diagrammi $M-\phi$

Si trova quindi conferma di quanto detto, riscontrando inoltre che per i pannelli snelli la rottura a pressoflessione è caratterizzata come per i maschi murari da cicli di isteresi a bassa dissipazione mentre nel caso di pannelli tozzi la rottura a taglio, caratterizzata da cicli di isteresi ad alta dissipazione.

Tali prove confermano le analisi numeriche svolte da Magenes (2000) che hanno simulato con un modello agli elementi finiti la risposta delle fasce, evidenziando un comportamento sostanzialmente elastico lineare sino al raggiungimento della resistenza di picco, seguita da un significativo degrado di resistenza, pur in presenza di una resistenza residua alle grandi deformazioni. Per poter simulare tali degradi di resistenza in un procedimento di analisi

numerica agli elementi finiti si procede definendo un coefficiente di danneggiamento α . Nel modello agli elementi finiti proposto da Lagomarsino-Brencich (1997) (Figura 5-30) tale coefficiente tiene conto del degrado che si ha nei giunti di malta con criteri energetici.

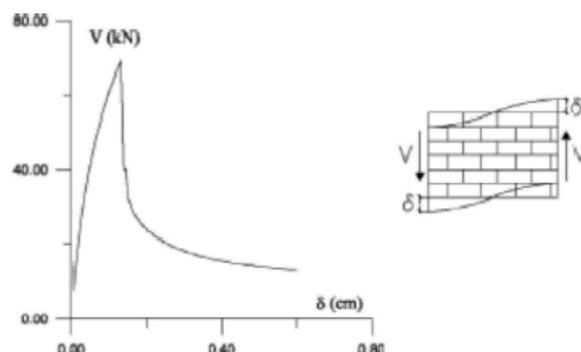
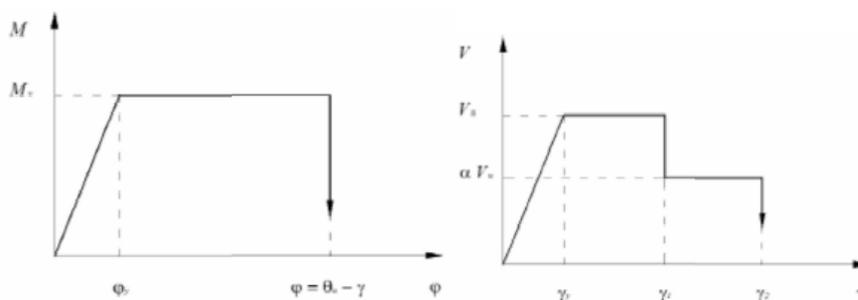


Figura 5.30: Comportamento fragile di una fascia muraria soggetta ad una prova di taglio simulata agli elementi finiti

In base queste considerazioni gli attuali modelli di calcolo a telaio equivalente, che tengono conto del comportamento meccanico e deformativo delle fasce, schematizzano la curva caratteristica delle fasce con un ramo elastico lineare fino al raggiungimento della resistenza a taglio V_u , raggiunta la quale si ha un campo perfettamente plastico a taglio costante, a cui segue, una volta superato un valore limite di deformazione a taglio angolare γ_1 , un degrado della resistenza ad un valore αV_u , in cui α è detto coefficiente di danneggiamento; a tale degrado segue l'annullamento del taglio resistente, per deformazioni angolari superiori al limite γ_2 . I valori α , γ_1 , γ_2 possono essere assegnati opportunamente consentendo di modellare comportamenti tipo elasto-fragile, ottenibili ad esempio facendo coincidere γ_1 con il limite elastico, oppure di tipo elasto-perfettamente plastico (simile quindi al comportamento degli elementi maschio), ponendo $\alpha=1$. La scelta di tali valori va effettuata in modo da ottenere una migliore modellazione del comportamento previsto per le travi in muratura.



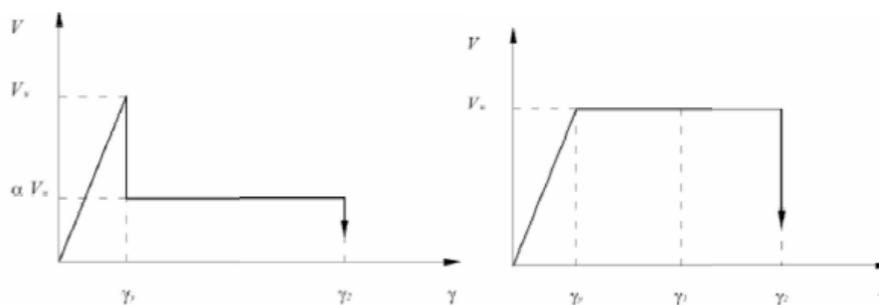


Figura 5.31: Diagrammi costitutivi per le diverse ipotesi di comportamento

5.10 METODOLOGIE DI ANALISI

Le attuali procedure di progettazione sismica prevedono due fondamentali tipi di analisi, che si distinguono, a seconda dell'approccio utilizzato, in analisi lineare e analisi non lineare. Le procedure di analisi lineare, che si dividono a loro volta in statiche o dinamiche, sono fondamentalmente basate sull'impiego di spettri di risposta per valutare le massime forze a cui il sistema strutturale è soggetto. Queste tipologie di analisi sono più semplici e agevoli da adottare, sia in fase di implementazione di un modello numerico che in fase di verifica, poiché forze e spostamenti vengono valutati in regime elastico-lineare ed eventualmente corretti mediante coefficienti che tengono conto in modo approssimato degli effetti di non linearità presenti. Lo schema strutturale viene infatti ricondotto ad un oscillatore semplice ad un solo grado di libertà, il cui moto è determinato da un'unica grandezza fisica, il periodo proprio. Nell'approccio non lineare invece è possibile considerare in maniera diretta il comportamento appunto non lineare degli elementi strutturali, dipendente sia dalla non linearità dei materiali costituenti, sia dalla non linearità geometrica. Questo tipo di analisi risulta più accurata, ma presenta una più elevata complessità concettuale ed operativa, dovuta alla caratterizzazione e modellazione più "realistica" della struttura e delle azioni sismiche a cui è soggetta che comportano un maggiore onere computazionale.

La N.T.C. 2018 prevede e suddivide le due metodologie appena descritte, in ulteriori due categorie per ognuna di queste, a seconda che l'equilibrio venga tratto staticamente o dinamicamente. La normativa italiana quindi definisce quattro tipologie di analisi:

- **Analisi Statica Lineare:** consiste in un approccio di analisi semplificata, basata sull'ipotesi che la risposta della struttura sia dominata dal primo modo di vibrare;

- **Analisi Dinamica Lineare:** è la metodologia convenzionalmente adottata dai vari codici normativi come metodo “normale” e considera la risposta strutturale come combinazione dei modi di vibrare significativi, e prevede l'utilizzo dello spettro di progetto elastico con fattore di comportamento unitario per i sistemi non dissipativi, mentre prescrive l'utilizzo dello spettro elastico ridotto con fattore di comportamento opportunamente valutato ($q = q_0 \cdot k_r$) per i sistemi dissipativi;
- **Analisi Statica non Lineare:** consente di valutare la massima deformazione in campo anelastico, mediante l'applicazione di un sistema di forze monotonamente crescenti alla struttura e incrementate sino alla condizione di collasso, indicata anche come analisi push-over;
- **Analisi Dinamica non Lineare:** questo tipo di analisi fornisce la risposta temporale (ad ogni istante) della struttura soggetta ad una storia di accelerazioni data in input (time-history).

Si evidenzia che la scelta di un metodo, piuttosto che di un altro, è vincolata da alcuni requisiti strutturali indicati dalla norma come regolarità in pianta e regolarità in elevazione. È evidente che più sussistono i requisiti di semplicità e regolarità, sia in pianta che in elevazione, tanto più sono consentite modellazioni semplificate e ovviamente più agevoli dal punto di vista computazionale. Si osserva comunque che le norme prescrivono il livello prestazionale a seconda della tipologia di opera, ma è discrezione del progettista l'utilizzo di metodi di analisi più sofisticati (non lineari), atti ad assicurare il livello prestazionale indicato.

6 IL CASO STUDIO: PADIGLIONE "BELLOM PESCAROLO" A.O.U. MOLINETTE

6.1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'edificio si inserisce nel complesso ospedaliero delle Molinette a Torino e prende il nome di padiglione "Bellom Pescarolo". La costruzione risale agli anni '30 del secolo scorso ed è realizzata con un piano seminterrato, due piani fuori terra, ed un sottotetto per una estensione di circa 1750 m² per piano. L'edificio, si esalta nell'intero complesso ospedaliero vista la sua particolare forma a croce come si evidenzia nell'immagine che segue.

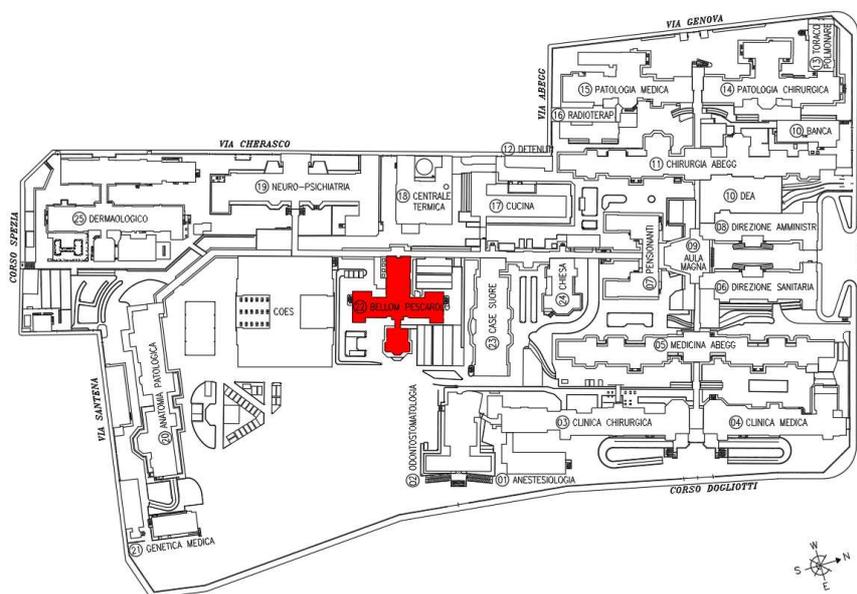


Figura 6.1: Inquadramento del padiglione oggetto di intervento

L'area dell'edificio oggetto di intervento è pari a circa 500 m², ed è localizzata nel secondo livello fuori terra. Le strutture portanti verticali sono in muratura, i solai di piano sono in latero-cemento mentre la copertura è sostenuta da un'orditura in legno. Le altezze di interpiano nette tra estradosso finito ed intradosso sono di circa 470 cm per i due piani fuori terra e di circa 350 cm per il piano interrato. L'altezza massima nel piano sottotetto, in corrispondenza della trave di colmo, è di circa 375 cm. Lo spessore dei solai in latero-cemento è di 25 cm di cui 20 cm di pignatta e 5 cm di soletta superiore.

Per la redazione del presente lavoro di tesi, e viste le informazioni reperite dal personale tecnico del complesso ospedaliero, le fondazioni sono state ipotizzate a travi rovesce, con

spessore di circa 50 cm e larghezza di circa 100 cm, appoggiate direttamente al terreno. La quota utile tra l'intradosso del piano interrato e l'estradosso del piano delle fondazioni è di circa 150 cm vista la presenza di una serie di cunicoli utilizzato per il passaggio dei vari impianti a servizio dell'intero padiglione.

6.2. IDENTIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI E PRESCRIZIONI NORMATIVE

Il fine ultimo, dei lavori di cui al titolo del presente lavoro di tesi, è la ristrutturazione dell'ala posteriore dell'edificio in cui sarà ospitata l'area di terapia intensiva del reparto di Neurologia del complesso ospedaliero. L'intervento di ristrutturazione si propone di rispondere alle esigenze espresse dalla Stazione Appaltante e dai futuri utilizzatori dell'area come di seguito specificato:

- destinazione degli ultimi 11 metri del corpo strutturale a sala terapia intensiva e sub-intensiva con 8 posti letto totali;
- n°2 aree separate di trattamento con un posto letto per infettivi;
- realizzazione di un ufficio a servizio del primario e un ufficio a servizio del caposala;
- realizzazione di un'area dedicata alla medicheria;
- realizzazione di un'area deposito dei materiali puliti e di un'area deposito per i materiali sporchi;
- realizzazione di aree di servizio e relax per il personale del reparto;
- realizzazione di un'area adibita a spogliatoio per il personale.

A fronte delle esigenze poc'anzi descritte, gli interventi per i quali si richiede un'analisi strutturale sono i seguenti:

- riorganizzazione della struttura muraria di tre pareti portanti, mediante una nuova distribuzione delle aperture;
- inserimento di un reticolato di travi atti a rinforzare il solaio di sottotetto e a sostenere nuovi macchinari sospesi;
- rifacimento di porzione di copertura con travi di orditura primaria e secondaria in acciaio;
- ampliamento porzione di pianerottolo tramite collegamento di travi metalliche al pianerottolo esistente e tiranti in acciaio.

In questo lavoro di tesi, come già ampiamente definito nell'introduzione dello stesso, ci soffermeremo esclusivamente al primo intervento su descritto ovvero allo studio della riorganizzazione della struttura muraria esistente.

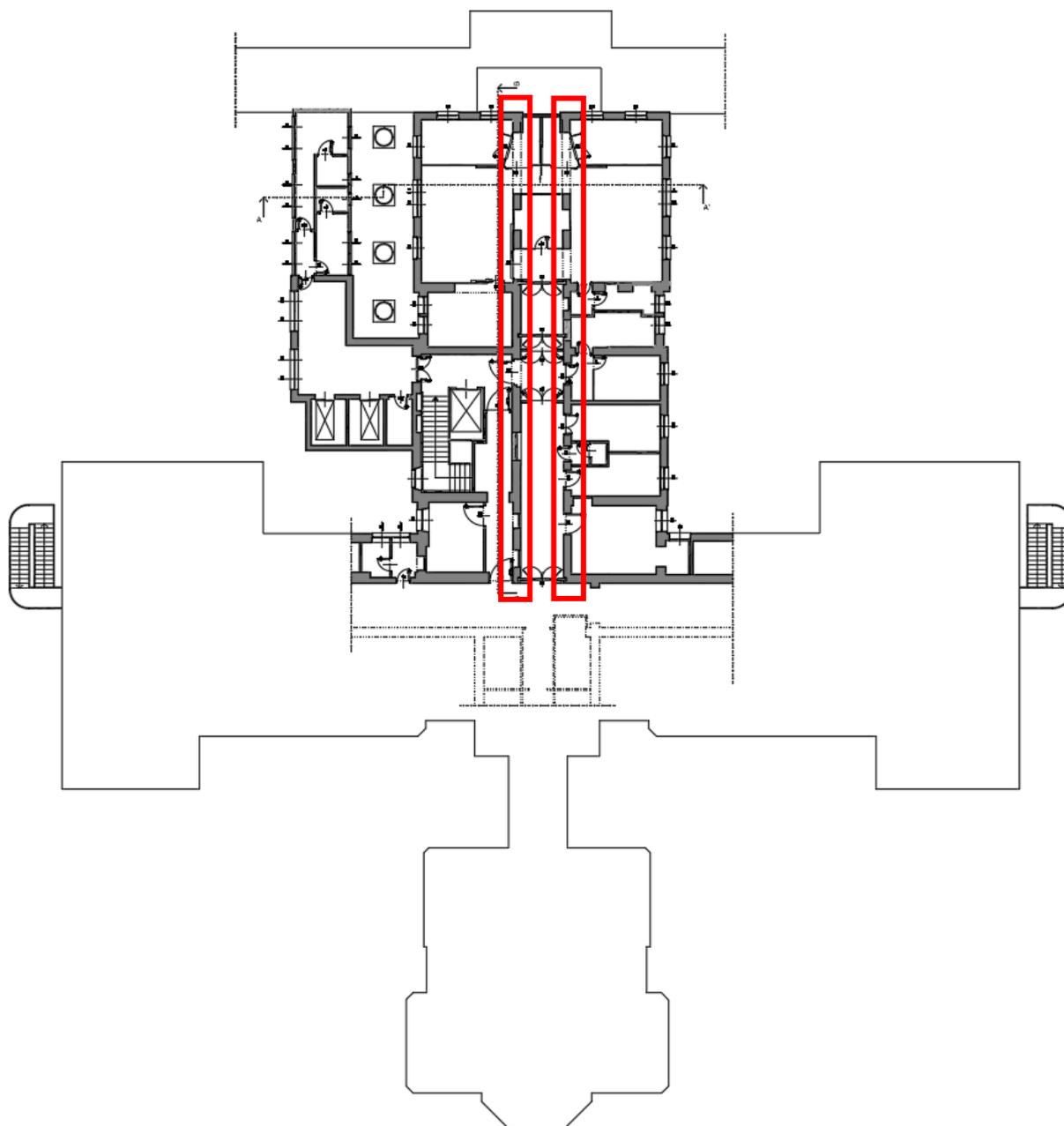


Figura 6.2: Planimetria piano primo con identificazione dei maschi oggetto di intervento

Da come si evince, l'intervento riguarda l'apertura di maschi murari all'interno delle due murature portanti centrali. Le lavorazioni in progetto risultano, però, simmetriche rispetto all'asse longitudinale dello stabile per cui verrà studiato cosa succede solo in uno dei due maschi murari.

