

ALMA MATER STUDIORUM – UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA,
AMBIENTALE E DEI MATERIALI

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA
in
DIAGNOSTICA E SPERIMENTAZIONE DELLE STRUTTURE

RIQUALIFICAZIONE STRUTTURALE DEL PATRIMONIO COSTRUITO: IL PROCESSO EDILIZIO LEGATO AL SUPERBONUS 110%

CANDIDATO:
Luca SPANI
matricola 909017

RELATORE:
Chiar.mo Prof. Claudio MAZZOTTI

CORRELATORE:
Ing. Luca VENTURI

Anno Accademico 2020/2021

Sessione II

SOMMARIO

CAPITOLO 1.	SCOPO DELLA TESI	3
1.1.	INTRODUZIONE AL CASO DI STUDIO	5
CAPITOLO 2.	PERCORSO DELLA CONOSCENZA	9
2.1.	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	9
2.2.	ANALISI STORICO-CRITICA	11
2.3.	RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE	13
2.3.1.	<i>Tipologie costruttive e materiali</i>	<i>16</i>
2.3.2.	<i>Analisi dello stato di danno rilevato</i>	<i>19</i>
2.4.	LIVELLO DI CONOSCENZA	22
2.5.	DEFINIZIONE DELLE AZIONI	23
2.5.1.	<i>Carichi permanenti</i>	<i>24</i>
2.5.2.	<i>Carichi variabili</i>	<i>27</i>
2.5.3.	<i>Azione sismica</i>	<i>28</i>
CAPITOLO 3.	ANALISI DI VULNERABILITÀ	35
3.1.	RISCHIO SISMICO	35
3.1.1.	<i>Classi di Rischio</i>	<i>37</i>
3.2.	IL SOFTWARE DI CALCOLO 3MURI	40
3.3.	MODELLAZIONE	44
3.3.1.	<i>Pareti</i>	<i>45</i>
3.3.2.	<i>Orizzontamenti</i>	<i>49</i>
3.3.3.	<i>Elementi non strutturali</i>	<i>53</i>
3.3.4.	<i>Generazione della mesh</i>	<i>55</i>
3.4.	ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI	61
3.4.1.	<i>Ribaltamento composto di parete</i>	<i>65</i>
3.4.2.	<i>Ribaltamento del cantonale</i>	<i>66</i>
3.5.	ANALISI DEL COMPORTAMENTO GLOBALE	69
3.5.1.	<i>Analisi sismica n. 15, Direzione X</i>	<i>76</i>
3.5.1.1.	<i> Criteri di resistenza dei pannelli murari</i>	<i>79</i>
3.5.1.2.	<i> Criteri di resistenza delle travi in muratura</i>	<i>81</i>
3.5.1.3.	<i> Legami costitutivi dell'elemento non lineare</i>	<i>82</i>

3.5.1.4.	<i>Interpretazione dei risultati</i>	84
3.5.2.	<i>Analisi sismica n. 21, Direzione Y</i>	90
3.5.3.	<i>Assegnazione della Classe di Rischio</i>	95
CAPITOLO 4.	INTERVENTI DI RINFORZO	97
4.1.	I MATERIALI FIBRO-RINFORZATI	98
4.1.1.	<i>Caratteristiche meccaniche</i>	99
4.1.1.1.	<i>Capacità a taglio</i>	102
4.1.1.2.	<i>Capacità a pressoflessione</i>	103
4.2.	PROGETTO DEI RINFORZI	104
4.3.	ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI	108
4.3.1.	<i>Ribaltamento composto di parete</i>	111
4.3.2.	<i>Ribaltamento del cantonale</i>	113
4.4.	ANALISI DEL COMPORTAMENTO GLOBALE	114
4.4.1.	<i>Ipotesi di intervento n. 1</i>	114
4.4.1.1.	<i>Cordolatura di piano con sistema FRCM</i>	114
4.4.1.2.	<i>Cerchiatura a telaio apertura parete P10</i>	116
4.4.1.3.	<i>Intonaco armato alla base dell'edificio</i>	122
4.4.1.4.	<i>Rinforzo elementi murari con sistema FRCM</i>	127
4.4.1.5.	<i>Analisi e interpretazione dei risultati</i>	129
4.4.1.6.	<i>Confronto dell'analisi sismica n. 15</i>	131
4.4.1.7.	<i>Confronto dell'analisi sismica n. 21</i>	132
4.4.2.	<i>Ipotesi di intervento n. 2</i>	136
4.4.2.1.	<i>Consolidamento solaio in putrelle e voltine</i>	136
4.4.2.2.	<i>Cerchiatura aperture alte del seminterrato</i>	138
4.4.2.3.	<i>Analisi e interpretazione dei risultati</i>	141
4.4.3.	<i>Assegnazione Classe di Rischio</i>	145
CAPITOLO 5.	CONCLUSIONI	148
BIBLIOGRAFIA	152

CAPITOLO 1. SCOPO DELLA TESI

Obiettivo del presente lavoro di tesi è l'approfondimento sulle modalità e sulle opportunità di riqualificazione del patrimonio costruito italiano che si presentano con l'introduzione del *Superbonus 110%*, uno strumento di incentivazione inserito nel Decreto-Legge "Rilancio" 19 maggio 2020, n. 34 per sostenere l'economia del Paese, in special modo il comparto dell'edilizia, a seguito dell'emergenza sanitaria scaturita dalla diffusione del virus Covid-19. Con il Superbonus lo Stato intende creare un meccanismo virtuoso di mercato che generi aumento dell'occupazione e del reddito rendendo al tempo stesso le abitazioni più efficienti dal punto di vista energetico e più sicure nei riguardi del sisma [1]. In particolare, la trattazione del secondo di questi aspetti costituirà il corpo centrale della tesi, volendo porre l'attenzione sulle vulnerabilità allo stato attuale del patrimonio edilizio italiano al fine di individuarne gli interventi migliorativi volti alla riduzione del Rischio Sismico, che costituiscono elemento trainante per le agevolazioni fiscali. L'argomento sarà sviluppato attraverso lo studio di un caso reale preso in carico durante le attività di tirocinio svolte presso lo Studio *Venturingegneria* a Bologna, in cui si proverà a realizzare un processo edilizio partendo dalla conoscenza del manufatto e arrivando all'ideazione dell'intervento volto all'adozione delle soluzioni più efficaci per il caso specifico.

Il recupero del patrimonio edilizio esistente è un tema centrale in Italia specialmente considerando che si tratta del patrimonio immobiliare più vecchio d'Europa [2]: circa il 25% degli edifici non è mai stato sottoposto a interventi di riqualificazione, mentre si stima che il 5% degli edifici necessitano di interventi urgenti ed il 40% richiedono misure di manutenzione straordinaria; sono circa 2,5 milioni gli edifici in stato di conservazione pessimo e mediocre (Figura 1.1). Risulta evidente, quindi, l'importanza di procedere alla realizzazione di interventi volti alla conservazione del valore e dell'efficienza delle costruzioni storiche in modo da aumentarne

i livelli di sicurezza in particolar modo nei confronti delle azioni sismiche. Infatti, oltre il 60% degli edifici a prevalente uso residenziale - quantificabile in numero pari ad oltre 7 milioni (Figura 1.2) - è stato realizzato prima dell'introduzione della Legge 2 febbraio 1974, n. 64, dove si indicavano per la prima volta prescrizioni per la progettazione antisismica. Inoltre, è solo dal 2003 con l'emanazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n.3274 che il territorio nazionale è classificato interamente a rischio sismico.

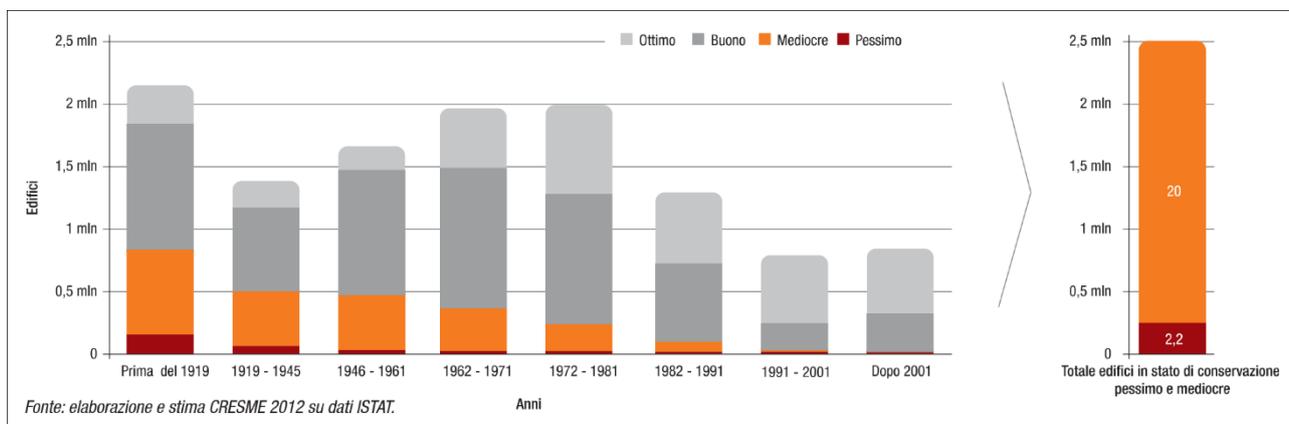


Figura 1.1: Stato di conservazione degli edifici esistenti al 31.12.12 [2]

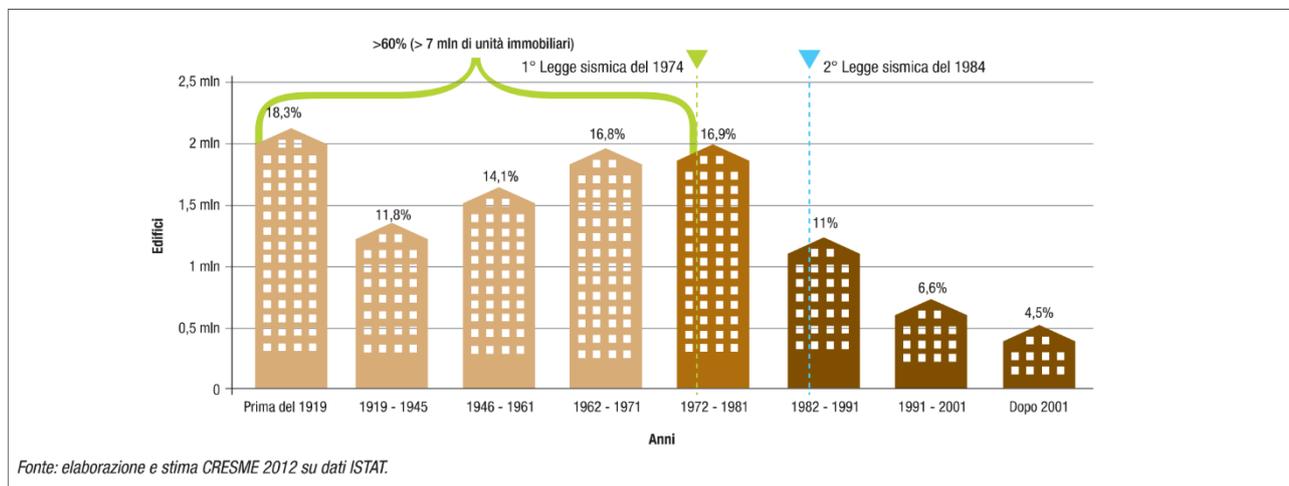


Figura 1.2: Edifici ad uso abitativo per epoca di costruzione [2]

Il Superbonus, in tal senso, si pone come un'occasione per velocizzare questo processo grazie al contributo offerto dallo Stato in termini di beneficio fiscale che il cittadino può sfruttare eseguendo interventi a costi limitati o addirittura nulli. Tuttavia, il vincolo

principale nella realizzazione degli stessi riguarda la naturale invasività richiesta dagli interventi strutturali, che sugli edifici abitati può costituire un elemento di disturbo non di poco conto. Da qui nasce la sfida per i tecnici di ricercare delle soluzioni che consentano la minima invasività pur garantendo il conseguimento dei risultati attesi. La novità in tema di recupero edilizio è l'impiego di sistemi e soluzioni costruttive in grado di applicare tecnologie nuove a sistemi esistenti e datati, in modo da riportarli all'attualità tecnica e garantirne la sicurezza. Si fanno strada, dunque, i materiali compositi fibro-rinforzati, potendo essere applicati esclusivamente dall'esterno senza arrecare disturbo agli occupanti dell'edificio e senza modificare le caratteristiche di massa e rigidità del supporto sul quale vengono applicati, nell'ottica di una riqualificazione conservativa del manufatto che prevede perlopiù interventi di tipo locale. Nell'analisi del caso studio si proverà a riproporre questo concetto, provando a raggiungere l'adeguamento sismico della struttura con interventi il meno invasivi possibile.

1.1. INTRODUZIONE AL CASO DI STUDIO

Durante l'esperienza di tirocinio svolta presso lo Studio Venturini-gegneria, si è profilata l'opportunità di seguire un caso studio relativo ad un intervento di miglioramento sismico per l'accesso alle agevolazioni fiscali del Superbonus 110% di un condominio in muratura portante sito in via Tizzano 6, a Casalecchio di Reno (BO). Non è scopo della tesi soffermarsi sugli aspetti burocratici relativi alle modalità di accesso al suddetto bonus, quanto quello di analizzare lo stato di fatto del patrimonio costruito in modo da determinare gli interventi più idonei alla riduzione del rischio sismico che, nell'ambito del Superbonus, riguardano interventi poco invasivi, eseguiti perlopiù dall'esterno, tali da non invadere lo spazio abitativo delle persone ma da garantire comunque un aumento della sicurezza dell'edificio. Tutti i dati acquisiti nei mesi passati in Studio sono stati la piattaforma su cui basare le successive elaborazioni di calcolo grazie ad un approccio di esperienza sul

campo utile per conseguire le conoscenze necessarie ad affrontare lo studio in maniera competente. La fase preliminare di raccolta dati di una costruzione storica, che precede quella prettamente di modellazione e calcolo, viene infatti definita come il *percorso della conoscenza* [3], un presupposto fondamentale sia ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica attuale sia per la scelta di un efficace intervento di miglioramento. Infatti, nella definizione del modello che riguarda una costruzione esistente, specialmente se in muratura, non esiste un criterio generale da seguire per via della complessità e diversità dei casi che si può trovare di fronte. L'incertezza interessa tanto la geometria dell'edificio quanto le sue caratteristiche intrinseche quali le proprietà meccaniche dei materiali e lo stato di degrado, le rigidità degli orizzontamenti e l'efficacia dei loro collegamenti con le pareti murarie - da cui dipende la ripartizione delle forze sismiche - e ciò è dovuto al fatto che spesso non è possibile ottenere queste informazioni a causa della scarsità o mancanza di documenti progettuali (ad esempio disegni tecnici e relazioni descrittive) relativi alla realizzazione o a successive modifiche. Dunque, per sciogliere tali dubbi diventa necessario eseguire delle indagini conoscitive - analisi storica degli eventi e degli interventi subiti, rilievo geometrico-strutturale, indagini diagnostiche e sperimentali per la caratterizzazione meccanica dei materiali - e, in funzione dell'approfondimento che si è speso nella conoscenza del manufatto, si determinerà un fattore di confidenza tramite cui attribuire uno sconto alle capacità degli elementi strutturali che va a compensare le carenze riscontrate.

In un primo momento allora, si mostrerà il percorso della conoscenza eseguito sul fabbricato oggetto di studio, ripercorrendone le varie fasi che, comunque, non sono da intendersi sequenziali ma strettamente connesse. Si vuole far presente che, nella pratica, non sempre le indagini possono essere esaustive per via dei tempi e i costi che queste richiedono ma soprattutto per l'invasività imposta sull'edificio. In epoca Superbonus tale problematica emerge

maggiormente considerando che i fabbricati interessati sono perlopiù abitati, per cui alla necessità di indagare le caratteristiche strutturali si affianca l'esigenza di non creare disagio per i residenti. Di conseguenza, queste si basano generalmente su ispezioni visive da cui scaturisce l'imperativo di formulare delle ipotesi di modello che siano comunque le più cautelative e la cui affidabilità è rimandata alla sensibilità del tecnico.

Successivamente verranno affrontate le fasi di calcolo in ambito sismico - condotte ai sensi della normativa vigente: Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»" (di seguito NTC18) e relativa Circolare applicativa 21 gennaio 2019, n. 7, C.S.LL.PP (di seguito Circ. 7/2019) - tramite l'utilizzo del software 3Muri che gestisce la modellazione della struttura con l'approccio di un telaio equivalente tridimensionale in cui il sistema scatolare della muratura è rappresentato da pareti murarie - elementi portanti - interconnessi da diaframmi orizzontali di piano - elementi di irrigidimento da cui dipende la distribuzione delle azioni orizzontali tra le varie pareti. Il modello consente di analizzare la risposta globale dell'edificio governata dal comportamento nel piano delle pareti attraverso la schematizzazione delle stesse in telai piani costituiti da elementi maschio e fascia, in cui si concentra la deformabilità della struttura, collegati da nodi, assunti di rigidità infinita. Dall'esame del suo comportamento è quindi possibile individuare gli elementi di vulnerabilità - arrivando a determinarne la Classe di Rischio - e prevedere idonei interventi di miglioramento sismico: la valutazione della sicurezza consiste nel determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere confrontata con il livello di sicurezza richiesto dalla norma per un progetto di nuova costruzione, dimostrando che nello stato post-intervento non si è avuto un peggioramento. Nel progetto per la riqualificazione strutturale dell'edificio esaminato si proverà a realizzare degli interventi che si prestano di più ad essere eseguiti dall'esterno e quindi appetibili per un'eventuale fruizione del Superbonus. A monte dell'analisi sismica globale, per

la quale si farà ricorso ad un'analisi statica non lineare - chiamata anche *pushover* - sarà necessario esaminare la risposta delle pareti fuori dal proprio piano in quanto non considerata all'interno del modello globale. Tale valutazione, influenzata dal grado di connessione presente tra i singoli elementi strutturali quale vincolo per il ribaltamento delle pareti, si conduce mediante l'analisi dei meccanismi locali sfruttando i metodi dell'analisi limite che consentono di determinare l'entità dell'accelerazione che attiva uno specifico meccanismo di collasso. Il superamento della verifica, che si ha quando il valore ottenuto dall'analisi risulta superiore alla domanda di accelerazione ricavata dallo spettro sismico, costituisce condizione necessaria per garantire la scatolarità richiesta nelle successive analisi globali.

CAPITOLO 2. PERCORSO DELLA CONOSCENZA

2.1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'edificio in oggetto (Figura 2.1) è situato nella periferia a Nord-Ovest del Comune di Casalecchio di Reno (BO), in località Ceretolo, alle seguenti coordinate:

- latitudine: 44,480869°
- longitudine: 11,257403°



Figura 2.1: Estratto dal programma Google Earth l'inquadramento dell'edificio

Il contesto edilizio è prettamente residenziale: l'edificio risulta inserito in un'area caratterizzata dalla presenza di altri condomini nell'ambito del territorio urbanizzato consolidato del Comune di Casalecchio di Reno che, come definito nel PSC (Piano Strutturale Comunale), permette solo interventi di rigenerazione edilizia disciplinati attraverso il RUE (Regolamento Urbanistico Edilizio).

Il fabbricato è strutturalmente indipendente (Figura 2.2), inserito all'interno di un lotto isolato con accesso unico da via Tizzano, delimitato ai suoi lati da recinzioni varie all'interno

delle quali si rilevano la presenza di alberi di modesta grandezza, un antico pozzo per estrazione dell'acqua dal sottosuolo (ad Est), e locali autorimesse (a Sud-Ovest). L'edificio è caratterizzato da una forma in pianta compatta, pressoché quadrata, con lati di dimensione 13,40 m. Esso si eleva per tre piani fuori terra con altezze differenti, costituito da due unità immobiliari per ogni piano, con un piano seminterrato adibito a taverne/cantine ed un sottotetto che risulta in parte accessibile per sola manutenzione ed in parte praticabile ad uso residenziale. L'altezza di gronda dell'edificio è misurata dal piano stradale pari a 12,14 m e l'altezza massima, stimata in corrispondenza del colmo della copertura a padiglione, pari a 14,77 m.



Figura 2.2: Vista lato Est con ingresso indipendente da via Tizzano

2.2. ANALISI STORICO-CRITICA

Per individuare con correttezza il sistema strutturale resistente è necessario partire con il ripercorrere la cronistoria costruttiva dell'edificio. L'assetto attuale di una costruzione storica, infatti, può essere il risultato di una serie di vicende e di trasformazioni che si sono susseguite nel tempo e che ne hanno modificato le caratteristiche costruttive e geometriche.

L'analisi storico-critica è stata condotta recuperando tutti i documenti riguardanti il fabbricato in oggetto nell'archivio comunale di Casalecchio di Reno. La Tabella 2.1 riporta in ordine cronologico la principale documentazione ritrovata.

PG	Descrizione documento	Data richiesta	Data rilascio
5299	Licenza per ricostruzione parziale dello stabile sito a Ceretolo - via Galluzzo n. 4	19/09/1947	08/10/1947
4024	Sopraelevazione dello stabile di proprietà Gualandi Daniele e Riccardo sito in com. di Casalecchio di Reno via Galluzzo 4	19/07/1954	23/11/1954
15041	Progetto per la sistemazione delle facciate dell'edificio posto in via Tizzano 6	19/09/1987	12/03/1988
6645	DIA: Opere di manutenzione straordinaria relative alla installazione di una piattaforma elevatrice in vano scale condominiale		21/02/2013

Tabella 2.1: Ricostruzione atti amministrativi recuperati nel Comune di Casalecchio di Reno

1) Il documento più antico di cui si ha possesso è una richiesta di licenza per ricostruzione parziale dello stabile danneggiato in seguito ad un bombardamento aereo nell'aprile 1945, datato 19 settembre 1947 (con rilascio avvenuto l'8 ottobre 1947). Una prima indicazione deducibile riguarda l'epoca di costruzione poiché, non essendoci una licenza, questa è certamente antecedente il 1942 quando, con la Legge 17 agosto 1942, n. 1150, nella fattispecie all'art. 31 (Figura 2.3), si pubblicava il primo atto amministrativo concernente l'attività edilizia in Italia, in cui era d'obbligo richiedere apposita licenza al podestà del Comune ai fini di eseguire nuove costruzioni o modifiche di quelle esistenti. Un altro fatto emerge dalle tavole allegate alla licenza, in cui si osserva che i piani fuori terra sono solo due e non è ancora presente l'ingresso

sul lato Ovest. Tale ricostruzione costituisce quindi, per quanto è dato sapere, solamente una prima modifica sostanziale al fabbricato originario. Nella relazione tecnica illustrativa, inoltre, si evidenzia che le caratteristiche costruttive ed i materiali impiegati per la ricostruzione sono uguali a quelli della parte non crollata: muri in mattoni, solai in volterrane su travi di ferro e tetto ordito in legno, tavellonato e ricoperto di coppi. Secondo l'opinione dei condòmini, l'anno di costruzione dell'edificio risale al 1928.

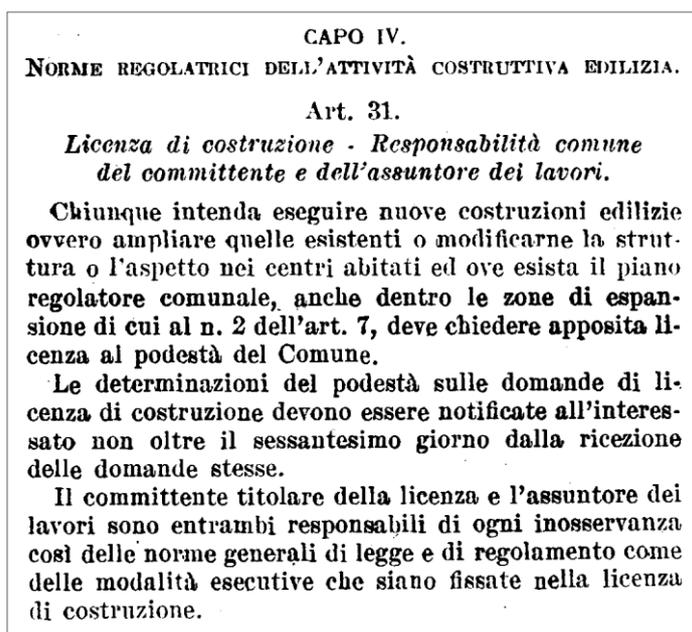


Figura 2.3: Estratto dell'Art. 31 della Legge 17 agosto 1942, n. 1150 [4]

2) Un secondo documento sostanziale ai fini della ricerca storica, datato 19 luglio 1954, è relativo alla richiesta di autorizzazione per la sopraelevazione di un piano del fabbricato (con rilascio il 23 novembre 1954), nel quale si trovano le tavole di progetto ma, in questo caso manca una relazione illustrativa delle tipologie costruttive e dei materiali utilizzati per i solai e per la copertura. La scarsità nella reperibilità ed esaustività dei dati di progetto originari è uno dei problemi maggiori cui far fronte nell'approcciarsi ad un edificio esistente. Queste lacune possono essere colmate con un rilievo geometrico-strutturale adeguato, infatti, il percorso della conoscenza non è da intendersi in modo sequenziale ma integrato. Il grado di attendibilità del modello che

si andrà a realizzare è strettamente legato al livello di approfondimento raggiunto ed ai dati disponibili. Da questo punto di vista vengono introdotti diversi livelli di conoscenza, ad approfondimento crescente, al quale saranno legati fattori di confidenza da utilizzare nell'analisi finalizzata sia alla valutazione dello stato attuale sia a seguito degli eventuali interventi [3].

3) Nel 1987 è stato autorizzato un progetto di sistemazione delle facciate esterne dell'edificio che, oltre a prevedere la realizzazione delle pensiline in cemento armato (di seguito c.a.) sugli ingressi (di cui l'unica presente attualmente è quella sul lato Nord), mostra delle piante e delle facciate ancora una volta modificate rispetto a quelle rappresentate nelle pratiche precedenti (ad esempio, è ora presente l'ingresso al piano rialzato sul lato Ovest). Si tratta comunque degli ultimi disegni disponibili, che risultano ancora distanti da quello che è lo stato attuale (si nota in particolare l'assenza dei balconi sui lati Est ed Ovest).

4) L'intervento più recente subito dal fabbricato è del 2013 e riguarda l'installazione di una piattaforma elevatrice posizionata nel vano scale condominiale. Per favorire il suo passaggio, si è reso necessario demolire parti delle rampe delle scale esistenti e una porzione del solaio del piano terra rialzato. La struttura della piattaforma è autoportante, prefabbricata in acciaio, sostenuta da una fondazione in c.a. al piano interrato.

2.3. RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

La determinazione dello schema strutturale resistente, oltre che con i dati derivanti dalla documentazione progettuale pregressa, può ricavarsi con un'attenta campagna di rilievo che interessa tanto la geometria dell'intero organismo, accompagnata dall'analisi dei moti deformativi in atto descritti nel quadro fessurativo, quanto la piccola scala dei dettagli costruttivi, importanti in special modo nelle costruzioni in muratura nelle quali si deve verificare un adeguato comportamento scatolare. Per questo motivo, tale fase risulta utile anche per scovare elementi di vulnerabilità. I dati

derivanti dal rilievo servono poi a definire la geometria del modello da utilizzare nell'analisi sismica, i suoi vincoli ed i carichi agenti [3]. Il rilievo dello stato attuale del corpo del fabbricato è stato eseguito mediante l'impiego del laser scanner, strumento elettronico che fornisce le coordinate spaziali di una nuvola di punti georeferenziati nello spazio, da cui si sono estrapolati gli elaborati grafici 2D con software CAD (Figura 2.4).

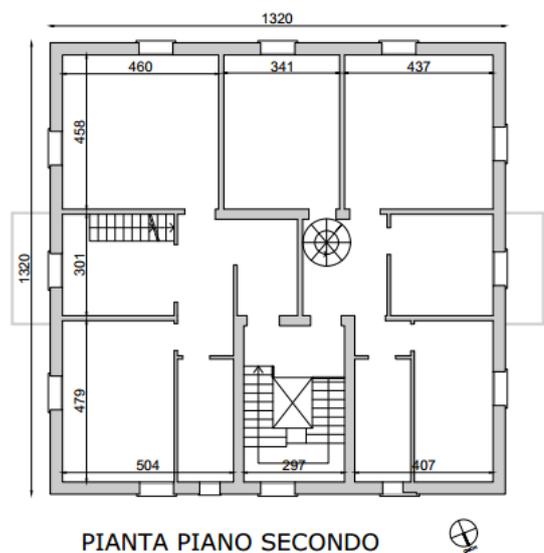
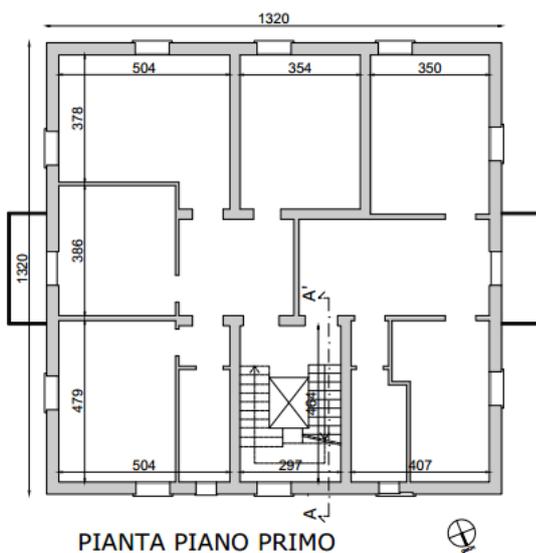
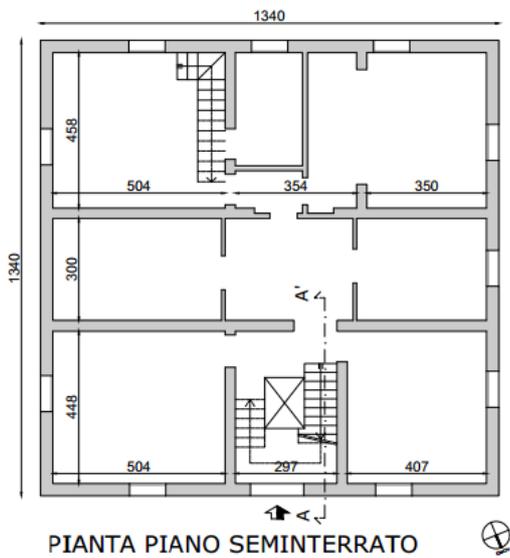




Figura 2.4: *Disegni delle piante e dei prospetti del fabbricato in esame, estrapolati dalla nuvola di punti del rilievo laser scanner*

Le difficoltà del rilievo geometrico, trattandosi di una costruzione al finito, sono legate all'accessibilità di alcuni spazi ed alla presenza di elementi strutturali nascosti dalle finiture. Inoltre, come sottolineato al capitolo 1.1, in epoca Superbonus il problema emerge maggiormente considerando che il fabbricato interessato è abitato, per cui alla necessità di rilevare tali particolari si affianca l'esigenza di non creare disagio per i residenti. A questo proposito, in mancanza di saggi esplorativi, le caratteristiche strutturali dell'edificio nello stato di fatto attuale sono state

desunte a partire dalla ricerca storico-archivistica suffragata da ispezioni visive, e nella definizione del modello si è formulato delle ipotesi, comunque cautelative, sulla base degli spessori dei componenti strutturali rilevati. In Figura 2.5 viene mostrata una sezione schematica rappresentante le quote d'imposta e relativi spessori degli orizzontamenti.

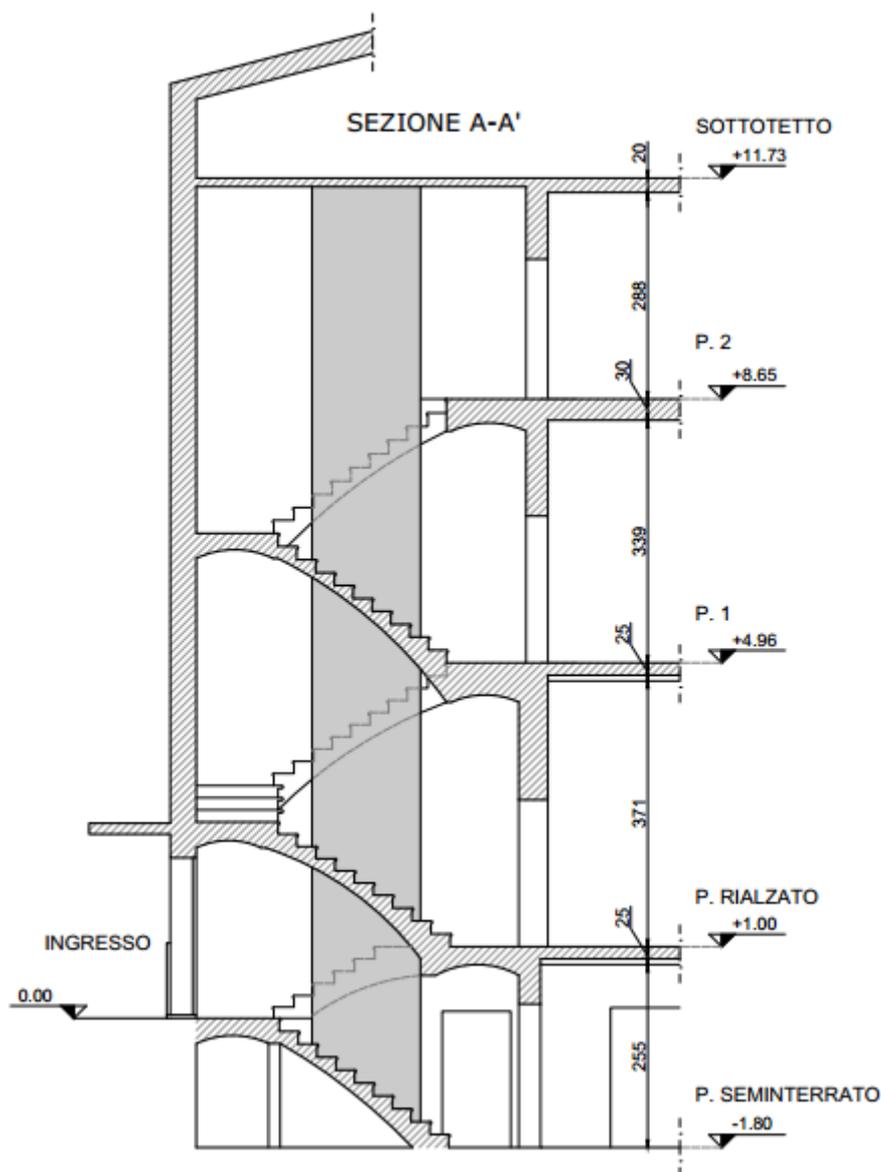


Figura 2.5: Sezione A-A', per l'individuazione delle altezze di piano e degli spessori degli orizzontamenti

2.3.1. Tipologie costruttive e materiali

Le strutture verticali, sia nel piano interrato che quelle di elevazione, sono realizzate in muratura portante tipica della zona con

mattoni pieni e giunti in malta di calce, con spessori che variano in funzione dell'apparecchiatura muraria. In mancanza di prove sperimentali sui materiali, si può fare una valutazione qualitativa della muratura sulla base della tipologia muraria (forma e dimensione degli elementi, qualità della malta, orizzontalità dei filari, sfalsamento dei giunti, presenza di diatoni), del grado di connessione tra i paramenti e della presenza dei vuoti. L'ipotesi sulla qualità muraria è stata formulata sulla base di quanto emerso dalle ispezioni visive sulla muratura del piano interrato, essendo in alcune parti visibile al grezzo: è possibile affermare ragionevolmente che la muratura sia di buona qualità e ben connessa con i paramenti disposti in direzione ortogonale.

La fondazione è anch'essa realizzata in muratura, con allargamento della sezione muraria che dal seminterrato è di circa 10 cm maggiore rispetto alle murature di elevazione mentre non è stato possibile indagare più in profondità.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, le trasformazioni subite dal fabbricato in epoche differenti hanno implicato l'adozione di diverse soluzioni costruttive. In particolare, si sono riscontrate due tipologie di solaio, la cui stratigrafia è stata ricavata mediante ipotesi fatte sulla base della geometria rilevata.

- Solaio in putrelle di ferro e volterrane (Figura 2.6) costituisce, da quanto risulta dalla pratica di ricostruzione del '47, la soluzione originaria, e viene ritrovata ai solai del piano terra rialzato e del primo piano, oltre che nei pianerottoli delle scale interne condominiali.