Nelle immagini che seguono, invece, viene mostrato lo schema delle aperture confrontando lo stato ante-operam con lo stato post-operam.

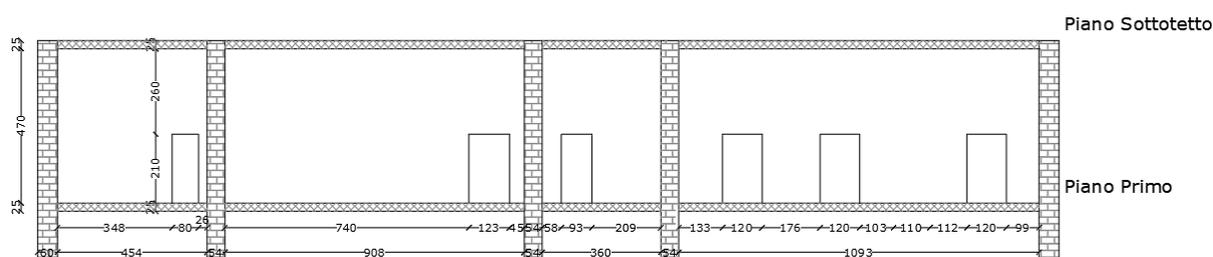


Figura 6.3: Schema aperture ante-operam

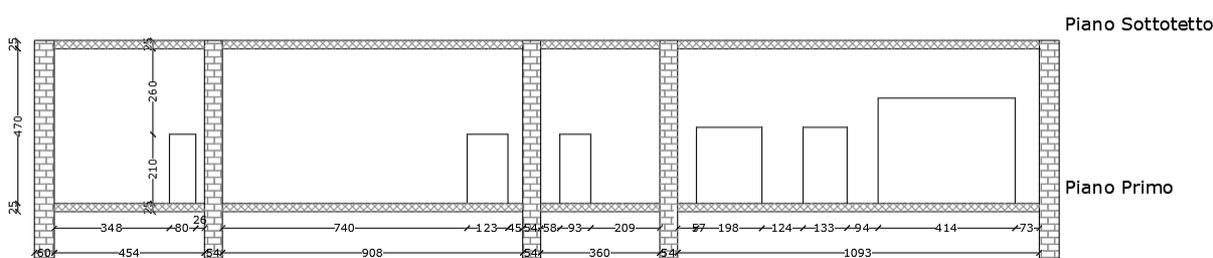


Figura 6.4: Schema aperture post-operam

6.2.1. Inquadramento normativo dell'intervento oggetto di studio

Uno degli interventi più frequenti sulle strutture esistenti in muratura portante riguarda l'apertura di un vano in un setto murario. Le strutture in muratura limitano fortemente la libertà architettonica nella disposizione delle aperture. Le pareti di un edificio in muratura hanno funzione portante, pertanto l'intervento di apertura di un vano va valutato e verificato con la massima cautela per evitare dissesti della struttura e non peggiorare il comportamento dinamico del fabbricato in presenza dell'azione sismica.

La Normativa Tecnica italiana fa rientrare l'intervento di apertura di un vano in una parete nella categoria degli **interventi locali**, così come specificato nella Circolare Esplicativa n° 7 del 21/01/2019 delle N.T.C. 2018, al §C8.4.1, di cui si riporta un estratto:

"INTERVENTO DI RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata.

[...] la modifica di una parte limitata della struttura (ad es. l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi) può rientrare in questa categoria, a condizione che si dimostri che l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.

[...] per questa categoria di intervento non è richiesta la valutazione della sicurezza globale dell'opera ma, nel caso di rafforzamento locale finalizzato al miglioramento del funzionamento di elementi strutturali o alla limitazione di meccanismi di collasso, è richiesta la valutazione della variazione del livello locale di sicurezza."

Come specificato dalla Circolare, l'intervento di apertura di un vano potrà essere eseguito a patto che non si verifichino variazioni significative di rigidità, resistenza e capacità di deformazione della parete in cui si vada ad eseguire l'apertura.

La domanda posta, alla base di tutto questo lavoro di tesi, è: *cosa vuol dire modificare significativamente la rigidità?* Né la Circolare di cui sopra, né le N.T.C. 2018, non quantificano numericamente il range ammissibile di variazione che possono subire i parametri di resistenza, rigidità e deformabilità della parete. A tal proposito si può fare riferimento ad un documento tecnico di comprovata validità ovvero la Delibera della Giunta Regionale n° 606 del 21/06/2010 emanata dal Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico della Regione Toscana di cui di seguito si riporta un estratto del § 1.2:

"[...] ai fini del dimensionamento degli elementi e della parete nel suo stato di progetto, deve essere dimostrato che la rigidità dell'elemento variato (parete) non cambi significativamente rispetto allo stato preesistente (orientativamente di $\pm 15\%$)."

Si può assumere, quindi, come limite di variazione significativa di resistenza e rigidità un valore pari al 15% in aumento o diminuzione.

C'è da specificare che, la nuova Circolare Esplicativa n°7 del 21/01/2019 introduce un'importantissima novità rispetto alla precedente Circolare Esplicativa delle N.T.C: 2008. In pratica, con questo aggiornamento normativo, è ammessa una diminuzione di resistenza e di capacità deformativa, purché rientri nel limite percentuale stabilito di variazione non significativa. La precedente normativa, invece, non consentiva una diminuzione della resistenza e della capacità di deformazione passando dallo stato ante-operam a quello post-operam, ma ammetteva solo un incremento di tali parametri. Una notevole differenza che senz'altro facilita il superamento delle verifiche in caso di apertura di un vano in una parete portante.

6.2.2. Valutazione della fattibilità dell'intervento di apertura di un vano in una muratura portante

L'apertura di un nuovo vano in una muratura portante deve rispettare i seguenti limiti geometrici dagli spigoli del fabbricato e dalle murate ortogonali:

- distanza dell'apertura dal muro ortogonale maggiore o uguale a 50 cm. Tale limite non si applica se il muro oggetto dell'apertura prosegue oltre il muro ortogonale;
- distanza di porte o finestre nelle pareti perimetrali esterne maggiore o uguale a 1 m dall'angolo, compreso lo spessore del muro trasversale.

Tali limiti vengono riportati, schematicamente, nell'immagine che segue:

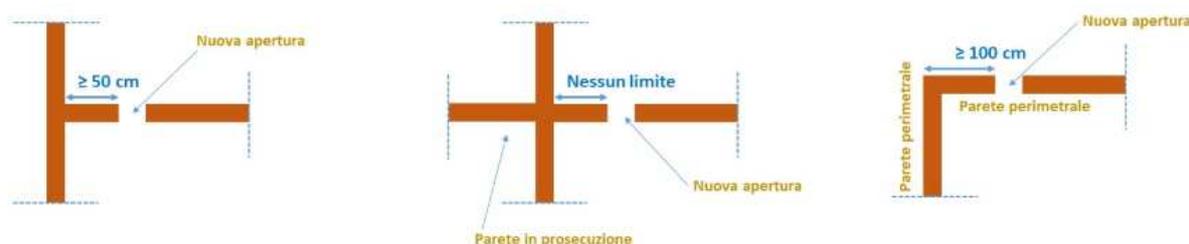


Figura 6.5: Limiti geometrici nell'apertura di vani nella muratura portante

Un setto murario, come già visto al §5 del presente elaborato, può essere soggetto a due tipi di meccanismi di collasso:

- *meccanismo di primo modo (modo I)*: cinematismi di collasso connessi al comportamento delle pareti in muratura fuori dal primo piano, con comportamento flessionale e di ribaltamento;

- *meccanismo di secondo modo (modo II):* riguardano invece la risposta delle pareti nel proprio piano, con danneggiamenti tipicamente per taglio e flessione.

Definiti quindi i meccanismi di collasso, la verifica della fattibilità dell'intervento locale, o meglio la classificazione dello stesso intervento come *intervento locale o meno* si sdoppia e viene schematizzata nel seguente diagramma di flusso.

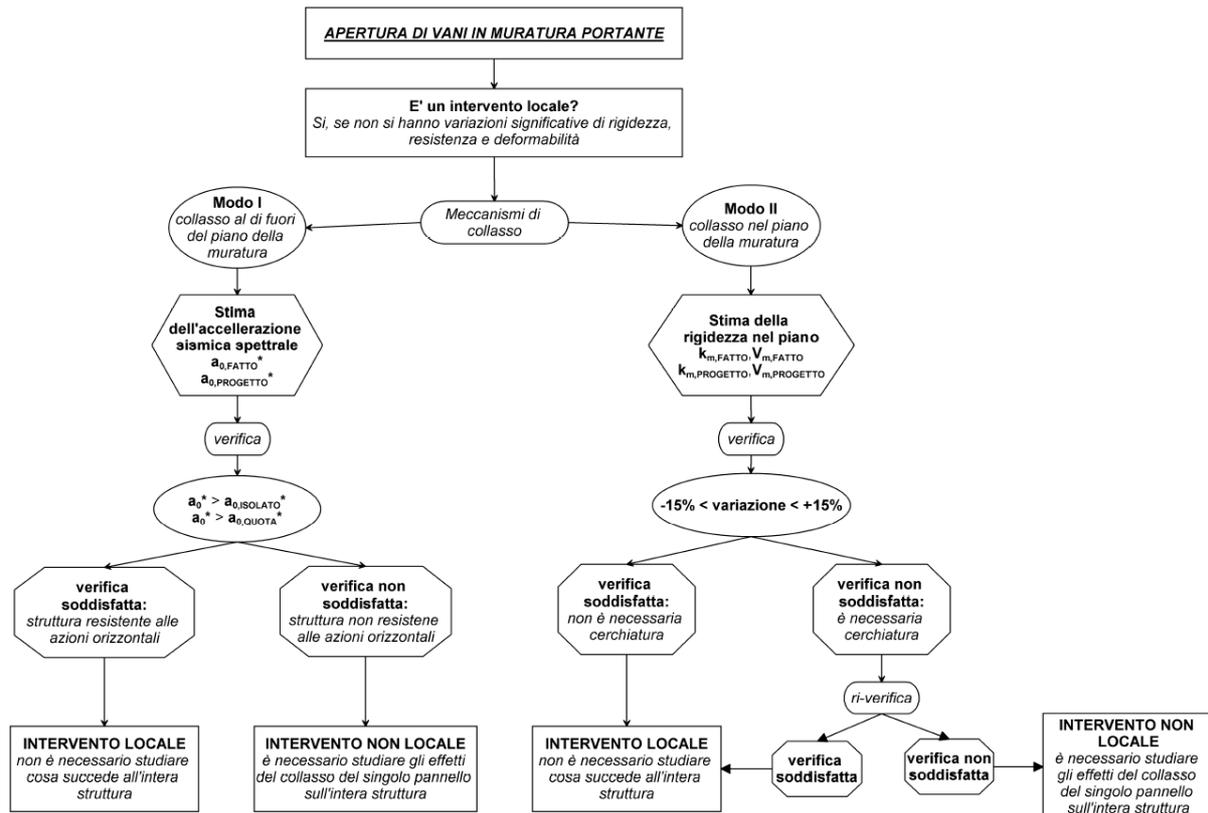


Figura 6.6: Diagramma di flusso in funzione del meccanismo di collasso

Come si evince dal diagramma su riportato, nel caso di collasso nel piano di muratura è sempre possibile, o quasi, parlare di intervento locale in quanto, grazie all'inserimento di adeguate cerchiature, si riesce sempre a ripristinare la quota parte di rigidezza persa con l'apertura del nuovo vano. Ciò non è sempre vero, invece, quando si studia il meccanismo di collasso di modo I ovvero quando si analizza il collasso del pannello murario al di fuori del piano della muratura stessa. Questo caso, infatti, viene studiato tramite il P.L.V. andando a ipotizzare la formazione di una cerniera cilindrica alla base del pannello murario e quindi andando a studiare il cinematismo che ne consegue.

La differenza sostanziale tra i due meccanismi di collasso, quindi, è che nel caso di modo II si va a stimare la rigidezza del pannello murario esclusivamente nel piano oggetto di intervento mentre, in caso di modo I, non si conosce a priori a quale livello del fabbricato si formerà la cerniera cilindrica e quindi vengono simulati tanti meccanismi quanti sono i piani dello stesso stabile. A questo punto, quindi, se non sono rispettate le verifiche di cui sopra, l'analisi locale non risulta sufficiente e quindi bisogna studiare gli effetti del meccanismo di collasso sull'intera struttura tramite un'analisi globale.

6.3. ANALISI PRELIMINARI

Prima di eseguire qualsiasi tipo di analisi, in questo capitolo vengono riportati tutti i calcoli preliminari effettuati.

6.3.1. Analisi dei carichi – solai interni

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi eseguita per tutti i solai di calpestio dello stabile ad esclusione del piano sottotetto.

I solai, presentano la seguente stratigrafia: pavimento vinilico, massetto con rete elettrosaldata, soletta, pignatta/travetti, intonaco, rete antisfondellamento.

Gli spessori e le dimensioni geometriche dei vari strati sono di seguito riportati:

h_{PIGNATTA}:	20	cm
b_{PIGNATTA}:	40	cm
h_{TRAVETTI}:	20	cm
b_{TRAVETTI}:	10	cm
h_{SOLETTA}:	5	cm
h_{MASSETTO}:	5	cm
h_{BARRIERA}:	0.04	cm
h_{INTONACO}:	1	cm

Tabella 6.1: Stratigrafia del solaio

Il peso proprio dei vari elementi è di seguito riportato:

p.p.-PIGNATTA:	5	kN/m ³
p.p.-FORATELLA:	6.4	kN/m ³
p.p.-C.A.:	25	kN/m ³
p.p.-MASSETTO:	8.5	kN/m ³
p.p.-RETE:	0.0193	kN/m ²
p.p.-BARRIERA:	5	kN/m ³

p.p.PAVIMENTO:	0.03	kN/m ²
p.p.INTONACO:	18	kN/m ³

Tabella 6.2: Peso proprio dei vari materiali che compongono il solaio

Definiti questi parametri iniziali si può procedere al calcolo dei carichi. In primo luogo, viene determinato il peso proprio degli elementi strutturali che compongono il solaio (indicato dalla normativa come $g_{1,k}$).

Elemento	Peso [kN/m ²]
Soletta	1.250
Travetti	1.000
Pignatta	0.800
$g_{1,k}$:	3.050

Tabella 6.3: Peso proprio: $g_{1,k}$

Nella tabella seguente, invece, viene calcolato il sovraccarico permanente (indicato dalla normativa come $g_{2,k}$).

Elemento	Peso [kN/m ²]
Pavimento	0.030
Massetto	0.002
Rete	0.019
Barriera	0.002
Intonaco	0.180
Tramezzi	1.600
$g_{2,k}$:	1.833

Tabella 6.4: Peso proprio: $g_{2,k}$

Per la stima del sovraccarico permanente derivante dai tramezzi si fa riferimento al §3.1.3 delle N.T.C. 2018 dove, una volta determinato il carico per unità di lunghezza della tipologia di tramezzo è possibile trasformarlo in carico per unità di superficie.

Elemento	sp. [cm]	h [cm]	p.p. [kN/m ³]	Peso [kN/m]
Intonaco	1	350	18	0.630
Foratelle	8	350	6.4	1.792
Intonaco	1	350	18	0.630
TOT:				3.052

Tabella 6.5: Carico uniformemente distribuito derivante dai tramezzi

A questo punto resta solo da determinare i carichi accidentali (indicati dalla normativa come q_{k}). Tale tipologia di carico viene determinato esclusivamente in funzione della destinazione d'uso come definito nel §3.1.4 delle N.T.C. 2018. Per la tipologia di struttura il carico da utilizzare è pari a $2,00 \text{ kN/m}^2$.

6.3.2. Analisi dei carichi – solaio piano sottotetto

Seguendo l'iter visto al paragrafo precedente, viene eseguita l'analisi dei carichi sul solaio di calpestio del piano sottotetto.

h _{PIGNATTA} :	20	cm
b _{PIGNATTA} :	40	cm
h _{TRAVETTI} :	20	cm
b _{TRAVETTI} :	10	cm
h _{SOLETTA} :	5	cm
h _{MASSETTO} :	5	cm
h _{ISOLANTE} :	5	cm
h _{INTONACO} :	1	cm

Tabella 6.6: Stratigrafia del solaio

p.p. -PIGNATTA:	5	kN/m^3
p.p. -FORATELLA:	6.4	kN/m^3
p.p. -C.A.:	25	kN/m^3
p.p. -MASSETTO:	8.5	kN/m^3
p.p. -RETE:	0.0193	kN/m^2
p.p. -ISOLANTE:	0.18	kN/m^3
p.p. -PAVIMENTO:	0.2	kN/m^2
p.p. -INTONACO:	18	kN/m^3

Tabella 6.7: Peso proprio dei vari materiali che compongono il solaio

Elemento	Peso [kN/m^2]
Soletta	1.250
Travetti	1.000
Pignatta	0.800
$g_{1,k}$:	3.050

Tabella 6.8: Peso proprio: $g_{1,k}$

Elemento	Peso [kN/m ²]
Pavimento	0.200
Massetto	0.010
Rete	0.019
Isolante	0.009
Intonaco	0.180
Tramezzi	1.600
g_{2,k}:	2.018

Tabella 6.9: Peso proprio: $g_{2,k}$

Elemento	sp. [cm]	h [cm]	p.p. [kN/m ³]	Peso [kN/m]
Intonaco	1	350	18	0.630
Foratelle	8	350	6.4	1.792
Intonaco	1	350	18	0.630
TOT:				3.052

Tabella 6.10: Carico uniformemente distribuito derivante dai tramezzi

Il sovraccarico accidentale agente sul solaio del piano sottotetto è pari a $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

6.3.3. Analisi dei carichi – copertura in legno

La copertura dello stabile risulta essere a doppia falda con elementi portanti lignei per i quali è stato assunto un peso per unità di volume pari a 6 kN/m^3 .

La struttura principale è composta da due diverse tipologia di sezione in funzione del loro posizionamento:

- *puntoni*: sezione quadrata dimensioni $15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$;
- *trave di colmo*: sezione quadrata di dimensioni $25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$.

La struttura secondaria, installata con doppia orditura, è composta da arcarecci aventi sezione quadrata e dimensioni pari a $5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$. Tali elementi scaricano un carico sulla struttura principale pari a $0,03 \text{ kN/m}^2$.

Al di sopra della struttura secondaria è installato un manto di tegole il quale scarica sulla struttura secondaria un carico pari a circa $0,45 \text{ kN/m}^2$.

Al di sotto della struttura secondaria è installato, invece, un pannello sandwich dello spessore di circa 5 cm con carico su unità di superficie pari a $0,11 \text{ kN/m}^2$.

Detto ciò, i carichi gravanti sulla struttura derivanti dalla copertura e assunti per le analisi che seguiranno valgono:

- *peso proprio* ($g_{1,k}$): si considera un carico medio pari a circa 0,51 kN/m²;
- *sovraccarico permanente* ($g_{2,k}$): il carico è pari a 0,03 + 0,45 + 0,11 = 0,59 kN/m²;
- *carico accidentale* (q_k): si considera esclusivamente la neve pari a 1,50 kN/m².

6.3.4. Caratterizzazione meccanica della muratura

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura, in particolare della resistenza a compressione e della resistenza a taglio in assenza di tensioni normali, viene utilizzata, la tabella C8.5.I, messa a disposizione della Circolare Esplicativa n°7 del 21/01/2019 in quanto, non sono state eseguite, in sito, prove sperimentali né sulla muratura esistente né sulla malta di collegamento. Invece, per definire i moduli elastici secanti, vengono utilizzate le formulazioni riportate al §11.10.3.4 delle N.T.C. 2018.

I valori assunti vengono riportati nella seguente tabella:

Parametro	Valore	
f_m	35.00	daN/cm ²
τ_0	0.90	daN/cm ²
E	35'000.00	daN/cm ²
G	14'000.00	daN/cm ²
w	1'800.00	daN/m ³
Def. Angolare	0.01	daN/cm ²

Tabella 6.11: Parametri meccanici muratura in mattoni pieni e malta di calce

I parametri su indicati rappresentano:

- f_m : resistenza media a compressione;
- τ_0 : resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali;
- $E = 1000 \cdot f_m$: modulo di elasticità normale;
- $G = 0.4 \cdot E$: valore medio di elasticità tangenziale;
- w: peso specifico della muratura.

La resistenza media a compressione e la resistenza media a taglio fanno riferimento ai valori caratteristici e non di progetto. Per cui i valori di progetto che sono stati utilizzati vengono espressi nella tabella che segue.

Si precisa, che per le analisi dei meccanismi locali di collasso, che verranno eseguiti con l'utilizzo di un semplice foglio di calcolo creato proprio per la stesura del presente documento, non viene utilizzato nessun Fattore di Confidenza (che per il caso in esame viene scelto pari a 1.35 vista l'assenza di prove sperimentali in sito). La scelta fatta è di semplice interpretazione in quanto, per una stima di massima si vuole condurre la verifica nella situazione peggiore possibile.

I parametri corretti vengono riportati nella tabella seguente:

Parametro	Valore	
f_m	35.00	daN/cm ²
τ_0	0.90	daN/cm ²
E	35'000.00	daN/cm ²
G	14'000.00	daN/cm ²
$\gamma_{M,II}$	1.50	//
$\gamma_{M,I}$	2.00	//
$f_{m,d,II}$	23.33	daN/cm ²
$f_{m,d,I}$	17.50	daN/cm ²
$T_{0,d,II}$	0.60	daN/cm ²
$T_{0,d,I}$	0.45	daN/cm ²

Tabella 6.12: Parametri meccanici corretti muratura in mattoni pieni e malta di calce

I due differenti coefficienti correttivi γ_M fanno riferimento al tipo di sollecitazione che si sta considerando e, quindi, nel nostro specifico caso, al tipo di meccanismo di collasso che si sta analizzando ovvero:

- meccanismo di collasso nel piano (MODO II): in questo caso si considerano esclusivamente azioni verticali che generano il collasso nel piano stesso del pannello murario, o fascia muraria, che si sta considerando. Il valore per le strutture in muratura è ricavabile dalla Tabella 4.5.2 del §4.5.6.1 delle N.T.C. 2018 e vale $\gamma_{M,II}=1.50$;
- meccanismo di collasso al di fuori del piano (MODO I): in questo caso si considerano le azioni sismiche agenti e quindi la verifica viene condotta, come definito al §C8.7.1 della Circolare Esplicativa n° 7, ed è pari a $\gamma_{M,I}=2.00$.

6.4. ANALISI LOCALE: MECCANISMO DI COLLASSO NEL PIANO (MODO II)

Un setto murario isolato può essere schematizzato come un elemento monodimensionale deformabile a flessione e a taglio. A differenza delle aste delle strutture in cemento armato o acciaio, la deformabilità tagliante non può essere trascurata rispetto alla deformabilità flessionale per una corretta valutazione della rigidezza del maschio murario.

Secondo il §7.2.6 delle N.T.C. 2018, i moduli elastici normali e tangenziali dovranno essere ridotti al massimo del 50% per tener conto della fessurazione del muro.

Lo schema statico del setto murario, al fine della determinazione della sua rigidezza traslante, dipende dalle caratteristiche delle fasce di piano. Per fasce di piano infinitamente rigide, il vincolo alla testa del setto sarà un doppio pendolo, pertanto le rotazioni della testa del setto saranno impedito. Per fasce deformabili, il vincolo alla testa del setto sarà una cerniera e quindi le rotazioni alla testa del setto saranno consentite. Per la valutazione della rigidezza delle fasce di piano si possono considerare i due seguenti elementi:

- *fasce infinitamente rigide*: le fasce di piano hanno lo stesso spessore dei setti murari e si riscontra la presenza di cordoli in cemento armato e/o piattabande in acciaio o cemento armato;
- in caso contrario la fascia di piano può essere considerata deformabile.

Nell'immagini che seguono si schematizzano i due comportamenti:

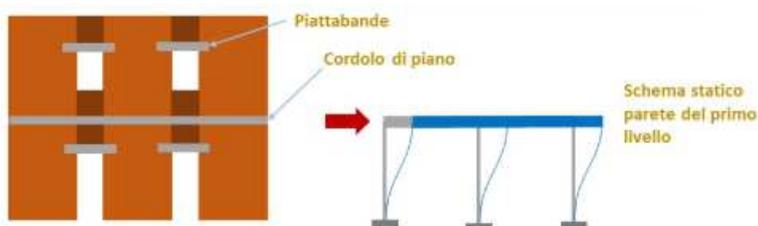


Figura 6.7: Fasce di piano infinitamente rigide

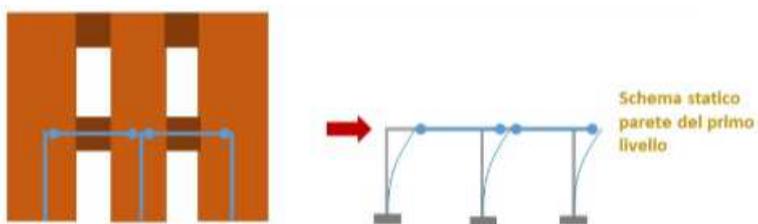


Figura 6.8: Fasce di piano deformabili

La resistenza del maschio murario nei confronti delle azioni orizzontali nel piano può essere valutata per tre distinti meccanismi di rottura:

- rottura per pressoflessione;
- rottura per fessurazione diagonale;
- rottura per taglio scorrimento.

A ciascun meccanismo di rottura è associato un valore del taglio resistente. Il taglio resistente della parete sarà dato dal minore dei valori ottenuti per i tre meccanismi di rottura. Nell'immagine che segue si riporta una schematizzazione dei tre meccanismi di rottura.

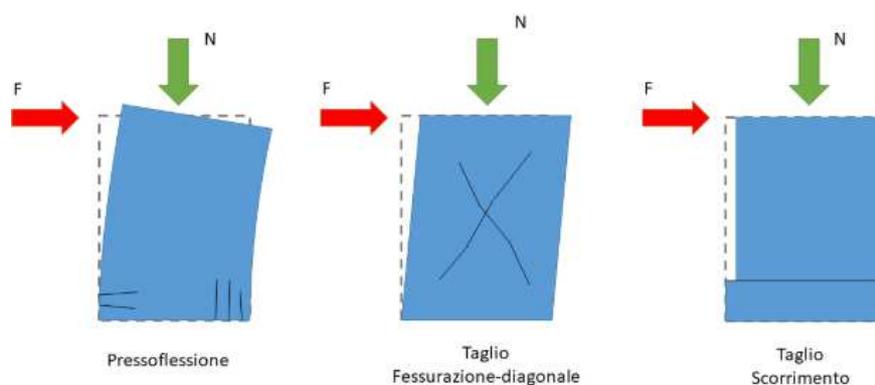


Figura 6.9: Meccanismi di rottura di un setto murario isolato

La capacità di deformazione di un maschio murario viene determinata, sulla base di evidenze sperimentali, come percentuale dell'altezza del setto. Più è alto il setto, maggiore sarà lo spostamento ultimo. Ma il valore percentuale dell'altezza che definisce lo spostamento ultimo dipende anche dal meccanismo di rottura del setto. In particolare:

- *rottura per pressoflessione*: spostamento ultimo pari a 0,60% dell'altezza;
- *rottura per taglio-scorrimento o fessurazione diagonale*: spostamento ultimo pari a 0,40% dell'altezza.

Dai limiti indicati si evince che la rottura per pressoflessione assicura una maggiore duttilità del setto murario rispetto alla rottura per taglio.

Particolare attenzione dovrà essere fatta per la valutazione dell'altezza deformabile, infatti due sono le strade percorribili:

- considerare l'altezza deformabile di ciascun setto pari all'altezza di interpiano;

- considerare l'altezza deformabile di ciascun setto fino alla sommità delle aperture, ipotizzando una fascia rigida alla sommità dei setti in corrispondenza delle zone di intersezione fra maschi e fasce di piano.

Un metodo più accurato per la determinazione dell'altezza deformabile dei setti è il *Metodo Dolce* visto al §5.6 del presente elaborato.

6.4.1. Stima dell'altezza deformabile dei setti

Per la stima dell'altezza deformabile dei setti viene utilizzato il *Metodo Dolce* visto al §5.6 del presente elaborato.

Nelle immagini che seguono si riporta nuovamente lo schema di apertura nei vani murari, sia ante-operam che post-operam, esplicitando tutte le quote e le porzioni di maschi murario rispetto ai quali verrà determinata la rigidezza dell'intero pannello murario.

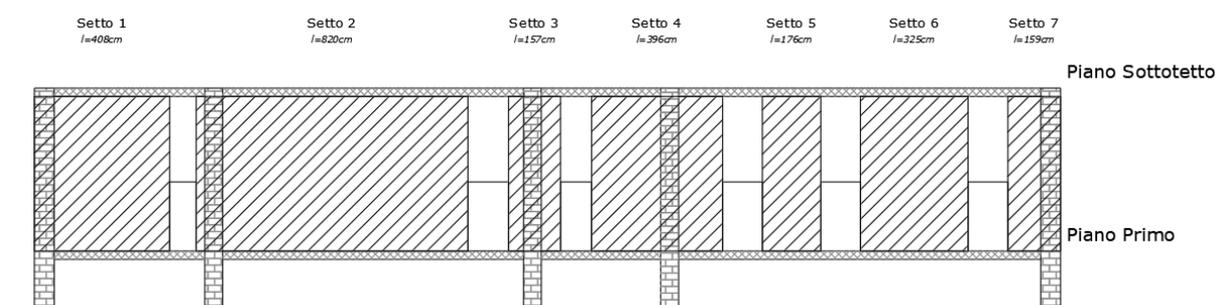


Figura 6.10: Maschi murari ante-operam

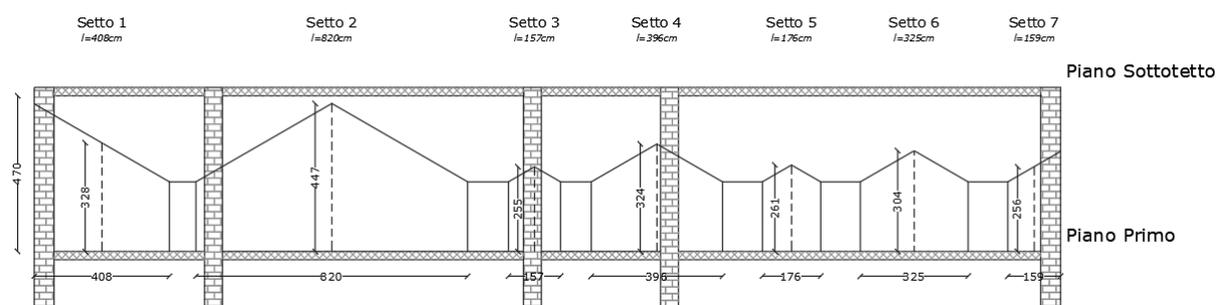


Figura 6.11: Maschi murari ante-operam: definizione altezza deformabile

Nella tabella che segue si riportano i risultati dell'analisi nella situazione ante-operam.

Setto	H [m]	h' [m]	D [m]	H _{def} [m]
1	4.70	3.28	4.08	3.86
2	4.70	4.47	8.20	4.61
3	4.70	2.55	1.57	2.99
4	4.70	3.24	3.96	3.83
5	4.70	2.61	1.76	3.08
6	4.70	3.04	3.25	3.63
7	4.70	2.56	1.59	3.00

Tabella 6.13: Altezza deformabile nella situazione ante-operam

Stessa analisi viene eseguita anche per la situazione post-operam.