Le travi solitamente erano a doppio T del tipo NP e dal rilievo intradossale (Figura 2.7) è emerso che l'ala inferiore è di circa 7 cm - assimilabile alle attuali IPE140 - mentre l'orditura segue il lato minore dell'ambiente con interasse dei travetti di circa 90 cm. La caldana era caratterizzata da calcestruzzo leggero di riempimento senza alcuna funzione strutturale.



Figura 2.6: Solaio in putrelle di ferro e voltine di mattoni pieni disposti in foglio [2]



Figura 2.7: Intradosso del solaio in putrelle e voltine visibile dal piano seminterrato

- Solaio in laterocemento gettato in opera (Figura 2.8) è presumibilmente la soluzione adottata durante la sopraelevazione del '54, benché ne manchi il riferimento nella pratica. Si ipotizza la sua presenza nei solai del secondo piano e del sottotetto, dove, in corrispondenza del vano scala, risulta rasato.

La copertura a falde inclinate è anch'essa in laterocemento, realizzata verosimilmente nel momento della sopraelevazione con cantonali a sezione rettangolare 30x30 cm in c.a. e travetti con tecnologia del tipo Varese, che risultano annegati in una incamiciatura di cemento incassata all'interno della muratura. Non si riscontra la presenza di un cordolo. L'interasse dei travetti è stato misurato in circa 100 cm mentre la base inferiore è di 11 cm (rientra nella tipologia 21 di Figura 2.9).

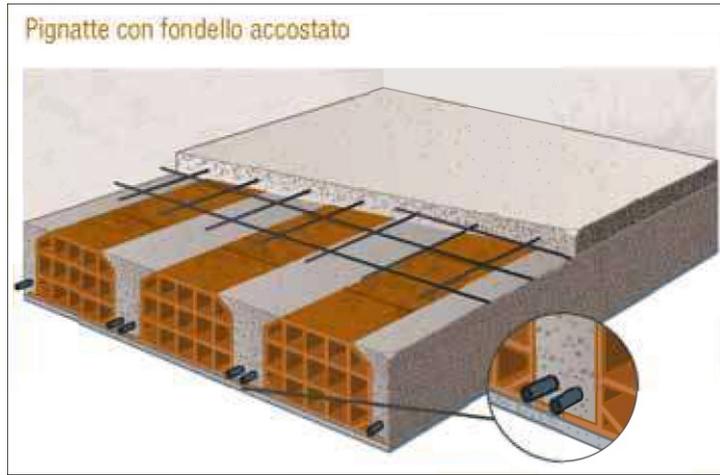


Figura 2.8: Solaio in laterocemento gettato in opera con fondello accostato [2]

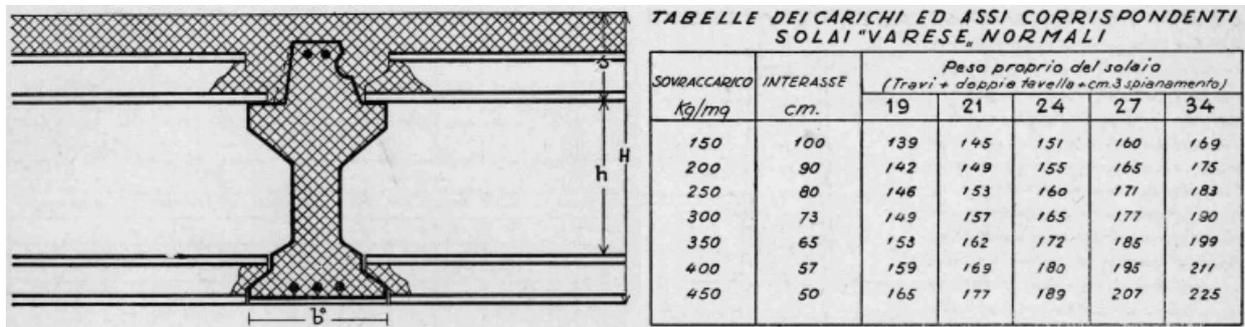


Figura 2.9: Solaio Varese con indicazione sul carico da esso apportato in funzione della tipologia e dell'interasse dei travetti [5]

Non si è potuto verificare il grado di ammorsamento dei solai di interpiano sulle pareti di appoggio o la presenza di cordoli di piano a causa dell'eccessiva invasività che richiedeva un accertamento di questo tipo. Per la loro valutazione si è ricorso ad ipotesi cautelative che considerano l'assenza di alcun elemento di ripartizione e resistente a trazione, in virtù di quanto rilevato in copertura.

2.3.2. Analisi dello stato di danno rilevato

Il rilievo del quadro fessurativo viene eseguito per individuare cause e possibili evoluzioni di problematiche strutturali dell'organismo. Le lesioni costituiscono le conseguenze visibili dei dissesti statici che rappresentano una perdita di stabilità dell'organismo e ne causano una variazione del regime tensionale interno al fine di ricercare nuovi stati d'equilibrio. Quando lo stato deformativo corrispondente ad un dissesto supera la tolleranza alla

coesione del materiale, in quel punto si stabilisce una soluzione di continuità che si può propagare, via di seguito, per apparire in superficie sotto forma di fessurazione [6]. Dunque, il quadro fessurativo rappresenta una fotografia dei moti deformativi in atto nella struttura di cui è possibile osservare solo l'effetto finale, motivo per cui l'analisi del danno risulta complicata poiché non può che essere eseguita a ritroso, ricercando le cause, anche molteplici, che hanno portato a quella condizione.

Il rilievo del quadro fessurativo è stato eseguito sovrapponendolo a quello geometrico e distinguendo quattro classi di fessure in funzione della loro estensione ed ampiezza: cavillature, medie, gravi, passanti (Figura 2.10).



Figura 2.10: Rappresentazione del quadro fessurativo - Legenda: cavillature in giallo, fessure lievi in verde, gravi in blu, passanti in rosso

Dall'osservazione dello stato dei luoghi è emerso sul fronte Sud un quadro fessurativo, con rotture per trazione, prodotto da sollecitazioni taglianti e flettenti, corrispondenti a deformazioni anticlinali con asse della cerniera nella zona mediana, che classifica il cedimento come traslazione verticale differenziale terminale (Figura 2.11), per un'altezza totale dello spigolo Sud-Est e Sud-Ovest (Figura 2.12).

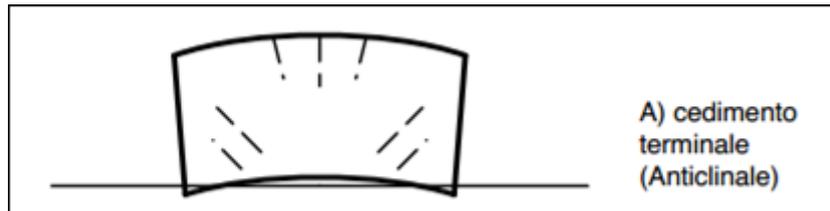


Figura 2.11: Schematizzazione del cedimento per traslazione verticale terminale [6]



Figura 2.12: Cedimento terminale dello spigolo a Sud-Ovest

Non si hanno informazioni riguardo a monitoraggi eseguiti in passato né a danni subiti in occasione di eventi sismici pregressi. Tra le opinioni dei residenti del condominio c'è anche quella di chi ha notato la comparsa di nuove fessure in occasione del terremoto dell'Emilia del 2012. Tuttavia, non si sono rilevati danni significativi derivanti da eventi di questo tipo, che comunque potrebbero aver accentuato altre lesioni preesistenti. Le cause dello stato fessurativo presente sulle facciate dell'edificio richiamano situazioni legate principalmente ai cedimenti differenziali. Infatti, in

occasione dei sopralluoghi condotti sull'edificio sono state rilevate anche le quote differenziali in cui è emerso un abbassamento dei muri di spina nella zona centrale del fabbricato. La ragione del fenomeno in atto può essere riconducibile, in particolare, alle condizioni del terreno in loco. In mancanza di una indagine geologica, si considera la presenza in sito di terreni di natura coesiva fino a circa 10 m di profondità dal piano campagna. I terreni argillosi sono soggetti a fenomeni di ritiro volumetrico e contrazione per essiccamento dei litotipi superficiali e successivi rigonfiamenti a seguito degli andamenti climatici e pluviometrici stagionali. Tali fenomeni trovano accentuazione nell'azione di deacquificazione esercitata dalla suzione delle radici degli alberi in prossimità dell'edificio, in perdite o dispersioni di impianti idrici o fognari e nella non corretta regimentazione delle acque di scolo dei pluviali, per le quali va verificato il corretto funzionamento.

Si chiarisce che tali valutazioni possono essere approfondite solo con una opportuna campagna di monitoraggio che tenga conto delle oscillazioni dovute alle variazioni ambientali stagionali.

2.4. LIVELLO DI CONOSCENZA

Le analisi sviluppate nel prosieguo si basano su parametri meccanici della muratura in essere stimati ai sensi del quadro normativo vigente con riferimento, in particolare, ai valori riportati dalla Circolare applicativa (Figura 2.13).

In considerazione del livello di approfondimento raggiunto nella conoscenza dell'edificio ed in mancanza di indagini per la caratterizzazione meccanica dei materiali, ai sensi della normativa vigente il livello di conoscenza da adottare risulta essere il minimo LC1 a cui corrisponde un fattore di confidenza, rispetto al quale ridurre i valori caratteristici di resistenza, pari a:

$$FC = 1,35.$$

Dunque, per gli elementi in muratura, essendo questa riconducibile nella fattispecie alla tipologia di muratura in mattoni pieni e malta

di calce presente nella Tabella C8.5.I Circ. 7/2019 (Figura 2.13), nelle verifiche si sono assunti quali resistenze i valori minimi degli intervalli riportati nella tabella suddetta e per i moduli elastici i valori medi dei relativi intervalli.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (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

Figura 2.13: Estratto della tabella C8.5.I della Circ. 7/2019 [7]

2.5. DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate tenendo conto di tutte le azioni presenti, sia non sismiche sia sismiche. I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalle NTC18: carichi permanenti (G) effettivamente riscontrati e carichi variabili (Q) previsti dalla norma, nella combinazione sismica:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

dove: G_1 sono i carichi permanenti strutturali, G_2 i carichi permanenti non strutturali, Ψ_{2j} i coefficienti di combinazione riportati nella tabella 2.5.I delle NTC18 (Figura 2.14).

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 2.14: Estratto della tabella 2.5.I delle NTC18 [8]

2.5.1. Carichi permanenti

In considerazione delle diverse tipologie di solaio riportate al capitolo 2.3.1, per gli orizzontamenti si sono assunti i carichi statici riportati in Tabella 2.2.

I divisori, in virtù della loro estensione nei diversi piani, sono stati considerati come un carico uniformemente distribuito applicato ai solai di interpiano. La stima del contributo (Tabella 2.3) è stata condotta ai sensi della normativa vigente (cfr §3.1.3 NTC18 [8]) considerando una parete divisoria in mattoni forati (dimensione del singolo elemento $8 \times 25 \times 25$ cm e relativo peso $0,03$ kN) e 1 cm di intonaco per lato (peso specifico 18 m³). Per gli elementi divisori con $2,00 < G \leq 3,00$ kN/m, si assume:

$$g_{2k} = 1,2 \text{ kN/m}^2.$$

Peso dei solai			
Putrelle e volterrane	s [cm]	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]
Intonaco	1		0,18
Trave IPE140	14	0,14	
Mattoni in foglio	5,5	0,99	
Riempimento leggero	7,5		1,13
Pavimentazione	1		0,20
Totale		1,13	1,51

Laterocemento (P. 2)		s [cm]	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]
Intonaco		1		0,18
Solaio laterocemento		16	1,45	
Soletta di completamento		8		2,00
Massetto autolivellante		4		0,78
Pavimentazione		1		0,20
Totale			1,45	3,16
Laterocemento (Sottotetto)		s [cm]	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]
Intonaco		1		0,18
Solaio laterocemento		12	1,10	
Soletta di completamento		6		1,50
Massetto autolivellante		5		0,975
Pavimentazione		1		0,20
Totale			1,10	2,86
Solaio di copertura		s [cm]	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]
Intonaco		1		0,18
Solaio tipo Varese		23	1,45	
Copertura in coppi		\		0,66
Totale			1,45	0,84

Tabella 2.2: Analisi dei carichi permanenti degli orizzontamenti del fabbricato

Peso dei divisori				
Piano	H_i [m]	G_{forati} [kN/m]	$G_{intonaco}$ [kN/m]	$G_{divisori}$ [kN/m]
Terra Rialzato	3,66	1,70	1,30	3,00
Primo	3,39	1,63	1,22	2,85
Secondo	2,96	1,42	1,07	2,49

Tabella 2.3: Contributo all'analisi dei carichi dei solai apportato dalle tramezzature

All'interno del modello verranno poi inseriti anche elementi che non svolgono una funzione strutturale sismicamente rilevante ma le cui masse vengono tenute in conto come carichi gravanti staticamente sulle pareti murarie di loro competenza. In particolare:

- I balconi presenti sui lati Est o Ovest (Tabella 2.4);
- La pensilina in c.a. sull'ingresso posto al lato Nord (dimensione rilevata 15×112×250 cm) è stata assunta come un carico lineare distribuito sulla muratura esterna del piano terra rialzato per una lunghezza pari al suo lato maggiore. In Tabella 2.5 è mostrato il valore del suo contributo in massa.

Balconi	s [cm]	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]
Intonaco	1		0,18
Soletta in c.a.	16	4,00	
Massetto autolivellante	4		0,78
Pavimentazione	1		0,20
Totale		4,00	0,96

Tabella 2.4: Analisi dei carichi per i balconi in c.a. presenti al secondo piano

Pensilina	W_{tot} [kN]	G_1 [kN/m]
Lastra in c.a.	10,5	4,2

Tabella 2.5: Contributo in massa relativo alla pensilina presente sull'ingresso Nord

- I pianerottoli e le scale interne condominiali sono stati tenuti in conto tramite il peso da essi apportato alle pareti di ogni piano in funzione delle aree di influenza, assunto come un carico distribuito per una lunghezza pari al lato di appoggio del pianerottolo sulla parete. In Tabella 2.6 è mostrato il loro contributo in massa sulla singola parete.

Pianerottoli	s [cm]	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]
Intonaco	1		0,18
Trave IPE140	14	0,12	
Mattoni in foglio	5,5	0,99	
Riempimento leggero	15,5		2,33
Malta allettamento	5		0,975
Pavimentazione	3		0,60
Totale		1,11	4,08
Scale	s [cm]	g_1 [kN/m ²]	g_2 [kN/m ²]
Intonaco	1		0,18
Soletta in c.a.	5	1,25	
Gradini	18x28	2,25	
Totale		3,50	
Alzata	s [cm]	H [cm]	g_2 [kN/m ²]
Malta allettamento	1	15	0,10
Pavimentazione	2	15	0,21
Pedata	s [cm]	L [cm]	g_2 [kN/m ²]
Malta allettamento	2	28	0,39
Pavimentazione	3	30	0,64
Totale			1,53

Contributo in massa	A [m ²]	Peso G ₁ [kN]	Peso G ₂ [kN]
Pianerottolo	3,56	3,94	14,52
Scala (1 rampa)	1,47	5,15	2,25
Totale		9,09	16,78
Lunghezza d'appoggio [m]		1,20	1,20
Carico lineare [kN/m]		3,79	6,99

Tabella 2.6: Analisi dei carichi per i pianerottoli e le scale del vano scale condominiale e loro contributo in massa gravante sulla singola parete

2.5.2. Carichi variabili

I carichi accidentali sono calcolati ai sensi della normativa vigente considerando la destinazione d'uso dello stabile (cfr Tab. 3.1.II NTC18 [8]) e l'effetto della neve sulla copertura (cfr §3.4 NTC18 [8]). Si considerano i seguenti sovraccarichi:

- $q_k=2,00 \text{ kN/m}^2$ categoria A: attività domestiche e residenziali
- $q_k=4,00 \text{ kN/m}^2$ categoria A: scale comuni, balconi
- $q_k=0,50 \text{ kN/m}^2$ categoria H: coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione

Il carico da neve è valutato con l'espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo; per Casalecchio di Reno (BO), ubicato nella Zona I-Mediterranea a 61 m s.l.m. ($a_s < 200 \text{ m}$), $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$.
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, che per falda con inclinazione $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ è pari a 0,8.
- C_E è il coefficiente di esposizione, assunto pari a 1;
- C_T è il coefficiente termico, assunto pari a 1.

In definitiva, si assume un carico da neve:

$$q_{sk} = 1,50 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

2.5.3. Azione sismica

L'azione sismica viene definita attraverso gli spettri di risposta in accelerazione che sono ricostruibili a partire dalla determinazione di tre parametri di pericolosità sismica: a_g (accelerazione massima orizzontale in sito), F_0 (massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale), che dipendono dal sito di costruzione del fabbricato (dalle sue caratteristiche morfologiche e stratigrafiche), come mostrato nell'allegato B delle NTC18 in cui è noto il valore dei parametri suddetti per 9 valori di periodi di ritorno T_R (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni) per 10751 punti del territorio nazionale individuati da latitudine e longitudine.

Le forme spettrali sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U$ (dipende dalla vita utile della costruzione, $V_N = 50$ anni per costruzioni ordinarie, in funzione di un coefficiente d'uso, $C_U = 1$ per classi d'uso II, cioè per costruzioni civili che prevedono un normale affollamento) associate a ciascuno stato limite considerato, come mostrato nella tabella 3.2.I delle NTC18 (Figura 2.15). La relazione che lega tale probabilità al periodo di ritorno è definita come: $T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{V_R})}$.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

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

Figura 2.15: Estratto della tabella 3.2.I delle NTC18 [8]

Nelle costruzioni esistenti la valutazione della sicurezza può eseguirsi con riferimento ai soli stati limite ultimi (cfr §8.3 NTC18 [8]) prendendo in esame la condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) per la quale si impiega uno spettro di risposta con $P_{V_R} = 10\%$, cui corrisponde $T_R = 475$ anni se $V_R = 50$ anni. Tuttavia, per

operare la classificazione sismica degli edifici attraverso il metodo convenzionale introdotto dal Decreto Ministeriale n. 58 del 28/02/2017 e successive modifiche - i cui criteri sono esposti al punto 3.1 - risulta necessario eseguire l'analisi della struttura in riferimento anche allo stato limite di danno (SLD) per il quale si impiega uno spettro di risposta con $P_{V_R}=63\%$, cui corrisponde $T_R=50$ anni.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è necessario caratterizzare la tipologia di sottosuolo, il che può avvenire con un approccio semplificato qualora si ricada all'interno delle categorie definite nella tabella 3.2.II delle NTC18 (Figura 2.16). Nel caso in esame, l'edificio si erge su un sottosuolo di tipo C, e può assumersi una condizione topografica di categoria T1 (cfr Tab. 3.2.III NTC18, mostrata in Figura 2.17).

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 2.16: Estratto della tabella 3.2.II delle NTC18 [8]

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 2.17: Estratto della tabella 3.2.III delle NTC18 [8]

Lo spettro di risposta di progetto $S_{ad}(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata. Lo spettro di

risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima (a_g) sul sito di riferimento rigido orizzontale.

Le componenti sismiche sono state stimate secondo la formulazione descritta al capitolo 3.2.3 delle NTC18 [8], in particolare:

- la componente orizzontale del moto sismico (S_e) è definita mediante le relazioni:

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

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

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

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

dove:

- T è il periodo proprio di vibrazione;
- $S = S_s \cdot S_T$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo (S_s in Figura 2.18) e delle condizioni topografiche (S_T in Figura 2.19);
- $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55$ è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali $\xi \neq 5\%$;
- $T_C = C_C \cdot T_C^*$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro (C_C in Figura 2.18)
- $T_B = T_C/3$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;
- $T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$ (con a_g espresso in m/s^2) è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

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

Figura 2.18: Estratto della tabella 3.2.IV delle NTC18 [8]

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

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 di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 2.19: Estratto della tabella 3.2.V delle NTC18 [8]

- la componente verticale del moto sismico (S_{ve}) è definita mediante le relazioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{T}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove:

- T è il periodo proprio di vibrazione in verticale;
- $F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$ è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima tramite l'accelerazione orizzontale massima al suolo.

I restanti parametri sono quelli già definiti per la componente orizzontale e possono assumersi come riportato in Figura 2.20.

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Figura 2.20: Estratto della tabella 3.2.VI delle NTC18 [8]

In virtù di quanto appena espresso, si è caratterizzato lo spettro di risposta per il fabbricato in esame. In particolare, i parametri di pericolosità sismica che dipendono delle coordinate geografiche del sito sono stati ricavati mediante l'applicativo "Spettri" (Figura 2.21), reso disponibile gratuitamente dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tipo costruzione (Art. 2.4.1) Classe d'uso (Art. 2.4.2)

Vita Nominale di progetto Vn (anni):

Periodo di riferimento per l'azione sismica: $VR = Vn \cdot Cu = 50.00 \cdot 1.00 = 50.00$ anni

Pvr % (Art. 3.2.1)

SLO	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

Periodo di ritorno Tr (anni)

SLO	30.00
SLD	50.00
SLV	475.00
SLC	975.00

Posizione del sito
Comune:

Longitudine
 Latitudine

Isola:

Nodi intorno al sito

ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
16729	11.2470	44.5140	3.7787
16951	11.2490	44.4640	1.9926
16952	11.3190	44.4650	5.2014
16730	11.3170	44.5150	6.0677

Parametri di pericolosità sismica

	ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)
SLO	0.53696889	2.48446662	0.26000000
SLD	0.66624671	2.49064429	0.27000000
SLV	1.64203585	2.38911135	0.31000000
SLC	2.08688946	2.41700014	0.31853316

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere ag in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in m/sec², moltiplicarlo per 0.9806

Figura 2.21: Interfaccia dell'applicativo "Spettri" per il calcolo dei parametri di pericolosità sismica (a_g , F_0 , T_C^*) in funzione delle coordinate geografiche del sito

Sulla base dei valori allo SLV e SLD ottenuti, è stato poi eseguito il calcolo manuale degli spettri di risposta in un foglio Excel: in Tabella 2.7 si mostrano i parametri di calcolo mentre in Tabella 2.8

e in Figura 2.22 sono rappresentati gli spettri di risposta determinati a partire da quei parametri.

SLV		Parametri di Pericolosità Sismica			
P_{VR} [%]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T^*_c [s]	F_v
10	475	0,1642	2,3891	0,3100	1,3070
SLD		Parametri di Pericolosità Sismica			
P_{VR} [%]	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T^*_c [s]	F_v
63	50	0,0666	2,4906	0,2700	0,8679

(a)

Parametri spettro di risposta di progetto					
SLV	Orizzontale	Verticale	SLD	Orizzontale	Verticale
C_c	1,55	1,55	C_c	1,62	1,62
S_s	1,46	1	S_s	1,50	1
S_t	1	1	S_t	1	1
S	1,46	1	S	1,50	1
η	1	1	η	1	1
T_c [s]	0,4791	0,15	T_c [s]	0,4367	0,15
T_B [s]	0,1597	0,05	T_B [s]	0,1456	0,05
T_D [s]	2,2568	1,00	T_D [s]	1,8665	1,00

(b)

Tabella 2.7: (a) Parametri di pericolosità sismica in funzione del sito di costruzione del fabbricato e dello stato limite considerato; (b) Parametri caratterizzanti il calcolo degli spettri di risposta di progetto

Intervalli degli spettri di risposta				
SLV	$T=T_0$	$T=T_B$	$T=T_C$	$T=T_D$
$S_e(T)$ [g]	0,2405	0,5746	0,5746	0,1220
$S_{ev}(T)$ [g]	0,0898	0,2146	0,2146	0,0322
SLD	$T=T_0$	$T=T_B$	$T=T_C$	$T=T_D$
$S_e(T)$ [g]	0,0999	0,2489	0,2489	0,0582
$S_{ev}(T)$ [g]	0,0232	0,0578	0,0578	0,0087

Tabella 2.8: Determinazione degli estremi degli intervalli di definizione degli spettri di risposta di progetto

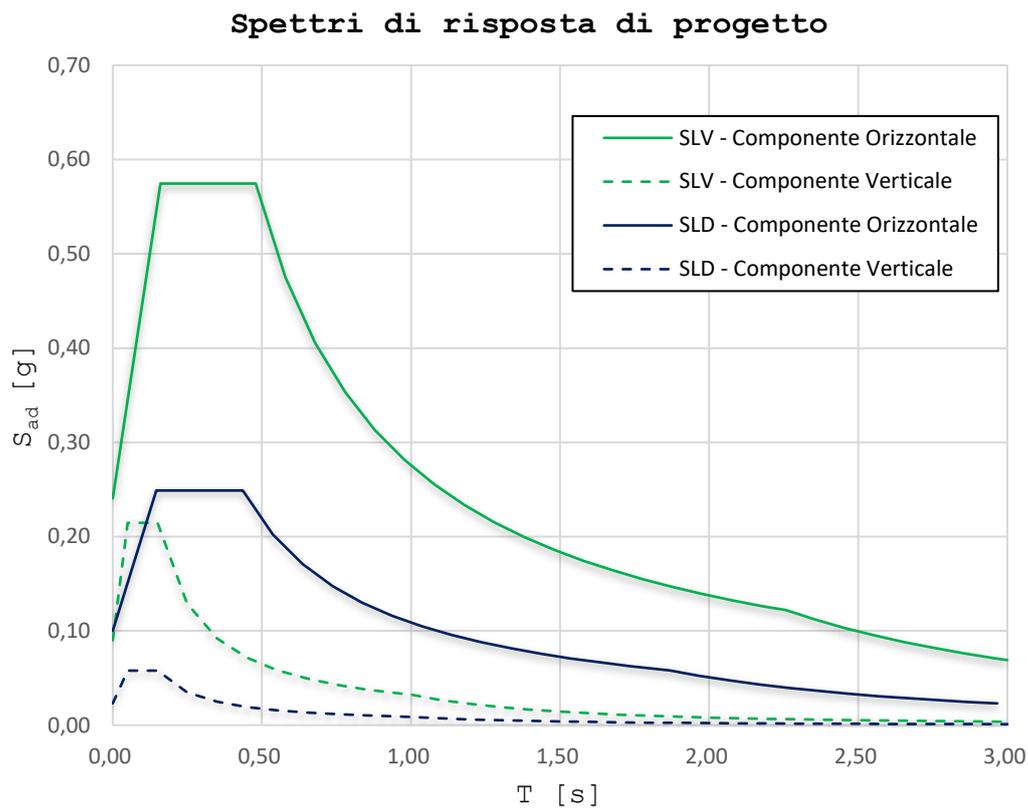


Figura 2.22: Spettri di risposta in accelerazione di progetto per le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica in riferimento agli SLV e SLD

L'accelerazione massima (valore stimato in corrispondenza del *plateau*) relativa ai valori dinanzi tabulati risulta pari a:

$$S_{ad}=0,57 \text{ g.}$$

CAPITOLO 3. ANALISI DI VULNERABILITÀ

3.1. RISCHIO SISMICO

La vulnerabilità degli edifici esistenti rappresenta una valutazione delle conseguenze che il sisma può avere su di essi in modo da quantificare lo stato di rischio e provvedere alla programmazione di interventi efficaci alla sua riduzione. In considerazione dei numerosi danni apportati negli anni dagli eventi sismici - sia sociali in termini di vittime e di incidenza sulla vita delle comunità sia economici in termini di costi sostenuti per l'emergenza e la ricostruzione - lo Stato ha iniziato dal 2017 con la Legge di Stabilità una campagna per la valutazione e prevenzione nazionale del rischio sismico del patrimonio edilizio privato associata ad uno strumento di incentivazione fiscale quale il cosiddetto "Sismabonus" [9]. All'interno delle Linee Guida allegate al D.M. n. 65 del 07/03/2017 [10], sono presenti gli strumenti operativi per la classificazione del Rischio Sismico, una misura matematica/ingegneristica per valutare il danno atteso a seguito di un possibile evento sismico, che dipende dai rapporti causa-effetto dell'evento stesso in relazione alla probabilità di accadimento (Pericolosità, definita dalla suddivisione del territorio nazionale in zone sismiche), alle conseguenze sugli edifici (Vulnerabilità, con la determinazione della capacità resistente alle azioni orizzontali), e all'impatto sulla comunità (Esposizione, valutazioni socio-economiche delle conseguenze del sisma). Il professionista, nell'ottica dell'accesso al beneficio fiscale da parte del privato, doveva individuare la Classe di Rischio della costruzione nello stato di fatto prima dell'intervento e asseverare la classe raggiunta a seguito del completamento dell'intervento, con possibilità di detrazioni premianti a seconda del salto di classe ottenuto - per le abitazioni si aveva una detrazione del 70% per il salto di una classe e dell'80% per il salto di due classi; per i condomini, invece, rispettivamente 75% e 85% per un ammontare delle spese non superiore a euro 96.000 per ciascuna delle unità immobiliari di ciascun edificio. Con l'introduzione del

Superbonus, che è uno strumento di reazione emergenziale e quindi pensato ancor più per favorirne la fruizione, l'aliquota di detrazione è salita al 110% e l'orizzonte tecnico di applicabilità del beneficio fiscale è stato esteso alla riduzione del rischio senza traguardi prestazionali obbligatori [11] - sacrificando così l'aspetto della premialità, cosa che ha generato perplessità nella comunità scientifica [12] - risultando valido per qualsiasi intervento strutturale relativo all'adozione di misure antisismiche, con particolare riguardo all'esecuzione di opere per la messa in sicurezza statica. Infatti, in taluni casi - i più comuni - perseguendo un approccio semplificato è soppressa l'obbligatorietà sia dell'attribuzione della Classe di Rischio sia, conseguentemente, del passaggio di classe. Ciò risulta valido per gli edifici in muratura classificabili in una delle sette tipologie previste dall'allegato A al D.M. 65/2017 (cfr Tabella 6 delle Linee Guida [10]) e per gli edifici con struttura in c.a. costituita da telai nelle due direzioni, qualora si eseguano specifici interventi confortativi, indicati all'interno dell'allegato stesso, la cui realizzazione assicura di per sé la riduzione di una Classe di Rischio [11].

L'edificio di via Tizzano 6, soggetto del presente caso studio, rientra all'interno della tipologia strutturale "mattoni o pietra lavorata" per cui sarebbe consentita l'adozione dell'approccio semplificato. Ad ogni modo, per completezza di esposizione, nello sviluppo della tesi sarà comunque determinata la Classe di Rischio della costruzione, ante e post-intervento, in quanto lo si ritiene parametro utile ai fini della quantificazione del rischio sismico cui la struttura è esposta in termini sia di sicurezza che di esposizione economica a seguito dell'evento sismico. Esso dovrebbe essere sempre associato alla costruzione non esclusivamente per determinare un beneficio di cui approfittare ma, in parallelo a quanto già si fa nei riguardi delle prestazioni energetiche degli edifici attraverso l'Attestato di Prestazione Energetica (APE), in particolar modo per avere contezza, su larga scala, dello stato in cui versa il patrimonio immobiliare in modo da indirizzare i contributi verso un reale

miglioramento sismico e da innescare una sensibilizzazione e consapevolezza del rischio stesso nella società, cosa che può avvenire soltanto quando tale parametro potrà fare ingresso nel mercato immobiliare [12].

3.1.1. Classi di Rischio

Si illustra nel seguito il procedimento per l'attribuzione della Classe di Rischio secondo il metodo convenzionale proposto nelle Linee Guida [10], applicabile a qualsiasi tipologia di costruzione e basato sull'applicazione dei metodi di analisi previsti dalle NTC18. Il metodo convenzionale assegna alla costruzione in esame una Classe di Rischio, con rischio crescente dalla A+ alla G, mettendo in relazione due parametri adimensionali (espressi in percentuale) e privilegiando nel confronto la classe più bassa (cui corrisponde un maggior rischio):

- PAM = Perdita Annuale Media attesa, rappresenta le perdite economiche associate ai danni prodotti dagli eventi sismici che si manifesteranno nel corso della vita della costruzione, ripartite annualmente ed espresse come percentuale del costo di ricostruzione (CR) dell'edificio privo del suo contenuto. La classe PAM è individuata dalla Tabella 1 (Figura 3.1) delle Linee Guida [10];

Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A^+_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% \leq PAM$	G_{PAM}

Figura 3.1: Estratto della Tabella 1 dell'Allegato A al D.M. 07/03/2017 - Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Sicurezza [10]

- IS-V = Indice di Sicurezza per la Vita (oppure Indice di Rischio), rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo ($PGA =$

Peak Ground Acceleration) che determina il raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita - capacità PGA_C - e quella prevista da norma, nello specifico sito e per lo stesso stato limite, per la progettazione di un nuovo edificio - domanda PGA_D . La Classe IS-V è individuata dalla Tabella 2 (Figura 3.2) delle Linee Guida [10].

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A_{IS-V}^+
$80\% \leq IS-V < 100\%$	A_{IS-V}
$60\% \leq IS-V < 80\%$	B_{IS-V}
$45\% \leq IS-V < 60\%$	C_{IS-V}
$30\% \leq IS-V < 45\%$	D_{IS-V}
$15\% \leq IS-V < 30\%$	E_{IS-V}
$IS-V \leq 15\%$	F_{IS-V}

Figura 3.2: Estratto della Tabella 2 dell'Allegato A al D.M. 07/03/2017 - Attribuzione della Classe di Rischio IS-V in funzione dell'entità dell'Indice di Sicurezza [10]

Il valore del PAM è ottenuto come l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti (λ, CR) per ciascuno degli stati limite definiti nelle Linee Guida (Figura 3.3), a cui si aggiunge il punto $(\lambda=0, CR=100\%)$, tramite l'espressione:

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_i) - \lambda(SL_{i+1})] \cdot [CR(SL_i) + CR(SL_{i+1})] / 2 + \lambda(SLC) \cdot CR(SLR)$$

dove:

- l'indice "i" rappresenta il generico stato limite (i=5 per lo SLC, i=1 per lo SLID)
- $\lambda = \frac{1}{T_{RC}}$ è la frequenza media annua di superamento, ottenuta dai periodi di ritorno (T_{RC}) associati ad eventi sismici che generano le accelerazioni al suolo di capacità (PGA_C) per ogni stato limite considerato:

$$T_{RC} = T_{RD} (PGA_C / PGA_D)^\eta$$

con $\eta = 1/0,49$ per $a_g \geq 0,25g$; $\eta = 1/0,43$ per $0,25g \geq a_g \geq 0,15g$;
 $\eta = 1/0,356$ per $0,15g \geq a_g \geq 0,05g$; $\eta = 1/0,34$ per $0,05g \geq a_g$

Poiché si assume che non si possa raggiungere lo stato limite di salvaguardia della vita senza aver raggiunto gli stati limite di operatività e danno, si prenderanno in considerazione i seguenti valori: $\lambda(\text{SLD}) = \max[\lambda(\text{SLD}), \lambda(\text{SLV})]$ e $\lambda(\text{SLO}) = \max[\lambda(\text{SLO}), \lambda(\text{SLV})]$.

In via semplificata, qualora si eseguano le sole verifiche allo SLV e SLD, si può assumere: $\lambda_{\text{SLO}} = 1,67\lambda_{\text{SLD}}$, $\lambda_{\text{SLC}} = 0,49\lambda_{\text{SLV}}$.

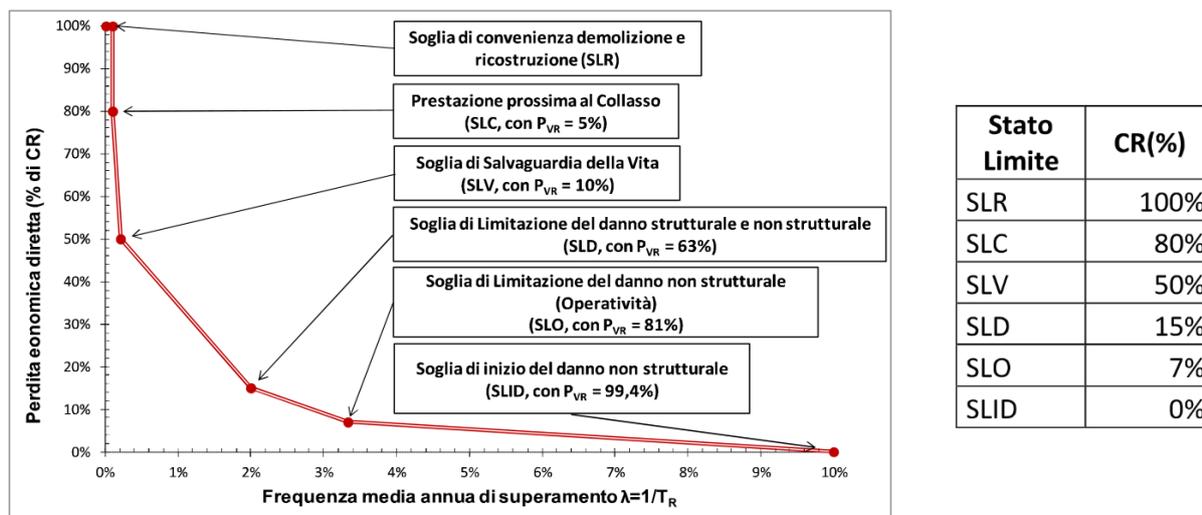


Figura 3.3: Estratto dall'Allegato A al D.M. 07/03/2017 l'andamento della curva che individua il PAM, riferito a una costruzione con vita nominale 50 anni e appartenente alla classe d'uso II. Nell'immagine di destra, la tabella che mostra la percentuale del costo di ricostruzione al raggiungimento di ciascuno stato limite [10]

Lo Stato Limite di Inizio Danno (SLID) è quello a cui è associabile una perdita economica nulla in corrispondenza di un evento sismico il cui periodo di ritorno è assunto, convenzionalmente, pari a 10 anni ($\lambda=0,1$). Lo Stato Limite di Ricostruzione (SLR) è quello a cui è associabile una perdita economica pari al 100% - ovvero l'edificio necessita di demolizione e ricostruzione - in corrispondenza di un evento sismico di periodo pari a quello dello SLC.

3.2. IL SOFTWARE DI CALCOLO 3MURI

In ambito professionale, al fine di perseguire una corretta opera di mitigazione del rischio sismico, risulta fondamentale poter disporre di strumenti adeguati alla valutazione della sicurezza, avendo comprensione degli stessi, dei loro limiti e dei relativi campi di applicabilità.

Le valutazioni sulla sicurezza sismica della costruzione in esame, ai fini dell'individuazione delle vulnerabilità e dei relativi interventi di miglioramento, sono state condotte attraverso il software 3Muri, un programma per il calcolo sismico delle strutture in muratura secondo le NTC18 basato sul metodo *Frame by Macro Element* (FME) che deriva dall'osservazione dei danni provocati agli edifici da eventi sismici passati. In particolare, si ipotizza che il comportamento delle pareti sia rappresentabile da macroelementi murari che danno una diversa risposta in funzione della loro posizione rispetto alle aperture: i "maschi" sono individuati al fianco delle aperture e le "fasce" al di sopra e al di sotto delle aperture (Figura 3.4a). In questi elementi si concentra la deformabilità e la non linearità della risposta della struttura mentre le restanti porzioni, che risultano contenute nella muratura, possono ritenersi infinitamente rigide rispetto agli altri elementi in quanto in esse non si è osservato alcun danneggiamento. La ricerca teorica e sperimentale ha confermato che il comportamento di maschi e fasce, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente ad un telaio piano (Figura 3.4b) - costituito da elementi trave non lineare connessi tramite nodi (porzioni rigide) - sovrapponibile alla parete ed in grado di simularne il comportamento. Di qui la comodità di implementazione con le analisi che risultano semplificate nel numero di gradi di libertà rispetto agli elementi finiti di superficie, riducendo l'onere computazionale che richiederebbero sistemi anche molto complessi.

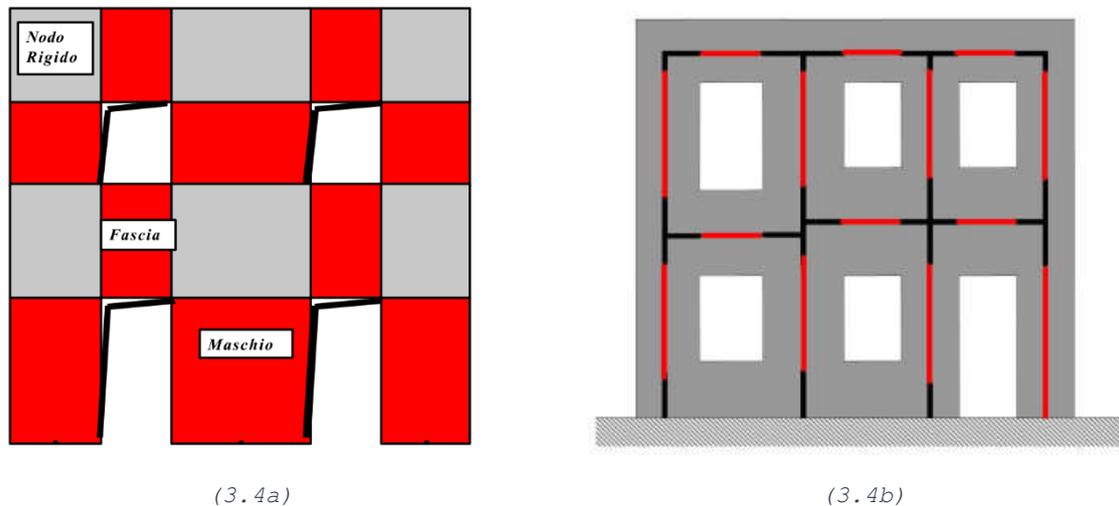


Figura 3.4: *Suddivisione parete muraria in maschi, fasce ed elementi rigidi (3.4a) [13] ed esempio di individuazione del telaio piano equivalente (3.4b) [14]*

Il macroelemento è la chiave di volta per la schematizzazione a telaio equivalente ed è rappresentato da un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie. Infatti, esso è suddiviso in tre parti (Figura 3.5) dove gli elementi infinitesimi di estremità ① e ③ sono indeformabili a taglio e, al contrario, il corpo centrale ② è indeformabile assialmente e flessionalmente. Quindi il singolo pannello è costituito da quattro nodi bidimensionali (i, j per gli elementi di estremità e 1, 2 per quello centrale) a tre gradi di libertà per nodo - due traslazioni (u, w) e una rotazione nel piano della parete (φ) - e le relative relazioni di congruenza risultano le seguenti:

- $u_1=u_i; u_2=u_j$ spostamento trasversale del corpo centrale pari a quello dei nodi di estremità;
- $w_1=w_2=\delta$ spostamento assiale rigido del corpo centrale;
- $\varphi_1=\varphi_2=\phi$ rotazione rigida del corpo centrale.

In totale, il modello cinematico è descritto da otto gradi di libertà: sei componenti di spostamento dei nodi di estremità ($u_i, w_i, \varphi_i, u_j, w_j, \varphi_j$) e due componenti del macroelemento (δ, ϕ).

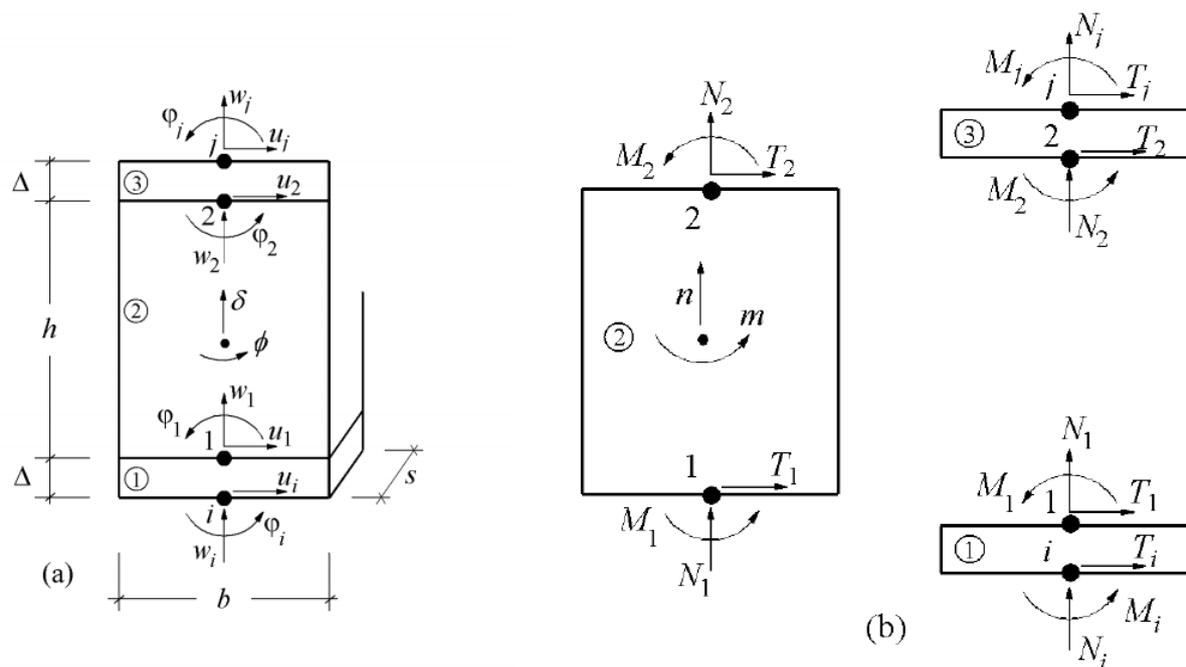


Figura 3.5: Modello cinematico e componenti statiche del macroelemento relativo al metodo FME [13] proposto dai ricercatori dell'Università di Genova (Gambarotta e Lagomarsino, 1996, Brencich e Lagomarsino, 1997 e 1998).

Associato alla cinematica descritta c'è poi il meccanismo di collasso definito attraverso le deformazioni massime ("drift") accettabili per taglio e pressoflessione. In particolare, il meccanismo di rottura a taglio è schematizzato, considerando uno stato di tensione uniforme nel modulo centrale, attraverso un legame che tiene conto dell'evoluzione ciclica del degrado di rigidità e del deterioramento della resistenza associato al progressivo danneggiamento a taglio, mentre il comportamento a flessione, concentrato alle due estremità, è descritto tramite equazioni elastiche che legano sforzo normale e momento flettente con le componenti duali di spostamento - traslazione assiale e rotazione. Quando il *drift* viene superato (1% per il meccanismo di pressoflessione, 0,5% per quello di taglio), il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali e quindi viene ridotta o annullata la sua capacità resistente. L'elemento è sostituito da una biella in grado di trasmettere ancora forze normali ma senza alcuna resistenza per le azioni sismiche. Il modello complessivo è una struttura tridimensionale determinata dall'unione delle singole pareti murarie, ognuna

schematizzata attraverso un telaio equivalente costituita dai suddetti macroelementi.

Il processo da seguire per giungere alla verifica della struttura è riportato in Figura 3.6: ad una prima fase di input in cui si vanno ad inserire la geometria e tutte le caratteristiche degli elementi strutturali, segue l'analisi che include prima la generazione della "mesh" - cioè suddivisione delle pareti in maschi, fasce ed elementi rigidi - eseguita automaticamente da 3Muri anche per pareti complesse, e poi l'applicazione delle analisi statiche non lineari al fine di determinare lo spostamento orizzontale massimo di un nodo di controllo e di costruire la curva di capacità, caratteristica intrinseca della struttura - indipendente dall'azione sismica - funzione solo di geometria e proprietà dei materiali, tramite cui valutarne le vulnerabilità. Infatti, in ultimo, la verifica consiste nel confronto tra lo spostamento offerto dalla struttura e quello richiesto dalla normativa (calcolato anch'esso automaticamente da 3Muri).

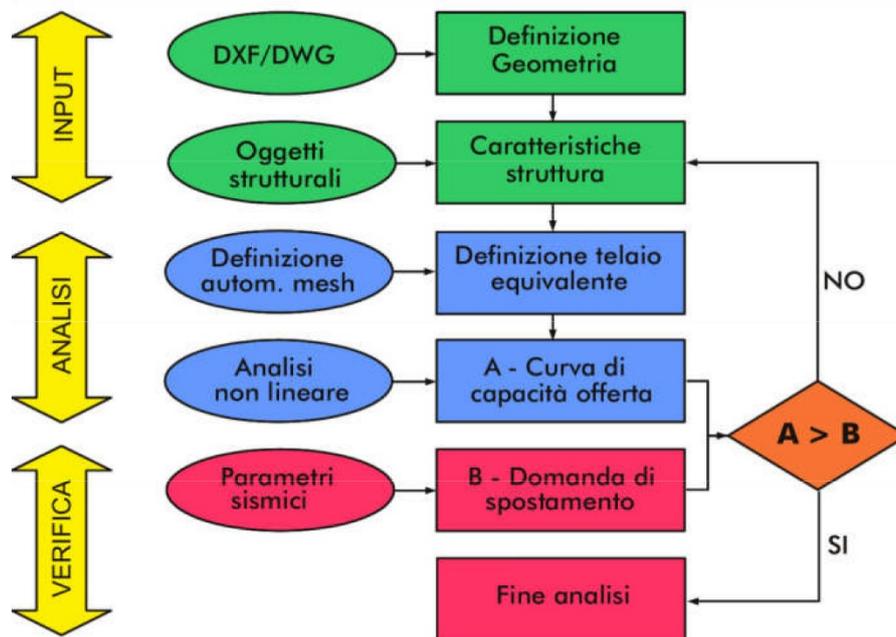


Figura 3.6: Flusso generale delle fasi di calcolo in 3Muri [14]

3.3. MODELLAZIONE

Nell'approccio di modellazione a telaio equivalente, la struttura portante è schematizzata attraverso l'interconnessione tra le pareti - elementi portanti - ed i solai - elementi di irrigidimento nel piano con ruolo di ripartizione delle forze orizzontali tra le pareti - ispirandosi ad una concezione scatolare della struttura in cui tutti gli elementi sono ben collegati tra loro. Come descritto al capitolo 3.2, ciascuna parete è idealizzata secondo un telaio in cui la non linearità è concentrata nei maschi e nelle fasce connessi tramite porzioni rigide (nodi); gli orizzontamenti, invece, sono modellati come lastre ortotrope. Il comportamento flessionale locale dei solai e la risposta fuori piano delle pareti non sono considerati in questo modello che analizza la risposta globale dell'edificio governata dal comportamento nel piano delle pareti; tali effetti possono poi essere valutati mediante opportune verifiche locali [15]. Si vuole sottolineare che il modello realizzato in 3Muri (Figura 3.7) è stato definito a partire dalle caratteristiche strutturali nello stato di fatto attuale dell'edificio, desunte da un'attenta ricerca storico-archivistica suffragata da ispezioni visive ed ipotesi cautelative.

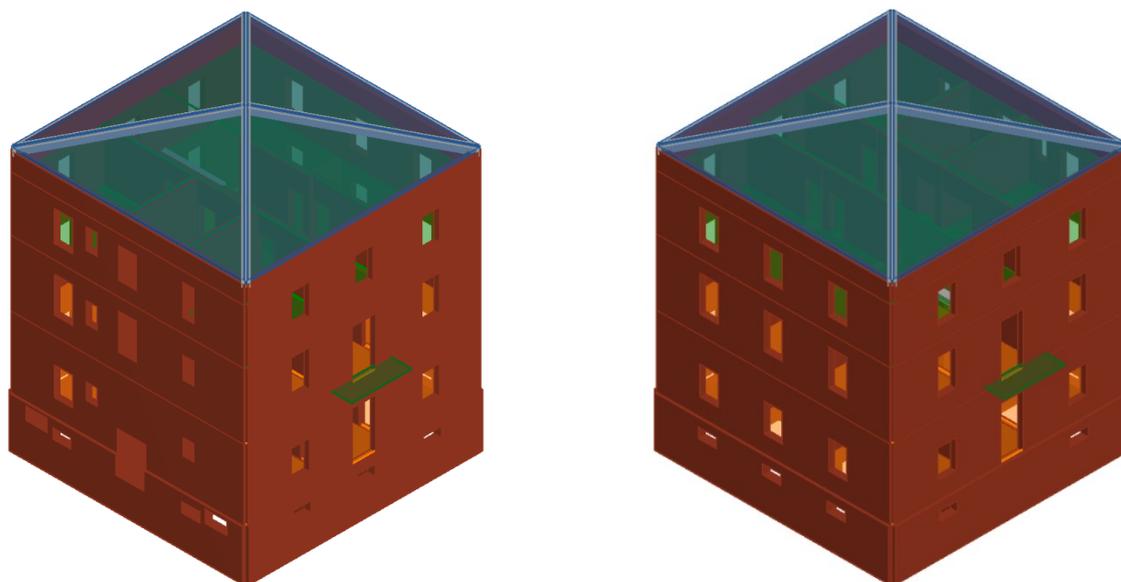


Figura 3.7: *Viste tridimensionali del modello realizzato in 3Muri sul fronte Nord-Ovest (a sinistra) e Sud-Est (a destra)*

3.3.1. Pareti

La fase iniziale di input prevede la definizione della geometria della struttura, facilitata dalla possibilità di ricalcare gli assi dei muri una volta importati nel modello tramite file formato *.dxf*. I segmenti di parete devono essere collegati tra loro al fine di garantire quella continuità strutturale richiesta dalla modellazione a telaio equivalente. I collegamenti, infatti, rappresentano i nodi del telaio.

La prima operazione da eseguire esaminando il rilievo strutturale (Figura 2.4a) è la selezione degli elementi che sono effettivamente significativi e che partecipano alla resistenza globale della struttura. Lo schema resistente è individuato ai sensi della normativa vigente in considerazione della tipologia edilizia e delle geometrie delle componenti strutturali: le pareti, al lordo delle aperture, devono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso (cfr §7.8.1.4 NTC18 [8]). Inoltre, la normativa fornisce i requisiti geometrici minimi perché una parete possa essere considerata come resistente (Figura 3.8):

Tab. 7.8.I – *Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma*

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(\lambda=h_0/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura confinata	240 mm	15	0,3
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.15g$	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075 g$	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075 g$	150 mm	20	0,3

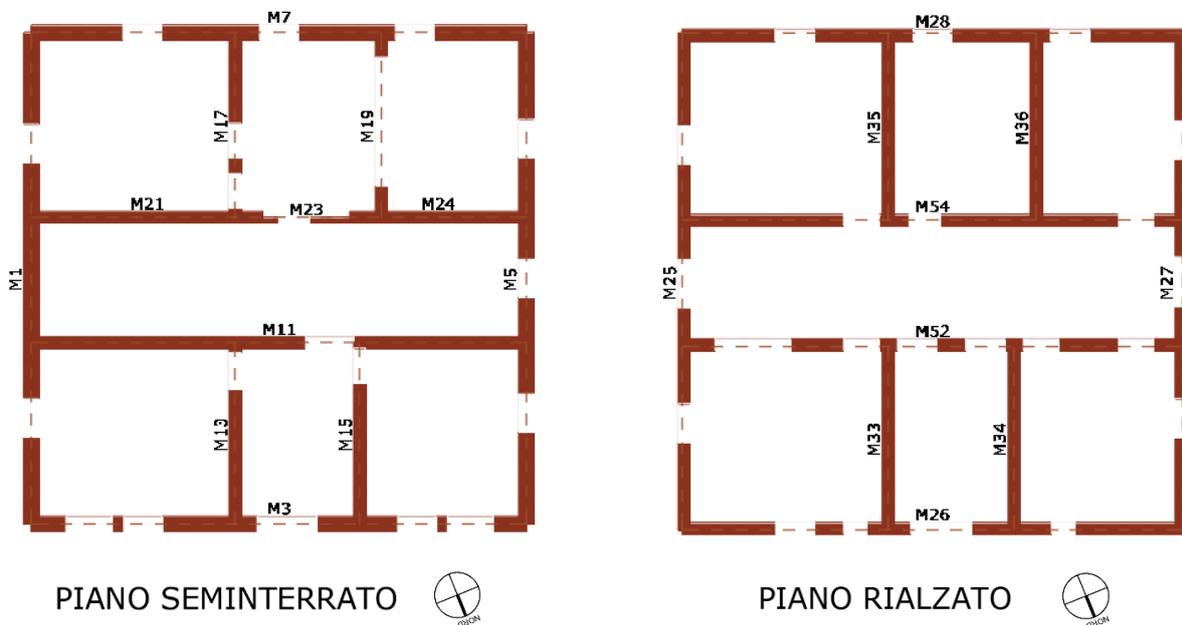
Figura 3.8: Estratto della tabella 7.8.I delle NTC18 [8]

dove:

- t spessore parete;
- h_0 altezza libera di inflessione della parete assunta pari a h (cfr §4.5.6.2, NTC18 [8]);
- h' altezza apertura adiacente a parete;
- l lunghezza parete.

Nel caso in esame, sulla base dei parametri sismici definiti al capitolo 2.5.3, allo SLV il valore di $a_g S$ è pari a $0,24g$, per cui si ricade nella tipologia di muratura ordinaria realizzata con elementi artificiali, per la quale lo spessore minimo del pannello murario da considerare efficace per la resistenza alle azioni orizzontali è di 240 mm. Tuttavia, data l'epoca di costruzione del fabbricato, si ritiene significativo considerare nella risposta del sistema anche le murature ad una sola testa, ovvero con spessore 150 mm, poiché tali costruzioni nel tempo raggiungono particolari condizioni di equilibrio per le quali anche muri presumibilmente sottili possono offrire un contributo irrigidente rilevante. Lo spessore delle pareti esterne è di 40 cm al piano seminterrato e di 30 cm ai piani fuori terra. Le pareti interne hanno uno spessore variabile nei diversi livelli con rastremazioni eccentriche da 30 a 15 cm.

Alla luce di quanto detto, si evidenziano in Figura 3.9 le componenti murarie rientranti nello schema resistente.



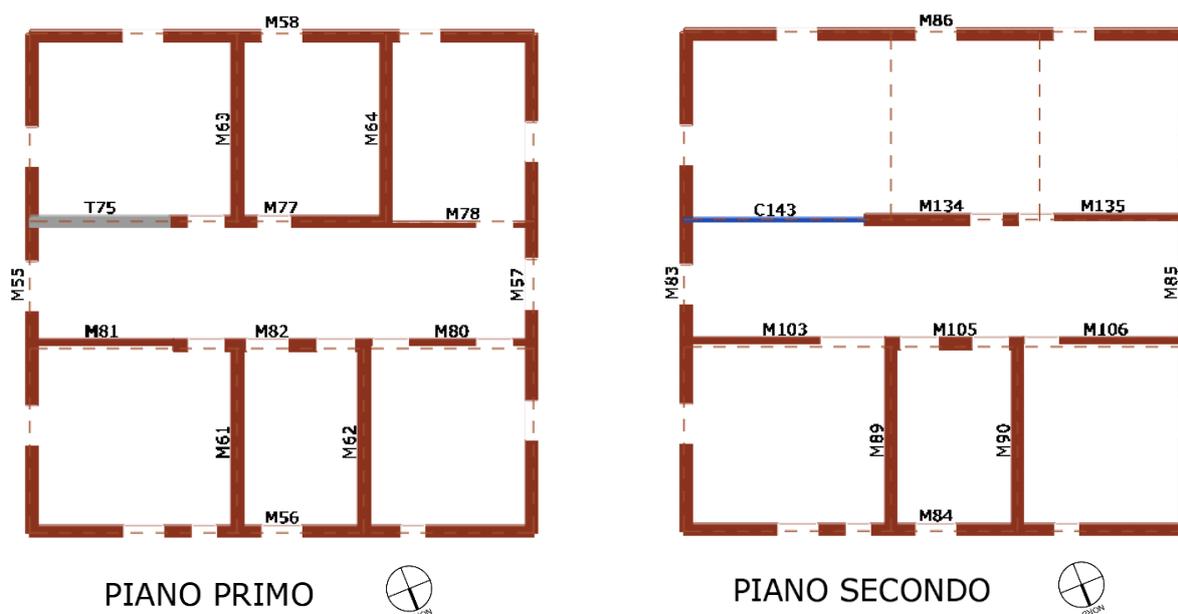


Figura 3.9: Piante delle pareti facenti parte del sistema resistente al sisma

Si precisa che, al secondo piano, la mancanza di elementi di connessione del pannello M134 alle pareti esterne comporta una labilità dello stesso pannello che non consentirebbe la generazione della mesh. Per ovviare a questo problema, che risiede nell'ipotesi alla base della modellazione a telaio equivalente riguardo la continuità strutturale tra gli elementi, si è introdotto nel modello un elemento fittizio del tipo catena (C143) con la sola funzione di connettere i pannelli M134-M83 senza partecipare alla resistenza della struttura. Pertanto, per trattarlo separatamente - come sarà esposto al punto 3.3.4 - nella sua definizione si è spuntato la casella "Non unire durante la mesh".

Esaminando rappresentativamente il piano seminterrato, la configurazione strutturale del fabbricato oggetto di studio risulta pressoché regolare in pianta, essendo questa di forma compatta e alquanto simmetrica nelle due direzioni, se non fosse per la parete interna M19 che è leggermente sfalsata rispetto alla sua corrispondente verso il vano scale (M15). Tuttavia, osservando la disposizione delle aperture (Figura 3.7), se nelle facciate Est-Ovest si rileva un certa simmetria e regolarità, non si può dire lo stesso per le contrapposte Nord-Sud. In particolare, nel prospetto Nord è presente una

distribuzione di aperture piuttosto irregolare - disposte a diverse quote e con dimensioni di varia natura - per via anche della presenza del vano scale, che risultano non simmetriche rispetto alle controparti sul prospetto Sud, il che comporta una differente rigidità delle due pareti perimetrali con conseguente scostamento di centro di massa e centro di rigidità che può portare l'azione sismica ad indurre effetti torsionali sulla struttura. In altezza, la regolarità si perde in particolar modo al secondo piano, che è quello riguardante la sopraelevazione, in quanto mancano i pannelli ortogonali agli M134, M135 essendo stati sfalsati rispetto ai sottostanti e quindi il relativo sistema resistente non può assumersi esteso fino alla sommità dell'edificio. Inoltre, i restringimenti trasversali delle pareti avvengono per un rientro pari anche al 50% della dimensione della parete sottostante.

Per tener conto dell'incertezza sulla caratterizzazione dei materiali, come visto al punto 2.4 durante la definizione del livello di conoscenza, a tali pareti sono state associate le caratteristiche del materiale muratura in mattoni pieni e malta di calce della tabella C8.5.I della Circ. 7/2019 (Figura 2.13), già implementate all'interno del programma (Figura 3.10), con l'adozione del fattore di confidenza in LC1, mentre per l'elemento in c.a. si è ipotizzato un calcestruzzo di scarsa resistenza - classe C8/10 - e barre d'armatura lisce a basso snervamento - valore caratteristico $f_{yk}=350$ N/mm², tipico delle costruzioni degli anni '60 [16] - ai quali si è applicato un fattore di confidenza in LC1.

Il modello è generato attraverso la realizzazione di un piano per volta, con altezze dei livelli definite in funzione delle quote d'imposta dei solai di piano (Figura 2.5). Nel caso di variazione geometrica o di materiale di porzioni di una stessa parete, è possibile suddividerla in più segmenti - ma la parete resta unica - ai quali associarne le specifiche caratteristiche. La stessa cosa è valida nel caso si volesse inserire un oggetto strutturale differente dal semplice pannello murario, come ad esempio la trave in c.a.

presente al piano primo (Figura 3.9). Successivamente si è andati a disporre tutte le aperture ai vari livelli, considerando cautelativamente come tali anche le nicchie presenti sul prospetto Nord.

Tipo		Nome	
Nome		Mattoni pieni e malta di calce	
Colore materiale			
Texture			
E [N/mm ²]		1500	
Eh [N/mm ²]		1500	
G [N/mm ²]		500	
w [kN/m ³]		18	
f _m [N/mm ²]		2,6	
f _{hm} [N/mm ²]		1,95	
f _k [N/mm ²]		1,35	
τ [N/mm ²]		0,05	
FC		1,35	
γ _m		3	
Maschio drift taglio		0,005	
Maschio drift flessione		0,01	
Fascia drift taglio		0,015	
Fascia drift flessione		0,015	
Fascia accoppiata drift		0,02	

Condizione del materiale

Esistente Nuovo

Rigidezza fessurata

Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm²])

Definizione utente

Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia

Degradato di resistenza a un valore residuo

Taglio

Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

Considera contributo a trazione fascia

Parametri muratura

Parametri di miglioramento

Figura 3.10: Definizione delle proprietà del materiale muratura esistente all'interno di 3Muri in accordo alle NTC18

3.3.2. Orizzontamenti

I solai in 3Muri sono modellati come elementi finiti a 3 o 4 nodi, con due gradi di libertà per nodo (gli spostamenti u_x e u_y), del tipo membrana - ovvero sollecitati nel loro piano trascurandone il comportamento flessionale locale - ortotropa con la doppia funzione di riportare alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza. La membrana è identificata dalle seguenti particolarità:

- due valori del modulo di Young lungo le due direzioni ortogonali, parallela (E_1) e perpendicolare (E_2) alla direzione di

- orditura, che rappresentano il grado di collegamento che il solaio, grazie anche all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete;
- il modulo di taglio (G_{eq}) che rappresenta la rigidità a taglio del solaio nel piano e influenza la forza orizzontale trasferita tra le pareti, sia nella fase di comportamento lineare che in quella non lineare;
 - il modulo di Poisson (ν);
 - lo spessore (s).

Dunque, è necessario definire le caratteristiche della membrana equivalente per i solai in esame valutandone quanto più realisticamente possibile la rigidità assiale e tangenziale. Queste, infatti, relazionate alla rigidità delle pareti, condizionano fortemente la risposta globale del sistema (Figura 3.11): solai - al limite - infinitamente flessibili, a seguito del raggiungimento delle condizioni ultime, non consentono alcuna ridistribuzione su elementi strutturali ancora efficienti poiché ogni parete lavora in modo indipendente (in funzione delle aree di influenza) e il collasso di una parete provoca il collasso di tutta la struttura; viceversa, nel caso di solai infinitamente rigidi, le azioni si distribuiscono in funzione della capacità di resistenza, della rigidità e della posizione in pianta delle varie pareti, che collaborano anche nel caso di un cedimento localizzato.

Le NTC18 al §7.2.6 permettono di considerare gli orizzontamenti infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati [8].

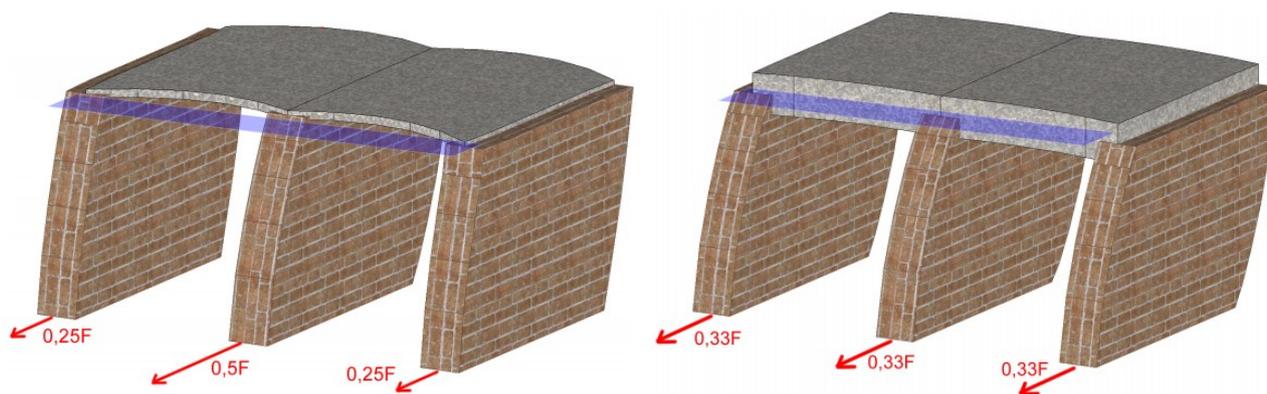


Figura 3.11: *Comportamento solaio flessibile, a sinistra, e rigido, a destra [14]*

I solai rigidi quindi, se ben collegati alle murature, risultano utili all'espletamento del comportamento scatolare ma non sono sempre necessari, specialmente nelle costruzioni esistenti dove la sostituzione di solai deformabili con solai in c.a. comporta l'aumento delle masse con conseguente incremento delle azioni sismiche, inoltre le operazioni di demolizione e ricostruzione potrebbero indebolire le pareti in corrispondenza dei collegamenti dei solai che andrebbero adeguatamente rinforzati. Ciò che è necessario, invece, è valutare correttamente il comportamento della struttura tenendo conto dell'effettiva rigidità dei solai e del suo comportamento d'insieme.

Il programma di calcolo utilizzato propone procedure di definizione automatica delle proprietà di rigidità equivalente per alcune tipologie di solaio più ricorrenti nella pratica professionale in relazione alla geometria degli elementi costituenti ed al loro effettivo collegamento con le murature di competenza. Per il caso in esame, si ritrovano le tipologie di solaio di interpiano in essere sia per il tipo in putrelle di ferro e voltine che per quello in laterocemento (Figura 3.12). In Tabella 3.1 sono mostrati i dati che portano alla generazione automatica della membrana equivalente. Per la geometria si rimanda a quanto già visto al paragrafo 2.3.1., mentre per tener conto dell'incertezza sulla caratterizzazione dei materiali si è ipotizzato per il calcestruzzo una classe C8/10 a cui

si è applicato il fattore di confidenza in LC1, e per l'acciaio un S235 a cui si è applicato il fattore di confidenza in LC1.

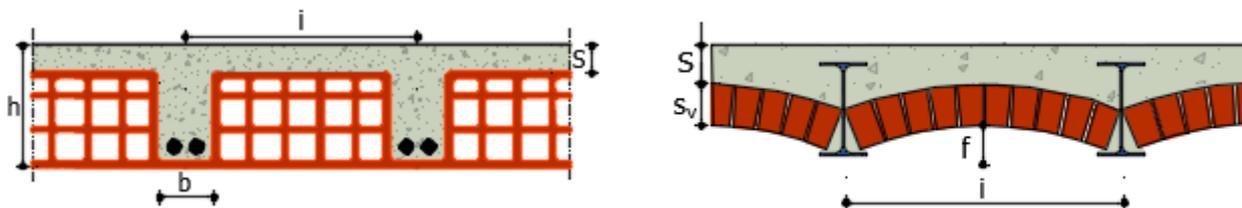


Figura 3.12: Tipologie di solaio presenti all'interno della libreria di 3Muri - Solaio in laterocemento, a sinistra, e solaio in putrelle di ferro e voltine, a destra

Solaio in laterocemento				Solaio in putrelle e voltine	
Parametri	P. 3	Sottotetto	Vano scale	Parametri	P. 1 - P. 2
b [cm]	12	12	12	i [cm]	90
i [cm]	50	50	50	f [cm]	10
h [cm]	24	18	12	S _v [cm]	5,5
S [cm]	8	6	\	S [cm]	\
Valori calcolati	P. 3	Sottotetto	Vano scale	Valori calcolati	P. 1 - P. 2
s [cm]	8	6	4	s [cm]	4
G [N/mm ²]	10554,58	10554,58	1000,00	G [N/mm ²]	400,00
E _x [N/mm ²]	37489,88	37489,88	18238,32	E _x [N/mm ²]	9584,17
E _y [N/mm ²]	25331,00	25331,00	0,00	E _y [N/mm ²]	0,00
v	0,20	0,20	0,00	v	0,00

Tabella 3.1: Definizione dei parametri della membrana equivalente per il solaio in laterocemento e quello in putrelle e voltine eseguita automaticamente da 3Muri

Quello che emerge è che il solaio in putrelle e voltine ha una rigidezza trasversale considerevolmente inferiore a quella dei solai in laterocemento che, invece, si possono ritenere rigidi. La differenza risiede in special modo nel materiale utilizzato a completamento del pacchetto che si intende strutturale (ossia nello spessore S): nel primo caso, il materiale di riempimento leggero non contribuisce alla rigidezza del solaio in quanto non collabora con le travi di ferro sottostanti alla ripartizione trasversale dei carichi; invece, la soletta di calcestruzzo del solaio in laterocemento, che pur potrebbe non essere stata realizzata secondo i canoni validi attualmente - a tal proposito, nella combinazione dei carichi tale soletta viene considerata come carico g_2 non strutturale - comunque

adempie a questo compito. Si osserva, infatti, che nel solaio rasato del sottotetto relativo al vano scale, in mancanza proprio del contributo della soletta, si verifica una condizione simile al primo caso poiché non può avvenire la ripartizione trasversale.

Una volta definiti i parametri meccanici, si selezionano i nodi su cui poggierà il solaio e si definisce la direzione di orditura, infine, si applicano i carichi (Figura 3.13) - con i relativi coefficienti di combinazione ψ_{2j} (Figura 2.14) - che, al riguardo, sono stati assunti come visto nell'analisi dei carichi svolta al paragrafo 2.5.