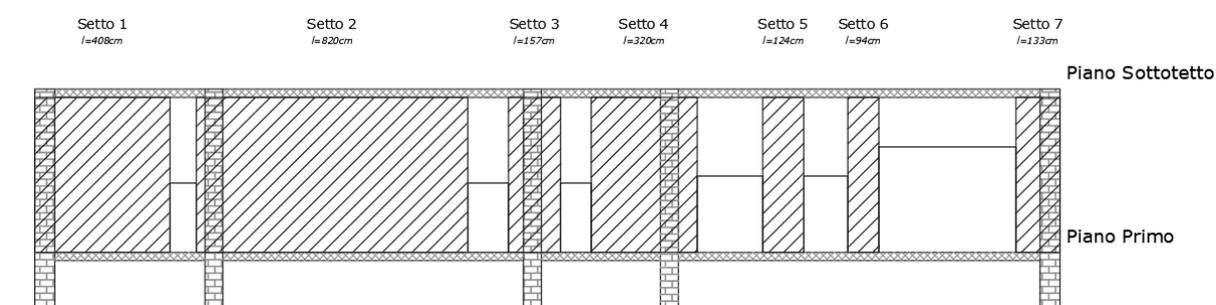


Figura 6.12: Maschi murari post-operam

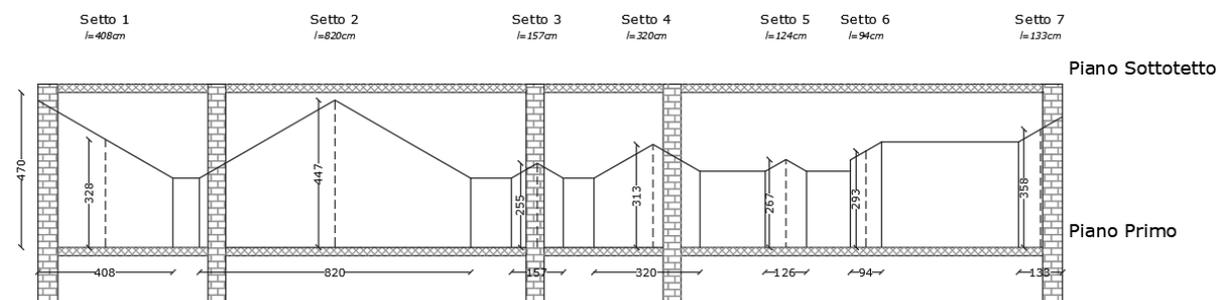


Figura 6.13: Maschi murari post-operam: definizione altezza deformabile

Setto	H [m]	h' [m]	D [m]	H _{def} [m]
1	4.70	3.28	4.08	3.86
2	4.70	4.47	8.20	4.61
3	4.70	2.55	1.57	2.99
4	4.70	3.13	3.20	3.66

5	4.70	2.67	1.26	2.99
6	4.70	2.93	0.94	3.12
7	4.70	3.58	1.33	3.72

Tabella 6.14: Altezza deformabile nella situazione post-operam

6.4.2. Stima dei carichi agenti sul pannello murario

In base ai carichi definiti al §6.3 del presente documento, è possibile determinare, una volta definite la larghezza di influenza competente al pannello murario, i carichi agenti su ognuno dei setti che compongono il pannello murario. Poiché il pannello in esame è al piano secondo, i carichi che verranno considerati sono: i carichi derivanti dal solaio di calpestio del piano sottotetto, i carichi derivanti dalla copertura dello stabile e il peso proprio della muratura in esame. Lo stesso procedimento viene fatto sia per la situazione ante-operam che per la situazione post-operam.

Setto	l [m]	L _{infl} [m]	H _{inf} [m]	N _{tetto} [daN]	N _{sol_sott} [daN]	N _{mur} [daN]	N _{TOT} [daN]
1	4.08	4.53	4.70	2861.61	10464.82	156188.52	169514.95
2	8.20	4.53	4.70	5751.28	21032.23	313908.30	340691.80
3	1.57	4.53	4.70	1101.16	4026.90	60101.96	65230.02
4	3.96	4.53	4.70	2777.45	10157.03	151594.74	164529.21
5	1.76	4.53	4.70	1234.42	4514.23	67375.44	73124.09
6	3.25	4.53	4.70	2279.47	8335.94	124414.88	135030.29
7	1.59	4.53	4.70	1115.19	4078.20	60867.59	66060.97

Tabella 6.15: Carichi agenti su pannello murario nella situazione ante-operam

Setto	l [m]	L _{infl} [m]	H _{inf} [m]	N _{tetto} [daN]	N _{sol_sott} [daN]	N _{mur} [daN]	N _{TOT} [daN]
1	4.08	4.53	4.70	2676.99	10464.82	156188.52	169330.33
2	8.20	4.53	4.70	5380.23	21032.23	313908.30	340320.75
3	1.57	4.53	4.70	1030.12	4026.90	60101.96	65158.97
4	3.20	4.53	4.70	2099.60	8207.70	122500.80	132808.10
5	1.26	4.53	4.70	826.72	3231.78	48234.69	52293.19
6	0.94	4.53	4.70	616.76	2411.01	35984.61	39012.38
7	1.33	4.53	4.70	872.65	3411.32	50914.40	55198.37

Tabella 6.16: Carichi agenti su pannello murario nella situazione post-operam

6.4.3. Calcolo della rigidezza e della resistenza tagliate

Il calcolo della rigidezza del pannello murario viene condotto secondo tre criteri individuati nella Circolare Esplicativa n° 7 del 21/01/2019 come di seguito elencati:

- il primo criterio è il ripristino della rigidezza secondo le indicazioni previste nella normativa di cui sopra dove viene richiesto che la rigidezza del pannello murario non vari significativamente. Ai fini della stesura del presente documento, ma più in generale nella normale prassi professionale, il limite "significativo" di modifica della rigidezza del pannello murario è assunto pari al 15% della rigidezza originaria. Tale limite è assunto da fonti bibliografiche e normative come le Linee Guida Regione Toscana "*Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti*".

Nel caso in cui l'apertura del vano all'interno della muratura non rispetti tale prescrizione è necessaria la progettazione, e quindi la realizzazione, di una cerchiatura (di solito tramite l'utilizzo di profilati in acciaio tra loro accoppiati e resi solidali alla muratura restante). Per la stima della rigidezza del pannello murario si utilizza la seguente relazione:

$$K_m = \frac{G l t}{1,2 h} \frac{1}{1 + \frac{G}{1,2 E_m} \left(\frac{h}{l}\right)^2}$$

con:	G	modulo di elasticità tangenziale
	l	lunghezza della parete
	t	spessore della parete
	h	altezza di calcolo
	E _m	modulo di elasticità della muratura

La rigidezza dei montanti, invece, che verranno utilizzati per la realizzazione della cerchiatura, i quali hanno il compito di ripristinare, per quanto possibile, la quota parte di rigidezza persa con l'apertura stessa, viene determinata in funzione del telaio che verrà installato ovvero in funzione dell'altezza e della larghezza del foro che verrà realizzato nella muratura. Lo schema statico utilizzato per la determinazione di tale valore è quello di un portale semplicemente appoggiato alle estremità, come di seguito indicato, e soggetto ad uno spostamento unitario.

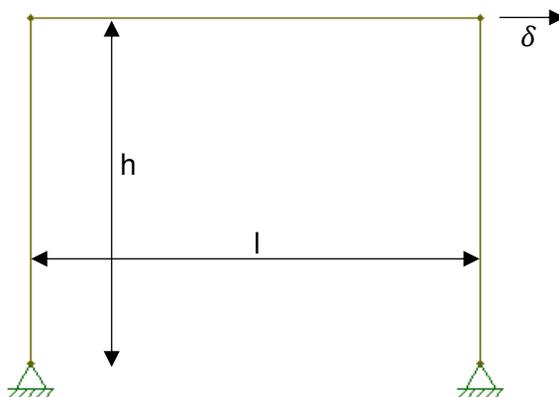


Figura 6.14: Schema statico della nuova cerchiatura

Andando a risolvere il telaio di cui sopra si ottiene che la rigidezza fornita da un singolo montante è pari a:

$$k_{s,TOT} = n_{montanti} \cdot \frac{E_s \cdot J_s}{h^2} \cdot \frac{6}{(2h + l)}$$

dove:

- E_s : modulo elastico dell'acciaio;
 - J_s : momento di inerzia di un montante in acciaio;
 - l : larghezza apertura;
 - h : altezza apertura;
 - δ : spostamento massimo che può subire la nuova cerchiatura coincidente con lo spostamento ultimo del pannello murario;
 - $n_{montanti}$: numero di montanti che costituiscono la cerchiatura.
- il secondo criterio adottato prevede il ripristino della resistenza alle azioni orizzontali del pannello murario, per questo motivo la resistenza a taglio della muratura originaria è individuata tra il minimo valore della resistenza a taglio per rottura a pressoflessione ($V_{m,pf}$) o per taglio ($V_{m,t}$).

La resistenza del pannello murario è valutata con le seguenti relazioni:

$$\min: \left(V_{m,pr} = \frac{l^2 t \sigma_0}{h} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_m} \right) ; V_{m,t} = l t \frac{1,5 \tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \tau_0}} \right)$$

con:	l	lunghezza della parete
	t	spessore della parete
	b	coefficiente correttivo ($b = h/l$, $1 < b < 1,5$)
	h	altezza di calcolo
	σ_0	sforzo di compressione
	τ_0	resistenza tangenziale
	f_m	resistenza a compressione

La resistenza della nuova cerchiatura, invece, è valutata in funzione dello spostamento massimo che può assorbire il pannello murario tramite la seguente relazione:

$$\delta_{max,muratura} \equiv \delta_{max,telaio} = \frac{V_{s,TOT}}{K_{s,TOT}} \rightarrow V_{ts,TOT} = \delta_{max,telaio} \cdot K_{s,TOT}$$

- il terzo criterio riguarda la capacità del pannello murario ed il comportamento dello stesso sia in campo elastico che plastico; lo scopo è di garantire che il rinforzo in opera non irrigidisca troppo la muratura, ma che ripristini la capacità del pannello per il suo spostamento ultimo. La capacità in spostamento del pannello murario al limite elastico e plastico risulta pari a:

$$d_y = \frac{V_m}{K_m}$$

$d_u = 0,004 h$ per rottura a taglio
 $d_u = 0,006 h$ per rottura a flessione

mentre la capacità in spostamento del telaio di rinforzo si assume pari allo spostamento ultimo del pannello murario e dal quale dipende la rigidezza e la resistenza dello stesso telaio come già anticipato.

I risultati delle analisi condotte, nelle situazioni ante-operam e post-operam (senza considerare l'eventuale inserimento di una cerchiatura) vengono di seguito riportate:

Setto	σ_0 [daN/cm ²]	K_m [daN/cm]	$V_{m,pr}$ [daN]	$V_{m,t}$ [daN]	V_m [daN]	d_y [cm]	$d_{u,TAG}$ [cm]	$d_{u,P.FLES}$ [cm]
1	7.55	494'024.79	133'579.71	77'801.11	77'801.11	0.16	1.55	2.32
2	7.55	555'500.63	452'201.15	156'364.97	156'364.97	0.28	1.84	2.77
3	7.55	308'842.11	25'581.25	15'736.73	15'736.73	0.05	1.19	1.79
4	7.55	489'211.28	126'955.91	75'512.84	75'512.84	0.15	1.53	2.30
5	7.55	331'099.39	31'224.90	19'208.52	19'208.52	0.06	1.23	1.85

6	7.55	453'673.56	90'305.60	55'553.00	55'553.00	0.12	1.45	2.18
7	7.55	311'085.40	26'134.01	16'076.78	16'076.78	0.05	1.20	1.80
TOT.	//	2'943'437.17	//	//	416'253.93	0.05	1.19	1.79

Tabella 6.17: Stima delle caratteristiche di resistenza e spostamento nella situazione ante-operam

Setto	σ_0 [daN/cm ²]	K_m [daN/cm]	$V_{m,pf}$ [daN]	$V_{m,t}$ [daN]	V_m [daN]	d_y [cm]	$d_{u,TAG}$ [cm]	$d_{u,P.FLES}$ [cm]
1	7.55	494'024.79	133'483.68	77'765.15	77'765.15	0.16	1.55	2.32
2	7.55	555'500.63	451'876.09	156'292.71	156'292.71	0.28	1.84	2.77
3	7.55	308'842.11	25'562.86	15'729.46	15'729.46	0.05	1.19	1.79
4	7.55	447'118.31	86'671.54	53'331.14	53'331.14	0.12	1.46	2.20
5	7.55	255'583.34	16'468.44	10'133.44	10'133.44	0.04	1.19	1.79
6	7.55	187'792.92	8'779.81	5'402.43	5'402.43	0.03	1.25	1.87
7	7.55	220'183.84	14'739.92	9'069.84	9'069.84	0.04	1.49	2.23
TOT.	//	2'469'045.94	//	//	327'724.18	0.03	1.19	1.79

Tabella 6.18: Stima delle caratteristiche di resistenza e spostamento nella situazione post-operam

6.4.4. Confronto tra Stato di Fatto e Stato di Progetto

A questo punto è possibile confrontare i risultati ottenuti tra le due situazioni:

➤ confronto tra la rigidezza ante-operam e post-operam:

Rigidezza ante-operam 2'943'437.17 daN/cm
 Rigidezza post-operam 2'469'045.94 daN/cm
Variazione di rigidezza -16.12 %

da come si evince la variazione di rigidezza è superiore al 15% e quindi è necessario il progetto e la realizzazione di una cerchiatura.

I risultati dell'analisi, la tipologia di acciaio che verrà utilizzato così come i tipi di profili usati per la realizzazione dei montanti della cerchiatura, vengono di seguito riportati:

E_s	2'100'000	daN/cm ²	modulo di elasticità dell'acciaio
Acciaio	S275		
f_{yk}	2'750.00	daN/cm ²	resistenza caratteristica allo snervamento
f_{tk}	4'300.00	daN/cm ²	resistenza caratteristica ultima
γ_{M0}	1.05		coefficiente correttivo
f_{yd}	2'619.05	daN/cm ²	resistenza caratteristica allo snervamento di progetto
L	414.00	cm	larghezza apertura
H	320.00	cm	altezza apertura

Profilo	HEA 180		
J_s	2510.00	cm ⁴	momento di inerzia del singolo profilo
W_s	324.90		momento resistente del singolo profilo
n_{montanti}	4		numero totale di montanti che verranno installati per ogni apertura

La rigidezza fornita dalla posa dei nuovi montanti, per la realizzazione di una sola cerchiatura, sommata alla rigidezza del pannello murario restante, risulta pari a:

K_s	293.02	daN/cm	rigidezza fornita da un montante
$K_{s,TOT}$	1'172.10	daN/cm	rigidezza fornita dalla cerchiatura (composta da quattro montanti)
$K_{TOT,PROG}$	2'470'218.04	daN/cm	rigidezza totale fornita dalla nuova cerchiatura e dalla porzione di pannello murario restante
Variazione di rigidezza:	-16.08%		aumentare la rigidezza fornita dalla nuova cerchiatura in acciaio

da come si evince, con l'inserimento di una sola cerchiatura, a fronte della nuova riorganizzazione architettonica, non si riesce a rientrare nei limiti prestabiliti.

➤ *confronto tra la resistenza alle azioni orizzontali ante-operam e post-operam*

Resistenza azioni orizzontali ante-operam	416'253.93	daN
Resistenza azioni orizzontali post-operam	329'124.19	daN
Variazione di resistenza	-20.93%	

Come si nota la resistenza alle azioni orizzontali post-operam, senza considerare i montanti di nuova realizzazione, risulta inferiore alla resistenza calcolata nella situazione ante-operam. Per la verifica della resistenza si adotta, quindi, lo stesso criterio visto la verifica della rigidezza ovvero che se la variazione di resistenza tra la situazione ante-operam e la situazione post-operam risulta contenuta nel $\pm 15\%$ la verifica risulta soddisfatta.

La verifica eseguita come indicato al §6.4.3 e viene di seguito riportata:

d_{max}	1.19	cm	spostamento massimo del pannello murario
$V_{s,TOT}$	1'673.03	daN	resistenza tagliante fornita da quattro montanti
$V_{TOT,PROG}$	329'397.21	daN	resistenza tagliante totale fornita dalla nuova cerchiatura e dalla porzione di pannello murario restante
Variazione di resistenza	-20.87%		aumentare la resistenza fornita dalla nuova cerchiatura in acciaio

da come si evince, con l'inserimento della nuova cerchiatura, la variazione di resistenza è superiore al 15% per cui la verifica non risulta soddisfatta.