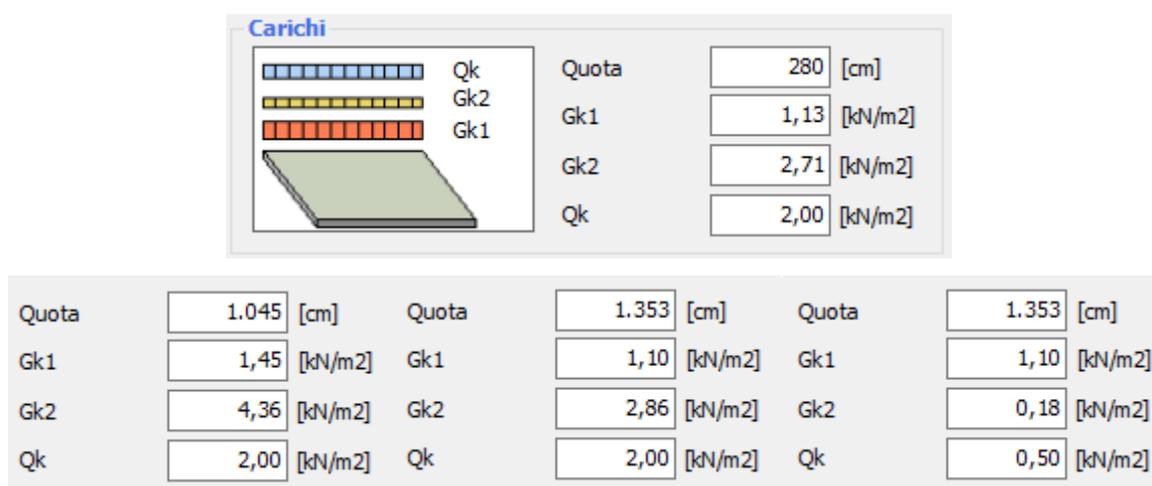


Figura 3.13: Definizione in 3Muri dei carichi permanenti e variabili per le diverse tipologie di solaio alle relative quote d'imposta

Non si è modellato allo stesso modo le falde di copertura in quanto la tipologia costruttiva non è presente all'interno dell'archivio di 3Muri e perché il contributo irrigidente della copertura stessa verrà trascurato ai fini della valutazione della risposta sismica globale, come sarà illustrato al paragrafo 3.3.3.

3.3.3. Elementi non strutturali

Nella definizione del modello, gli elementi non strutturali non appositamente progettati come collaboranti possono essere considerati unicamente in termini di massa. A tal proposito sono stati ignorati nell'analisi della risposta sismica le scale, i pianerottoli e la pensilina sull'ingresso Nord. I carichi permanenti e variabili di loro competenza sono stati comunque tenuti in conto distribuendoli

linearmente, sulla base delle aree di influenza, alle pareti murarie di loro competenza (Figura 3.14), come visto al punto 2.5.

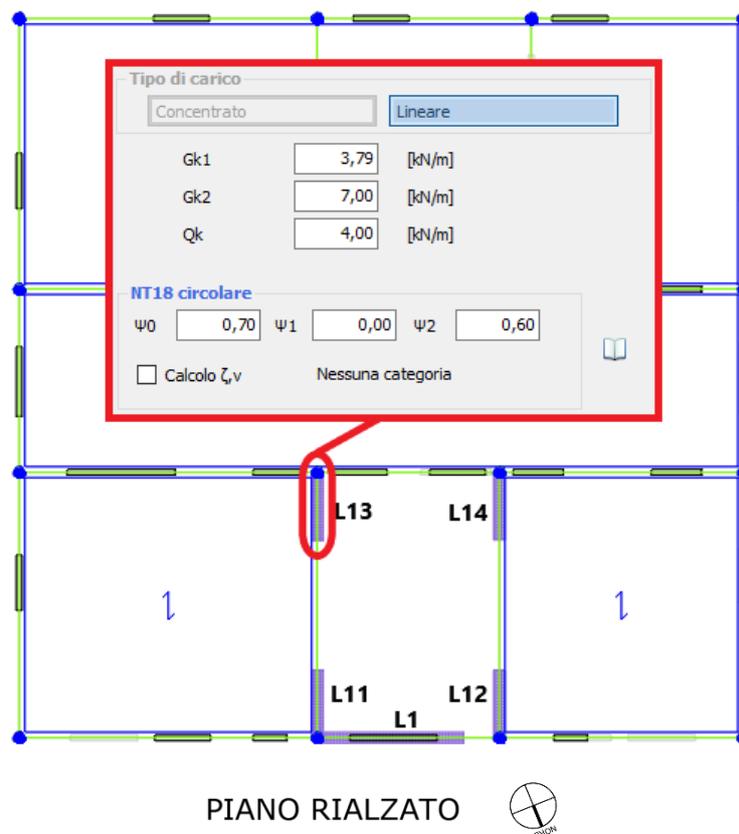
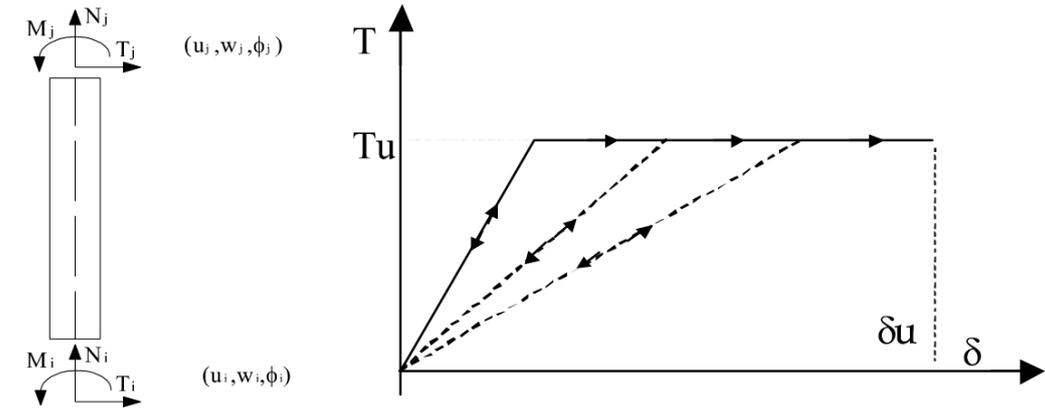


Figura 3.14: Applicazione in 3Muri dei carichi in massa come carichi lineari distribuiti sulle pareti murarie di competenza. In riferimento al piano terra rialzato, è presente il carico della pensilina (L1) ed i carichi combinati di pianerottolo e rampa di scale (L11, L12, L13, L14): ad ogni appoggio, questi gravano sulle pareti con metà del loro peso.

Allo stesso modo, dal momento che non svolgono una funzione strutturale sismicamente rilevante, anche i balconi al primo piano e la copertura sono stati modellati solo con il loro contributo in termini di massa. 3Muri permette la creazione di elementi balcone che integrano questa funzionalità, mentre per quanto riguarda la copertura, questa può essere modellata come "non strutturale": il software trascura la resistenza e rigidità degli elementi strutturali che ne fanno parte facendo in modo che non entrino in gioco al momento della creazione della mesh ma vengano trasformati in carichi applicati alla struttura sottostante. In pratica, in questa condizione la mesh dell'edificio sarebbe la medesima al caso in cui la mesh fosse stata eseguita prima di inserire il tetto.

3.3.4. Generazione della mesh

Definita la geometria strutturale dell'edificio, la discretizzazione del problema avviene mediante la generazione del telaio equivalente nel quale ogni parete viene suddivisa in macroelementi maschio e fascia - ove si concentra la non linearità delle pareti stesse - collegati da porzioni che, non essendo confinanti con aperture e quindi risultando contenute nella muratura, si possono considerare infinitamente rigide rispetto agli altri elementi e per questa ragione vengono modellate con elementi di rigidità infinita - inoltre, quando tra due nodi non è presente un elemento deformabile, 3Muri genera una trave rigida atta a garantire il collegamento tra essi. Il comportamento dei macroelementi è altresì equivalente a quello di elementi trave non lineare che nel software sono modellati, in accordo a quanto definito nelle NTC18 al §7.8.1.5.4 [8], a sei gradi di libertà con un legame a resistenza limitata e degrado della rigidità in fase non lineare (Figura 3.15), mentre è trascurato il contributo di resistenza e rigidità fuori dal piano. Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i criteri di resistenza di pressoflessione, taglio-scorrimento, taglio-fessurazione diagonale. A quel punto avviene una redistribuzione delle forze interne di taglio - che è costante lungo l'elemento in virtù dello schema di calcolo ad azioni concentrate nei nodi - e di momento flettente in modo da garantire l'equilibrio dell'elemento. Il tratto iniziale elastico lineare deriva dalla rigidità globale della trave alla Timoshenko (Figura 3.15) - modello di trave in cui non è trascurabile la deformabilità per taglio, situazione tipica di elementi tozzi - ma poiché nella realtà tale tratto non è lineare, nelle analisi si usano moduli elastici fessurati riducendo i corrispondenti moduli non fessurati del 50%, coerentemente con quanto suggeriscono le NTC18 al §7.2.6 [8]. Il raggiungimento dello stato limite ultimo comporta l'eliminazione dell'elemento ma l'analisi non si interrompe; esso, infatti, continua comunque a garantire l'equilibrio esclusivamente per i contributi associati al suo peso proprio.



$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix}$$

$$\text{con } \psi = 24(1+\nu)\chi \left(\frac{r_i}{h}\right)^2 = 24\left(1 + \frac{E-2G}{2G}\right)1.2 \frac{b^2}{12h^2} = 1.2 \frac{E}{G} \frac{b^2}{h^2}$$

Figura 3.15: Gradi di libertà, comportamento bilineare elastico perfettamente plastico e matrice di rigidezza elastica dell'elemento trave non lineare [17]

Costruire il telaio equivalente è la fase più delicata della modellazione poiché significa identificare la geometria delle porzioni schematizzabili come rigide e di quelle in cui concentrare la non linearità. La stessa geometria difatti, assieme ad altri fattori quali le condizioni al contorno e l'entità del carico assiale, concorre a definire la risposta sismica globale considerando che dalla snellezza del pannello dipende la previsione del meccanismo di resistenza che può attivarsi per primo.

3Muri esegue la generazione della mesh in maniera automatica attraverso criteri che partono da regole empiriche basate sul

riscontro con il danno osservato a seguito di eventi sismici. In particolare, come mostrato in Figura 3.16, sono definite:

- Altezza dei nodi, media delle altezze delle fasce adiacenti, determinata separatamente per ciascun livello;
- Altezza delle fasce, larghezza di sovrapposizione totale incrementata di metà della larghezza della regione di sovrapposizione parziale.

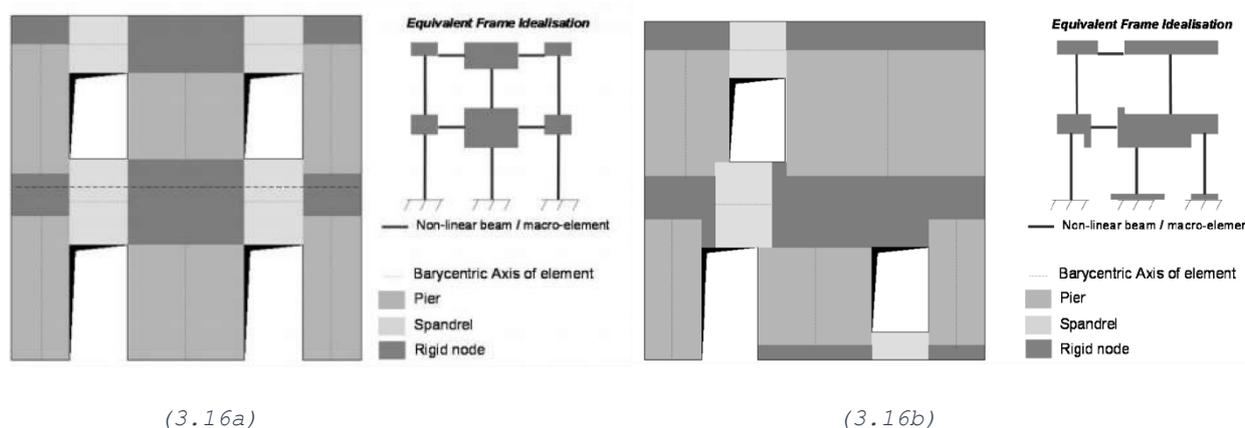
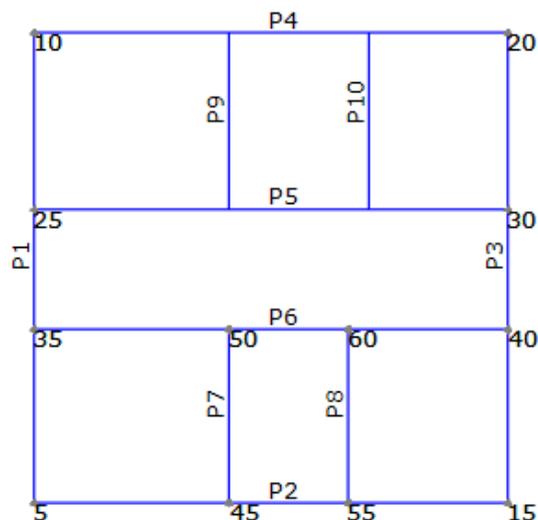


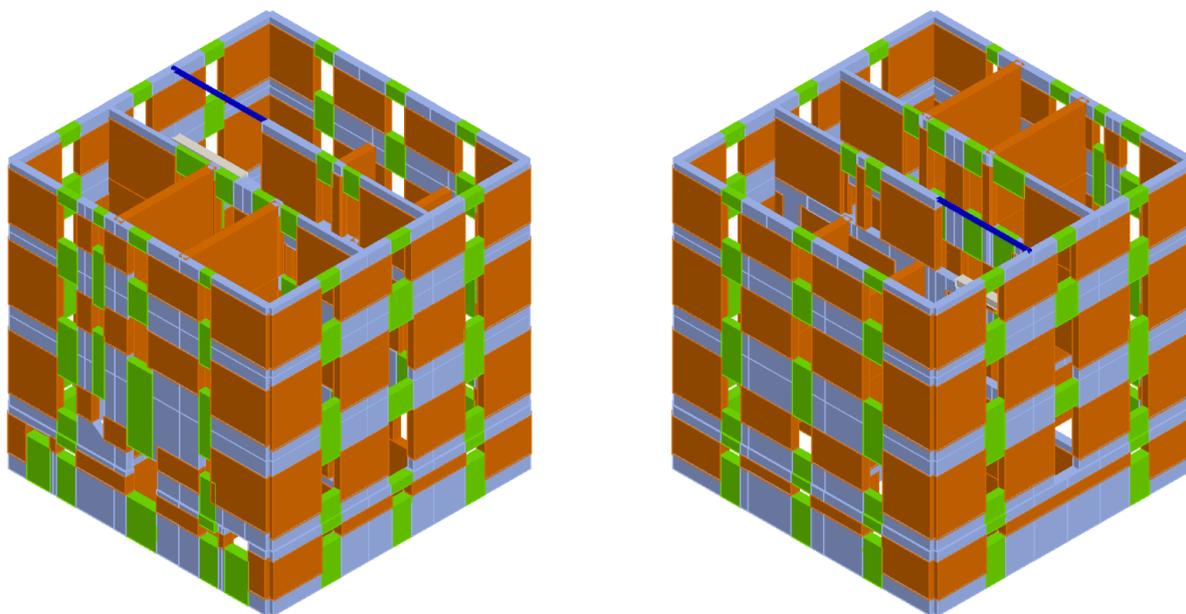
Figura 3.16: Idealizzazione della parete muraria in telaio equivalente nel caso di disposizione delle aperture regolare (3.16a) e irregolare (3.16b) [17]

Il modello complessivo del fabbricato in esame, rappresentato in Figura 3.17, è costituito dall'assemblaggio di 10 pareti ognuna delle quali è schematizzata attraverso un telaio equivalente individuato da 3Muri, e all'intersezione tra queste si hanno 76 nodi tridimensionali - nodi a cinque gradi di libertà: tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e due rotazioni attorno agli assi X e Y, mentre è trascurata la rotazione attorno all'asse Z coerentemente con l'ipotesi di trascurare la risposta fuori piano delle pareti - ai quali le azioni vengono trasferite dai nodi bidimensionali dei macroelementi. Si osservi che nello schema a telaio non compare la copertura essendo stata modellata come non strutturale, e allo stesso modo anche i relativi maschi murari corrispondenti ai muretti bassi sotto gronda vengono esclusi dalle verifiche in quanto sono maschi molto tozzi che hanno la sola funzione di trasferire il carico statico e sismico dalla copertura alla struttura muraria dei piani inferiori.



PIANO SECONDO

(3.17a)



(3.17b)

Figura 3.17: Pianta schematica delle pareti costituenti il telaio equivalente e dei nodi 3D, riferiti al livello 4 (3.17a); viste tridimensionali del telaio generato in automatico da 3Muri sul fronte Nord-Ovest, a sinistra, e Sud-Est a destra (3.17b). Sono rappresentati: in marrone i maschi murari, in verde le fasce di piano, in grigio gli elementi a rigidezza infinita, in blu l'elemento (fittizio) catena.

La mesh può essere modificata arbitrariamente se si ritiene più appropriata l'adozione di criteri alternativi. Nel caso specifico, al punto 3.3.1 è stato precisato che nella definizione della geometria è stata inserita una catena al secondo piano solo per consentire la generazione della mesh stessa, in quanto l'ipotesi di fondo della

rappresentazione a telaio equivalente, e quindi di 3Muri, è che le componenti strutturali siano tutte ben collegate tra loro a garantire un comportamento scatolare. Pertanto, diventa necessario riadattare la discretizzazione automatica eliminando dallo schema resistente l'elemento che non partecipa alla risposta globale del sistema, sostituendolo con un elemento di connessione atto a collegare correttamente il telaio ai fini del solutore. In questo caso, tale elemento è modellato come una trave rigida che connette l'ultimo livello della parete P5 alla parete P1 ad essa ortogonale. In Figura 3.18 si mostra graficamente quanto appena esposto.

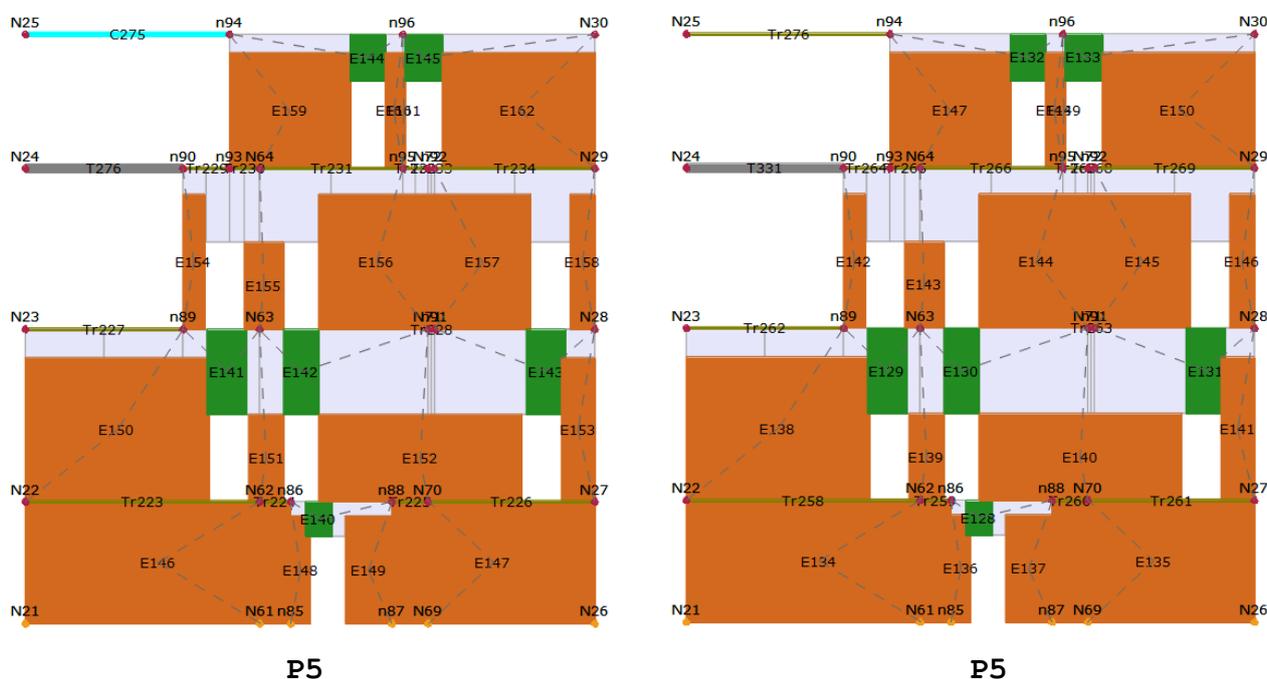


Figura 3.18: Modifica manuale della mesh con sostituzione dell'elemento C275 corrispondente alla catena C143 (Figura 3.9) con un elemento rigido di collegamento. A sinistra, la mesh generata automaticamente, a destra, quella modificata.

Inoltre, i maschi e le fasce delle pareti esterne del piano seminterrato sono elementi contro terra per i quali ci si attende un comportamento non dissipativo; pertanto, questi vengono esclusi dalle valutazioni sulla sicurezza attribuendone caratteristiche di rigidità infinita (Figura 3.19).

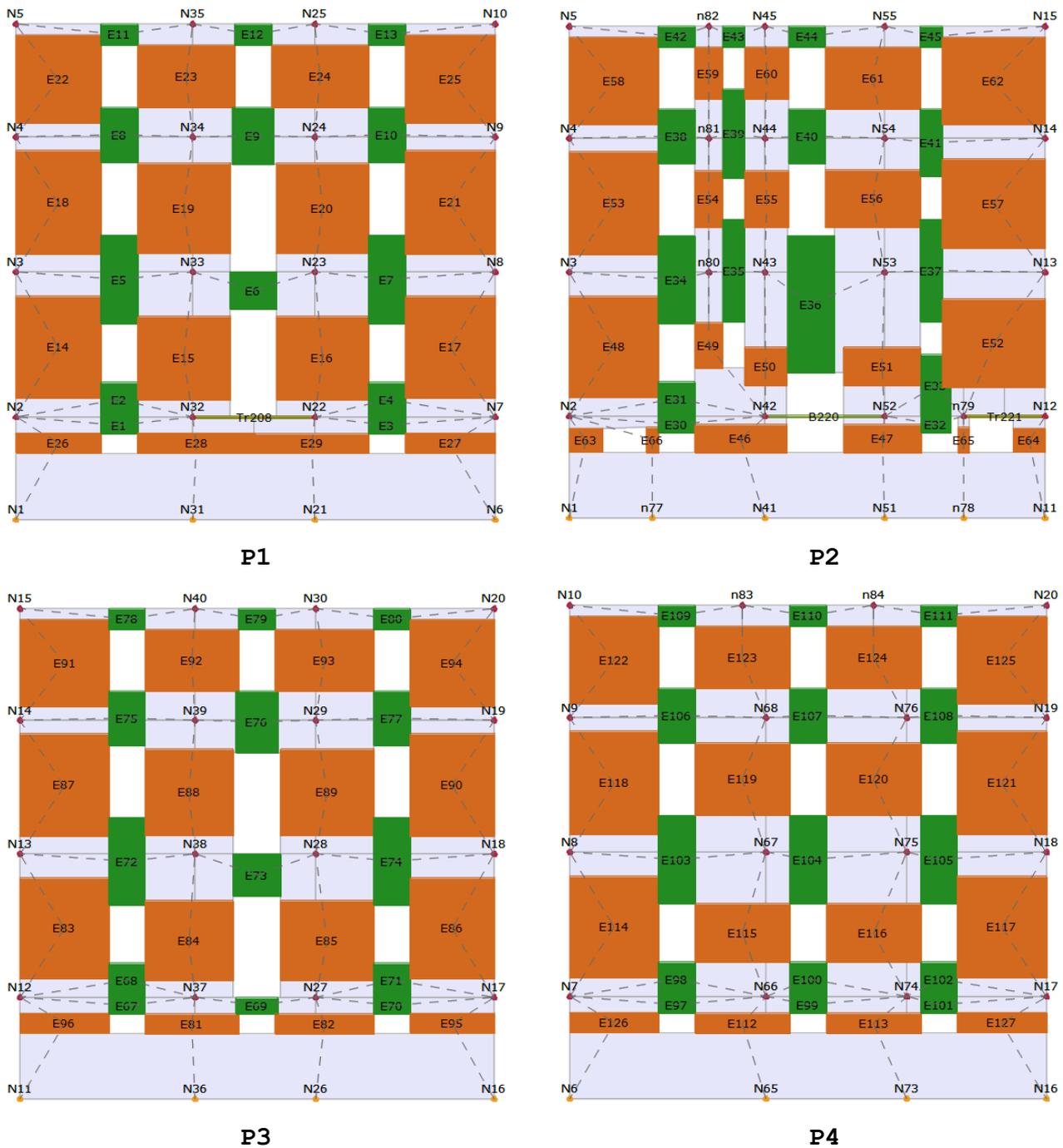


Figura 3.19: Schematizzazione a telaio equivalente delle pareti esterne del fabbricato

Un'altra situazione in cui si può prevedere il riadattamento della mesh riguarda la presenza di preesistenti quadri fessurativi: lesioni e dissesti pregressi possono essere modellati attribuendo un danneggiamento iniziale nel corrispondente macroelemento - modificandone le proprietà - che manifesta così da subito una rigidezza ridotta ed una resistenza degradata [13]. L'analisi del danno svolta al punto 2.3.2 ha fornito le indicazioni per assegnare il

danneggiamento ai relativi macroelementi: in particolare, si è assegnato al materiale in mattoni pieni e malta di calce degli elementi fascia E34, E36, E40 della parete P2 e degli elementi fascia E97, E98, E103, E106 della parete P4 un legame bilineare con resistenza pari al valore residuo (Figura 3.20), prodotto limitando il legame multilineare alla resistenza residua, secondo quanto previsto al §8.7.1.3.1.1 della Circ. 7/2019 [7]: “Il contributo della resistenza residua può eventualmente essere messo in conto [...] con un modello bilineare ma assegnando alla fascia direttamente una resistenza pari a quella residua e assumendo un valore di deformazione angolare ultimo pari a 0,015”.

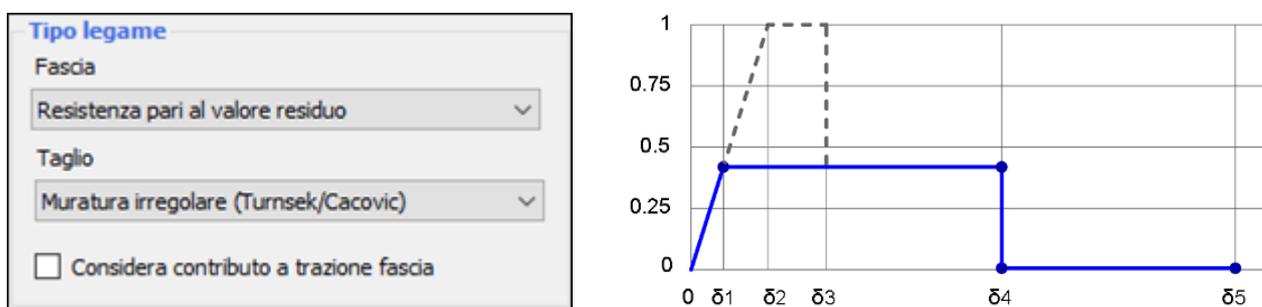


Figura 3.20: Legame bilineare per la degradazione della resistenza dell'elemento fascia al valore residuo, idealizzazione di uno stato fessurativo pregresso

3.4. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI

L'ipotesi alla base di 3Muri è quella di trascurare la risposta fuori piano delle pareti considerando un sistema equivalente in cui l'interconnessione tra pareti e solai è tale da garantire un comportamento scatolare per il quale la risposta globale dell'edificio è governata dal comportamento nel piano delle pareti. Tuttavia, il problema principale degli edifici esistenti in muratura - realizzati quando ancora non vi era consapevolezza della tecnologia - riguarda proprio la scarsa efficacia dei collegamenti tra gli elementi portanti che non assicurano un corretto comportamento scatolare e per le quali possono verificarsi meccanismi fuori piano delle pareti. Dunque, prima di poter analizzare la struttura nella sua globalità, diviene necessario accertarsi che, localmente, le pareti o porzioni

di esse non possano ribaltarsi per effetto dell'azione sismica e, in caso contrario, adottare soluzioni di rimedio. L'analisi dei meccanismi locali costituisce una verifica della scatolarità dell'edificio e le NTC18 consentono di studiarla mediante i criteri dell'analisi limite con metodo cinematico: si individua un meccanismo di dissesto e si valuta il moltiplicatore orizzontale dei carichi (α) - rapporto tra le forze sismiche scatenanti il dissesto ed i pesi delle masse su cui il sisma incide - in funzione dello spostamento di un punto di controllo della struttura. A partire da ciò si costruisce la curva di capacità che lega accelerazione sismica spettrale e spostamento spettrale di un oscillatore non lineare equivalente ad un grado di libertà. La verifica, nell'approccio lineare, si esaurisce con il confronto tra l'accelerazione spettrale che provoca l'attivazione del meccanismo (a_0^*) e la massima accelerazione al suolo corrispondente allo stato limite di interesse (a_g).

All'interno di 3Muri, la definizione dei meccanismi locali viene realizzata partendo dal modello globale definito ai fini del calcolo pushover, da cui si ricavano direttamente le caratteristiche geometriche della struttura e i carichi delle murature e dei solai, scegliendo le condizioni al contorno - blocchi rigidi e condizioni di vincolo - che concorrono all'attivazione del meccanismo esaminato. L'insieme dei vincoli deve essere tale da costituire una catena cinematica ad un grado di libertà, il cui atto di moto può essere descritto da un parametro di spostamento (o rotazione) virtuale infinitesimo che potrà essere relazionato al moltiplicatore attraverso il Principio dei Lavori Virtuali (cfr formula C8A.4.1 [18]). Le verifiche di sicurezza sono condotte secondo l'analisi cinematica lineare descritta al punto C8A.4.2.3 dell'Appendice al capitolo C8 della Circolare applicativa [18] per lo stato limite di salvaguardia della vita. Al riguardo, l'accelerazione spettrale a_0^* (Figura 3.21) che attiva il meccanismo deve risultare non inferiore ad un valore per il quale sono previste due formulazioni differenti a seconda che il meccanismo interessi porzioni della costruzione che poggiano a

terra o che siano poste ad una certa quota. Nel secondo caso, infatti, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematiso è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. In Figura 3.22 si mostrano le disuguaglianze da soddisfare ai fini della verifica dei meccanismi locali.

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (\text{C8A.4.4})$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- $e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$ è la frazione di massa partecipante della struttura;
- FC è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore α non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

Figura 3.21: Estratto dall'Appendice C8A la definizione dell'accelerazione spettrale che attiva il cinematiso, di cui al C8A.4.2.2 [18]

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{V_R})S}{q} \quad (\text{C8A.4.9})$$

in cui a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC, S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC e q è il fattore di struttura, che può essere assunto uguale a 2.0.

(3.22a)

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad (\text{C8A.4.10})$$

dove:

- $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2. delle NTC, calcolato per il periodo T_1 ;
- T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z)=Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma=3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

(3.22b)

Figura 3.22: Estratto dall'Appendice C8A le verifiche di sicurezza semplificate dei meccanismi locali allo SLV nel caso di vincolo a terra (3.22a) o in quota (3.22b) [18]

Il valore di T_1 può essere ottenuto attraverso un'analisi modale della struttura, o, in alternativa, può essere calcolato mediante la formula semplificata: $T_1=C_1 \cdot H^{3/4}$, dove $C_1=0,050$ per strutture generiche mentre H è l'altezza della costruzione.

Tra tutti i meccanismi possibili, quelli ritenuti significativi per la struttura in esame sono stati determinati sulla base delle informazioni raccolte nel percorso della conoscenza, tramite cui si sono individuate le seguenti vulnerabilità:

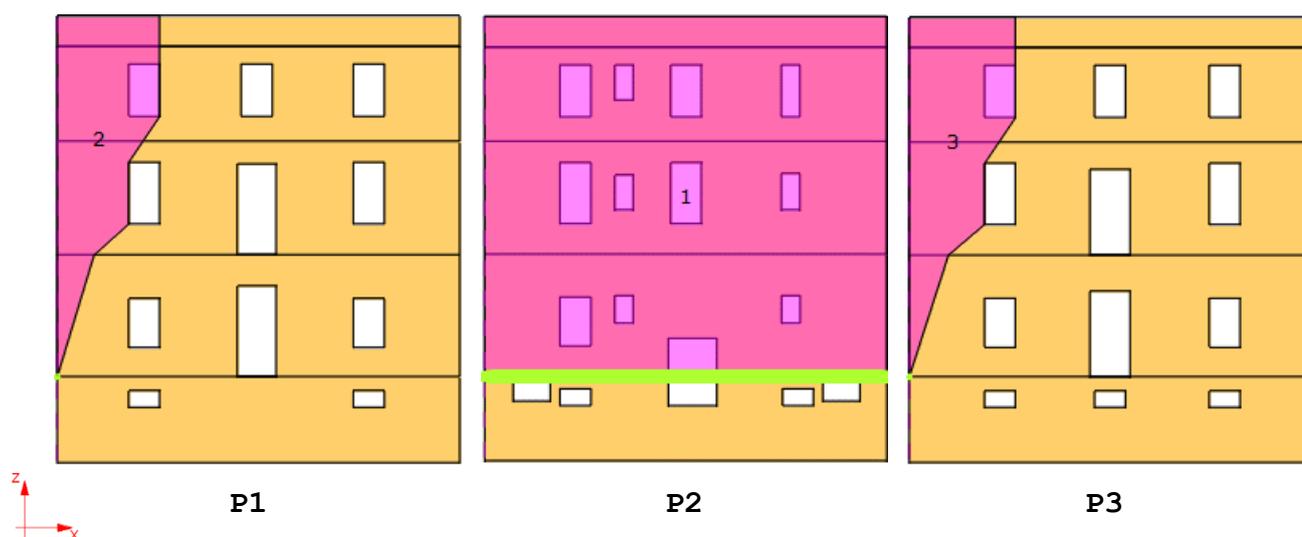
- Solai di piano non efficientemente ammortati alle murature d'ambito (assenza di cordoli di piano);
- Struttura di copertura non efficientemente ancorata alla testata delle murature portanti del fabbricato (assenza di cordolo sommitale), con rischio di sfilamento dei travetti Varese;

- Presenza di spinte localizzate in corrispondenza dei cantonali di copertura;

La verifica dei cinematismi di collasso più gravosi connessi alle vulnerabilità sopra elencate è stata condotta nel seguito.

3.4.1. Ribaltamento composto di parete

La mancanza di un efficace vincolamento sia in sommità che agli orizzontamenti di piano delle pareti esterne comporta la possibilità che queste possano ribaltarsi per effetto delle azioni orizzontali dovute alla componente sismica - che incide su tutti gli elementi dotati di massa - e agli elementi spingenti - quali archi, volte, copertura. Essendo il fabbricato pressoché simmetrico in pianta, si decide di esaminare la parete P2 per via delle maggiori vulnerabilità rappresentate dall'evidente stato fessurativo e dalla disposizione irregolare delle aperture con anche la presenza di nicchie per alloggiamento degli impianti alla base. Il meccanismo si manifesta con la rotazione rigida dell'intera facciata rispetto ad un asse orizzontale - assunto alla base del fabbricato in corrispondenza della rastremazione tra piano seminterrato e piano rialzato - accompagnata dal trascinarsi di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento, P1 e P3, essendo ben ammorstate (Figura 3.23).



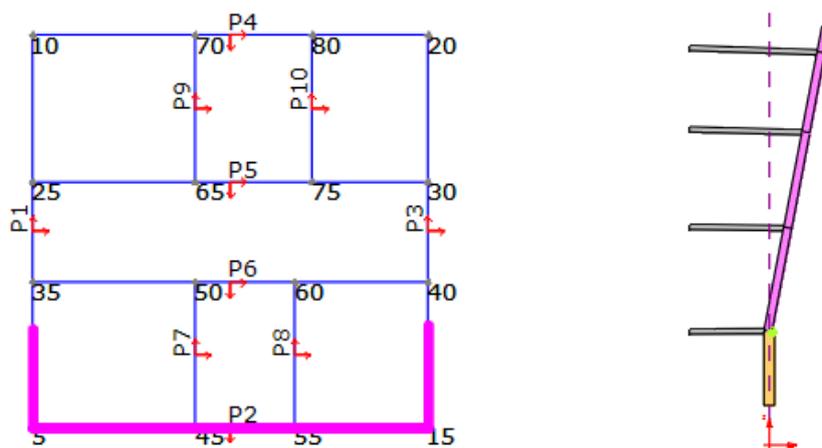


Figura 3.23: Rappresentazione grafica all'interno di 3Muri del cinematismo di ribaltamento composto considerato nelle viste di prospetto, pianta e sezione

In Figura 3.24 è riportata la verifica eseguita su 3Muri per il meccanismo di ribaltamento considerato.

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 1,2296 \ [m/s^2] < a_z(0) \ 2,4021 \ [m/s^2]$

$$a_z(z=0) = S_e(T=0)$$

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 1,2296 \ [m/s^2] < a_z(z) \ 1,6075 \ [m/s^2]$

$$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \xi^2}$$

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,067
M* 8.558 [kg]	e* 0,79
PGAc,SLV 0,84 [m/s ²]	α,SLV 0,51

Figura 3.24: Verifica di sicurezza allo SLV per il cinematismo di ribaltamento composto della parete P2, eseguita su 3Muri

Dalla verifica a ribaltamento della parete si ottiene che, nei confronti dello SLV, questo si attiva per accelerazioni di picco al suolo ($PGA_{c,SLV} \equiv a_0^*$) pari a $0,84 \ m/s^2$, mentre l'accelerazione di picco attesa per la località in esame ($PGA_D \equiv a_g$) è pari a $1,64 \ m/s^2$, con conseguente indicatore di rischio pari a $\alpha_{SLV} = PGA_{c,SLV} / PGA_D = 0,51$.

3.4.2. Ribaltamento del cantonale

Quando il sistema di copertura non presenta un'adeguata cordolatura atta a fornire un vincolo in sommità per il ribaltamento delle pareti, si genera anche una spinta concentrata in testa ai cantonali

dovuta ai carichi trasmessi dai puntoni in c.a. del tetto a padiglione. In una costruzione in muratura un'azione localizzata produce effetti localizzati, dunque, è necessario verificare che tale spinta non provochi il ribaltamento del cantonale stesso. Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolate libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso [19] (Figura 3.25).

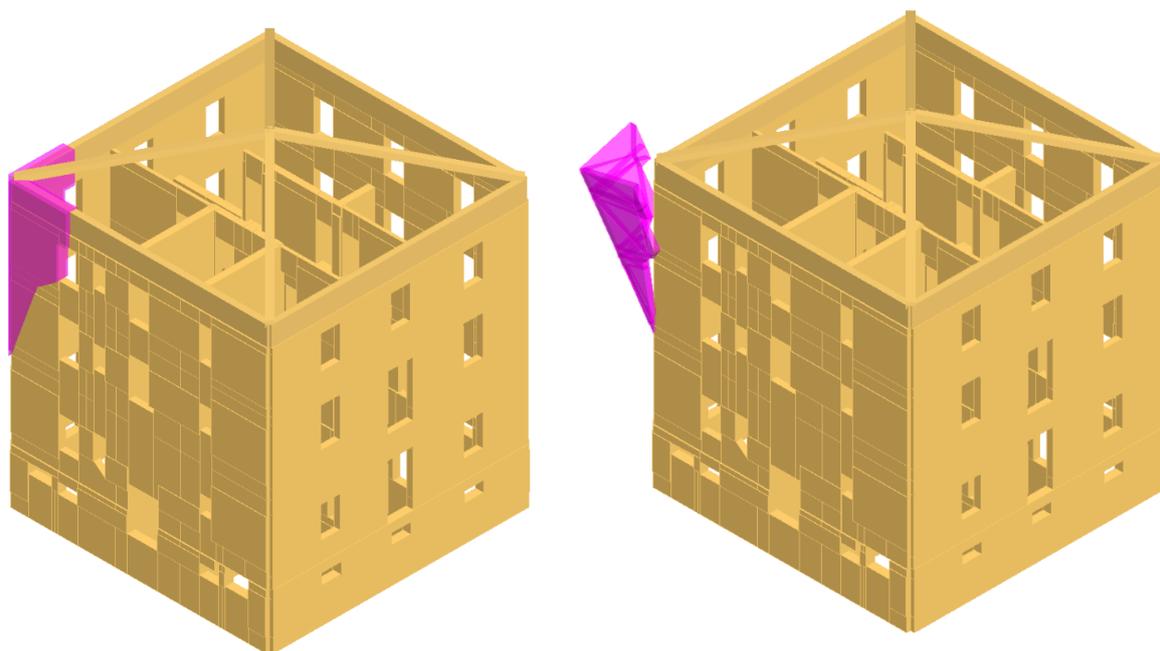


Figura 3.25: Vista tridimensionale del cinematismo di ribaltamento del cantonale

Nell'analisi cinematica, 3Muri tiene in conto di tutti i carichi verticali concentrati, lineari o distribuiti che interessano esclusivamente i blocchi interessati dal cinematismo fino alla loro quota superiore. Tutti i restanti vanno inseriti manualmente così come le spinte delle volte o dei tetti poiché costituiscono un effetto locale non preso in considerazione all'interno del modello globale.

Dunque, l'effetto del carico sul cantonale (Figura 3.26) è stato ottenuto scomponendo la forza (F) esplicata dal puntone in c.a. nella sua direzione di spinta - che è funzione della pendenza della copertura (18°) - lungo il piano orizzontale (F_x) e verticale (F_y) del sistema di riferimento globale, e, a sua volta, la componente sul piano orizzontale, che agisce in direzione uscente dall'angolo tra

le pareti, è stata scomposta lungo le due direzioni ortogonali, applicata alle pareti P1 (F_{XP1}) e P2 (F_{XP2}).

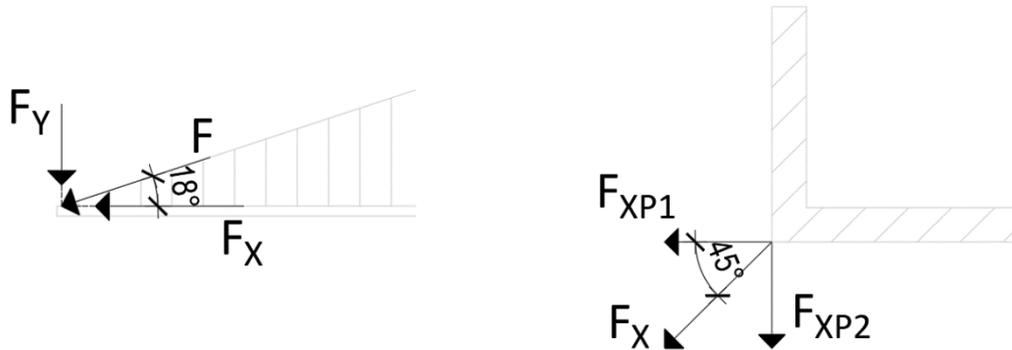


Figura 3.26: Calcolo delle componenti del carico offerto dal puntone in c.a. sul cantonale da ripartire in direzione verticale (F_Y) sul nodo d'angolo e in direzione orizzontale (F_{XP1} , F_{XP2}) sulle pareti afferenti all'angolo

$$F = (b \cdot h) \cdot \gamma_{cls} \cdot L_{cantonale} = (0,3 \cdot 0,3) \cdot 25 \cdot 9,76 = 21,76 \text{ kN}$$

$$F_X = F \cos 18 = 20,86 \text{ kN}$$

$$F_Y = F \sin 18 = 6,79 \text{ kN} \text{ applicato verticalmente sul nodo d'angolo}$$

$$F_{XP1} = F_{XP2} = \frac{\sqrt{2}}{2} F_X = 14,75 \text{ kN} \text{ applicato orizzontalmente alle pareti}$$

Si mostra in Figura 3.27 la verifica eseguita per il cantonale.

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 2,9829 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(0) \ 2,4021 \ [m/s^2]$

$a_z(z=0) = S_e(T=0)$

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 2,9829 \ [m/s^2] \ < \ a_z(z) \ 3,8273 \ [m/s^2]$

$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \xi^2}$

Moltiplicatore attivazione (a_0)		0,188
M^*	1.741 [kg]	e^* 0,91
$PGA_{c,SLV}$	1,28 [m/s ²]	α_{SLV} 0,78

?

Figura 3.27: Verifica di sicurezza allo SLV per il cinematismo di ribaltamento del cantonale sull'angolata tra le pareti P1 e P1, eseguita su 3Muri

Il ribaltamento, nei confronti dello SLV, si attiva per accelerazioni di picco al suolo ($PGA_{c,SLV}$) pari a $1,28 \text{ m/s}^2$, mentre l'accelerazione di picco attesa per la località in esame ($PGA \equiv a_g$) è pari a $1,64 \text{ m/s}^2$, con conseguente indicatore di rischio pari a $\alpha_{SLV} = PGA_{c,SLV} / PGA = 0,78$.

3.5. ANALISI DEL COMPORTAMENTO GLOBALE

Lo studio del comportamento globale delle costruzioni esistenti in muratura, una volta definito un modello in grado di ripartire tra le pareti le azioni sismiche agenti sull'intero fabbricato, può essere eseguito con i metodi dell'analisi lineare o non lineare. Tuttavia, la complessità intrinseca del materiale muratura e la varietà di tipologie possibili poco si presta ad un'analisi corretta attraverso calcoli di tipo lineare per cui è necessario valutarne il comportamento non lineare che più si avvicina alla realtà. In particolare, la non linearità risiede nel legame costitutivo dei materiali: la muratura e gli elementi che con essa collaborano alla resistenza dell'edificio hanno la possibilità di danneggiarsi progressivamente prima di arrivare a rottura, per cui la risposta globale del sistema varia in funzione del livello di carico a causa del degrado subito. Quando un pannello va in crisi, la rigidità del sistema cala ma questo continua a resistere grazie al contributo offerto dai pannelli non ancora rotti. L'analisi non lineare statica - *pushover* - è in grado di cogliere questi aspetti analizzando la struttura in tutte le fasi dal momento iniziale di applicazione del carico, costituito oltre che dai carichi gravitazionali da un profilo di forze orizzontali monotonamente crescenti, sino al raggiungimento delle condizioni ultime. L'obiettivo è quello di determinare la curva di capacità della struttura mettendo in relazione il taglio alla base (F_b) con lo spostamento di un punto di controllo (d_c). Il sistema strutturale reale viene poi associato ad un sistema equivalente ad un grado di libertà - attraverso espressioni che dipendono dalla forma modale e dalla distribuzione delle masse nella struttura - nella cui curva di capacità (d^* ; F^*) si individua lo spostamento massimo (d^*_u) corrispondente ad una riduzione del picco di resistenza (F^*_{bu}) non maggiore del 15%. Successivamente, si trasforma tale curva in una bilineare (Figura 3.28) per determinare la domanda di spostamento anelastico (d^*_{max}), chiamata punto di prestazione. La compatibilità tra sollecitazioni e resistenze a livello del singolo

elemento è controllata nel corso dell'analisi stessa mentre la verifica è effettuata a livello globale, in relazione allo stato limite considerato, attraverso il confronto tra la domanda di spostamento richiesta dal sisma (d_{max}^*) e la corrispondente capacità della struttura (d_u^*). In particolare, la valutazione della sicurezza sulle costruzioni esistenti - così come la progettazione degli interventi - può essere eseguita con riferimento ai soli SLU rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (cfr §8.3 NTC18 [8]).

Nel seguito viene esposto il procedimento dell'analisi non lineare statica secondo il §C7.3.4.2 della Circ. 7/2019 [7].

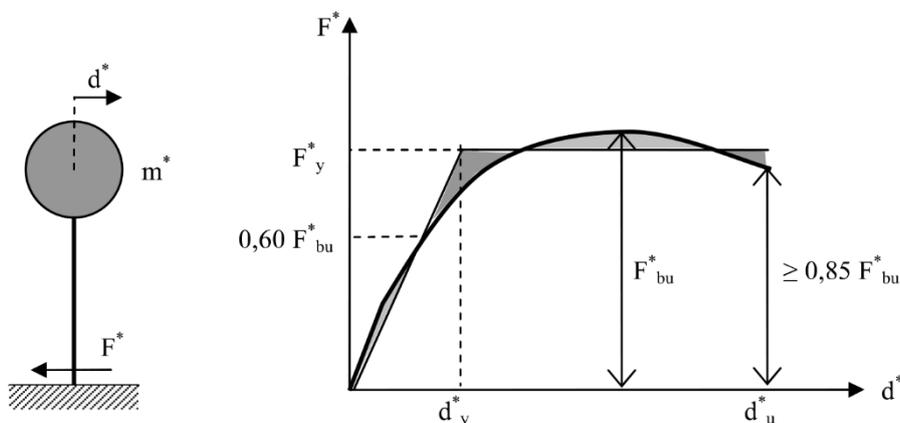


Figura 3.28: Sistema e diagramma bilineare equivalente [7]

Le grandezze di forza e spostamento del sistema reale (F_b , d_c) e del sistema equivalente (F^* , d^*) sono legate dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

dove Γ è il "fattore di partecipazione modale" definito come:

$$\Gamma = \frac{F^* M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore φ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c=1$; la matrice M è la matrice di massa del sistema reale.

La curva bilineare (Figura 3.28) si costruisce a partire dalla curva di capacità del sistema equivalente imponendo il tratto elastico passante per il punto $0,60F_{bu}^*$ con la forza di plasticizzazione F_Y^* individuata attraverso l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$. Da essa si ricava il punto di prestazione che è funzione del periodo elastico del sistema bilineare, definito dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove $m^* = \phi^T M \tau$ e k^* rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Nel caso in cui risulti $T^* \geq T_C$, la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (cfr §3.2.3.2.3 NTC18 [8] e Figura 3.29):

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2$$

Nel caso in cui $T^* < T_C$, la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (Figura 3.29) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

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

dove $q^* = S_e(T^*) \frac{m^*}{F_Y^*}$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{\max}^* = d_{e,\max}^*$.

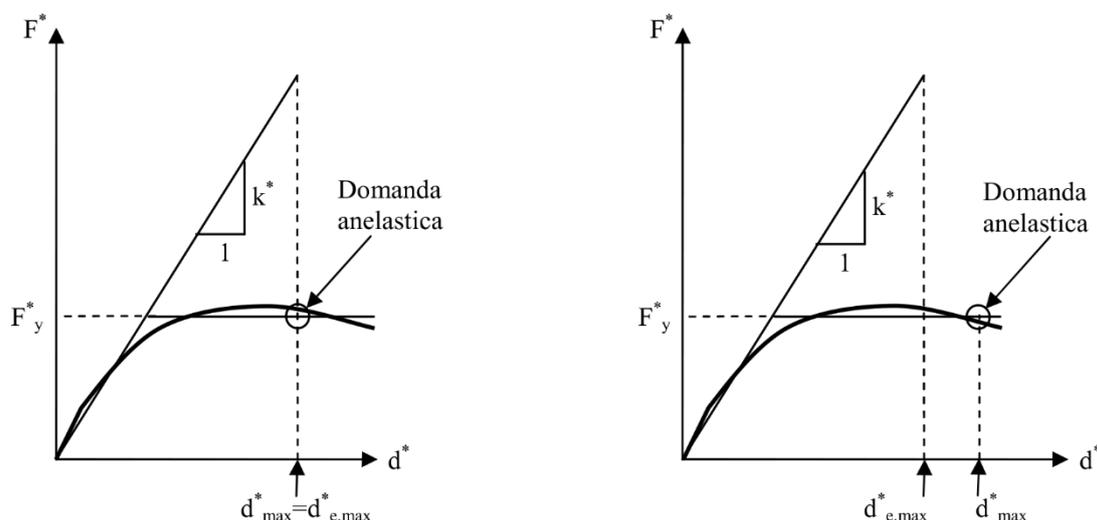


Figura 3.29: Spostamento di riferimento per $T^* \geq T_c$, a sinistra, e per $T^* < T_c$, a destra [7]

3Muri adotta l'analisi *pushover* come procedura di valutazione del comportamento globale del sistema operando in controllo di spostamento: attraverso la ridefinizione della matrice di rigidezza [13], impone un campo di forze (rappresentativo dell'azione sismica) scalato attraverso un moltiplicatore λ , che evolve nel corso dell'analisi, tale da indurre uno specifico spostamento ad uno dei gradi di libertà liberi (nodo di controllo). A partire da ciò ricava gli spostamenti delle altre coordinate libere da cui poi è in grado di ottenere le restanti grandezze incognite. Questo metodo è in grado di cogliere il progressivo degrado della struttura nel tratto della curva discendente (*softening*) dopo il raggiungimento del picco di resistenza, cosa che non potrebbe farsi in controllo di forza in quanto sarebbe indeterminata la forza da applicare una volta raggiunto il valore massimo. Nell'ottica di un'analisi non lineare, il problema viene riformulato ad ogni incremento di spostamento del grado di libertà controllato imponendo che gli spostamenti orizzontali degli altri piani riflettano la deformata conseguente all'applicazione dell'assegnata distribuzione dei carichi orizzontali. La normativa - al §7.3.4.2 NTC18 [8] - richiede una doppia distribuzione di forze d'inerzia: quando il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%, si può applicare una prima distribuzione secondo le forze

statiche (proporzionale alle altezze), come definite al §7.3.3.2 NTC18 [8], ed una seconda desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (proporzionale alle masse). Tale richiesta è giustificata dal fatto che la struttura presenta una risposta diversa in funzione dello stato di degrado raggiunto a causa della sensibile riduzione delle inerzie degli elementi fessurati. Se nella fase elastica le forze sismiche sono distribuite con andamento triangolare, man mano che la struttura si degrada è ragionevole pensare che saranno sempre più proporzionali alle masse di piano, e dunque, studiando entrambi i casi si riesce a comprendere meglio le situazioni intermedie.

In considerazione delle diverse combinazioni di carico possibili, 3Muri esegue in totale 24 analisi *pushover* (Figura 3.30) per ogni stato limite considerato, tenendo conto della direzione in cui il sisma può agire (X e Y), del verso (positivo e negativo), della distribuzione del carico (prima e seconda) e, infine, di un'eccentricità accidentale - richiesta dalla normativa al §7.2.6 NTC18 [8] - da attribuire al centro di massa di ogni orizzontamento, in ogni direzione, in virtù della variabilità della sua posizione rispetto al centro delle rigidezze, e pari almeno al 5% della dimensione media dell'edificio misurata ortogonalmente alla direzione di applicazione del sisma. Ogni analisi fornisce una diversa curva di capacità che dipende dal profilo di carico e dalla scelta del punto di controllo. In generale, tale punto viene fatto coincidere con il centro di massa dell'ultimo impalcato benché questa scelta non abbia un preciso fondamento teorico ma, più probabilmente, è un retaggio delle originarie applicazioni alle pile da ponte delle quali si monitorava lo spostamento in sommità [20]. Su 3Muri, per limitare la dipendenza dei risultati dal nodo di controllo e ridurre la probabilità di errore, è possibile considerare gli spostamenti medi del livello considerato.

Nodo di controllo

Livello: [4] Livello 4 Nodo: 50

Spostamento: Spostamenti medi del livello selezionato

N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,0
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,0
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,0
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,0
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,0
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,0
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,0
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,0
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	65,0
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-65,0
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	65,0
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-65,0
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	65,0
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-65,0
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	65,0
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-65,0
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	65,0
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-65,0
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	65,0
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-65,0
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	65,0
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-65,0
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	65,0
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-65,0

Definizione per angolo sisma

Angolo: 0 [°]

Aggiungi -- Nessuno --

Incrementa

Elimina

Dati generali

Piano Campagna: 0,0000 [cm]

Step critico: 500

Precisione p.p.: 0,0050

Parametri di calcolo

Applica a tutte

Sottopassi: 200

Precisione: 0,0050

Spostamento max: 16,00 [cm]

Eccentricità: [] [cm]

Abilita analisi

Dir. sisma: []

Carico sismico: []

Eccentricità: []

Seleziona Tutto Deseleziona Tutto

Carico sismico

Proporzionale forze statiche

Distribuzione modale

Esegui controllo deformabilità angolare

OK ?

Figura 3.30: Definizione delle 24 combinazioni per le analisi pushover da eseguire

Per ciascuno stato limite considerato, viene studiata la vulnerabilità della costruzione attraverso il calcolo dell'Indice di Vulnerabilità α (α_{SLV} , α_{SLD}) dato dal rapporto tra l'accelerazione di capacità corrispondente all'entità massima dell'azione che la struttura è in grado di sostenere, considerata nella combinazione di progetto prevista, e l'accelerazione di domanda determinata dallo spettro di risposta e corrispondente a quella che si utilizzerebbe nel progetto di nuova costruzione - in pratica, equivale al livello di sicurezza della costruzione ζ_E definito al §8.3 delle NTC18. Secondo quanto previsto dalla normativa (§7.8.1.6 [8]), nel caso di

analisi statica non lineare il confronto capacità-domanda va fatto in termini di spostamento. In particolare, affinché la verifica di sicurezza sia soddisfatta, deve risultare:

$$D_{\max} \leq D_u$$

dove, in riferimento al §C8.7.1.3.1 [7]:

- Per lo SLV:

D_{\max}^{SLV} : spostamento massimo richiesto dallo spettro elastico;

D_u^{SLV} : spostamento massimo offerto dalla struttura individuato in corrispondenza di $0,75D_u^{\text{SLC}}$ dove D_u^{SLC} è lo spostamento allo SLC corrispondente al minore tra:

- 1) il valore residuo del taglio pari all'80% di quello massimo
- 2) il valore corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

Inoltre, detto q^* rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare, deve risultare $q^* < 3$ (§C7.8.1.6 [7]).

- Per lo SLD:

D_{\max}^{SLD} : spostamento massimo richiesto dallo spettro sismico;

D_u^{SLD} : spostamento minore tra:

- 1) quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente definita a partire dallo spostamento ultimo SLC
- 2) quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parte ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 0,7500 del taglio di base massimo)

In Figura 3.31 si mostrano in dettaglio le verifiche eseguite.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	α SLV	α SLD
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	4,72	3,53	3,01	1,85	1,57	0,747	0,849
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	5,61	3,71	3,37	2,20	1,66	0,661	0,758
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	5,23	5,34	2,72	2,05	1,92	1,021	0,940
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	6,23	5,36	2,87	2,44	2,17	0,860	0,889
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	4,54	2,04	2,79	1,78	1,63	0,450	0,915
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	5,34	3,65	2,88	2,09	1,85	0,684	0,886
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	4,32	1,70	3,07	1,70	1,39	0,397	0,815
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	5,20	4,76	3,05	2,03	1,71	0,915	0,839
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	65,00	4,67	4,15	3,05	1,83	1,53	0,888	0,837
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-65,00	4,82	4,41	3,00	1,89	1,61	0,914	0,852
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	65,00	5,49	4,15	3,44	2,15	1,60	0,757	0,744
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-65,00	5,83	3,93	3,19	2,28	1,83	0,674	0,802
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	65,00	5,06	5,79	2,75	1,98	1,84	1,093	0,930
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-65,00	5,32	5,48	2,79	2,08	1,91	1,029	0,916
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	65,00	5,89	3,46	3,09	2,30	1,91	0,588	0,827
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-65,00	6,27	4,38	2,98	2,46	2,10	0,698	0,856
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	65,00	4,47	1,98	2,96	1,75	1,51	0,443	0,864
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-65,00	4,51	2,16	2,86	1,76	1,57	0,479	0,893
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	65,00	5,38	3,18	2,90	2,10	1,85	0,591	0,880
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-65,00	5,41	4,03	2,87	2,12	1,88	0,744	0,889
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	65,00	4,31	1,49	3,04	1,70	1,40	0,350	0,823
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-65,00	4,45	2,93	2,91	1,74	1,53	0,659	0,878
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	65,00	5,20	4,66	3,01	2,04	1,73	0,896	0,849
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-65,00	5,20	4,74	3,10	2,04	1,68	0,912	0,825

Visualizza dettagli

ζ_E

Applica

Inserisci tutto in relazione

Cancela analisi

Legenda colori

- Verificato
- Non verificato
- Mancato decadimento
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Esci

Figura 3.31: Verifiche di sicurezza sullo stato di fatto della costruzione eseguite agli SLV e SLD per ognuna delle 24 analisi pushover

Dalla tabella riassuntiva dei risultati ottenuti si desume che le verifiche risultano non soddisfatte, e le analisi più significative, in termini di minore valore dell'Indice di Vulnerabilità, sono la n. 15 e la n. 21 , rispettivamente per le direzioni X e Y. Tali analisi verranno discusse nel seguito.

3.5.1. Analisi sismica n. 15, Direzione X

In Figura 3.32 si mostra la curva di capacità dell'analisi esaminata. Come esposto in precedenza, la capacità di spostamento allo SLV è ottenuta come il 75% di quella al collasso mentre lo spostamento allo SLD è assunto in corrispondenza del limite elastico della bi-lineare equivalente:

$$D_u^{SLC} = 4,70 \text{ cm} \Rightarrow D_u^{SLV} = 0,75 D_u^{SLC} = 3,52 \text{ cm}; D_u^{SLD} = 1,91 \text{ cm}$$

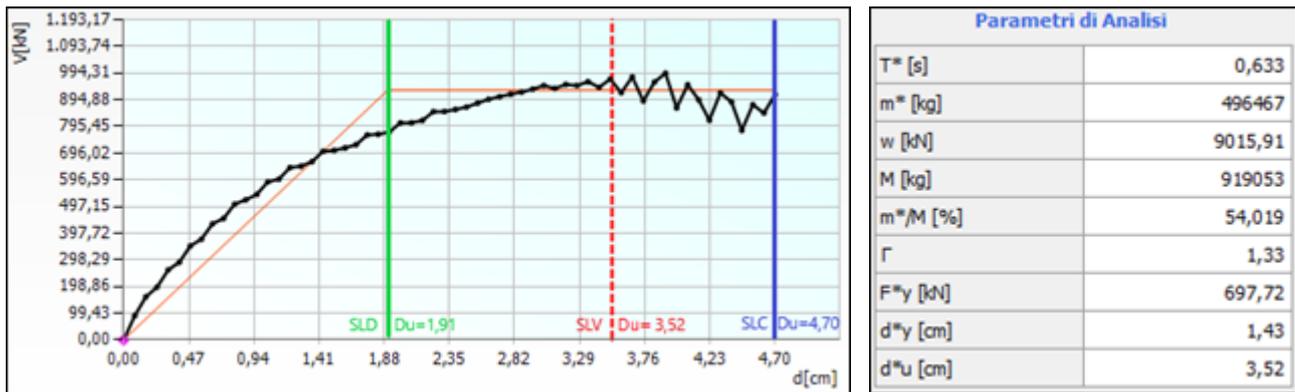


Figura 3.32: Analisi n. 15 - Curva di capacità in direzione X e relativi parametri dell'analisi (definiti all'inizio del corrente paragrafo, da §C7.3.4.2 [7])

Invece, la domanda in spostamento, essendo $T^*=0,633 > T_c$ sia allo SLV che allo SLD (rispettivamente $T_c=0,479$ e $T_c=0,437$), si ricava dallo spettro elastico in accelerazione corrispondente al periodo elastico del sistema bilineare, dividendolo per il quadrato della relativa pulsazione:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2 = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T^*}\right) \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2$$

Il passaggio allo spostamento del sistema reale avviene moltiplicando d_{max}^* per il fattore di partecipazione modale Γ .

Dunque, si mostrano le verifiche di sicurezza in Figura 3.33.

SLV			
Dmax	5,89	[cm]	> Du 3,52 [cm]
q*	3,09	>	3
La verifica NON è soddisfatta			
Raggiungimento del q*lim			
SLD			
Dmax	2,30	[cm]	> Du 1,91 [cm]
La verifica NON è soddisfatta			
Raggiungimento del limite elastico della bilineare			

Figura 3.33: Analisi n. 15 - Verifiche di sicurezza allo SLV e SLD

Per quanto riguarda lo studio della vulnerabilità, esso viene affrontato in termini di accelerazione con un processo iterativo e la

determinazione della PGA_C può avvenire in due modi (Figura 3.34) che portano a due valori diversi dell'Indice di Vulnerabilità:

- Metodo 1 ($T_R=cost$), la PGA_C è calcolata facendo variare il valore di a_g fino al raggiungimento della condizione dello stato limite corrispondente, mantenendo gli altri parametri di pericolosità sismica F_0 e T^*_c costanti - pari a quelli ottenuti tramite il T_R dello stato limite considerato (Figura 2.21).
- Metodo 2 (T_{RC}): la PGA_C è calcolata facendo variare il valore di T_R fino al raggiungimento di una terna di valori (a_g , F_0 , T^*_c) - presa dal reticolo di riferimento dell'Allegato B alle NTC18 - corrispondente alla condizione dello stato limite in esame. T_{RC} rappresenta il periodo di ritorno dell'azione sismica di capacità e si può definire un Indice di Vulnerabilità anche in riferimento ad esso:

$$\alpha_{T_R} = T_{RC} / T_{RD} \quad \text{con } T_{RD} = T_R \text{ periodo di ritorno dello spettro}$$

Tra i due, ai fini della presente trattazione si prende in considerazione il metodo a $T_R=cost$.

	T_{RC}				$T_R=cost$					
	T_{RC}	T_{RD}	α_{TR}	PGA_D [m/s ²]	PGA_C (TR) [m/s ²]	F_0 (TR)	T^*_c (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA_C [m/s ²]	α_{PGA}
SLC	0	975	0,0000	2,0464	0,0000	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
SLV	137	475	0,2884	1,6400	0,9888	2,47	0,29	0,6030	0,9815	0,5985
SLD	34	50	0,6800	0,6600	0,5552	2,49	0,26	0,8413	0,5456	0,8267
SLO	0	30	0,0000	0,5268	0,0000	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000

Figura 3.34: Analisi n. 15 - Determinazione dell'Indice di Vulnerabilità secondo il metodo $T_R=cost$ e T_{RC}

L'interpretazione dei risultati delle analisi *pushover* si esegue guardando la forma della curva di capacità e il danno sugli elementi. La curva è una caratteristica intrinseca della struttura indipendente dall'azione sismica, funzione solo della geometria e delle caratteristiche di resistenza del materiale. La rottura degli elementi comporta la progressiva perdita di rigidità del sistema con

la curva che inizia ad appiattirsi fino ad invertire di tendenza nel ramo di *softening*, che è possibile cogliere solo controllando gli spostamenti. L'analisi si ritiene terminata quando la perdita complessiva di resistenza arriva al 20% e ciò che interessa è capire quali sono le rotture che ne hanno causato lo stop. In particolare, la normativa fornisce le indicazioni sui criteri di resistenza da impiegare per la muratura e questi sono adottati da 3Muri per l'elemento non lineare rappresentativo dei macroelementi maschio e fascia. I criteri rappresentano le condizioni di tensione il cui superamento comporta l'incapacità di sopportare ulteriori carichi (limite elastico) e sono tali da realizzare la dinamica del danneggiamento delle murature così come si presenta effettivamente nella realtà. Le evidenze sperimentali hanno mostrato che esistono tre tipologie di rottura delle pareti sottoposte ad azioni orizzontali (combinata con i carichi verticali) e sono legate a meccanismi di taglio e pressoflessione.

3.5.1.1. Criteri di resistenza dei pannelli murari

a) Resistenza a taglio-scorrimento (§7.8.2.2.2 NTC18 [8])

Il meccanismo è associato alla formazione di fessure orizzontali nei giunti di malta che divengono potenziali piani di scorrimento. La resistenza a taglio, in accordo con il criterio di Mohr-Coulomb, è definita mediante la relazione:

$$V_{Rd} = l' \cdot t \cdot f_{Vd}$$

- t : spessore del pannello
- l' : lunghezza della zona compressa della sezione, legata alla geometria e allo stato di sollecitazione del pannello

$$l' = 3 \cdot \left(\frac{1}{2} - e \right) = 3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{|M|}{N} \right)$$

- $f_{Vd} = f_{V_k} / \gamma_M$: tensione tangenziale di progetto in presenza di compressione, ottenuto da un criterio di resistenza di tipo attritivo alla Coulomb $f_{V_k} = f_{V_k0} + 0,4 \sigma_0$ con $\sigma_0 = N / l' t$ tensione normale media agente sulla parte compressa della sezione; 0,4

coefficiente d'attrito; f_{vk0} resistenza a taglio in assenza di compressione.

Inoltre, deve essere verificato:

$$f_{vd} = \frac{V_{Ed}}{l \cdot t} \leq f_{v,lim} = \frac{0,065 f_b}{0,7}$$

f_b : resistenza a compressione del blocco (mattoni) normalizzata.

b) Resistenza a taglio-fessurazione diagonale (§8.7.1.3.1.1 [7])

Il meccanismo di danno è governato dalla formazione e dallo sviluppo di fessure diagonali inclinate, che possono seguire l'andamento dei giunti di malta oppure interessare gli elementi stessi. La resistenza a taglio, in accordo con il criterio di Turnšek-Čačovič, è definita mediante la relazione:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1,5 \cdot \tau_{0d}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}}$$

- l : lunghezza del pannello
- t : spessore del pannello
- b : coefficiente correttivo per tenere in conto la snellezza della parete $b = \frac{h}{1}$ con $1 \leq b \leq 1,5$ e h altezza del pannello
- $\sigma_0 = N/lt$: tensione normale media di compressione sul pannello
- τ_{0d} : resistenza a taglio di progetto della muratura; il prodotto $1,5 \cdot \tau_{0d} = f_{td}$ resistenza a trazione per fessurazione diagonale

c) Pressoflessione nel piano (§7.8.2.2.1 [8])

La condizione di rottura per pressoflessione nel piano è associata allo schiacciamento della muratura al lembo compresso delle sezioni estreme. La resistenza ultima a pressoflessione può essere valutata mediante un dominio N-M parabolico secondo l'ipotesi di materiale non reagente a trazione, assumendo per la zona compressa un diagramma *stress-block* rettangolare:

$$M_u = \left(\frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right)$$

- l : lunghezza del pannello
- t : spessore del pannello
- $\sigma_0 = N/lt$: tensione normale media di compressione sul pannello
- $f_d = f_k/\gamma_M$: resistenza a compressione di progetto della muratura

3.5.1.2. Criteri di resistenza delle travi in muratura

I criteri adottati per i maschi murari sono validi per le fasce di piano solamente in presenza di sforzo assiale - che per le fasce è orizzontale - noto. Qualora lo stato di compressione assiale della trave in muratura non sia valutabile dal modello di calcolo, ma siano presenti in prossimità della trave in muratura elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (cordolo/catena), è possibile considerare le seguenti resistenze associate ai meccanismi di pressoflessione e taglio (§7.8.2.2.4 [8]).

a) Resistenza a pressoflessione

$$M_u = H_p \cdot \frac{h}{2} \cdot \left(1 - \frac{H_p}{0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t} \right)$$

- h : altezza della sezione della trave
- t : spessore del pannello
- $f_{hd} = f_{hk}/\gamma_M$: resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete)
- H_p : valore minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto in orizzontale ed il valore $0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$

La capacità a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come:

$$V_p = 2M_u/l$$

dove "l" è la luce libera della trave in muratura.

b) Resistenza a taglio

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

$$V_t = \min\{V_t, V_p\}$$

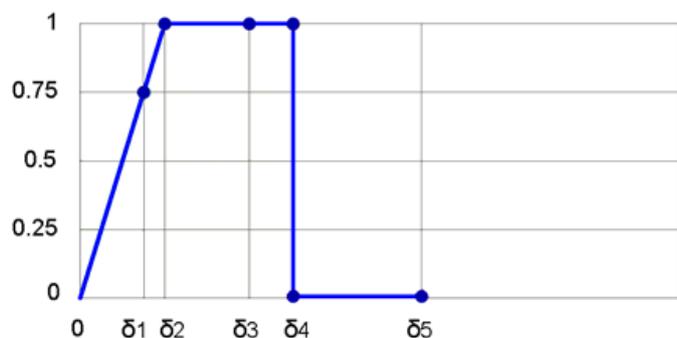
- h: altezza della sezione della trave
- t: spessore del pannello
- $f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_M$: resistenza di progetto a taglio in assenza di compressione

I criteri adottati per il taglio sono legati a meccanismi di rottura alternativi: negli edifici esistenti, per la valutazione della resistenza al taglio si preferisce utilizzare il criterio di Turnšek-Čačovič in quanto permette di considerare un unico parametro f_{td} ottenibile anche tramite prove praticabili in situ (compressione diagonale), mentre nella formulazione di Mohr-Coulomb è necessario ricavare la resistenza a taglio in assenza di compressione f_{vk0} che è di difficile determinazione. All'interno del modello, dunque, per la muratura in mattoni pieni e malta di calce in essere, si è assunto tale criterio (Figura 3.10) previsto dalla normativa per le murature irregolari.