➤ confronto tra lo spostamento ante-operam e post-operam

Spostamento ante-operam	0.05	cm	<	1.19	cm
Spostamento post-operam	0.03	cm	<	1.19	cm

Come si nota, in entrambe le situazioni lo spostamento risulta verificato.

Una volta progettati i montanti si deve procedere al progetto dell'architrave per il completamento della cerchiatura. I calcoli eseguiti vengono di seguito riportati:

Acciaio	S275		
f_{yk}	2'750.00	daN/cm ²	resistenza caratteristica allo snervamento
f_{tk}	4'300.00	daN/cm ²	resistenza caratteristica ultima
E	2'100'000	daN/cm ²	modulo elastico
γ_M	1.05		coefficiente correttivo
f_{yd}	2'619.05	daN/cm ²	resistenza caratteristica allo snervamento di progetto
Profilo	HEA 180		
J_s	2510.00	cm ⁴	momento d'inerzia
W_y	324.90	cm ³	modulo di resistenza
A	45.25	cm ²	area sezione profilo
A_{taglio}	14.47	cm ²	area resistente a taglio
$N_{profili}$	2.00		numero di profili che costituiranno l'architrave
L	414	cm	larghezza apertura
H	320.00	cm	altezza apertura
H_{int}	470.00	cm	altezza interpiano
H_{arch}	150.00	cm	altezza muratura al di sopra dell'architrave
L_{inf}	452.5	cm	larghezza di influenza
t	55	cm	spessore muratura
γ_{G1}	1.3		coefficiente parziale allo S.L.U. per i pesi propri strutturali
γ_{G2}	1.5		coefficiente parziale allo S.L.U. per i pesi propri non strutturali
γ_Q	1.5		coefficiente parziale allo S.L.U. per i pesi sovraccarichi accidentali
ψ	0.3		coefficiente parziale allo S.L.E. per i pesi sovraccarichi accidentali

I carichi agenti, con riferimento sempre all'analisi dei carichi riportata al §6.3 del presente elaborato, sono di seguito riportati:

Carico	U.M.	G1	G2	Q	Carico agente		p_{SLU} [daN/m]	p_{SLE} [daN/m]
					S.L.U.	S.L.E.		
Tetto in legno	daN/m ²	87.00	13.00	150.00	357.60	145.00	1618.14	656.13

Solaio sottotetto	daN/m ²	305.00	201.83	200.00	999.25	566.83	4521.58	2564.91
Muratura piano primo	daN/m ³	1800.00	0.00	0.00	2340.00	1800.00	1930.50	1485.00
TOTALE							8'070.22	4'706.03

Tabella 6.19: Carichi agenti sull'architrave

Per la verifica allo S.L.E. si considera come schema statico una trave doppiamente appoggiata e se ne verifica lo spostamento massimo in mezzzeria come da limiti definiti nelle N.T.C. 2018. La verifica risulta soddisfatta in quanto lo spostamento nella mezzzeria della trave risulta inferiore al limite imposto dalla normativa come di seguito riportato.

$$\begin{aligned} \Delta_{\max} & & 1.73 \text{ cm} \\ (L/250) & & \\ \Delta_{\text{progetto}} & & 1.71 \text{ cm} \end{aligned}$$

Per la verifica allo S.L.U. si considera, invece, come schema statico di una trave doppiamente incastrata. La verifica risulta soddisfatta in quanto lo stato tensionale è inferiore allo stato tensionale ammissibile come di seguito riportato.

$$\begin{aligned} M_{\text{Ed,positivo}} & 5'763.35 & \text{daNm} \\ M_{\text{Ed,negativo}} & 11'526.70 & \text{daNm} \\ \sigma_{(M+)} & 670.94 & \text{daN/cm}^2 \\ \sigma_{(M-)} & 1'341.87 & \text{daN/cm}^2 \\ T_{\text{Ed}} & 16'705.36 & \text{daN} \\ \tau & 461.98 & \text{daN/cm}^2 \\ \sigma_{\text{ID}} & 1'562.34 & \text{daN/cm}^2 \end{aligned}$$

6.5. ANALISI LOCALE: MECCANISMO DI COLLASSO AL DI FUORI DEL PIANO (MODO I)

La Circolare Esplicata n°7 del 21/01/2019, al §C8.7.1.6, enuncia quanto segue:

“Negli edifici in muratura, per effetto dello scuotimento sismico, possono avvenire collassi parziali per perdita di equilibrio di porzioni murarie. I meccanismi locali nelle pareti si attivano, prevalentemente, per azioni perpendicolari al loro piano medio, ma anche per azioni nel loro piano medio. Fanno parte dei meccanismi locali, ad esempio, le criticità connesse a rotazioni delle pareti fuori dal proprio piano e alla presenza di elementi spingenti (come archi, volte o

puntoni), ma anche alla sconnessione di orizzontamenti e coperture e alla fuoriuscita delle travi dalle sedi di appoggio.

L'identificazione dei meccanismi locali può essere ottenuta attraverso modellazioni specifiche, ad esempio con elementi continui o discreti, o prefigurata dal progettista sulla base della conoscenza storica del manufatto o del comportamento sismico di strutture analoghe, oppure in base al rilievo degli stati fessurativi già presenti, anche di origine non sismica.

[...]La verifica della maggior parte dei suddetti meccanismi può essere eseguita attraverso l'analisi dei cinematismi di corpo rigido utilizzabile anche per la verifica a pressoflessione fuori dal piano di pannelli murari in edifici esistenti, come possibile alternativa alla procedura indicata al § 7.8.1.6 delle N.T.C. 2018. In particolare, occorre eseguire la verifica dei meccanismi locali di pressoflessione fuori dal piano individuando accuratamente gli elementi ritenuti vulnerabili per posizione e snellezza."

Visto quanto su indicato, risulta quindi necessario effettuare un'analisi che tenga in considerazione la nuova geometria del pannello murario che, come si è già appurato, porta comunque ad una variazione di resistenza e rigidezza non trascurabili. Altro fattore comunque importante da considerare è che per la città di Torino, ove è ubicata la struttura in esame, fino a pochi anni fa non era considerata zona sismica a differenza di oggi (seppur considerata zona sismica 4 quindi soggetta ad una sollecitazione alla base relativamente bassa anche, comunque, considerando la geometria comunque tozza della stessa).

In generale, ogni meccanismo locale di corpo rigido, può essere descritto da un insieme di blocchi murari, che possono essere considerati indeformabili. In pratica, la norma attualmente vigente, prevede che per gli edifici esistenti esclusivamente verifiche locali eseguite con il metodo dell'analisi limite su cinematismi parziali.

Le più comuni tipologie di meccanismo locale che si possono innescare sono definite al §5.2 del presente elaborato. Per semplicità di calcolo ci soffermeremo esclusivamente allo studio del ribaltamento semplice al di fuori del piano del pannello murario oggetto di interesse. La valutazione di questo meccanismo è basata sui metodi dell'analisi limite: in pratica viene determinato il *minimo moltiplicatore cinematicamente ammissibile* che attiva il meccanismo di collasso.

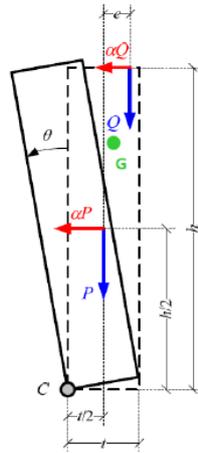


Figura 6.15: Schematizzazione del meccanismo di collasso

Il metodo di calcolo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile, ossia di una catena cinematica;
- si individuano sistemi di corpi rigidi, definiti da cerniere flessionali o piani di frattura per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro. La posizione della cerniera flessione è funzione delle ipotesi alla base o meglio è legata a come si vuole assumere la resistenza a compressione della muratura. Se si assume che la resistenza a compressione della muratura è infinita allora la cerniera flessionale si formerà direttamente all'estremità del pannello murario, mentre se si assume la resistenza a compressione reale della muratura, la formazione della cerniera flessionale non è di univoca determinazione ma dovrà essere calcolata come di seguito verrà indicato. Nell'immagine che segue si mostra, molto banalmente, la differenza tra entrambe le situazioni:

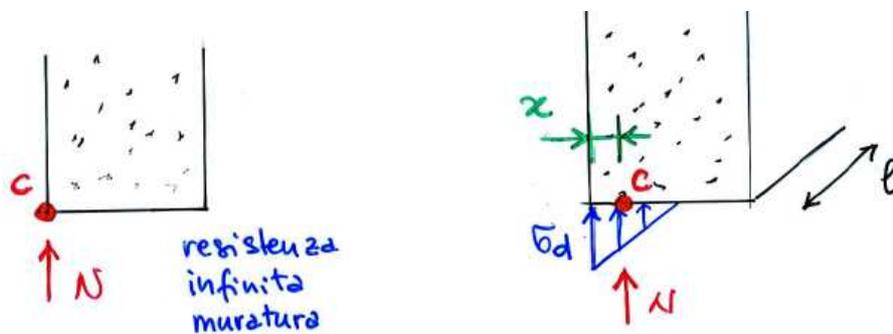


Figura 6.16: Posizionamento della cerniera flessionale

La relazione che ci permette di determinazione con esattezza la posizione della cerniera flessione nel secondo caso è la seguente:

$$x = \frac{2 \cdot \sum_i W_i}{3 \cdot f_d \cdot l}$$

dove:

- $\sum_i W_i$: peso totale della parete (esclusi i vuoti relativi alle aperture) e di tutti i carichi gravanti su di essa;
 - $f_d = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m}$: resistenza di progetto a compressione dove: f_m è la resistenza media a compressione della muratura in esame pari a 35,00 daN/cm² come definito al §6.3.4 della presente; FC è il fattore di conoscenza pari a 1,35 sempre come definito al §6.3.4 della presente; γ_m rappresenta il coefficiente di sicurezza per analisi sismiche ed è pari a 2,00;
 - l : rappresenta la lunghezza del pannello murario oggetto di analisi ed è pari a 30,97 m.
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 (moltiplicatore di collasso) che comporta l'attivazione del meccanismo. Come definito precedentemente, è necessario determinare il minimo moltiplicatore cinematicamente ammissibile ovvero dobbiamo trovare il più basso dei moltiplicatori che attiva il meccanismo. In pratica si procede andando a idealizzare la formazione di una cerniera flessionale in corrispondenza della base di ogni interpiano e considerando i carichi derivanti dal/i pannello/i murario/i soprastante/i. La valutazione del moltiplicatore di collasso può essere fatta seguendo due metodologie: attraverso il P.L.V. oppure attraverso l'equilibrio alla rotazione andando ad eguagliare il Momento Ribaltante con il Momento Stabilizzante. Si è scelto di perseguire la seconda strada utilizzando una schematizzazione come segue dove la lettera P si indicano le forze dovute ai pannelli murari (naturalmente depurate dai vuoti) mentre con la lettera N si individuano gli eventuali altri carichi da considerare come il peso dei solai che scaricano sulla muratura e, nel nostro caso, quota parte del tetto.

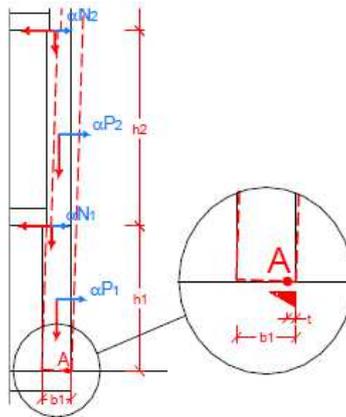


Figura 6.17: Schema di calcolo del coefficiente moltiplicatore dei carichi

➤ stima dell'accelerazione sismica spettrale:

- $M^* = \frac{(\sum_i W_i \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_i (W_i \delta_{x,i}^2)}$: massa sismica spettrale dove $\delta_{x,i}$ rappresenta lo spostamento virtuale orizzontale in corrispondenza di ogni punto di applicazione delle sollecitazioni dovuto al cinematismo considerato. Per determinare tale valore si impone lo spostamento unitario di un punto di controllo e se ne determinano i successivi visto comunque il comportamento di corpo rigido del pannello murario;
- $e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_i W_i}$: frazione di massa partecipante;
- $a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_i W_i}{M^* \cdot FC}$: accelerazione sismica spettrale.

➤ verifica del cinematismo di collasso. Prima di procedere alle verifiche è necessario definire lo spettro sismico il quale viene riportato nelle immagini che seguono.

Zona Suolo Topografia Fattore comport. q Dati progetto Vulnerabilità

Località: TORINO

Comune: Torino [Torino] - Piemonte

Zona sism.: 4

Latitudine: 45.0704

Longitudine: 7.6741

ID= 13670 ID= 13671
[7.6741, 45.0704]
ID= 13792 ID= 13793

Zona Suolo Topografia Fattore comport. q Dati progetto Vulnerabilità

A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi

B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fine molto consistenti

C - Depositii di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti

D - Depositii di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti

E - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m

Figura 6.18: Spettro sismico - definizione della zona e del suolo

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

Coefficiente di amplificazione topografica: 1.00

Tabella 2.2.V) - Valori massimi dei coeff. di amplif. topografica

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

Per azioni verticali :
 q : 2.38

Per azioni orizzontali :
 q : 2.38 | Edificio con struttura in muratura

$q = q_0 \cdot K_R = 2.98 \cdot 0.80$

Tipologia strutturale: Muratura ordinaria

Classe di duttilità: Classe di duttilità "B" (bassa)

α_U / α_1 : 1.7 Muratura ordinaria
 per struttura regolare in pianta

K_R : 0.8 (Edifici non regolari in altezza)

Figura 6.19: Spettro sismico - definizione della topografia e del fattore di comportamento

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

Struttura esistente

Vita nominale dell'opera V_N : 100

Coefficiente d'uso C_U : 2.0 (Classe d'uso IV)

Periodo di riferimento: 200

P_{VR} di progetto (%): 10% (SLV)

P_{VR} di esercizio (%): 63% (SLD)

Coeff. di smorzamento viscoso ξ (%): 5

Figura 6.20: Spettro sismico - definizione dei dati di progetto

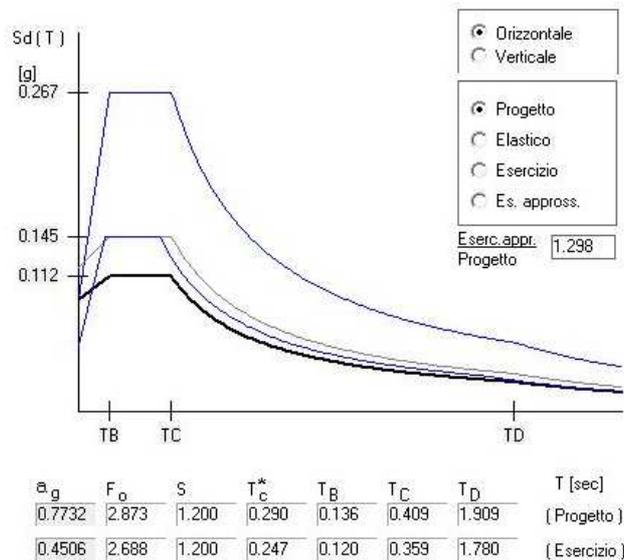


Figura 6.21: Spettro sismico

Nota lo spettro sismico è necessario definire una serie di parametri prima di procedere alle verifiche:

- $P_{VR}=10\%$: probabilità di superamento calcolato allo S.L.V.;
- $a_g(P_{VR})=0,7732g$: accelerazione massima orizzontale al sito in funzione dello stato limite che siamo considerando;
- $S=1,20$: coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $C_1=0.05$: coefficiente correttivo definito dalla normativa per le strutture in muratura;
- $H=15,20m$: altezza totale dell'edificio;
- $T_1 = C_1 H^{3/4}$: primo periodo di vibrazione dell'intera struttura;
- $S_e(T_1)=0,267g$: spettro elastico al periodo T_1 ;
- Z : rappresenta l'altezza del pannello murario che stiamo analizzando rispetto alla cerniera cilindrica;
- $\psi_{(z)} = \frac{Z}{H}$: primo modo di vibrare nella direzione considerata;
- $N=4$: numero totale di piani;
- $\gamma = \frac{3N}{2N+1} = 1,33$: coefficiente di partecipazione modale.

Definiti questi parametri è possibile procedere alle verifiche. La normativa vigente impone di verificare due condizioni, entrambe allo stato limite ultimo:

- $a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$: verifica per elemento isolato;
- $a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi_{(z)} \cdot \gamma}{q}$: verifica per porzione della costruzione posta ad una certa quota.