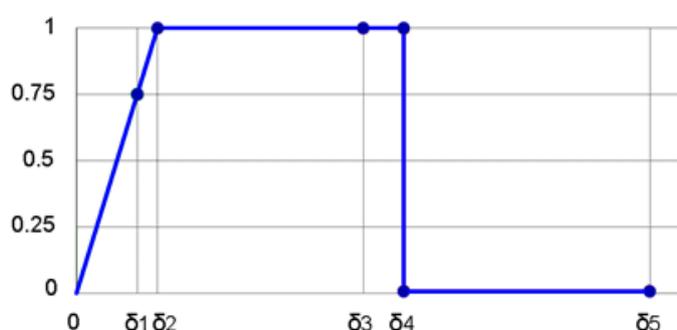
3.5.1.3. Legami costitutivi dell'elemento non lineare

Raggiunta la resistenza massima secondo uno dei criteri sopraesposti, l'elemento non può subire aumenti di carico ma può deformarsi fino al raggiungimento dello spostamento ultimo allo SLC. Questo valore non dipende dal materiale ma solo dalla geometria del pannello: per i maschi murari (Figura 3.35) è pari allo 0,5% oppure all'1% dell'altezza dell'elemento a seconda che il danneggiamento sia rispettivamente per taglio o pressoflessione (§7.8.2.2 NTC18 [8]); per le fasce di piano, invece, la soglia è individuata all'1,5%. Inoltre, la normativa, al §8.7.1.3.1.1 della Circ. 7/2019, consente di considerare nel modello anche le resistenze residue attraverso un legame costitutivo multilineare (Figura 3.36) che 3Muri implementa al fine di rappresentare al meglio il comportamento di maschi murari e fasce di piano: "Il contributo della resistenza residua può eventualmente essere messo in conto

attraverso un legame costitutivo multilineare, che simula la riduzione di resistenza in corrispondenza di una deformazione angolare pari a $0,005''$ [7] oppure assegnando alla fascia direttamente un modello bilineare del tipo visto in Figura 3.20.



Meccanismo a Taglio	
$0 - \delta_1$	Elasticità
$\delta_1 - \delta_2$	Incipiente di plasticità
$\delta_2 - \delta_3$	Plastico per taglio
$\delta_3 - \delta_4$	Incipiente rottura per taglio
$\delta_4 - \delta_5$	Rottura per taglio
$\delta_5 - \infty$	Crisi grave
$\delta_4 = 0,005$	



Meccanismo a Pressoflessione	
$0 - \delta_1$	Elasticità
$\delta_1 - \delta_2$	Incipiente di plasticità
$\delta_2 - \delta_3$	Plastico per pressoflessione
$\delta_3 - \delta_4$	Incipiente rottura pressoflessione
$\delta_4 - \delta_5$	Rottura per pressoflessione
$\delta_5 - \infty$	Crisi grave
$\delta_4 = 0,010$	

Figura 3.35: Legame costitutivo per il maschio murario sottoposto a meccanismi di taglio e pressoflessione con i relativi livelli di rottura

I diversi livelli di rottura definiti in 3Muri, individuati dagli intervalli δ , sono utili per descrivere con maggiore cura il progredire della crisi permettendo una più accurata previsione degli interventi e del livello di degrado della muratura.

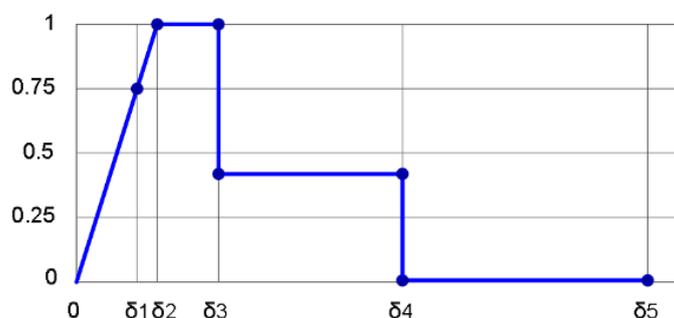


Figura 3.36: Legame costitutivo multilineare con degrado della resistenza al valore residuo

Durante l'analisi *pushover*, man mano che i carichi aumentano, gli elementi manifestano fessurazioni e decadimenti localizzati, sulla

base dei legami costitutivi ad essi associati, fino a raggiungere la crisi quando vengono automaticamente sostituiti con delle bielle che rappresentano ancora la capacità di sopportare i carichi verticali ma senza offrire nessun contributo alle forze orizzontali.

3.5.1.4. Interpretazione dei risultati

Le pareti su cui concentrare l'attenzione sono quelle che hanno mostrato una maggiore percentuale di elementi danneggiati: il sistema muratura resiste alle azioni orizzontali con pareti di controventamento che hanno il proprio piano nella direzione del sisma; quindi, le criticità saranno attese in queste in funzione della combinazione adottata per la *pushover*. Durante l'analisi n. 15 con sisma in direzione X, le pareti che mostrano elementi danneggiati sono quelle disposte lungo X (Figura 3.37) ed in particolare quella che ha una maggior percentuale di rottura è la parete P2. Dall'osservazione dello stato di collasso della stessa parete (Figura 3.38), si evince che il comportamento è governato da meccanismi di pressoflessione sia per gli elementi maschio che fascia. Queste ultime, in mancanza di informazioni sull'eventuale presenza di elementi resistenti a trazione (quali cordoli o architravi), vengono considerate come elementi deboli cioè non in grado di accoppiare i maschi murari se non dal punto di vista traslazionale, motivo per cui si attiverà un meccanismo di ribaltamento (*rocking*) delle pareti (Figura 3.39) associato alla pressoflessione. In esse quindi si riscontrano i principali danni, tanto maggiori quanto più è significativa la loro snellezza - secondo quanto visto per il calcolo del momento ultimo, la lunghezza (l) del pannello influisce sulla resistenza a pressoflessione in modo proporzionale a l^2 . Inoltre, fasce di piano deformabili influiscono negativamente anche sulla resistenza a taglio da pressoflessione dei maschi murari in virtù dello schema statico associato al vincolo offerto dalla fascia in testa al maschio: se la rotazione della testa del pannello è consentita, avremo uno schema a mensola per il quale il taglio ultimo è $V_u = M_u / H$; fasce rigide, invece, ne impediscono la rotazione e lo schema diventa

incastro-incastro scorrevole con $V_u=2M_u/H$. Ne consegue altresì che maggiore è l'altezza dei maschi, più questi subiranno la pressoflessione, anche se nel caso della parete P2 non sono arrivati a rottura per via del maggior sviluppo in lunghezza rispetto alle fasce.

Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio
2	<input type="checkbox"/>	14,8	2,4
5	<input type="checkbox"/>	14,5	1,5
6	<input type="checkbox"/>	10,4	1,3
4	<input type="checkbox"/>	8,2	1,3
1	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
3	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
7	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
8	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
9	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
10	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0

Figura 3.37: Analisi n. 15 - Percentuali di rottura degli elementi murari all'ultimo passo dell'analisi (n. 60) rispetto al primo, per la singola parete e per l'intero edificio

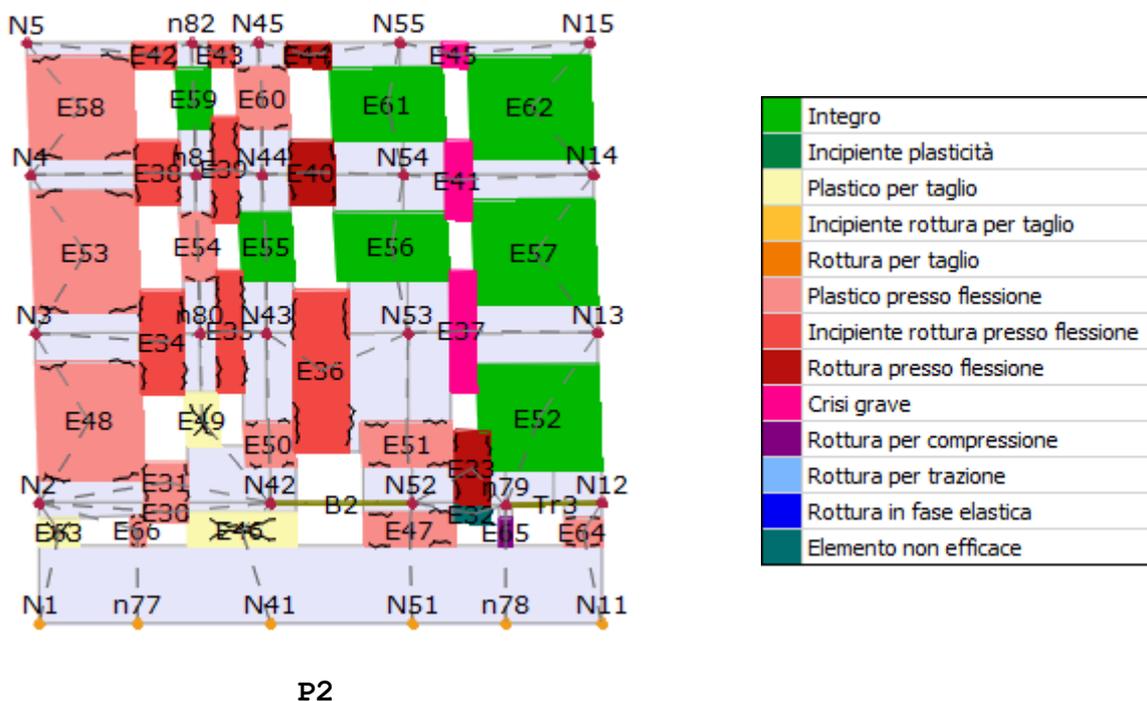


Figura 3.38: Analisi n. 15 - Deformata della parete P2 all'ultimo passo dell'analisi (n. 60) corrispondente alla crisi del sistema. La mappa di colori rappresenta il livello di danneggiamento degli elementi

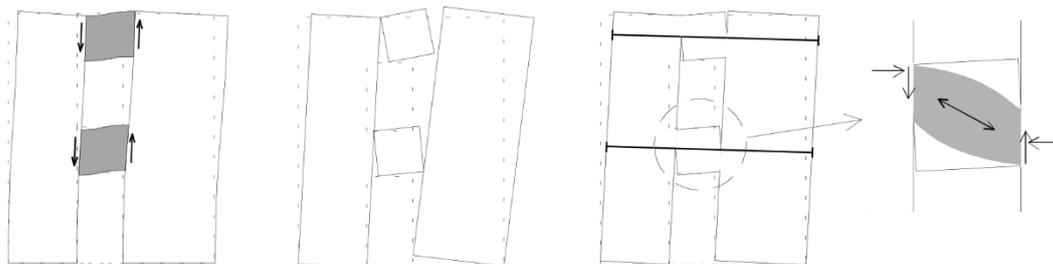


Figura 3.39: Risposta delle fasce murarie ad azioni di tipo sismico [21]

Oltre alle condizioni di collasso globale della struttura, è utile osservare l'evoluzione del danno ad ogni passo per localizzare le possibili criticità che pregiudicano la sicurezza della costruzione. Ad esempio, le rotture che hanno causato lo stop dell'analisi, cioè quelle avvenute all'ultimo passo rispetto al precedente, sono localizzate maggiormente negli elementi tozzi delle pareti P5 e P6 (Figura 3.40) e quindi sono le prime sulle quali intervenire per "allungare" la curva di capacità.

Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio
5	<input type="checkbox"/>	6,9	0,7
6	<input type="checkbox"/>	3,7	0,5
4	<input type="checkbox"/>	0,9	0,1
2	<input type="checkbox"/>	0,9	0,1

Figura 3.40: Analisi n. 15 - Percentuali di rottura degli elementi murari all'ultimo passo dell'analisi (n. 60) rispetto al precedente (n. 59)

In realtà, però, si è visto che gli elementi E37, E41, E45 della parete P2 in seguito alla rottura sono giunti in uno stato di crisi grave ovvero le deformazioni sono diventate talmente significative da poter generare un crollo locale. Dunque, risulta opportuno interrompere l'analisi nel punto precedente a quello in cui ciò è avvenuto - passo 56 - ricalcolando la bilineare (Figura 3.41) sulla base di tutti i punti della curva fino al nuovo spostamento ultimo, individuato in corrispondenza del passo 55. Poiché il taglio di picco non è cambiato, la nuova bilineare equivalente ha lo stesso andamento della precedente - e stesso spostamento allo SLD - ma con un nuovo valore ridotto dello spostamento ultimo di collasso, assunto pari a

quello del passo considerato (n. 55), che comporta altresì una riduzione dell'Indice di Vulnerabilità allo SLV:

$$\alpha_{SLV}=0,5585$$

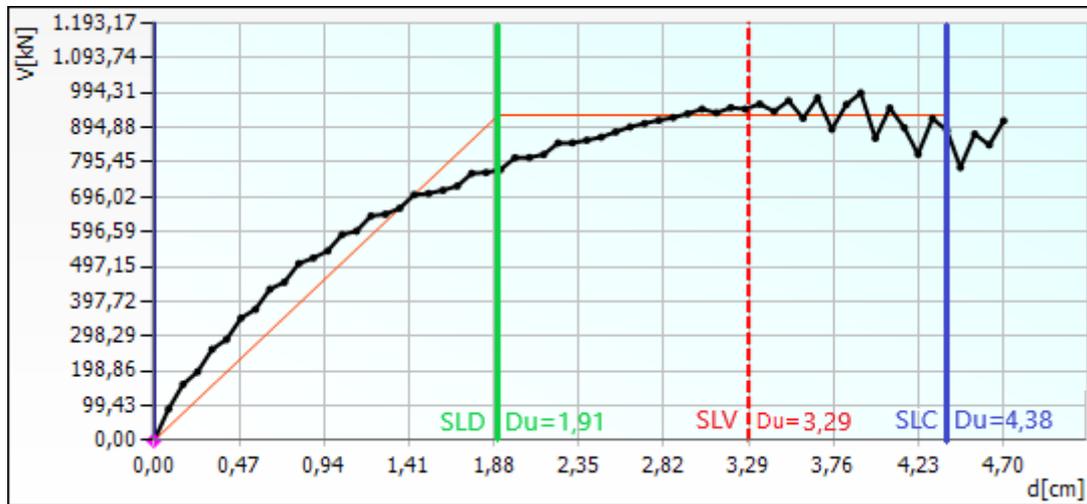
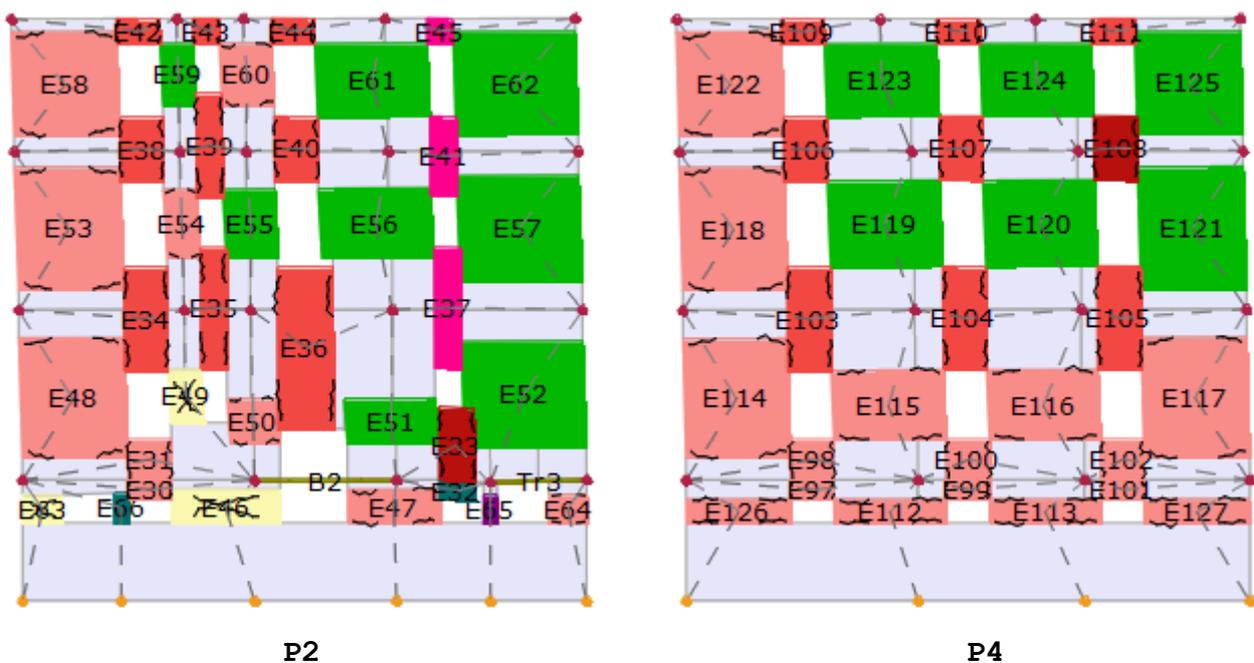


Figura 3.41: Analisi n. 15 modificata - Riadattamento della curva pushover fino al passo 55 in funzione di criticità locali evidenziate al passo 56, e individuazione dei nuovi valori di spostamento ultimo

In Figura 3.42 si riportano le deformate delle pareti di controventamento per il sisma in direzione X (P2, P4, P5, P6) nella condizione di collasso (passo 56).



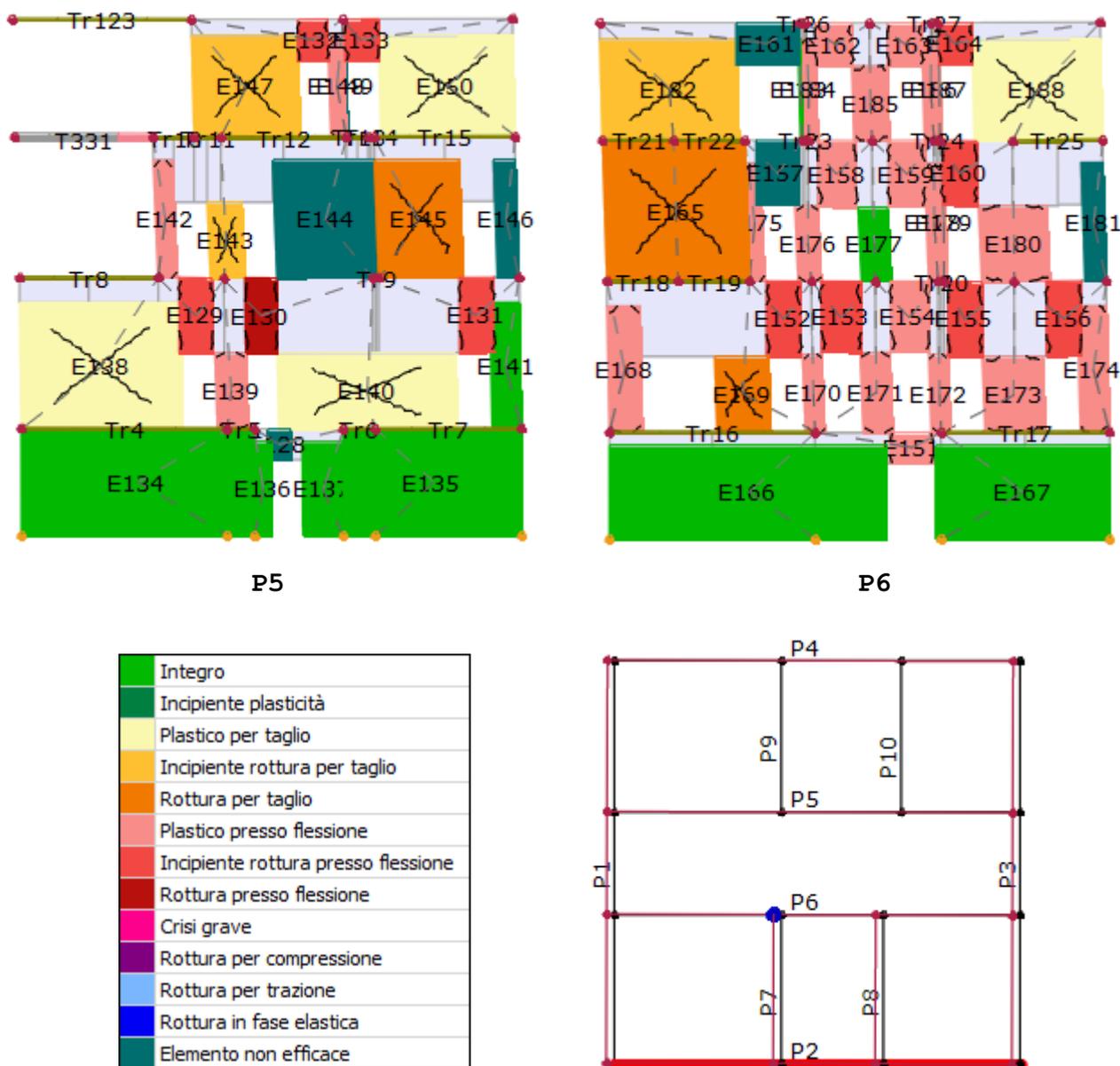


Figura 3.42: Analisi n. 15 modificata - Deformate delle pareti di controvento per la direzione X (P2, P4, P5, P6) al nuovo ultimo passo dell'analisi (n. 56) corrispondente alla crisi del sistema. La mappa di colori rappresenta il livello di danneggiamento degli elementi mentre in pianta non si riscontrano evidenti effetti torsionali

Anche in questo caso la parete maggiormente danneggiata risulta essere la P2 (Figura 3.43) mentre le rotture immediatamente precedenti allo stop dell'analisi (benché sia stato imposto) riguardano esclusivamente l'elemento E165 della parete P6, andato in crisi per taglio.

Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio
2	<input type="checkbox"/>	11,6	1,9
5	<input type="checkbox"/>	7,6	0,8
6	<input type="checkbox"/>	6,7	0,8
4	<input type="checkbox"/>	2,4	0,4

Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio
6	<input type="checkbox"/>	3,8	0,5
4	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
2	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0
5	<input type="checkbox"/>	0,0	0,0

Figura 3.43: Analisi n. 15 modificata - Percentuali di rottura degli elementi murari al nuovo ultimo passo dell'analisi (n. 56) rispetto al primo, a sinistra, e rispetto al precedente (n. 55), a destra

Per le pareti esterne (P2, P4), valgono le considerazioni fatte in precedenza riguardo la prevalenza del comportamento a pressoflessione-ribaltamento, inoltre i maschi murari dei primi due livelli sono quelli che raggiungono prima la plasticità a causa della deformabilità dei corrispondenti solai - in putrelle e voltine - che rende maggiormente complessa la risposta globale del sistema. Infatti, risulta trascurabile o quasi l'effetto di accoppiamento che può essere fornito dal diaframma orizzontale, tanto che le strutture verticali tendono a comportarsi in maniera indipendente. Per le pareti interne (P5, P6), nelle zone in cui non vi è la presenza di aperture - di conseguenza neanche di fasce di piano - ovvero prevalentemente nelle zone laterali dove i pannelli si collegano alle pareti esterne, il vincolo offerto alla testa del maschio ne impedisce la rotazione e quindi fornisce una resistenza doppia nei confronti del meccanismo a pressoflessione. Inoltre, tali maschi sono molto più tozzi, pertanto risultano governati dal comportamento a taglio che, per la muratura esistente, si assume del tipo a fessurazione diagonale, descritta dal criterio di Turnšek-Čačovič: tanto più la lunghezza cresce rispetto all'altezza del pannello, tanto maggiore sarà la resistenza al taglio, ed infatti i maschi che vanno prima in crisi sono quelli più snelli (E169 nella P6, E145 nella P5). Analogamente, la resistenza è influenzata dalla tensione normale di compressione quindi i maschi dei livelli inferiori ne traggono maggior beneficio. Si evidenzia che i maschi delle pareti interne al livello del piano seminterrato rimangono integri per via della rigidità (assunta infinita) offerta dalle pareti esterne

contro terra, mentre la parte centrale della parete P6 assume un comportamento a pressoflessione al pari di una parete esterna per via della regolarità di aperture presenti in corrispondenza degli ingressi alle singole unità abitative dal vano scale condominiale. Infine, si nota che l'elemento E65 della parete P2 è andato in crisi quasi subito, al passo 14, per compressione. Tale condizione è causata dalla presenza di nicchie alla base del fabbricato - discorso analogo per l'elemento omologo E66 - che indeboliscono localmente la sezione resistente dei maschi murari. Dove è possibile (considerando che nella maggior parte dei casi vengono realizzate per l'alloggiamento degli impianti) è preferibile chiuderle per ripristinare la piena continuità della tessitura muraria ed avere un maschio con caratteristiche di resistenza migliori.

3.5.2. Analisi sismica n. 21, Direzione Y

Si presentano di seguito i risultati dell'analisi n. 21 eseguita.

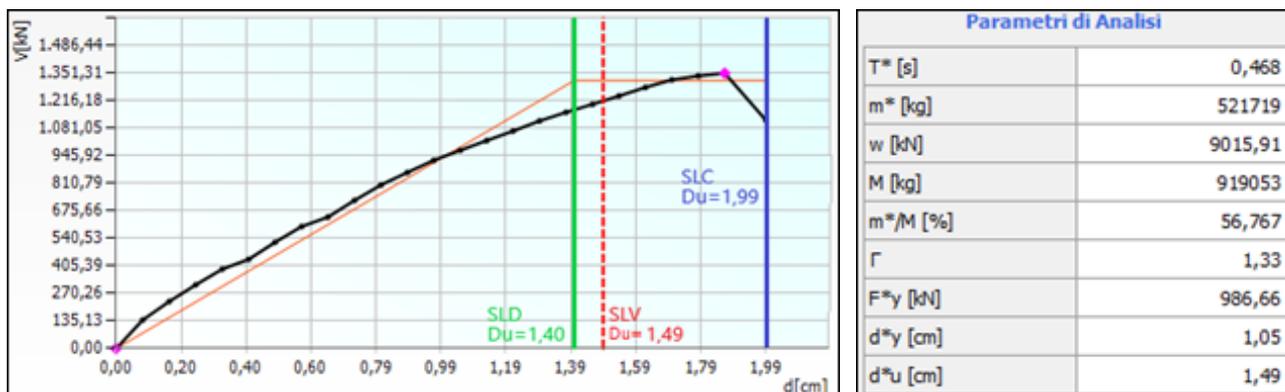


Figura 3.44: Analisi n. 21 - Curva di capacità e relativi parametri dell'analisi

SLV					
Dmax	4,31	[cm]	>	Du	1,49 [cm]
q*	3,04	>	3		
La verifica NON è soddisfatta					
Raggiungimento del q*lim					
SLD					
Dmax	1,70	[cm]	>	Du	1,40 [cm]
La verifica NON è soddisfatta					
Raggiungimento del limite elastico della bilineare					

Figura 3.45: Analisi n. 21 - Verifiche di sicurezza allo SLV e SLD

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T* _C (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLC	0	975	0,0000	2,0464	0,0000	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
SLV	39	475	0,0821	1,6400	0,5876	2,49	0,27	0,3583	0,5741	0,3501
SLD	34	50	0,6800	0,6600	0,5552	2,49	0,26	0,8413	0,5429	0,8226
SLO	0	30	0,0000	0,5268	0,0000	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,0000

Figura 3.46: Analisi n. 21 - Indice di Vulnerabilità secondo il metodo $T_R=cost$ e T_{RC}

La domanda in spostamento allo SLV, essendo $T^*=0,468 > T_{C,SLV}=0,479$, è ottenuta tramite la relazione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \quad \text{con } q^* = S_e(T^*) \frac{m^*}{F_y^*}$$

Dall'osservazione della curva di *pushover* (Figura 3.44) emerge una scarsa capacità duttile della struttura che arriva al collasso - dopo soli 25 passi e spostamento ultimo di circa 2 cm - per la contemporanea rottura dei maschi murari alla base della parete P3, in corrispondenza delle aperture del piano seminterrato (Figura 3.47).

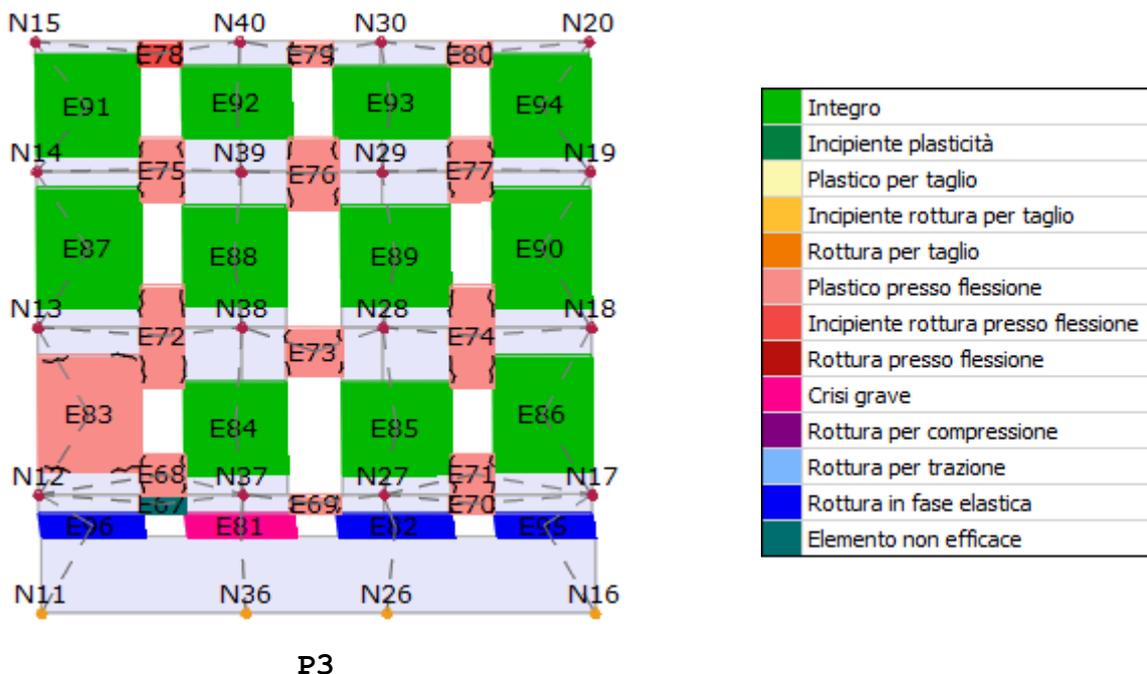


Figura 3.47: Analisi n. 21 - Deformata della parete P3 all'ultimo passo dell'analisi (n. 25) corrispondente alla crisi del sistema. La mappa di colori rappresenta il livello di danneggiamento degli elementi

L'attivazione del meccanismo di piano è dovuto alla elevata rigidità di questi elementi che arrivano subito al picco di resistenza con scarsa capacità di *drift* a causa della loro limitata altezza, e dalla scarsa rigidità del solaio che non consente un adeguato accoppiamento in verticale fra i maschi murari che quindi sono portati a lavorare in maniera indipendente. La rottura in fase elastica ha comportato anche la mancata convergenza dell'analisi nel passo immediatamente precedente al collasso - individuato dal punto color magenta sulla curva di capacità in Figura 3.44 - cui è seguito un forte decadimento della resistenza e conseguente interruzione dell'analisi.

L'azione sismica diretta lungo la direzione Y corrispondente a quella di orditura dei solai, e in special modo quando la distribuzione del carico è uniforme, fa emergere le maggiori criticità relative alla struttura in esame - Indici di Vulnerabilità più bassi (Figura 3.31) - che si evidenziano in particolar modo nella fragilità dei primi maschi murari fuori terra, di ridotte dimensioni, dovuta alla presenza delle aperture finestrate del piano seminterrato ma, soprattutto, al fatto che al livello del piano terra, rialzato rispetto al piano campagna, sia presente un solaio deformabile che ha causato grandi spostamenti rispetto ai piani superiori, di contro rimasti indeformati. A tale condizione, che può presentarsi spesso nelle costruzioni storiche, va posta particolare attenzione: le pareti che arrivano fino al solaio del piano rialzato devono consentire alle strutture superiori di esprimere la propria capacità deformativa e quindi devono essere progettate in modo tale da rimanere in campo elastico. In tal caso, si può assumere che il vincolo d'incastro alla base dell'edificio parta proprio dal piano rialzato, ipotesi che non si è in grado di fare per quella porzione di parete fuori terra della struttura esaminata. In alternativa, è necessario garantire l'accoppiamento in verticale fra i maschi murari in modo che la deformazione dell'intera colonna sia univoca, il che può essere fornito solamente da un solaio rigido - non presente al primo livello - o da un corretto ammorsamento tra le pareti ed il solaio stesso -

situazione che non si è potuto valutare per il caso in esame. Un altro aspetto riguarda la non regolarità degli elementi resistenti, in pianta e in altezza, osservata al punto 3.3.1. Dalla deformata in pianta (Figura 3.48), si constata un'amplificazione degli effetti torsionali legata alla distribuzione irregolare delle rigidezze offerte dalle pareti di controventamento lungo Y, riferita all'interruzione delle stesse nella parte centrale del fabbricato ed allo sfalsamento della parete P10 rispetto all'omologa P8, ma ancor più riferita alla mancanza di elementi resistenti sia all'ultimo livello per le pareti P9 e P10 sia al primo livello per la parete P10, dove è presente un'apertura di grandi dimensioni che ne riduce consistentemente resistenza e rigidezza. In questo contesto si verifica lo spostamento del centro di rigidezza in direzione -X che comporta le maggiori deformazioni sulla parete più distante, ovvero la P3, amplificate quando l'analisi viene svolta con eccentricità positiva e quando si hanno dei solai deformabili che non consentono la ridistribuzione dei carichi ma la loro concentrazione sugli elementi più sollecitati, come nel caso della corrente analisi n. 21 in cui si evidenzia proprio la rottura in fase elastica degli elementi più fragili.

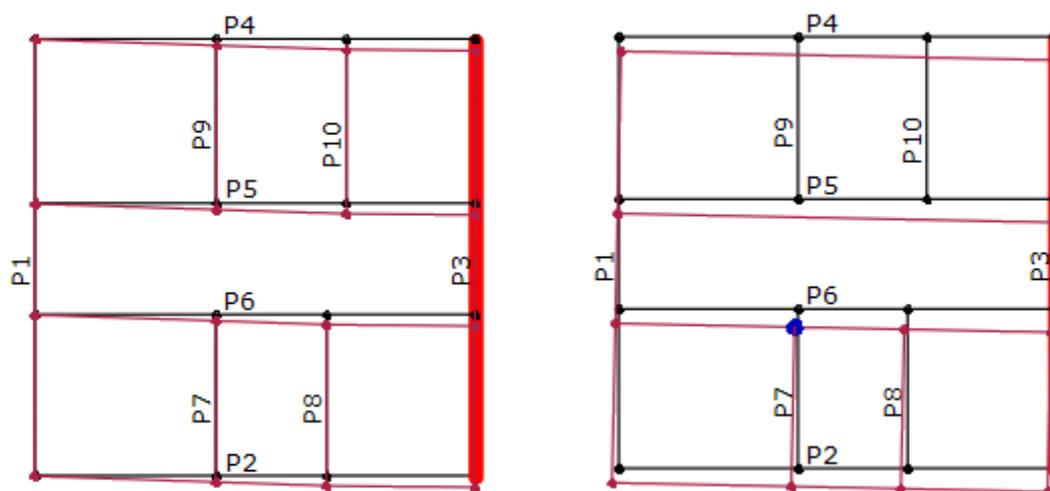


Figura 3.48: Analisi n. 21 - Deformata in pianta al primo livello, a sinistra, e all'ultimo livello, a destra, amplificata con fattore di scala 5 per osservarne gli effetti torsionali

Sovrapponendo graficamente le curve di capacità delle 24 analisi *pushover* eseguite (Figura 3.49), si mette in evidenza il differente comportamento della struttura nelle due direzioni X, Y.

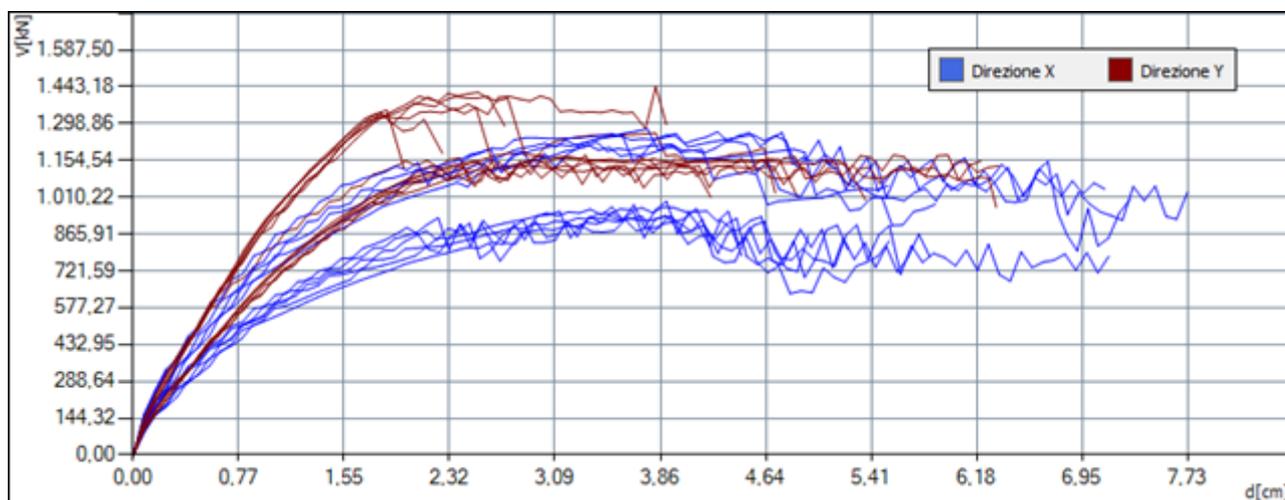


Figura 3.49: Curve di capacità relative alle 24 analisi *pushover* eseguite sulla struttura in esame nello stato di fatto

Nel primo caso, la struttura riesce ad esplicare maggiore duttilità per via della regolarità delle pareti lungo X e della direzione del sisma ortogonale all'orditura dei solai, con l'attivazione nelle pareti esterne di un meccanismo a mensole debolmente accoppiate governato dalla pressoflessione e causato dalla mancanza di elementi resistenti a trazione che permettano l'accoppiamento delle fasce di piano con i maschi murari. Tale situazione può portare ad un crollo locale delle pareti mentre l'interruzione dell'analisi riguarda perlopiù la rottura per taglio degli elementi tozzi delle pareti interne. Lungo la direzione Y, invece, emerge un comportamento più rigido - per la presenza di pareti interne con poche aperture - ma fragile, causato dalla rottura elastica delle porzioni di parete fuori terra del piano seminterrato, con l'attivazione di un meccanismo di piano pericoloso per la stabilità della costruzione, dovuto all'elevata deformabilità del primo solaio - sollecitato nella direzione di orditura delle travi - e agli effetti torsionali legati alla non regolarità in altezza delle pareti, la quale comporta anche maggiori difficoltà nella convergenza del metodo. Ove gli elementi del seminterrato riescano a superare la fase elastica, si evidenziano

ancora una volta fasce deboli a pressoflessione e interruzione dell'analisi dovuta alla rottura per taglio delle pareti tozze interne.

3.5.3. Assegnazione della Classe di Rischio

In virtù delle analisi globali eseguite, si assegna la Classe di Rischio alla struttura esaminata attraverso il metodo convenzionale definito al punto 3.1.1.

- L'Indice di Sicurezza IS-V è determinato dall'Indice di Vulnerabilità più basso tra quelli ottenuti nelle 24 analisi allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, espresso in percentuale. Dalla Figura 3.2 si associa la classe corrispondente:

$$\alpha_{SLV}=0,350 \rightarrow IS-V=35\% \Rightarrow \text{Classe IS-V: } \mathbf{D_{IS-v}}$$

- Il valore del PAM viene ricavato in via semplificata attraverso i soli parametri allo SLD e SLV, mostrati in Tabella 3.2, e rappresenta l'area sottesa alla spezzata in Figura 3.50. Infine, dalla Figura 3.1 si può associare la relativa classe.

$$PAM=2,62\% \Rightarrow \text{Classe PAM: } \mathbf{D_{PAM}}$$

Dal confronto tra i due parametri ottenuti, si può affermare che la costruzione rientra all'interno della Classe di Rischio **D**.

PAM	SLID	SLO	SLD	SLV	SLC	SLR
a_g [g]			0,067	0,164		
η			2,809	2,326		
T_{RD} [anni]			50	475		
PGA_D [m/s ²]			0,666	1,642		
PGA_C [m/s ²]			0,543	0,574		
T_{RC} [anni]	10	17	28	41	84	84
$\lambda=1/T_{RC}$	0,1	0,059	0,036	0,024	0,012	0,012
Perdita Media Annua attesa (%)					2,62	

Tabella 3.2: Parametri di calcolo per la determinazione del PAM nello stato di fatto

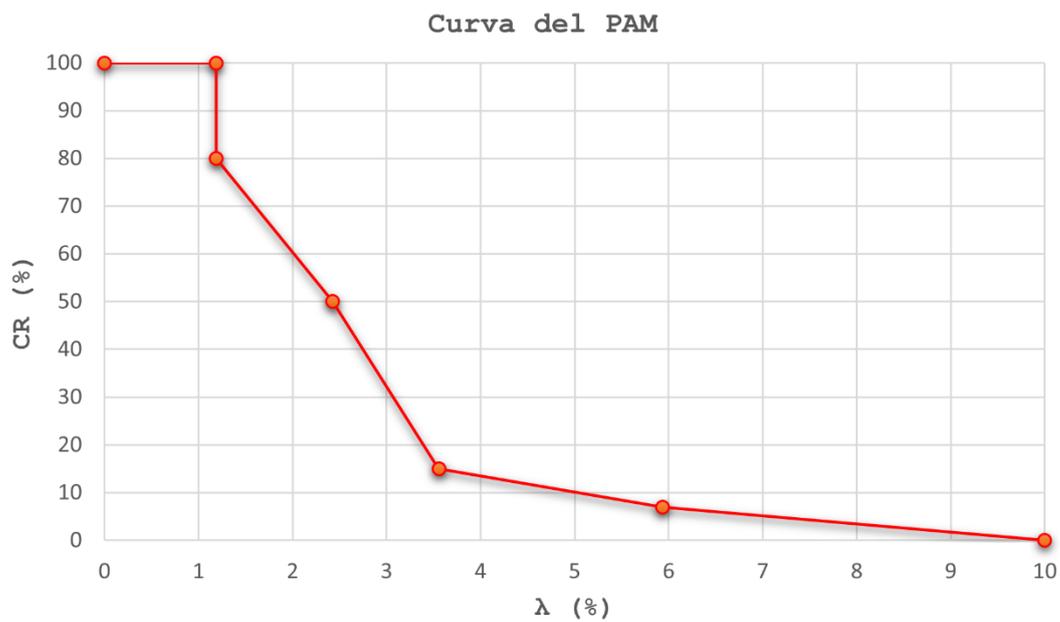


Figura 3.50: Andamento della curva che individua il PAM nello stato di fatto

CAPITOLO 4. INTERVENTI DI RINFORZO

L'analisi di vulnerabilità costituisce lo studio propedeutico alla progettazione di interventi di rinforzo volti alla riduzione del rischio sismico. La scelta della strategia e della tecnica d'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione [8]. L'approccio moderno del consolidamento e rinforzo strutturale ha messo come cardine la necessità di conseguire non più solo l'incremento della resistenza ma specialmente risultati prestazionali di duttilità. Infatti, l'adozione di soluzioni che prendano in considerazione solo l'aumento geometrico della sezione per sopperire alle carenze statiche, proprie di una progettazione tradizionale del rinforzo, comporta un incremento delle masse dell'intero edificio e delle rigidità dei singoli elementi strutturali con un conseguente aumento anche delle sollecitazioni a cui l'intera struttura deve resistere [22]. A tal proposito sono da preferirsi interventi a minimo impatto, che si integrino con la struttura esistente, evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle masse e rigidità negli elementi, nell'ottica di una riqualificazione conservativa del manufatto [3]. In questa direzione sono proiettati i sistemi innovativi con materiali compositi fibro-rinforzati, nati per l'utilizzo in settori tecnologicamente più avanzati - quali aeronautico, aerospaziale - ma che, con il surplus produttivo dovuto alla riduzione degli interventi nei settori d'avanguardia e la conseguente riduzione dei prezzi, ha visto la sua esportazione in settori meno strategici quali l'edilizia, dove sono impiegati per sfruttare la loro capacità di migliorare le caratteristiche di resistenza e duttilità delle strutture ed allo stesso tempo di preservare l'identità storico-architettonica degli edifici. Tale aspetto assumeva grande importanza in particolare negli edifici di carattere storico in cui si privilegiano temi che esulano dall'ambito prettamente strutturale, rifacendosi ai concetti di restauro e sostenibilità. Con

l'avvento del Superbonus, però, ossia dell'opportunità di riqualificare il patrimonio costruito godendo di benefici fiscali, tali sistemi hanno assunto un ruolo principale anche negli interventi strutturali sugli edifici residenziali per via della necessità di realizzare lavori a basso impatto e di rapida esecuzione, tali da minimizzare tempi e costi di applicazione. La convenienza nell'adozione dei sistemi fibro-rinforzati riguarda in special modo la possibilità di intervenire esclusivamente dall'esterno, riducendo quindi l'invasività sulla costruzione e minimizzando il disturbo degli occupanti, con interventi prevalentemente di tipo locale - che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione (§C8.4.1 [7]) - atti a evitare l'insorgere dei meccanismi fuori piano e quindi a garantire alla struttura un corretto comportamento scatolare.

4.1. I MATERIALI FIBRO-RINFORZATI

L'approccio moderno del consolidamento strutturale prevede l'utilizzo di materiali compositi costituiti dall'unione di una rete in fibra lunga (tessuto) ad alte prestazioni meccaniche - nel mercato si trovano in vetro, carbonio, arammide, basalto, PBO, acciaio ad alta resistenza - e di una matrice avente funzione di adesivo tra fibre e supporto, consentendo il trasferimento delle sollecitazioni dalla struttura alla fibra stessa. Tra i vari sistemi utilizzati in edilizia, i più comuni sono gli FRP (*Fiber Reinforced Polymer*), a matrice organica, e gli FRCM (*Fabric Reinforced Cementitious Matrix*), a matrice inorganica. Tale distinzione ha portato la comunità scientifica a preferire l'impiego dei secondi in quanto la matrice polimerica - costituita da resine epossidiche - presenta problemi di durabilità legata alle condizioni ambientali di temperatura e umidità che causa la perdita di adesione del sistema FRP al supporto e conseguentemente anche dell'efficacia nel trasferimento degli sforzi. Inoltre, hanno scarsa resistenza al fuoco ed una bassa permeabilità che può causare problemi di condensazione all'interno del paramento murario. Di contro, la matrice inorganica, costituita

essenzialmente da malta di calce o cementizia, essendo modulabile assicura un'efficace adesione in ogni condizione sia alle fibre strutturali della rete sia ai materiali che costituiscono il sottofondo - quali calcestruzzo e muratura - garantendo l'affidabilità del rinforzo. La leggerezza dei sistemi FRCM permette di non gravare con il loro peso sulla struttura, rispettando il carattere architettonico dell'edificio e la funzionalità degli elementi strutturali, offrendone un contributo alla resistenza a trazione senza incrementarne la massa o modificarne significativamente la rigidità. Questa è la principale differenza con i sistemi tradizionali che prevedevano materiali da ripristino caratterizzati da prestazioni meccaniche molto più elevate rispetto a quelle del supporto alterandone così la distribuzione degli sforzi con amplificazione della sollecitazione sul materiale debole che giungeva a rottura più facilmente.

4.1.1. Caratteristiche meccaniche

Il riferimento normativo per la progettazione dei sistemi di rinforzo FRCM è il Documento Tecnico redatto dal Consiglio Nazionale delle Ricerche CNR-DR 215/2018 [23]. Tra le altre cose, in esso si trovano indicazioni sul comportamento del sistema FRCM e sul suo apporto in termini di resistenza al pannello murario rinforzato. In particolare, il legame costitutivo di un sistema FRCM in una prova di trazione monoassiale è assimilabile ad una polilinea costituita da tre rami consecutivi (Figura 4.1), corrispondenti, nell'ordine, allo stadio di campione non fessurato (Stadio A), a quello in fase di fessurazione (Stadio B) e a quello fessurato (Stadio C). Tuttavia, esso non è rappresentativo del reale comportamento del rinforzo in quanto questo dipenderà principalmente dall'interazione tra il substrato ed il rinforzo stesso, con le diverse modalità di crisi possibili dovute al distacco o allo scorrimento all'interfaccia tra i vari elementi ed alla rottura per trazione del tessuto. Pertanto si è soliti considerare una tensione limite convenzionale $\sigma_{lim,conv}$ - e la corrispondente deformazione limite convenzionale $\epsilon_{lim,conv}$ =

$\sigma_{lim,conv}/E_f$ (Figura 4.2) - che rappresenta la resistenza del sistema di rinforzo ricavata mediante prove di distacco da supporti convenzionali, ovvero dipendente dal tipo di supporto stesso; l'adozione di tale parametro consente di evitare la verifica esplicita nei confronti dei sopradetti fenomeni di crisi in corrispondenza delle sezioni di estremità del rinforzo - ad esempio nel problema della flessione di travi e pilastri soggetti ad azioni sismiche o del taglio nelle travi in cemento armato.

Nelle verifiche governate dagli stessi fenomeni ma localizzati in zone intermedie, invece, si utilizzerà un valore di deformazione convenzionale ($\varepsilon^{(\alpha)}_{lim,conv}$) amplificato tramite il coefficiente di amplificazione α , pari ad 1,5 per tutti i sistemi FRCM ad eccezione di quelli la cui $\sigma_{lim,conv}$ ricade nello stadio A, per i quali si deve assumere $\alpha=1,0$.

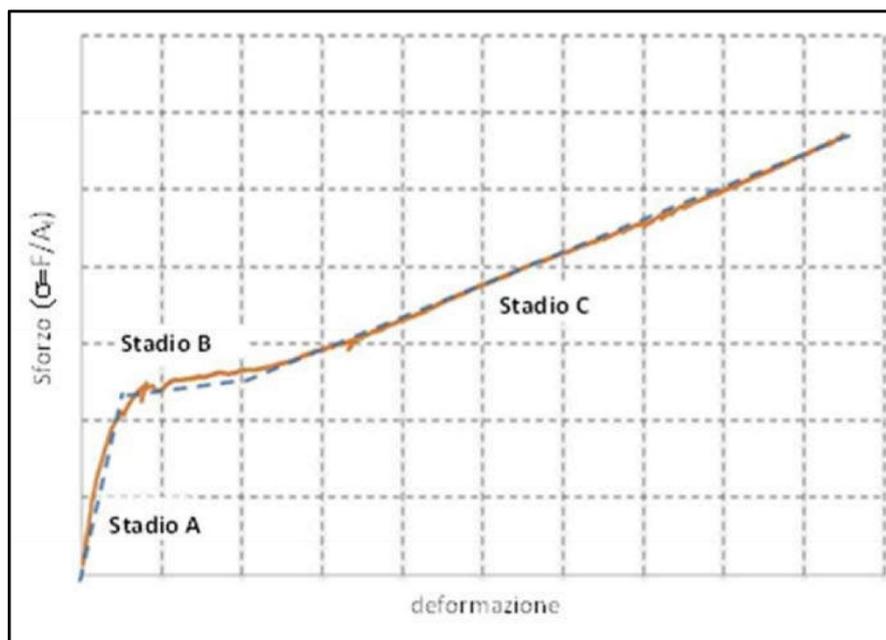


Figura 4.1: Legame costitutivo tipo a trazione uniaassiale di un provino di FRCM (A_f area del tessuto secco) [23]

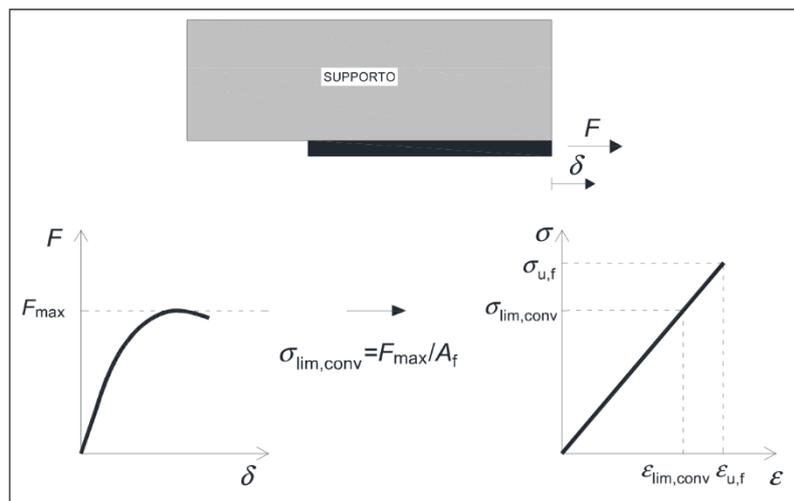


Figura 4.2: Determinazione della $\sigma_{lim,conv}$ e della $\epsilon_{lim,conv}$ [23] dove $\sigma_{u,f}$ e $\epsilon_{u,f}$ sono, rispettivamente, la tensione e deformazione ultima a trazione del tessuto secco

I sistemi FRCM sono utilizzati sia per migliorare la capacità a taglio e pressoflessione delle pareti murarie nel proprio piano sia per incrementare la resistenza alle azioni fuori dal piano - non offrono invece alcun contributo alla resistenza a compressione della muratura - e vengono applicati in maniera diffusa sull'intera superficie dell'elemento murario o a strisce di ampiezza sufficiente a contenere la sollecitazione tangenziale all'interfaccia muratura-rinforzo. Le verifiche di sicurezza possono essere eseguite con riferimento ai soli Stati Limite Ultimi (SLU), mentre non sono richieste quelle agli Stati Limiti di Esercizio (SLE) in quanto interessano la deformabilità che si assume non vari con il rinforzo eseguito dato che, trattandosi di sistemi a basso spessore, non modificano né la massa né la rigidezza e di conseguenza la deformazione della sezione resistente. I valori di calcolo (X_d) di una generica proprietà dei sistemi FRCM si ottengono mediante la relazione:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}$$

dove:

- X_k valore caratteristico della proprietà in questione;
- γ_m fattore parziale di sicurezza, pari a 1,5 agli SLU;

- η fattore di conversione determinato in funzione dell'esposizione ambientale.

4.1.1.1. Capacità a taglio

La resistenza a taglio della parete rinforzata ($V_{t,R}$) è calcolata come somma del contributo della muratura non rinforzata (V_t), valutata secondo la formulazione di Turnšek-Čačovič, e di quello del rinforzo ($V_{t,f}$), definito come:

$$V_{t,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot n_f \cdot t_{vf} \cdot l_f \cdot \alpha_t \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f$$

dove:

- γ_{Rd} fattore parziale di modello, che si assume pari a 2;
- n_f numero degli strati di rinforzo applicati;
- t_{vf} spessore equivalente di uno strato di rete con fibre disposte in direzione parallela alla forza di taglio;
- l_f dimensione di calcolo del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio (non superiore ad H_{parete});
- α_t tiene conto della ridotta resistenza estensionale delle fibre sollecitate a taglio, si assume pari a 0,80;
- ε_{fd} valore di deformazione di progetto ottenuto tramite la $\varepsilon^{(\alpha)}_{lim,conv}$.

Nel calcolo del rinforzo a taglio rientra esclusivamente l'area delle fibre disposte parallelamente alla forza di taglio, ma per garantire l'efficacia del rinforzo è consigliabile prevedere anche fibre disposte ortogonalmente efficacemente ancorate. In tal caso, va verificato che la capacità a taglio della parete rinforzata non superi il taglio che produce lo schiacciamento diagonale della muratura:

$$V_{t,c} = 0,25 \cdot f_{md} \cdot t \cdot d_f$$

dove:

- f_{md} resistenza a compressione di progetto della muratura;

- t spessore della parete;
- d_f distanza tra l'estremo lembo compresso della muratura e l'estremo lembo teso del rinforzo (considerando le fibre ortogonali alla direzione del taglio)

Il rinforzo può essere applicato anche solo da un lato del paramento murario ma diventa obbligatorio adottare dei connettori efficaci a rendere solidale il rinforzo stesso alla parete. In tal caso, inoltre, la resistenza $V_{t,f}$ deve essere opportunamente ridotta almeno del 30%.

4.1.1.2. Capacità a pressoflessione

Disporre fibre nella direzione dell'asse dell'elemento strutturale permette di aumentarne la capacità a pressoflessione nel piano, incrementando il momento resistente di calcolo solo se i rinforzi sono efficacemente ancorati, ovvero prolungati di almeno 300 mm dalla sezione di verifica oppure connessi alla muratura per mezzo di idonei dispositivi. Il momento resistente di calcolo è valutato in funzione del concomitante sforzo normale di calcolo associato al momento sollecitante $M_{Rd}(N_{Sd})$ considerando le diverse modalità di crisi attese in funzione dei legami costitutivi di Figura 4.3 - corrispondenti al raggiungimento della deformazione ultima nella muratura o nel rinforzo - e sotto le ipotesi di conservazione della planarità delle sezioni rette e di perfetta aderenza tra rinforzo FRM e supporto.

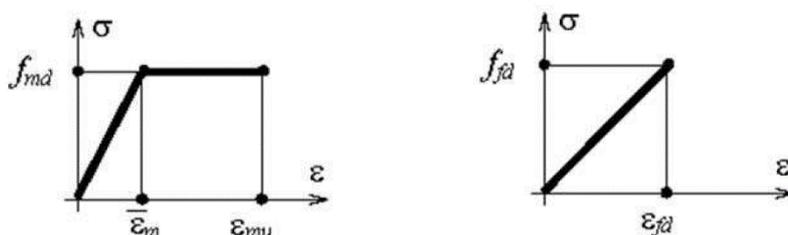


Figura 4.3: A sinistra, legame costitutivo della muratura con deformazione ultima $\varepsilon_{mu}=0,35\%$; a destra, legame costitutivo del rinforzo con ε_{fd} che si ottiene a partire dalla $\varepsilon^{(\alpha)}_{lim,conv}$ per modalità di crisi nelle zone intermedie, $\varepsilon_{lim,conv}$ nelle zone di estremità [23]

4.2. PROGETTO DEI RINFORZI

In virtù delle analisi eseguite sullo stato di fatto dell'edificio in esame, sono emerse problematiche relative a:

- Assenza di un vincolo al ribaltamento delle facciate per la mancanza di cordoli di piano e di sommità;
- Presenza di un contributo spingente della copertura a padiglione dovuto alle travi in c.a. inclinate sul cantonale, per la mancanza del cordolo sommitale;
- Rottura fragile dei maschi murari alla base della struttura, in corrispondenza delle aperture del piano seminterrato, causato dall'elevata deformabilità del solaio del primo livello e dall'irregolarità delle pareti di controventamento lungo la direzione Y che comporta una più marcata eccentricità fra centro di massa e centro di rigidità;
- Meccanismo a mensole debolmente accoppiate delle pareti esterne per via della mancanza di elementi resistenti a trazione che consentano l'accoppiamento di maschi murari e fasce di piano;
- Rottura per taglio dei maschi murari tozzi relativi alle pareti interne del fabbricato.

Il livello di sicurezza della costruzione, dato dal valore più basso degli Indici di Vulnerabilità allo SLV ottenuti con le analisi *pushover*, si attesta su:

$$\zeta_E = 0,35$$

che conduce ad una Classe di Rischio:

D

Al fine di perseguire l'adeguamento strutturale dell'edificio attraverso l'impedimento dell'attivazione dei meccanismi locali fuori dal piano ed il miglioramento del suo comportamento globale, si ritiene opportuno prevedere i seguenti interventi:

- Cordolatura esterna del fabbricato al livello degli impalcati;
- Cerchiatura dell'apertura al primo livello della parete P10;
- Rinforzo degli elementi fragili alla base dell'edificio;
- Rinforzo delle fasce di piano delle pareti esterne a tutti i livelli e dei maschi murari del primo livello.

Inoltre, volendo eseguire un confronto fra le diverse soluzioni adottabili per il caso in esame, nello studio del comportamento globale della costruzione, con particolare riferimento alla risoluzione della problematica relativa alla rottura fragile dei maschi murari alla base dell'edificio, si cercherà di conseguire l'adeguamento attraverso una seconda ipotesi di intervento, che prevede:

- Irrigidimento dei solai del primo e secondo livello;
- Riquadratura delle aperture del piano seminterrato.

Entrambi gli approcci sono volti a risolvere la criticità emersa con il sisma agente lungo la direzione Y riguardante il meccanismo di piano attivatosi alla base della costruzione, perseguendo le due strade delineate già durante l'analisi n. 21 (Figura 4.4): una prima ipotesi di intervento garantirà l'incastro al livello del piano rialzato attraverso l'irrigidimento degli elementi murari tra il piano campagna ed il solaio del primo livello, tale da far lavorare questi in campo elastico e le strutture superiori con un comportamento a telaio; la seconda, invece, attraverso l'irrigidimento dei solai dei primi due livelli ed il loro collegamento con le murature d'ambito, garantirà maggiore inerzia alle azioni dirette nella direzione di orditura dei travetti con migliore distribuzione delle sollecitazioni sugli elementi fragili alla base ed un accoppiamento in verticale dei maschi murari atto ad evitare gli spostamenti relativi di piano.

L'analisi della struttura così rinforzata costituirà una verifica del comportamento atteso a seguito degli interventi proposti. La

scelta relativa all'adozione dell'uno o dell'altro risiede nelle modalità di risposta della struttura e, operativamente, anche nel grado di invasività richiesto per la loro realizzazione, argomento di particolare interesse in ottica Superbonus.

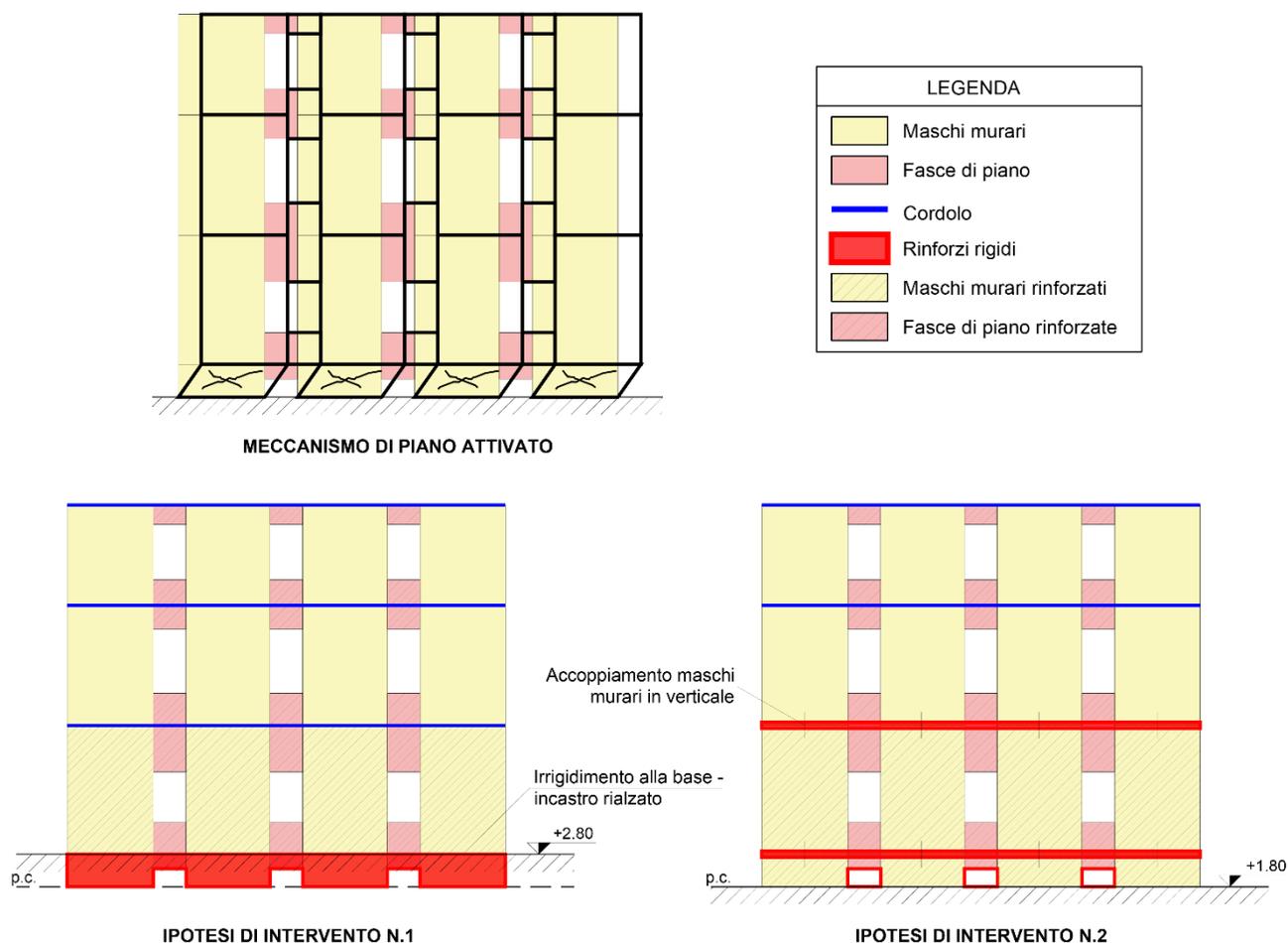


Figura 4.4: Ipotesi di intervento per l'eliminazione del meccanismo di piano alla base della struttura che si attiva con il sisma agente in direzione Y

La normativa definisce interventi di adeguamento quelli atti a raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per gli edifici di nuova costruzione [7]. In particolare, per l'adeguamento nei confronti delle azioni sismiche è richiesto il raggiungimento del valore unitario del parametro ζ_E ma, in taluni casi, ovvero quando l'adeguamento sia deciso a seguito dell'inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione di sicurezza - e non rientrante nei casi a), b) o d) del §8.4.3 [8] - è ammesso un valore minimo di ζ_E pari a 0,8. La presente trattazione rientra di fatto all'interno di questa

casistica; dunque, le analisi risulteranno verificate qualora si otterranno Indici di Vulnerabilità allo SLV:

$$\alpha_{SLV} \geq 0,8$$

Al contempo, si vuole perseguire tale scopo nel rispetto dei vincoli imposti dalla committenza, che intende sfruttare i benefici concessi dal Superbonus effettuando lavori a costo zero; inoltre, risiedendo nell'edificio, ne richiede la minima invasività. Dunque, in primo luogo si intende eliminare i meccanismi fuori piano delle pareti: la possibilità che si attivi il ribaltamento delle stesse compromette la funzionalità del comportamento scatolare, ipotesi alla base della valutazione della risposta globale dell'edificio. La cordolatura dei solai introduce delle azioni stabilizzanti applicate al livello degli impalcati di piano che permette di aumentare i moltiplicatori di collasso associati ai cinematismi di ribaltamento, pur mantenendo inalterati i dati geometrici della parete. Restano inalterate quindi le masse e le rigidezze in gioco. È previsto l'utilizzo di materiali fibro-rinforzati altamente prestazionali che consente altresì di ridurre l'impatto dell'intervento sulla costruzione potendo intervenire direttamente dall'esterno senza creare disturbo agli occupanti dell'edificio. Sanato il primo meccanismo, si analizzerà il comportamento nel piano delle pareti: la cerchiatura dei solai, oltre ad opporsi al ribaltamento delle pareti, permette di migliorare l'accoppiamento tra fasce di piano e maschi murari (Figura 3.39) offrendo quel contributo di resistenza a trazione, tuttora assente, che migliora la resistenza a pressoflessione sia delle fasce sia dei maschi in virtù del vincolo offerto dalla fascia in testa al maschio, che ne limita gli spostamenti. Il comportamento della parete non sarà più a mensole debolmente accoppiate ma a telaio, governato dal taglio; pertanto, sarà necessario rinforzare le stesse fasce di piano - si utilizzerà un sistema FRCC applicato dall'esterno - affinché la loro crisi sia ritardata. Per quanto riguarda le criticità riscontrate con il sisma agente lungo la direzione Y, quelle riguardanti gli effetti torsionali possono essere limitate eseguendo una

cerchiatura in acciaio dell'apertura presente al piano seminterrato nella parete P10 che riavvicina centro di massa e centro di rigidezza della struttura. Invece, per evitare la rottura improvvisa, ancora in fase elastica, degli elementi alla base dell'edificio, verranno esaminate due soluzioni: una, meno invasiva, prevede il rinforzo con intonaco armato degli elementi murari che vanno dal piano campagna fino al livello del primo impalcato, associato poi al rinforzo dei maschi del piano terra su cui si concentrano le tensioni per via della deformabilità del solaio soprastante; l'altra, invece, prevede il consolidamento dei solai deformabili del primo e secondo livello con una soletta in c.a. collaborante con le putrelle di ferro sottostanti, associato alla cerchiatura delle aperture alte del piano seminterrato che forniscono un contributo alla rigidezza e resistenza degli elementi tozzi ai loro lati. La seconda soluzione, per il caso in esame, risulta di più difficile realizzazione essendo maggiormente impattante in relazione alle modalità di esecuzione, dovendo intervenire all'interno delle abitazioni, mentre la prima prevede interventi che internamente interessano al massimo il piano seminterrato, rendendo pertanto minor disturbo agli occupanti.

4.3. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI

Come presidio di antiribaltamento si prevede la realizzazione di fasciature di piano mediante placcaggio esterno dei solai con sistema certificato di rinforzo strutturale SRG (*Steel Reinforced Grout*), prodotto dalla Kerakoll, costituito da un tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, formato da micro-trefoli di acciaio fissati su una micro-rete in fibra di vetro, e da un allettamento a matrice inorganica costituito da malta a base di calce idraulica naturale (Figura 4.5).

L'applicazione delle fasce avviene in tre fasi [22]:

- 1) Preparazione del supporto - si provvede alla demolizione locale dell'intonaco, alla pulizia della superficie mediante aria compressa e successiva aspirazione dei detriti. In presenza di

- lesioni, si provvederà alla sigillatura delle stesse - sfruttando la stessa malta del sistema SRG - in modo da ripristinare la continuità strutturale;
- 2) Applicazione del sistema di rinforzo (Figura 4.6) - in corrispondenza della quota del solaio si realizza un primo strato di malta di spessore 3-5 mm; con la malta ancora fresca, si posa il tessuto in fibra di acciaio galvanizzato in modo da garantire la massima adesione alla matrice; si esegue la rasatura protettiva finale con la medesima malta (spessore 2-5 mm) al fine di inglobare il rinforzo e chiudere eventuali vuoti;
 - 3) Intonacatura - si realizza il nuovo intonaco per ripristinare la condizione estetica ante-intervento.

Sistemi GeoSteel SRG – ETA n° 19/0325

SRG – GeoCalce® F Antisismico & GeoSteel G1200

Caratteristica prestazionale ¹	Metodo di prova		Prestazioni sistema GeoSteel SRG su supporto in laterizio	Prestazioni sistema GeoSteel SRG su supporto in tufo
Tensione limite convenzionale	LG FRCM (§§ 2.1 – 7.2)	$\sigma_{lim,conv}$	839 MPa	827 MPa
Deformazione limite convenzionale	LG FRCM (§§ 2.1 – 7.1)	$\epsilon_{lim,conv}$	0,43 %	0,42 %
Modulo elastico del tessuto	LG FRCM (§§ 2.1 – 7.1.1)	E_f	195 GPa	
Resistenza a compressione della malta (valore caratteristico)	EN 12190	$f_{c,mat}$	>15 MPa (28 gg)	
Percentuale in peso delle componenti organiche			<1%	
Permeabilità al vapore acqueo	EN 1745	μ	da 15 a 35 (valore tabulato)	

Figura 4.5: Caratteristiche prestazionali del sistema FRCM in fibra di acciaio galvanizzato GeoSteel G1200 e malta di calce GeoCalce F Antisismico, prodotto dalla Kerakoll [24]



Figura 4.6: Applicazione prima mano di malta; installazione delle fasce di tessuto in fibra d'acciaio; applicazione seconda mano di malta [22]

Inoltre, in corrispondenza dei muri ortogonali alle pareti esterne si prevede l'installazione di connettori a fiocco (Figura 4.7),

avendo preventivamente eseguito il foro di alloggiamento degli stessi, realizzati sempre con tessuto SRG di larghezza tale da predisporre all'interno del connettore un numero di trefoli necessario a garantire la resistenza a trazione di progetto. La parte finale della fascia viene sfilacciata con un taglio parallelo ai trefoli e piegata in modo che, una volta arrotolata su se stessa, possa formare un cilindro che facilita l'iniezione della malta per l'inghisaggio dei fiocchi stessi. In ultimo, il foro viene chiuso con apposito tappo in dotazione. In Figura 4.8 il carico di rottura del connettore in funzione della larghezza della fascia tagliata.



Figura 4.7: Sfiocchettatura del tessuto; arrotolamento per la realizzazione del diatono; installazione del connettore [22]

Tessuto	Larghezza della fascia (cm)	Numero Di Trefoli*	Carico di Rottura a Trazione
GeoSteel G1200	10	31	> 46 kN
GeoSteel G1200	15	47	> 70 kN

Figura 4.8: Carico di rottura a trazione del connettore a fiocco realizzato con tessuto in fibra di acciaio galvanizzato [24]

Le verifiche di progetto verranno svolte secondo quanto riportato al §4.3 del CNR-DT 215/2018 [23] in cui la resistenza a trazione delle fasce in fibra di acciaio è data dalla relazione:

$$N_{t,Rd} = n_f \cdot t_f \cdot b_f \cdot \alpha \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f$$

dove:

- n_f numero degli strati di rinforzo disposti nel cordolo;
- t_f spessore del singolo strato di rinforzo;
- b_f larghezza (o altezza) del sistema FRCC disposto nel giunto di malta, pari alla larghezza del cordolo;

Il prodotto $n_f \cdot t_f \cdot b_f$ rappresenta l'area della sezione equivalente del rinforzo predisposto.