Nei paragrafi che seguono vengono verificati i meccanismi di collasso di sole due catene cinematiche ovvero quella che interessa esclusivamente il piano primo e quella che interessa, contemporaneamente, il collasso simultaneo dei pannelli murari posti al piano rialzato e al piano primo. Il collasso del piano interrato non viene considerato in quanto, in seguito all'azione sismica e vista la presenza del terreno, la scatola muraria risulta fortemente bloccata.

6.5.1. Cinematismo I: collasso della muratura al piano primo

W_{TOT}	2133.21	kN	peso totale della parete e di tutti i carichi gravanti
f_d	12.96	daN/cm ²	resistenza di progetto a compressione

l	30.97	m	lunghezza della parete
x	3.54	cm	distanza della cerniera cilindrica rispetto al filo esterno
t	55.00	cm	spessore muratura
h ₁	470.00	cm	altezza netta piano primo
X _{MUR,PRIMO}	23.96	cm	dist. in dir. orizz. peso proprio della muratura piano primo rispetto alla cerniera
X _{TETTO}	23.96	cm	dist. in dir. orizz. tetto in legno rispetto alla cerniera
X _{SOL.SOTT}	23.96	cm	dist. in dir. orizz. solaio del sottotetto rispetto alla cerniera
y _{MUR,PRIMO}	235.00	cm	dist. in dir. vert. peso proprio della muratura piano primo rispetto alla cerniera
y _{TETTO}	470.00	cm	dist. in dir. vert. tetto in legno rispetto alla cerniera
y _{SOL.SOTT}	470.00	cm	dist. in dir. vert. solaio del sottotetto rispetto alla cerniera cilindrica
α ₀	0.0691		coefficiente moltiplicatore dei carichi che innesca il meccanismo di collasso I

6.5.2. Cinematismo II: collasso simultaneo delle murature poste al piano primo e al piano rialzato

W _{TOT}	4160.35	kN	peso totale della parete e di tutti i carichi gravanti
f _d	12.96	daN/cm ²	resistenza di progetto a compressione
l	30.97	m	lunghezza della parete
x	6.91	cm	distanza della cerniera cilindrica rispetto al filo esterno
t	55.00	cm	spessore muratura
h ₁	470.00	cm	altezza netta piano primo
h ₂	470.00	cm	altezza netta piano rialzato
X _{MUR,PRIMO}	20.59	cm	dist. in dir. orizz. peso proprio della muratura piano primo rispetto alla cerniera
X _{TETTO}	20.59	cm	dist. in dir. orizz. tetto in legno rispetto alla cerniera
X _{SOL.SOTT}	20.59	cm	dist. in dir. orizz. solaio del sottotetto rispetto alla cerniera
X _{MUR,RIALZATO}	20.59	cm	dist. in dir. orizz. peso proprio della muratura piano rialzato rispetto alla cerniera
X _{SOL.PRIMO}	20.59	cm	dist. in dir. orizz. solaio del piano primo rispetto alla cerniera
y _{MUR,PRIMO}	705.00	cm	dist. in dir. vert. peso proprio della muratura piano primo rispetto alla cerniera
y _{TETTO}	940.00	cm	dist. in dir. vert. tetto in legno rispetto alla cerniera
y _{SOL.SOTT}	940.00	cm	dist. in dir. vert. solaio del sottotetto rispetto alla cerniera
y _{MUR,RIALZATO}	235.00	cm	dist. in dir. vert. peso proprio della muratura piano rialzato rispetto alla cerniera
y _{SOL.PRIMO}	470.00	cm	dist. in dir. vert. solaio del piano primo rispetto alla cerniera
α ₀	0.0357		coefficiente moltiplicatore dei carichi che innesca il meccanismo di collasso II

6.5.3. Stima dell'accelerazione sismica spettrale

Come si può notare dai risultati di cui sopra, il coefficiente moltiplicatore dei carichi che innesca il collasso derivante dal secondo cinematismo risulta inferiore al suo corrispettivo relativo al

primo cinematico. Tale valore, pari quindi a 0,0357, dovrà essere utilizzato per la stima dell'accelerazione sismica spettrale come di seguito riportato.

α_0	0.03571		il meccanismo di collasso fuori dal piano è generato dal secondo cinematico
θ	0.00106	rad	rotazione virtuale
$\delta_{x,MUR.RIALZATO}$	0.25000	cm	spostamento della forza P_1 dovuto alla rotazione virtuale
$\delta_{x,SOL.PRIMO}$	0.50000	cm	spostamento della forza P_2 dovuto alla rotazione virtuale
$\delta_{x,MUR.PRIMO}$	0.75000	cm	spostamento della forza P_3 dovuto alla rotazione virtuale
$\delta_{x,SOL.SOTT}$	1.00000	cm	
g	9.81	m/sec ²	accelerazione di gravità
M^*	3403.28	kN	massa partecipante
e^*	8.02		frazione di massa partecipante
a_0^*	0.03	m/sec ²	accelerazione sismica spettrale

6.5.4. Verifiche

P_{VR}	10	%	Stato Limite di Salvaguardia della Vita (S.L.U.)
$a_{g(PVR)}$	0.7732	g	accelerazione orizzontale massima al sito
S	1.20		coef. per categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
C_1	0.05		coef. per tipologia di costruzioni in muratura portante
H	15.2	m	altezza totale edificio
T_1	0.3849	s	primo periodo di vibrare dell'intera struttura
$S_{e(T1)}$	0.267	g	spettro elastico di progetto al periodo T_1
Z	9.9	m	altezza del pannello murario oggetto di verifica
$\psi_{(Z)}$	0.6513		primo modo di vibrare nella direzione considerata
N	4		numero di piani dell'edificio
γ	1.33		coefficiente di partecipazione modale
q	2.38		fattore di comportamento per azioni orizzontali
$a_{g(PVR)} * S / q$	3.8244		verifica non soddisfatta
$S_{e(T1)} * \psi_{(Z)} * \gamma / q$	1.4674		verifica non soddisfatta

Dalle analisi eseguite, le verifiche proposte dalla normativa risultano, entrambe, non soddisfatte. Tale situazione può essere associata al fatto che la struttura, non è mai stata progettata e/o verificata in situazione sismiche viste che il territorio torinese è stato inserito in zona sismica solo in seguito alla Delibera della Giunta Regionale del 21/05/2014 n°65.

Ciò, come da diagramma di flusso mostrato in *Figura 6.6*, ci porta ad eseguire una analisi globale, a telaio equivalente, dell'intera struttura per capire quanto la nuova organizzazione delle aperture interessi lo stato sollecitante all'interno dei pannelli e delle fasce murarie.

6.6. ANALISI GLOBALE

6.6.1. Il software Dolmen

Il software permette di simulare il comportamento dell'edificio in muratura portante tramite un modello strutturale a telaio equivalente dove ogni porzione viene schematizzata tramite aste svincolate relativamente ai momenti perpendicolari al loro piano.

Le murature sono completamente gestite e verificate all'interno del CAD 3D Struttura attraverso il menù "Murature".

L'Input consiste nella creazione della "scatola muraria" attraverso entità chiamate "Interpiano", rappresentative del tratto di una parete compreso fra due orizzontamenti, con assegnate proprietà di geometria, spessore e materiale: in questi interpiani vanno poi inseriti gli oggetti "Apertura", gestiti tramite le corrispondenti schede tipologiche, come ogni altro oggetto dell'ambiente tridimensionale. Gli interpiani, insieme alle aperture in essi praticate, sono traslabili e copiabili al pari degli altri oggetti strutturali. Con la funzione "Genera modello" si richiede al programma di dedurre da questo input la geometria e le sezioni del telaio equivalente: esso si compone di elementi asta, generati però con ben precise proprietà di svincolo interno ed estremi rigidi, secondo un metodo collaudato per tener conto delle particolarità delle strutture murarie (sono reperibili indicazioni di dettaglio nelle pubblicazioni edite dal C.N.R. - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti).

In DOLMEN, la generazione del modello a telaio equivalente avviene in modo automatico sulla base delle descrizioni fornite dall'utilizzatore; ciò che ne risulta è una schematizzazione piuttosto semplice e comprensibile, in quanto si compone di elementi usuali, le aste, il cui comportamento è facilmente interpretabile.

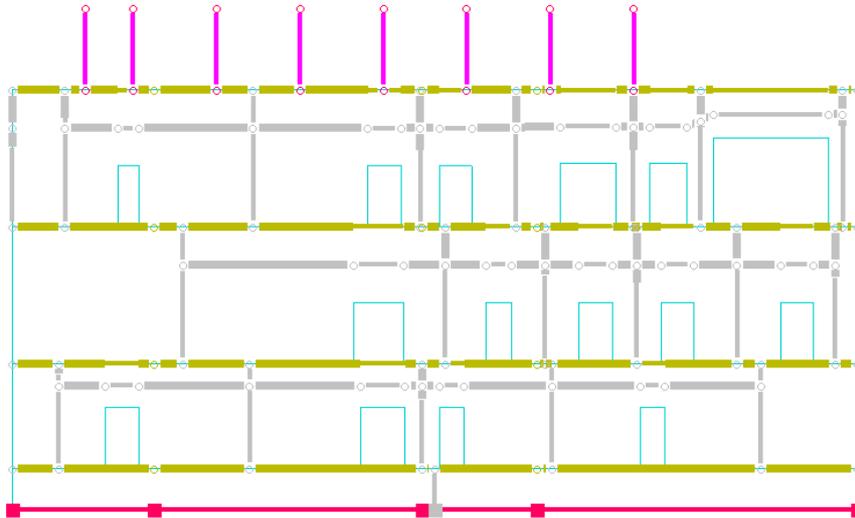


Figura 6.22: Schematizzazione di un pannello murario con modello a telaio equivalente

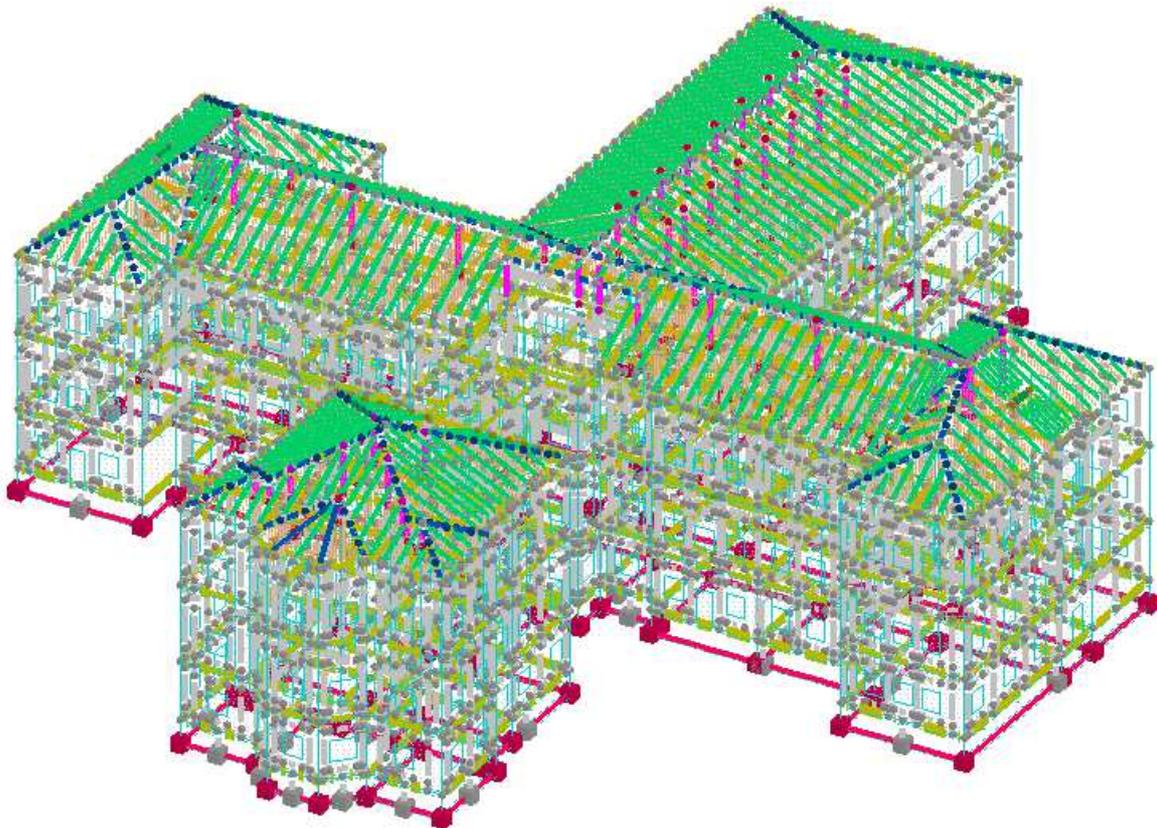


Figura 6.23: Schematizzazione dell'intera struttura tramite modello a telaio equivalente

Tali aste rappresentano elementi maschio, se ad asse verticale, elementi fascia, se ad asse orizzontale.

Il maschio murario nasce completamente svincolato alle sue estremità relativamente ai momenti fuori piano, ovvero, secondo le convenzioni di DOLMEN, relativamente ai momenti M_{yy} .

Svincoli aggiuntivi vengono inseriti anche nel caso di pannelli particolarmente snelli, come richiesto dalle N.T.C. 2018. Per tener conto di ciò, infatti, vengono inseriti ulteriori svincoli al momento per azioni nel piano, in modo da far sì che il pannello si limiti semplicemente a trasmettere carichi verticali.

Un modello così creato è, per sua natura, facilmente modificabile e completabile dal progettista, ad esempio con l'inserimento di altri elementi quali travi in acciaio, solai, travi in cemento armato, tiranti, fondazioni alla Winkler, ecc. Dal momento in cui il modello viene creato, e fino al momento della sua verifica, le aste di cui si compone sono a tutti gli effetti oggetti strutturali dell'ambiente CAD 3D, struttura al pari degli altri e come tali caricabili, vincolabili, ecc.

In analogia poi a quanto avviene per le carpenterie, dove un insieme di aste viene ricordato dal programma come "trave", per essere consegnato al programma "Trave Continua", anche in questo caso un insieme di aste viene ricordato dal programma come costituente un elemento "Maschio murario" o "Fascia di piano" e come tale suscettibile delle verifiche del modulo "murature".

6.6.2. Analisi dei risultati

Le caratteristiche meccaniche dei pannelli murari utilizzate per la realizzazione del modello strutturale vengono riportati nelle immagini che seguono:

The image shows two panels from a software interface. The left panel is titled 'MURATURA ESISTENTE' and contains the following fields:

- Nome: MURATURA ESISTENTE
- Descr. aggiuntiva: Muratura esistente in mattoni e calce
- Modulo di Young: 25926 daN/cm²
- Modulo di Poisson: 0.2
- Modulo di elast. tang. G: 10370 daN/cm²
- Coeff. di dilat. termica: 0 1 / °C
- Peso specifico: 0.0018 daN/cm³

The right panel is titled 'esistente : valori MEDI' and contains the following fields:

- f_m : 35 daN/cm²
- τ_0 : 0.9 daN/cm²
- f_{hm} : 17.5 daN/cm²
- γ_M (caso statico): 1.5

Figura 6.24: Caratteristiche meccaniche muratura portante

Come si può notare, a differenza delle caratteristiche meccaniche definite al §6.3.4 i moduli secanti, rispettivamente il modulo di Young " E " ed il modulo di elasticità tangenziale " G " sono stati ridotti del fattore di confidenza $FC=1.35$ in modo da rendere le verifiche quanto più severe possibili e per rappresentare, al meglio le informazioni in possesso sulle caratteristiche dei materiali in sito.

Il valore f_{hm} invece, rappresenta la resistenza media a compressione della muratura, in direzione orizzontale, utilizzata per la verifica delle fasce di piano che di solito viene assunta pari alla metà della resistenza media a compressione della muratura in direzione verticale.

Eseguita la modellazione, il modello solido dell'intero padiglione oggetto di verifica è di seguito riportato:

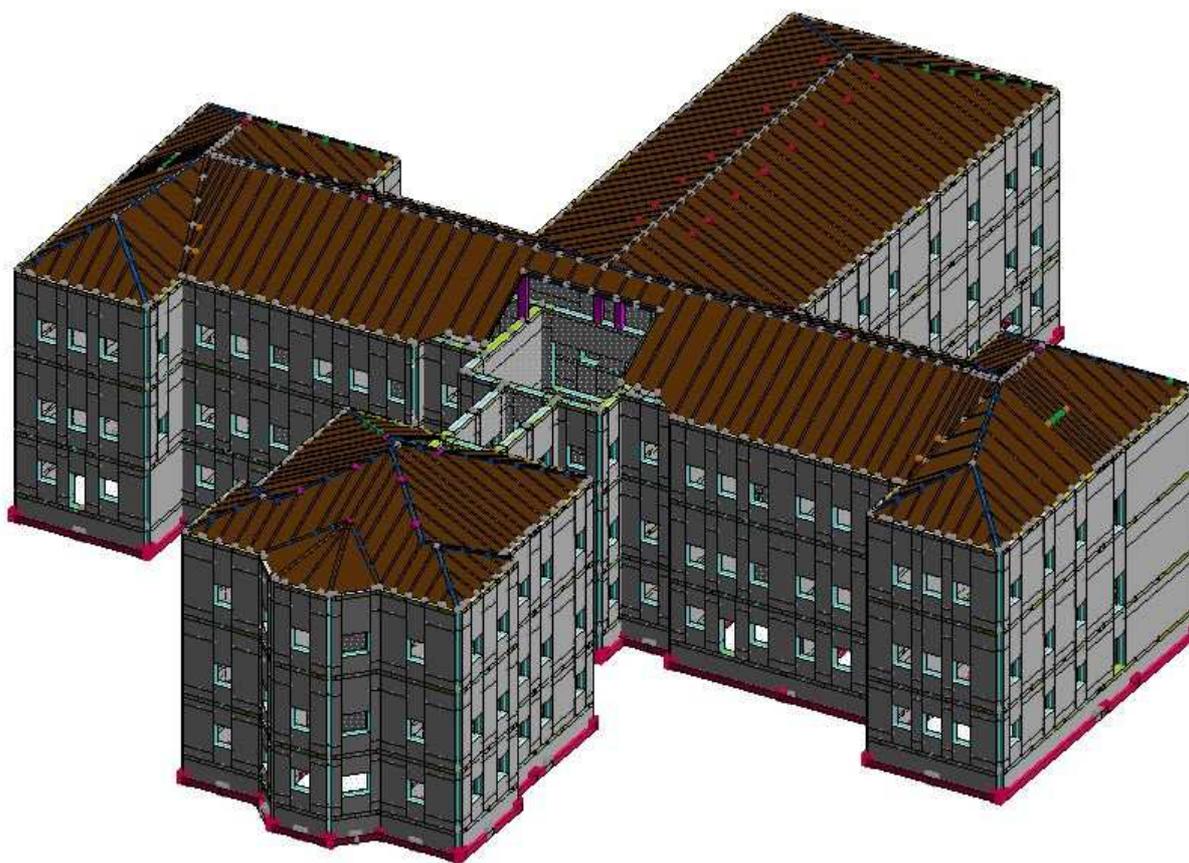


Figura 6.25: Modello solido dell'intera struttura oggetto di analisi

Finita la modellazione, è possibile effettuare l'analisi dinamica dell'intera struttura per poi procedere a visualizzare a video le varie verifiche che il software esegue per i maschi murari e per le fasce di piano che vengono riassunte nell'immagine seguente:

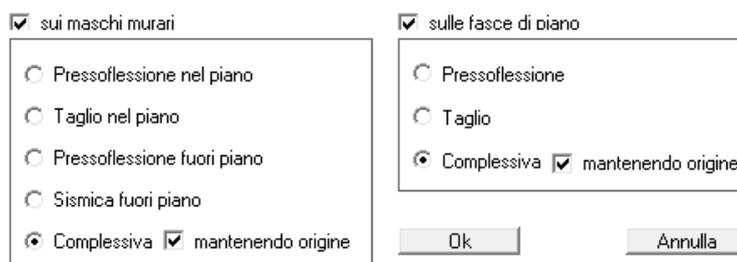


Figura 6.26: Verifiche eseguite dal software sui maschi murari e sulle fasce di piano

A questo punto, per poter confrontare al meglio i risultati, si è scelto di realizzare due modelli: uno in riferimento alla situazione ante-operam (immagine di sinistra) ed uno in riferimento alla situazione post-operam (immagine di destra) con esclusivamente la realizzazione delle nuove aperture e senza l'inserimento di nessun tipo di irrigidimento (come la cerchiatura progettata ai capitoli precedenti) che blocchi i meccanismi di collasso visti al paragrafo precedente.

Nelle immagini che seguono si riporta, in primis, le mappe colorate dove il colore verde indica che l'elemento è verificato (il coefficiente di sicurezza risulta ≥ 1), e poi le verifiche eseguite andando a confrontare la situazione ante-operam (immagine a sinistra) e la situazione post-operam (immagine a destra).

Le verifiche effettuate, però, fanno riferimento a due diversi tipi di combinazione di carichi utilizzate e messe a disposizione dal programma di seguito riportate:

- *Caso 1 – SLU + SLU SISMA X*: in questo caso vengono considerati i carichi gravitazionali allo S.L.U. e i carichi generati dall'azione sismica, sempre allo stato limite, in direzione x;
- *Caso 2 – SLU + SLU SISMA Y*: a differenza del caso precedente, vengono considerati oltre ai carichi gravitazionali allo S.L.U. ma anche i carichi generati dall'azione sismica, allo stato limite, in direzione y.

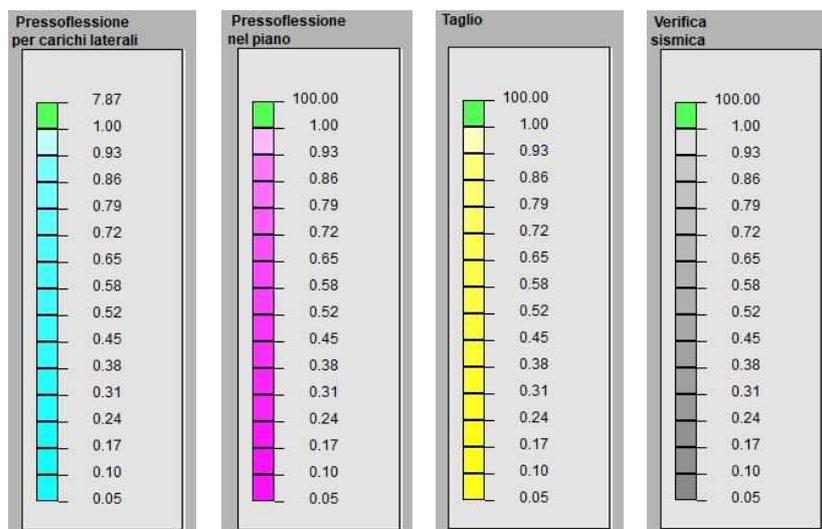


Figura 6.27: Mappatura colorata per verifica

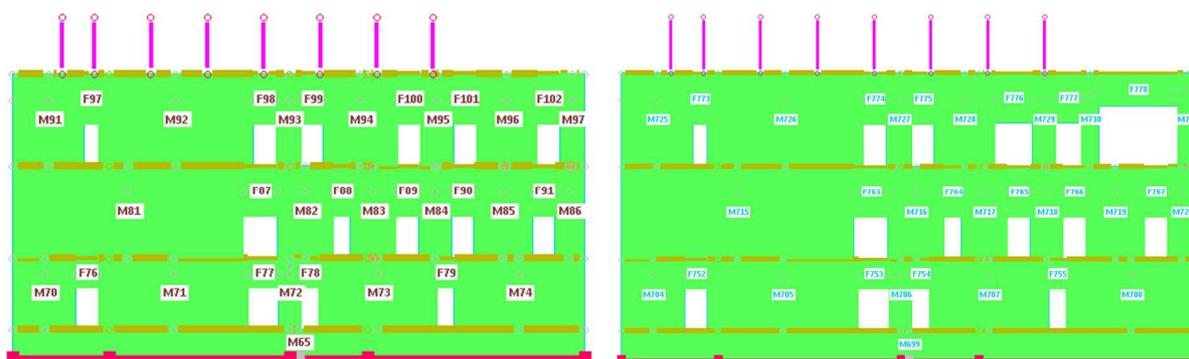


Figura 6.28: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 1: pressoflessione nel piano

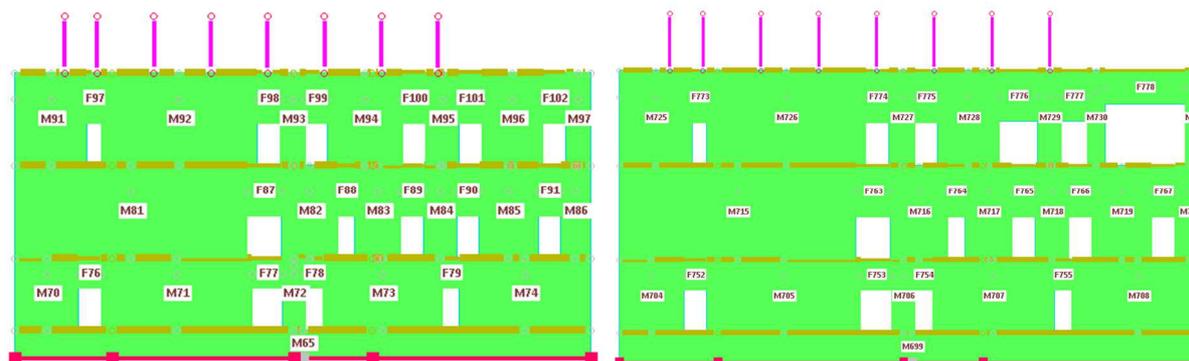


Figura 6.29: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 1: taglio nel piano

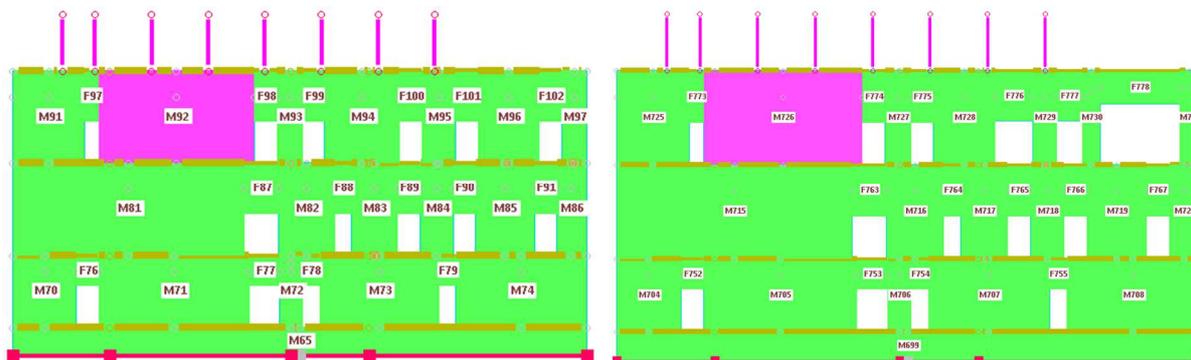


Figura 6.30: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 2: pressoflessione nel piano

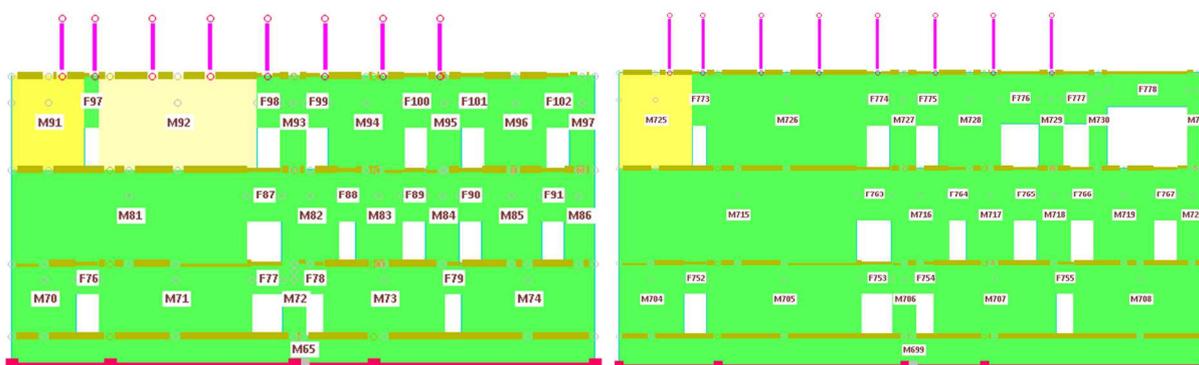


Figura 6.31: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 2: taglio nel piano

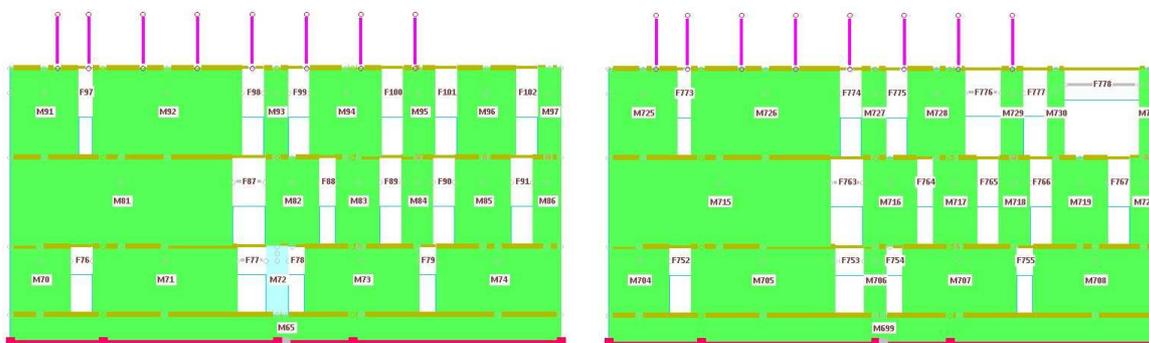


Figura 6.32: Verifica pannelli murari CASO 1 & CASO 2 - Pressoflessione fuori piano

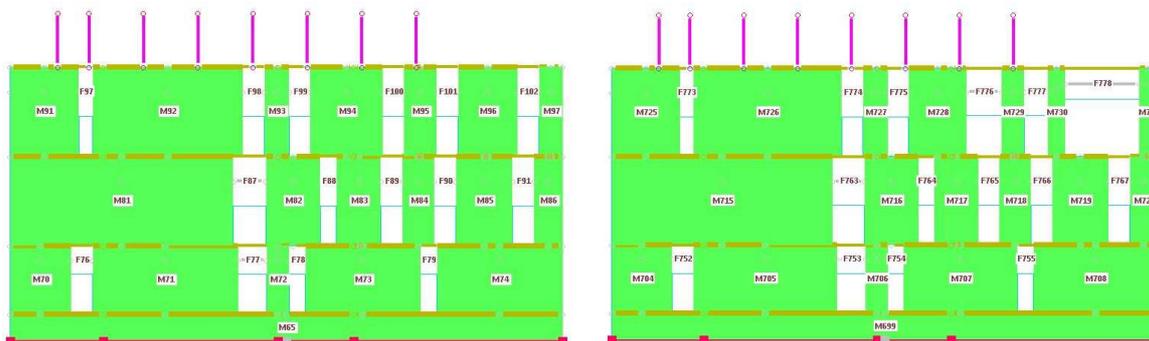


Figura 6.33: Verifica pannelli murari CASO 1 & CASO 2 - Sismica fuori dal piano

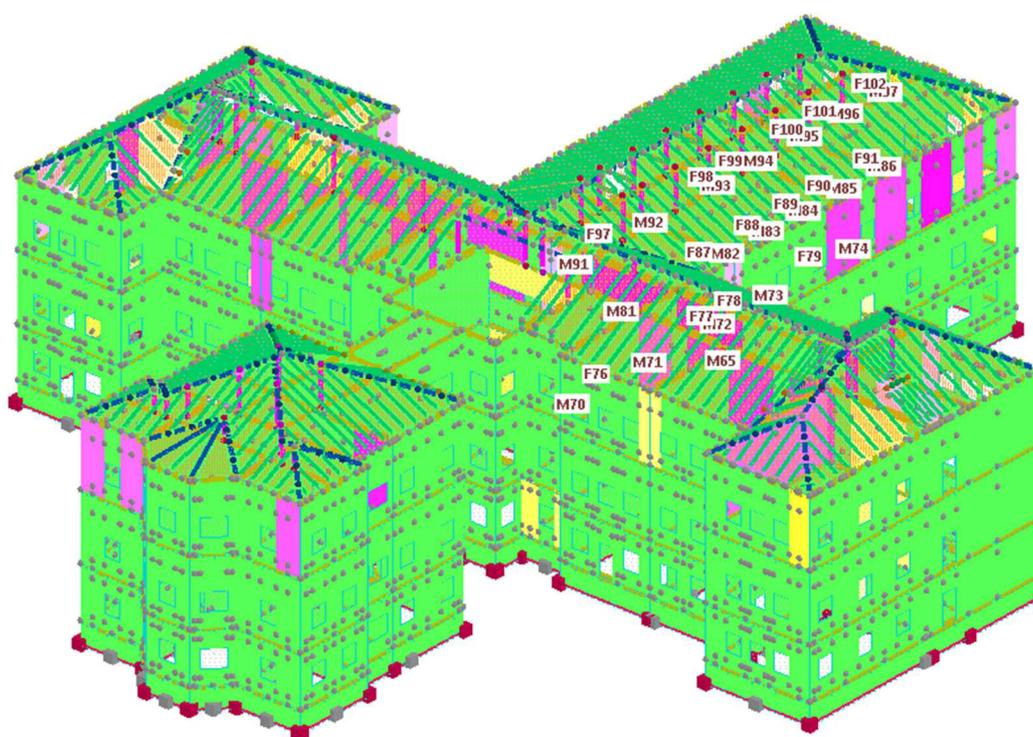


Figura 6.34: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 1- Visualizzazione complessiva ante-operam

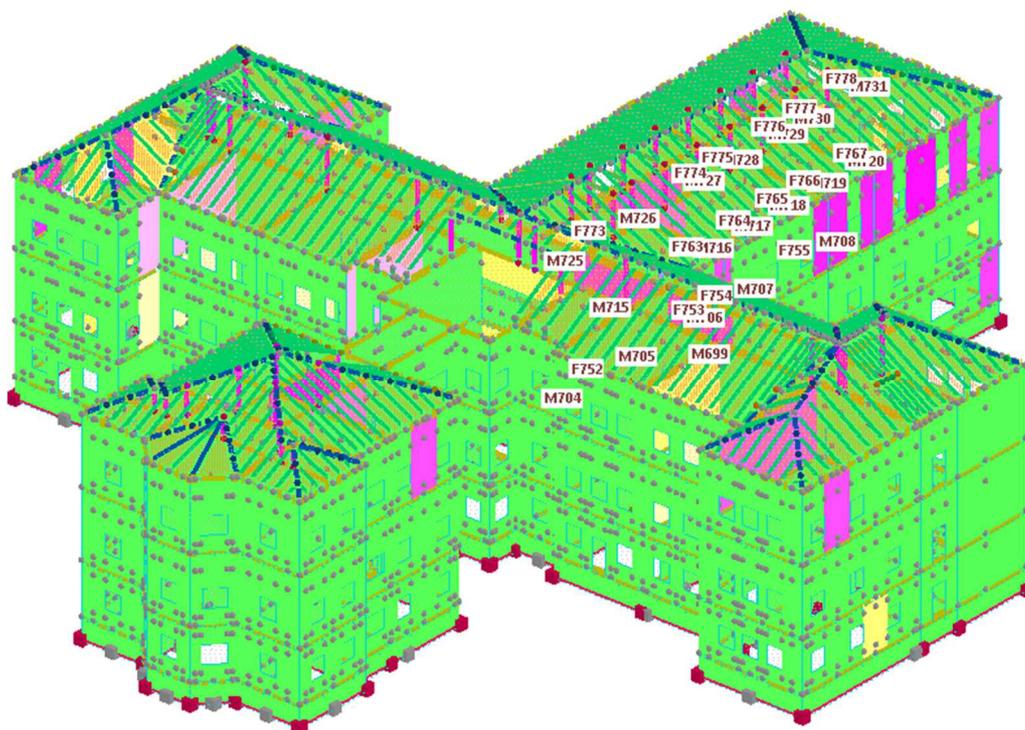


Figura 6.37: Verifica pannelli e fasce murarie CASO 2- Visualizzazione complessiva post-operam

6.7. CONCLUSIONI

Visti, quindi, i risultati ottenuti in merito a tutte le analisi svolte, con il presente lavoro di tesi si può concludere che:

- in caso di verifica non soddisfatta per un collasso di *modo II*, che avviene nel piano della muratura, per risolvere la problematica basta progettare, in maniera adeguata e rispettando le prescrizioni normative vigenti, una cerchiatura da inserire perimetralmente alla nuova apertura in modo da ripristinare la resistenza senza modificare la duttilità del pannello murario stesso.

Nel caso in esame, però, la realizzazione di una cerchiatura non basta a ripristinare la resistenza e la rigidità persa con la realizzazione di nuove aperture per cui è necessario procedere alla realizzazione di una modellazione globale dell'intera struttura;

- in caso di verifica non soddisfatta per un collasso di *modo I*, che avviene al di fuori del piano della muratura, risulta necessario, anche in questo caso, andare a realizzare una

modellazione globale dell'intera struttura per capire quanto incide la nuova distribuzione architettonica con le sollecitazioni che ci sono in gioco.

Dalle analisi condotte con l'aiuto del software Dolmen, necessaria viste le verifiche non soddisfatte di cui sopra, si è verificato che la redistribuzione delle sollecitazioni nei pannelli murari oggetto di studio non subisce nessuna variazione tra lo stato ante-operam e lo stato post-operam o meglio gli elementi che prima dell'intervento erano verificati, restano verificati e gli elementi che prima dell'intervento non erano verificati, non sono ancora verificati.

La presenza di elementi non verificati, sia nello stato ante-operam, che nello stato post-operam nasce dal fatto che il progetto originario della struttura, risalente agli anni '30, era stato eseguito senza considerare azioni sismiche in quanto al territorio torinese è stata assegnata una classificazione sismica solo negli ultimi anni. Con il presente lavoro di tesi, naturalmente, non si è entrato nel merito di definizione di indice di vulnerabilità sismica e relativi interventi di adeguamento sismico.

Nel suo complesso, l'analisi dinamica globale compiuta con il modello di telaio equivalente, mostra che la riorganizzazione delle aperture nelle pareti portanti non causa l'insorgere di nuovi punti di criticità che non fossero già presenti nella situazione ante-operam.

7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

8.1. RIFERIMENTI NORMATIVI

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011, Supplemento Ordinario n. 54 alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2011.

Circolare 2 febbraio 2009 , n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Eurocodice 6. Progettazione delle strutture di Muratura. UNI, Milano, 1998.

Eurocodice 8. Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. UNI, Milano, 1998.

Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale. Supplemento ordinario n.25 della gazzetta ufficiale n.24 del 29 Gennaio 2008.

Norme tecniche ed edilizie per ricostruire case distrutte. Governo Napoletano, 20 Marzo 1784.

Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 Dicembre 1908.

Regio Decreto 18 Aprile 1909. Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione del territorio nazionale.

Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei ministri del 2.10.2003 n.3274. G.U. 8 Maggio 2003 n.105.

Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del C.M. n. 3274 del 20.03.2003.

Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 2.10.2003 n.3316. G.U. 10.10.2003 n.236.

Ulteriori modifiche ed integrazioni all' Ordinanza del Presidente del C.M. n. 3274 del 20.03.2003. Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 3.05.2005 n.3431.

G.U. 10.05.2005 n.107 e relativo Suppl. Ord. n.85.

Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni.

Circolare n° 7 del C.C.LL.PP. del 21 gennaio 2019. Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al decreto ministeriale del 17 gennaio 2018.

8.2. BIBLIOGRAFIA

Barucci C.,1990 - La casa antisismica – Prototipi e brevetti”, Gangemi editore.

Braga F., Dolce M.,1982 - Un metodo per l'analisi di edifici multipiano in muratura antisismici, Roma.

Calderoni B., Marone P., Pagano M., 1987 - Modelli per la verifica statica degli edifici in muratura in zona sismica, Ingegneria sismica.

Calderoni B., Lenza P., Pagano M.,1989 - Attuali prospettive per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura, Atti del 4° Congresso Nazionale ANIDIS, Milano.

Cattari S., Curti E., Galasco A., Resemini S.,2005 - Analisi sismica lineare.

Allegra G.F., 1996 - Il consolidamento degli edifici in muratura, Reggio Calabria.

Augenti M., 2000 - Il calcolo sismico degli edifici in muratura, Torino.

Cigni G., 1978 - Il consolidamento murario, tecniche di intervento, Roma.

Bellini A., 1986 – Tecniche della conservazione, Milano: F. Angeli.

Brunetti G., Foglio P. L., 1980 – Indagini non distruttive per il riuso edilizio, Milano: F. Angeli.

Carbonara G., 1996 – Trattato di restauro architettonico, Torino: UTET vol. II.

Cigni G., 1978 – Consolidamento e ristrutturazione dei vecchi edifici, problemi tecnico costruttivi, Roma: edizioni Kappa.

Defez A., 1981 – Il consolidamento degli edifici, Napoli: Liguori.

De Tommasi G., Fatiguso F. – L'edilizia a struttura mista dei primi del 900': procedure e interventi per la conservazione e manutenzione, Adda Editore.

Galloni F., 1982 – Il restauro delle costruzioni in muratura, Roma: edizioni Kappa.

Mariani M., 2006 – Trattato sul consolidamento e restauro degli edifici in muratura, Firenze: Nardini.

Normal 42/93 – Criteri generali per l'applicazione delle prove non distruttive.

Rocchi G., Bartolozzi A., Giorni L., 1982 – Applicazioni della termografia, operatività e ricerca nel restauro, Firenze: Sansoni.

Rocchi P., Piccirilli C., 1999 – Manuale della diagnostica, Roma: edizioni Kappa.

Bondi A., 2004 – Progettazione antisismica degli edifici, normativa sismica a confronto, Palermo.

Boscotrecase L., Piccarretta F., 2009 – Edifici in muratura in zona sismica, nuove costruzioni, consolidamento dell'esistente, Palermo.

Ghosh S. K., 1991 – Earthquake, resistant concrete structure, Detroit.

Giuffrè A., 1988 – Monumenti e terremoto, aspetti statici del restauro, Roma.

Lagomarsino S., Penna A., Galasco., Cattari S., 2003 – Analisi sismica non lineare di edifici in muratura, Genova.

Magenes G., 2004 – Progettazione antisismica degli edifici in muratura, Pavia.

Mastrodicasa S., 2007 – Dissesti statici delle strutture edilizie, Milano.

Muscolino G., 2002 – Dinamica delle strutture, Milano.

Paulay T., Priestley M. J. N., 1992 - Seismic design of reinforced concrete and masonry building, New York.

Pugi F., 2006 – Edifici in muratura e nuova normativa antisismica: l'analisi pushover come evoluzione del metodo Por, Firenze.

Santoro L., 2009 – Rischio sismico e patrimonio monumentale, valutazione e riduzione del rischio sismico secondo le norme vigenti, Palermo

CARBONARA G., 2004 Atlante del Restauro, Torino

ZEVI L., 2001 - Il manuale del restauro architettonico. Roma.

Brencich A., Lagomarsino S., 1998 - A macro-element dynamic model for masonry shear walls.

Como M., Grimaldi A., 1986 - A new method on the lateral strength evaluation of masonry walls and buildings. Lisbona

Braga F., Liberatore D., 1990 - A finite element for the analysis of the response of masonry buildings.

Abruzzese D., Como M., Lanni G., 1992 - On the lateral strength of multistory World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Ed. Balkema.

Aquilino M., Gallo Curcio A., Piccarreta F., 1981 - Analisi sperimentale di pannelli murari diversamente consolidati, Atti del I° Congresso Nazionale ASSIRCCO, Verona.

Calvi G.M., Pavese A., 1989 - Application of Dynamic Identification Techniques to a Brick Masonry Building Prototype, 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna.

Dolce M., 1989 - Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti, Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri. Potenza.

Gambarotta L. 1999 - Modelli teorico-numeric per la valutazione della risposta sismica di edifici in muratura, Rapporto Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti. Roma.

Gambarotta L., Lagomarsino S., 1996 - Sulla risposta dinamica di pareti in muratura, Atti del Convegno Nazionale " La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto, Messina 18-20 settembre 1996. Bologna.

Gambarotta L., Lagomarsino S., Brencich A., - A macroelement approach to the three dimensional seismic analysis of masonry buildings. Atti del XI° Conferenza Europea sull' Ingegneria Sismica. Parigi.

Lagomarsino S., Giovinazzi S., 2001 - Una metodologia per l'analisi di vulnerabilità sismica del costruito. Atti del X° Convegno Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia", Potenza – Matera.

Magenes G., Bolognini D., Braggio C., 2000 - Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura. CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma.

Magenes G., Calvi G.M., 1996 - Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie. Atti del Convegno Nazionale " La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto, Messina.

Magenes G., 2000 - A Method for Pushover Analysis in Seismic assessment of Masonry Buildings, New Zealand.

Mezzina Mauro; Raffaele Domenico; Uva Giuseppina, 2011 - Progettazione Sismo-Resistente Di Edifici In Cemento Armato, Hoepli Editore.

Tomazevic M., 1996 - Recent advances in earthquake-resistant design of masonry buildings: european prospective. Acapulco.

Antonello Salvatori, Davide Pedicone, 2011 - Applicazione dell'isolamento sismico ad edifici in muratura: il caso di edifici danneggiati dal sisma del 6 aprile 2009 A L'Aquila.

L. Binda, A. Saisi, 2012 – Il ruolo delle indagini nella diagnostica strutturale.

B. Martinisi, F. Robba, 1971 - Carta Geologica d'Italia, foglio 202, Taranto.

Galasco A., Frumento S. 2011 – Analisi sismica delle strutture murarie, calcoli strutturali, Napoli, gruppo editoriale Simone.

Cattari S., 2007 - Modellazione a telaio equivalente di strutture esistenti in muratura e miste muratura-c.a.: formulazione di modelli sintetici, Università degli Studi di Genova, tesi di dottorato.

8.3. SITOGRAFIA

https://www.2si.it/wp-content/uploads/2019/01/20160703_Milani_Cinematismi.pdf

http://oldwww.unibas.it/utenti/vona/Dati/Lezione%202.5_Muratura_Analisi%201.pdf

<http://www2.ing.unipi.it/~a005843/Costruzioni%20in%20zona%20sismica/12-3G-ANALISI-MECCANISMI-LOCALI.pdf>

http://www.risknet-alcotra.org/rna/allegati/2-dic-ferretti-4-analisi-cinematica-non-lineare_748.pdf

https://it.wikipedia.org/wiki/Stato_limite

<http://www.comune.zibidosangiaco.mi.it/export/sites/default/allegati/pgt/variante1/LINC-RELAZ-VULNERABILITA-26-04-2011.pdf>

<http://www-3.unipv.it/step/file/0212829001255015965.pdf>

https://www.ingegneria.unisalento.it/c/document_library/get_file?folderId=6889827&name=D LFE-293765.pdf

<http://unina.stidue.net/Politecnico%20di%20Milano/Ingegneria%20Strutturale/Corsi/Corso%20SILSIS/Lezione3.ppt>

<https://www.marcodepisapia.com/verifica-geotecnica-fondazioni-approccio-1-o-2-quali-scegliere/>

<https://www.geostru.eu/it/ntc-2018-importanti-novita-nella-progettazione-geotecnica/>

<https://www.ingegneri.cc/prove-in-situ-per-le-murature.html>

<https://www.ediltecnico.it/wp-content/uploads/2019/05/Scala-macrosismica-europea-EMS-98.pdf>

<http://www.crisbasilicata.it/files/didattica/articolo%20edilio1.pdf>

http://www.smartblockplus.com/index.php?option=com_content&view=article&id=81&Itemid=72&lang=it

<http://proveinsitu.it/strutture-in-muratura/>

http://www.reluis.it/doc/emergenza_terremoto_abruzzo/Schede_Meccanismi.pdf

<http://www.iuav.it/Ateneo1/docenti/architetto/docenti-st/Paolo-Facc/materiali-claMARCHco/LEZIONESETTE201220131.pdf>

<https://slideplayer.it/slide/198229/>

<http://www.ordingrieti.it/images/Materiale%20Corsi/Corso%20IPE/04%2002%202016%20Zuccaro%202.pdf>

<http://www2.ing.unipi.it/~a005843/Costruzioni%20in%20zona%20sismica/Magenes.pdf>

https://amslaurea.unibo.it/580/1/Nanetti_Daniele_tesi.pdf

<https://www.marcodepisapia.com/apertura-vano-in-muratura-portante/>