- $\alpha=1,5$ coefficiente di amplificazione;
- $\varepsilon_{fd}=\eta \cdot \frac{\varepsilon_{lim,conv}}{\gamma_m}$ deformazione di progetto, in cui:
 - $\gamma_m=1,5$ fattore parziale di sicurezza per gli SLU
 - $\eta=0,80$ fattore di conversione ambientale per esposizione in ambiente esterno
 - $\varepsilon_{lim,conv}$ deformazione limite convenzionale, ovvero valore caratteristico definito nelle schede di prodotto in funzione del supporto su cui applicare il rinforzo (Figura 4.5).

4.3.1. Ribaltamento composto di parete

Per ottenere la verifica della sicurezza del cinematismo di parete (Figura 4.9) è stata considerata l'azione del cordolo in fasce di acciaio galvanizzato quantificata complessivamente in 20 kN (Figura 4.10), equiparandola al tiro di una catena della stessa entità; l'analisi cinematica, infatti, eseguendo il confronto tra momento ribaltante e momento stabilizzante, richiede solamente il valore della forza che il cordolo deve esplicare ed il suo braccio rispetto alla cerniera attorno alla quale avviene la rotazione. Tale azione dovrà essere ripetuta sui due ancoraggi - risvolti - della fibra da eseguire in corrispondenza delle pareti ortogonali rispetto a quella oggetto di ribaltamento.

Nello stato di progetto, la verifica del cinematismo di ribaltamento composto della parete nei confronti dello SLV risulta soddisfatta con indicatore di rischio pari a $\alpha_{SLV}=PGA_{c,SLV}/PGA_D=1,01$.

Risulta soddisfatta anche la verifica di resistenza per il sistema FRCC-SRG che confronta la sua resistenza a trazione con l'azione che la fibra deve essere in grado di sostenere, ovvero quella necessaria per contrastare il ribaltamento (Tabella 4.1).

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 2,4161 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(0) \ 2,4021 \ [m/s^2]$

$a_z(z=0) = S_e(T=0)$

Vincolo in quota

La verifica è soddisfatta

$a_{z,SLV} \ 2,4161 \ [m/s^2] \ \geq \ a_z(z) \ 1,6075 \ [m/s^2]$

$a_z(z) = S_e(T_1, \xi) |\gamma_1 \Psi_1(z)| \sqrt{1 + 0.0004\xi^2}$

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,131
M* 8.562 [kg]	e* 0,79
PGAc,SLV 1,65 [m/s ²]	a,SLV 1,01

?

Figura 4.9: Verifica di sicurezza allo SLV per il cinematismo di ribaltamento composto della parete P2, nello stato di progetto

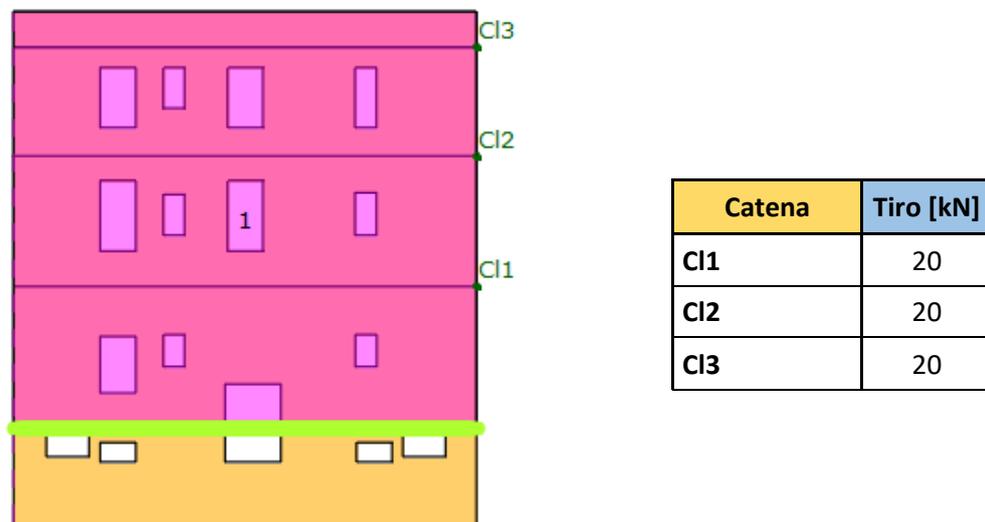


Figura 4.10: Rappresentazione in 3Muri dell'azione adoperata dalle fasce di piano, equiparata al tiro di una catena, per il calcolo del cinematismo di ribaltamento della parete

Verifica di resistenza a trazione FRCM					
Geometria			Proprietà		
n° strati	n_f	1	Modulo elastico	$E_f \ [N/mm^2]$	195000
Spessore singolo strato	$t_f \ [mm]$	0,169	Def. limite convenzionale	$\epsilon_{lim,conv}$	0,0043
Altezza cordolo	$b_f \ [mm]$	300	Coeff. di amplificazione	α	1,5
Area equivalente rinforzo	$A_f \ [mm^2]$	50,7	Def. di progetto	ϵ_{fd}	0,0023
Resistenza a Trazione	$N_{t,Rd} \ [N]$	22673	Azione sollecitante	$F_d \ [N]$	20000

Tabella 4.1: Verifica di resistenza a trazione del sistema FRCM

4.3.2. Ribaltamento del cantonale

La verifica del ribaltamento del cantonale risulta ampiamente soddisfatta - con indicatore di rischio pari a $\alpha_{SLV}=PGA_{c,SLV}/PGA_D=1,40$ (Figura 4.11) - grazie ai contributi stabilizzanti offerti dalle cordolature di piano di entrambe le pareti afferenti all'angolata (Figura 4.12), quantificati ciascuno in 10 kN.

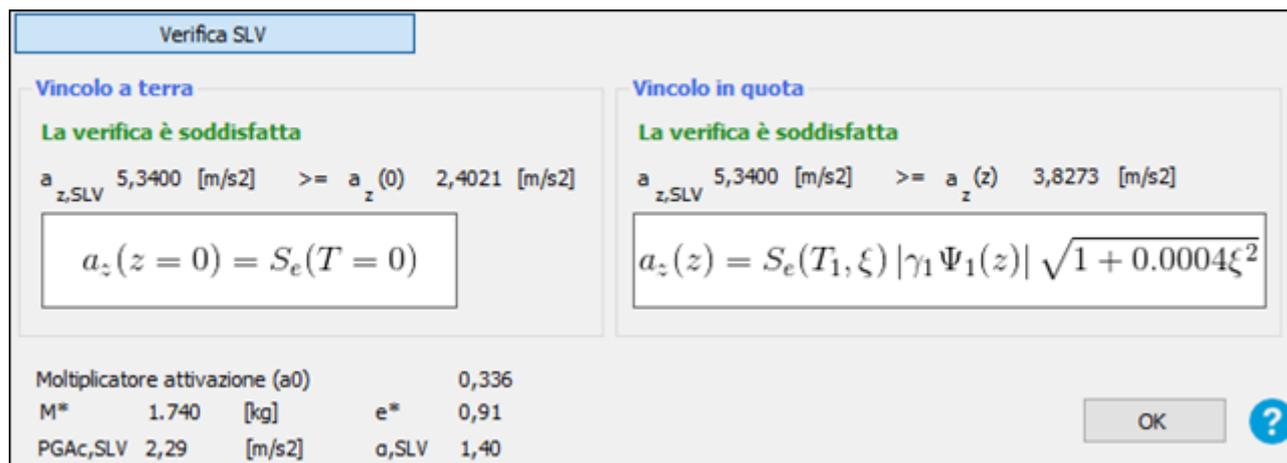


Figura 4.11: Verifica di sicurezza allo SLV per il cinematismo di ribaltamento del cantonale, nello stato di progetto

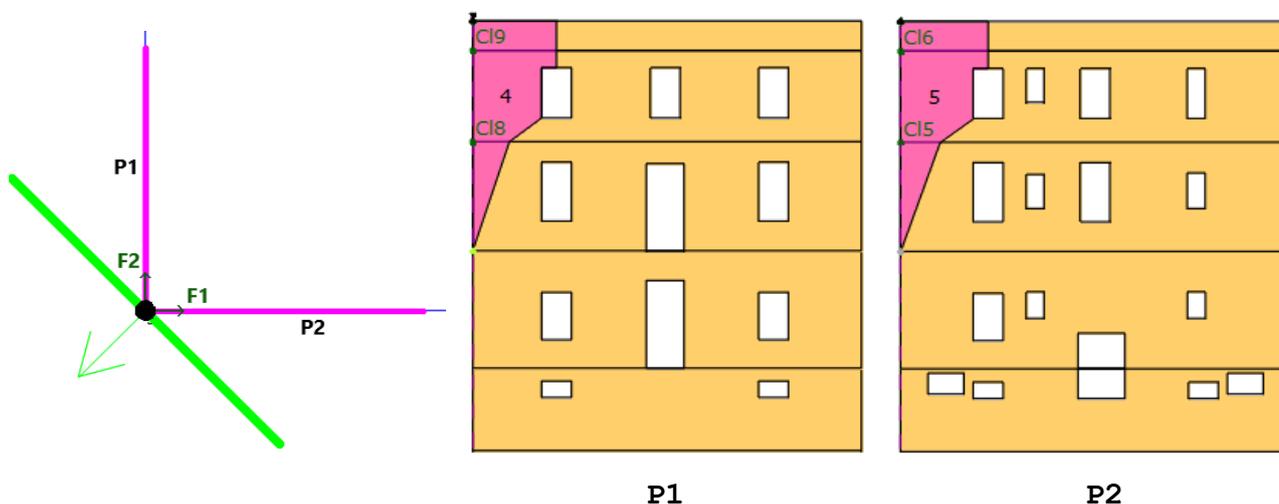


Figura 4.12: Rappresentazione in 3Muri dell'azione adoperata dalle fasce di piano, equiparata al tiro di una catena, per il calcolo del cinematismo di ribaltamento del cantonale

Secondo quanto riportato al §6 del CNR-DT 215/2018 [23], al fine di evitare meccanismi di rottura associati al distacco dal supporto o allo sfilamento delle fibre dalla matrice è fondamentale osservare delle regole di dettaglio riguardanti l'applicazione in opera del

rinforzo. La maggiore efficacia dell'intervento si consegue cercando completamente la fabbrica muraria e disponendo dei connettori in corrispondenza delle murature ortogonali di lunghezza tale da penetrare all'interno dello strato più esterno del paramento non rinforzato. Inoltre, va posta particolare cura nell'arrotondamento della fasce negli spigoli al fine di ridurre le concentrazioni di tensione che qui si mobilitano e nella realizzazione degli ancoraggi al di là della sezione estrema in cui il rinforzo è necessario, di lunghezza pari ad almeno 30 cm.

4.4. ANALISI DEL COMPORTAMENTO GLOBALE

Risolte le problematiche relative ai meccanismi fuori piano delle pareti, ovvero garantita l'efficace scatolarità della struttura, bisogna ora accertare i benefici che possono conseguirsi con la realizzazione degli interventi di rinforzo quando essa è soggetta ad azioni nel piano delle pareti. Si va pertanto ad aggiornare il modello globale studiando le due ipotesi formulate al punto 4.2.

4.4.1. Ipotesi di intervento n. 1

Si analizza una proposta di intervento che prevede di rendere la base dell'edificio - corrispondente alle porzioni di pareti fuori terra del piano seminterrato - infinitamente rigide rispetto ai maschi dei piani superiori in modo da costituire per essi un vincolo d'incastro che consenta di esplicitare un comportamento a telaio (Figura 4.4). Lo scopo viene perseguito applicando un intonaco armato a tali elementi tozzi che ne modifica sostanzialmente rigidità e resistenza, associato al rinforzo dei maschi del primo piano che risultano più vulnerabili essendo sottoposti a sollecitazioni non uniformi causate dalla deformabilità del solaio alla loro testa.

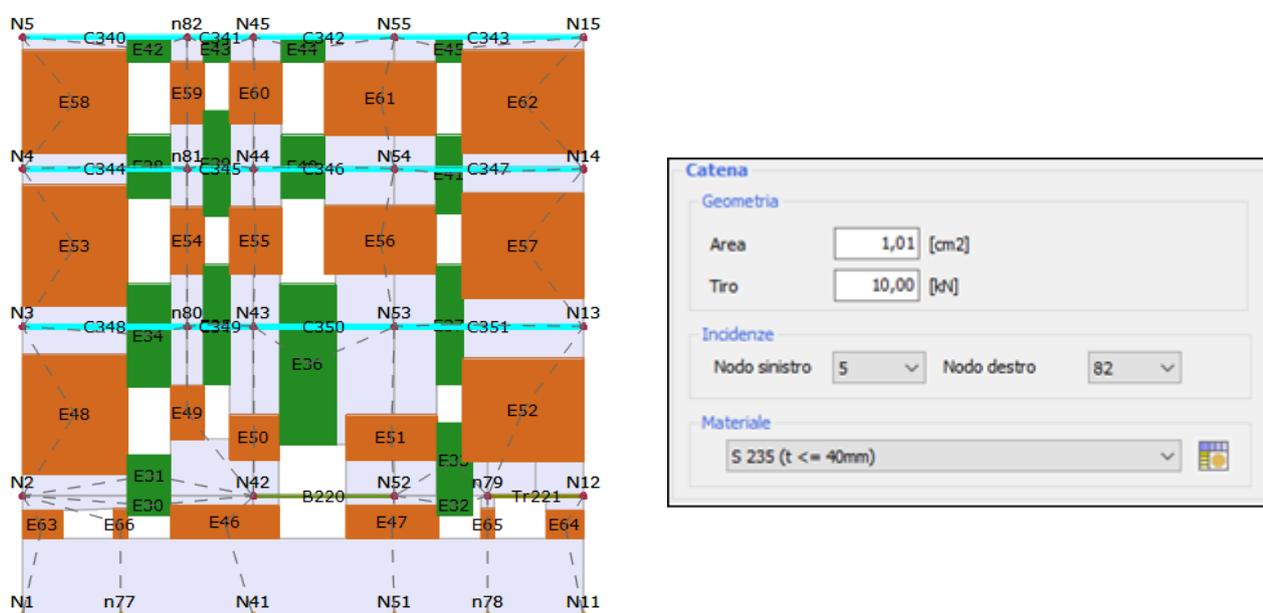
4.4.1.1. Cordolatura di piano con sistema FRCCM

L'azione esercitata dalla cordolatura in FRCCM può essere equiparata a quella di una catena; dunque, nella mesh del telaio equivalente generata al punto 3.3.4 si vanno ad inserire elementi catena che

collegano i nodi estremi delle pareti esterne del fabbricato in corrispondenza degli impalcati (Figura 4.13). Le caratteristiche geometriche del tirante sono desunte attraverso un'equivalenza tra la resistenza a trazione offerta dal sistema FRCM - determinata nella Tabella 4.1 - e quella garantita da una catena in acciaio tipo S235:

$$N_{t, FRCM} = N_{t, CATENA} = f_{yd} \cdot (\pi \phi^2 / 4) \Rightarrow \phi$$

i cui risultati sono mostrati in Tabella 4.2, mentre il tiro è stato quantificato in 10 kN secondo quanto visto nel progetto dei rinforzi contro il ribaltamento.



P2

Figura 4.13: Rappresentazione della mesh della parete P2 con l'inserimento degli elementi catena al livello degli impalcati corrispondenti alle cordolature di piano in FRCM; a destra, le relative caratteristiche equivalenti

Equivalenza cordolatura in FRCM - Catena in acciaio S235		
Resistenza caratteristica S235	f_{yk} [N/mm ²]	235
Coeff. parziale di sicurezza	γ_m	1,05
Resistenza di progetto	f_{yd} [N/mm ²]	223,81
Resistenza a trazione FRCM	$N_{t,Rd}$ [N]	22673
Diametro equivalente	ϕ_{eq} [mm]	11,36
Area equivalente	A_{eq} [cm²]	1,01

Tabella 4.2: Determinazione della geometria della catena equivalente al sistema FRCM

4.4.1.2. Cerchiatura a telaio apertura parete P10

La realizzazione della cerchiatura dell'apertura presente al piano seminterrato della parete P10 si rende necessaria per aumentare la rigidezza e la resistenza dell'intera parete in modo da avvicinare centro di massa e centro di rigidezza portando a ridurre gli effetti torsionali sulla struttura e orientando i carichi lontano dalle pareti esterne, maggiormente vulnerabili nella parte inferiore. Il dimensionamento del telaio di cerchiatura in acciaio, costituito da due montanti laterali e due trasversi di chiusura superiore e inferiore, generalmente avviene in maniera tale da ripristinare la rigidezza della parete nella condizione in cui l'apertura non fosse presente e si studia con un'analisi non lineare attraverso il confronto delle curve di capacità - del tipo bilineare a comportamento elastico-perfettamente plastico - nelle situazioni ante e post-intervento, costruite attraverso la determinazione di tre grandezze: la rigidezza del sistema, la resistenza e lo spostamento al limite elastico.

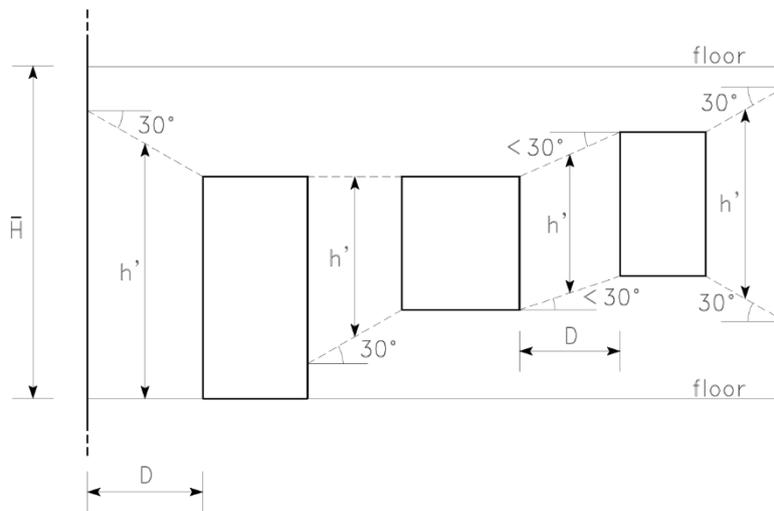
- Per il sistema muratura, la rigidezza del pannello è calcolata tenendo in conto la sua deformabilità flessionale e tagliante:

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

dove: E e G sono i moduli elastici longitudinale e tangenziale della muratura; h, l e t sono rispettivamente altezza, lunghezza e spessore del pannello. La resistenza (V_{tm}) è rappresentata dal valore minimo tra la resistenza a taglio e quella a pressoflessione del pannello, mentre lo spostamento al limite elastico lo si ottiene dal rapporto tra resistenza e rigidezza: $d_y = V_{tm}/K_m$.

In presenza di aperture, l'altezza da considerare nel calcolo è da intendersi come l'altezza efficace ovvero quella sulla quale viene calcolata la capacità in spostamento del pannello. Tra le

varie formulazioni, si fa riferimento alla definizione data da Dolce (Figura 4.14).



$$H_{\text{eff}} = h' + \frac{1}{3}D(\bar{H} - h')/h' \quad \bar{H} = \text{altezza interpiano}$$

Figura 4.14: Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989) [21]

In tal caso, la curva di capacità rappresentativa del sistema costituito da più maschi in parallelo, si ottiene a partire dai comportamenti dei singoli maschi murari: la rigidezza e la resistenza si ricavano per sovrapposizione degli effetti e la curva subisce variazioni di inclinazione ogni qual volta un maschio si plasticizza.

- Per il telaio in acciaio, la rigidezza deriva dallo schema statico da realizzare che, grazie alla presenza del traverso inferiore, è del tipo a incastro-incastro scorrevole, pari a:

$$K_t = \frac{12EJ}{h^3}$$

La resistenza a taglio del singolo montante è invece:

$$V_t = \frac{2 \cdot f_{yk} \cdot W}{\gamma_M \cdot h}$$

dove: h , J , W rappresentano altezza, momento d'inerzia e modulo di resistenza del montante; E , f_{yk} sono il modulo elastico e la

tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio; γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,05. Tale valore dovrà essere moltiplicato per due, numero dei montanti.

In totale verranno analizzati tre casi - parete piena, parete con apertura, cerchiatura (Figura 4.15) - in modo da valutare la variazione del comportamento del sistema a seconda della tipologia di struttura considerata: la parete piena risulta d'aiuto per dimensionare il telaio di cerchiatura mentre la parete con foro consente di valutare l'incremento di resistenza e rigidezza apportato dall'intervento rispetto allo stato di fatto.

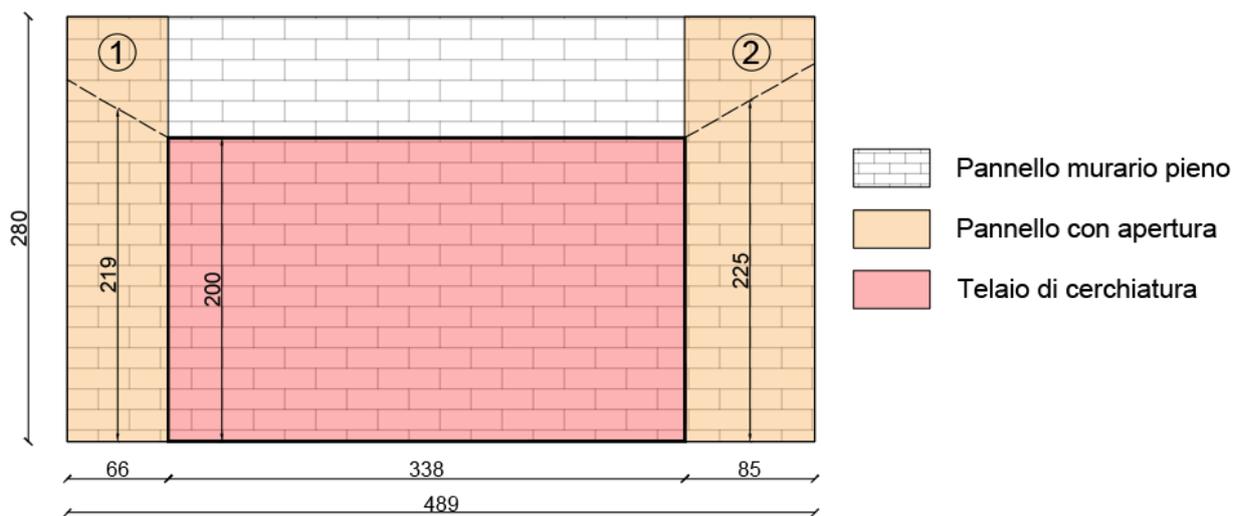


Figura 4.15: Schematizzazione del pannello murario alla base della parete P10 con indicazione sulle dimensioni in gioco per le analisi non lineari da eseguire sui tre casi di pannello murario pieno, pannello con apertura, telaio di cerchiatura

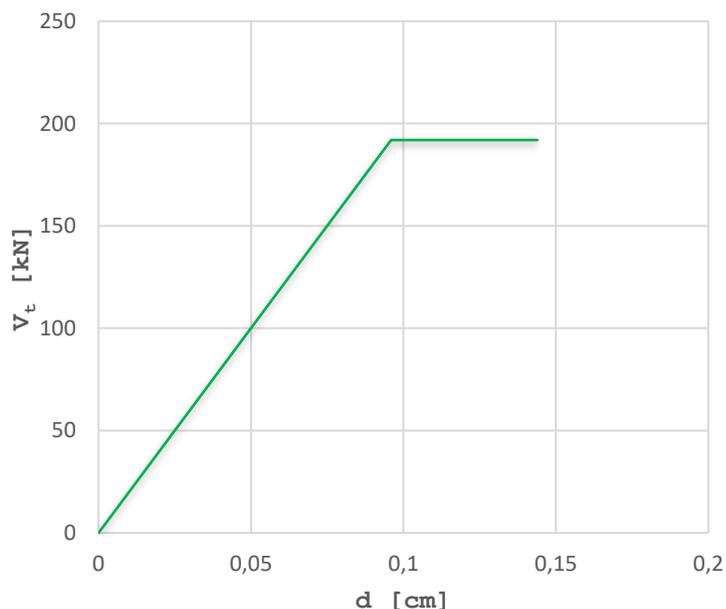
Al fine di ristabilire la rigidezza del pannello murario quando ancora non vi era il foro, si uguagliano le rigidezze della parete piena e quella del telaio ricavando il momento d'inerzia della sezione necessario a soddisfare tale uguaglianza:

$$K_m = K_t \Rightarrow J = \frac{K_m \cdot h^3}{12E}$$

Il dimensionamento avviene così trovando tra i profili presenti sul mercato quello che, attraverso il valore del momento d'inerzia ricavato - diviso tra i due montanti del telaio - garantisce la

rigidezza ricercata. In particolare, ciò si può ottenere con l'affiancamento di due sezioni IPE360 di larghezza 17 cm e altezza 36 cm, cui corrisponde un momento d'inerzia $J=32540 \text{ cm}^4$. In Figura 4.16 si riportano le curve di capacità ed i relativi parametri ottenuti nei tre diversi casi, considerando un valore di spostamento ultimo a rottura in funzione della duttilità del materiale, ovvero assumendo che $d_u = \mu \cdot d_y$ con μ che vale 1,5 per la muratura e 2,5 per l'acciaio.

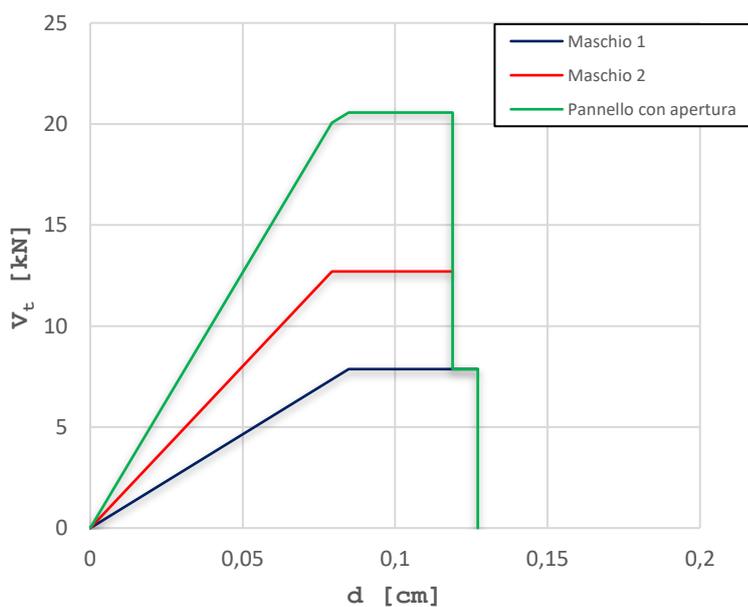
Curva di capacità pannello pieno



(a)

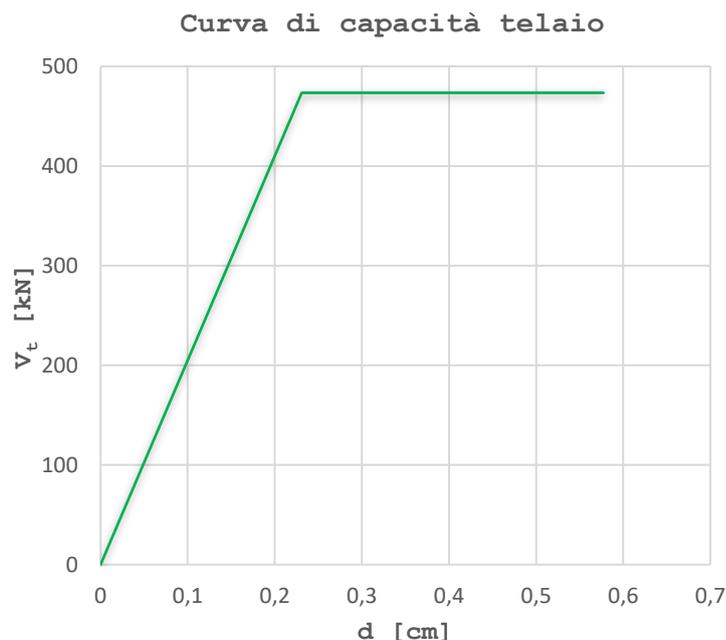
Pannello pieno	
h [cm]	280
l [cm]	489
t [cm]	30
V_t [kN]	192
V_{tp} [kN]	338
K_m [kN/m]	200081
V_{tm} [kN]	192
d_y [cm]	0,10
d_u [cm]	0,14

Curva di capacità maschi murari



(b)

Maschio	1	2
h_{eff} [cm]	219	225
l [cm]	66	85
t [cm]	30	30
V_t [kN]	17	22
V_{tp} [kN]	7,9	12,7
K_m [kN/m]	9282	16027
V_{tm} [kN]	7,9	12,7
d_y [cm]	0,085	0,079
d_u [cm]	0,13	0,12



Acciaio S275	
E [N/mm ²]	210000
f _{yk} [N/mm ²]	275
γ _m	1,05
Montanti IPE360 (x2)	
h [cm]	200
J [cm ⁴]	32540
W [cm ³]	1807,78
K_t [kN/m]	205002
V_t [kN]	473
d_y [cm]	0,23
d_u [cm]	0,58

(c)

Figura 4.16: Curve di capacità e relativi parametri caratteristici nel caso di: (a) pannello murario pieno; (b) pannello murario con apertura; (c) telaio di cerchiatura dell'apertura

Si è andati poi a confrontare i risultati emersi dalle analisi (Figura 4.17): la presenza di un'apertura di tali dimensioni riduce significativamente la rigidezza e resistenza del pannello, che mostra grandi deformazioni per bassi valori del taglio. La parete piena, invece, attira su di sé le sollecitazioni mostrando una buona rigidezza e capacità resistente che è centinaia di volte maggiore rispetto al caso precedente.

La realizzazione di una cerchiatura in acciaio, quindi, risulta determinante ai fini della corretta distribuzione degli sforzi all'interno della parete ma anche nell'intera struttura. L'apertura, infatti, sposta il centro di rigidezze lontano da sé provocando un'eccentricità delle azioni che va a gravare sulle pareti più esterne, nelle quali si sono evidenziate le maggiori vulnerabilità. Di contro, la presenza del telaio centralizza le sollecitazioni garantendo allo stesso tempo una rigidezza paragonabile a quella del sistema muratura ma con una capacità resistente e deformativa nettamente superiore.

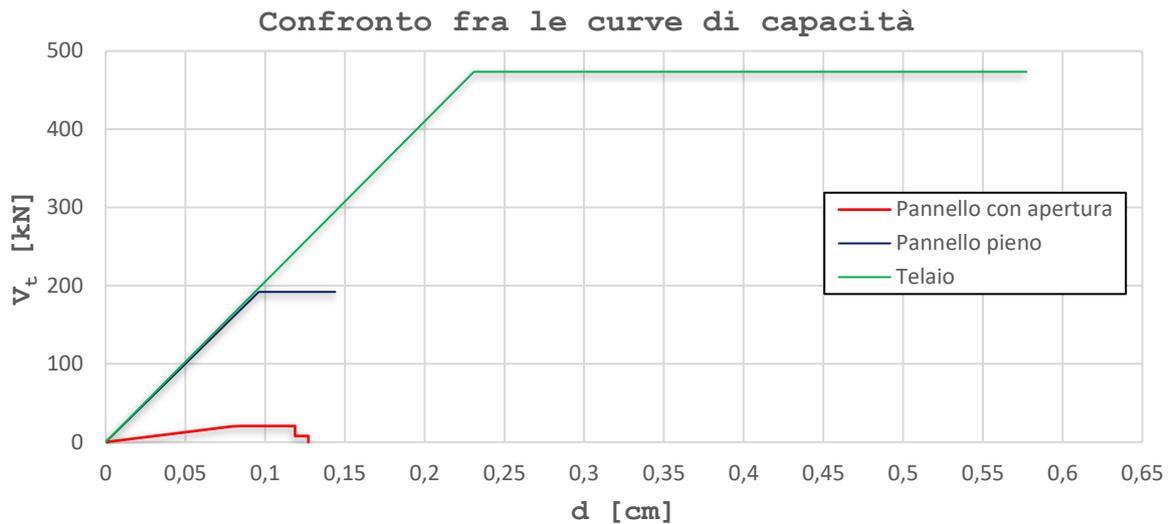


Tabella di confronto	Pannello pieno-con foro		Pannello pieno-Telaio		Pannello con foro-Telaio	
	Differenza	(%)	Differenza	(%)	Differenza	(%)
K [kN/m]	174772	691	4921	2	179692	710
V [kN]	171	834	281	147	453	2202
d _y [cm]	0,01	13	0,14	141	0,15	191
d _u [cm]	0,03	21	0,43	301	0,46	386

Figura 4.17: Confronto fra le curve di capacità ed i relativi parametri caratteristici relativi alla rigidezza, resistenza e capacità deformativa dei diversi sistemi strutturali

Tuttavia, nel caso in esame, risulta eccessivo considerare profili di queste dimensioni sia perché allo stato attuale la parete è forata e quindi il confronto con la parete piena diventa un puro studio teorico - tale analisi, infatti, solitamente viene eseguita nel percorso contrario, ovvero quando si vuole creare un'apertura nella parete senza ridurre significativamente la rigidezza - il quale conduce al sovradimensionamento del telaio, sia per le difficoltà di posa in opera di elementi così grandi all'interno di costruzioni finite.

Dunque, si sceglie di utilizzare una coppia di profili IPE240 che esplica una rigidezza ed una resistenza che si avvicinano a quella della parete piena (Figura 4.18), in grado comunque di ridurre l'eccentricità rilevata con il sisma agente in direzione Y.

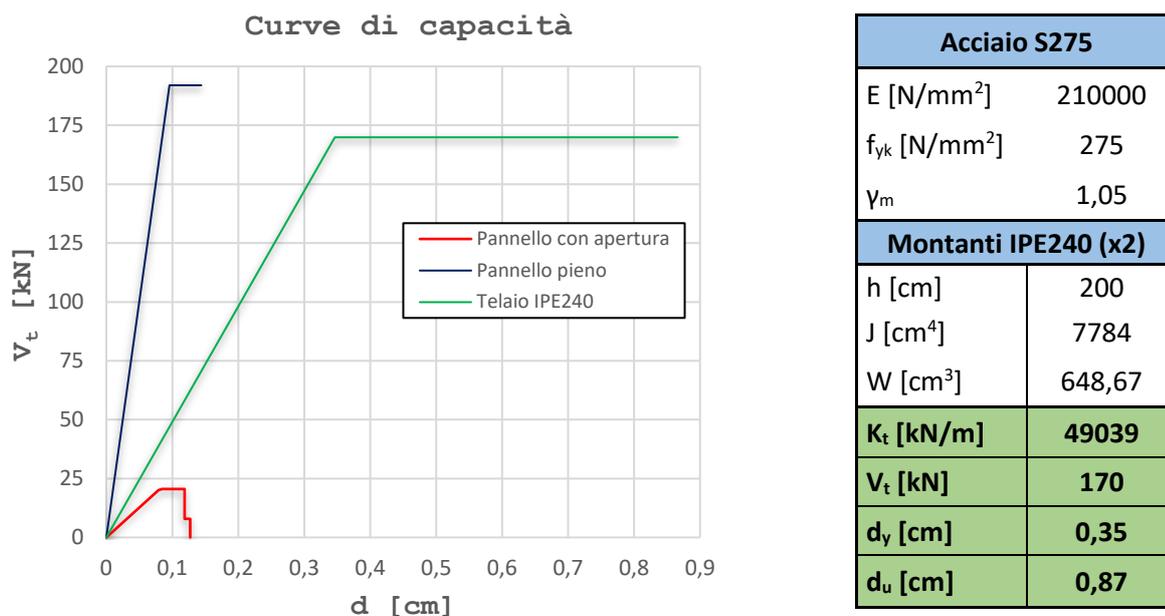


Figura 4.18: Confronto fra le curve di capacità della parete con apertura, parete piena e telaio di progetto con le caratteristiche delle coppie di travi IPE240 adottate

Per garantire il corretto funzionamento del telaio di cerchiatura, è fondamentale che i dettagli costruttivi delle unioni fra gli elementi assicurino il grado di vincolo ipotizzato nel calcolo, mentre i montanti devono essere efficacemente ammortati alle murature laterali mediante idonee zancature.

Si omettono le verifiche locali sul telaio appena dimensionato in quanto non oggetto della presente trattazione, che invece intende analizzare il comportamento globale del sistema a seguito degli interventi proposti.

4.4.1.3. Intonaco armato alla base dell'edificio

Come presidio alla rottura fragile degli elementi murari alla base della struttura si prevede il rinforzo a taglio e flessione degli stessi mediante intonaco armato con rete elettrosaldata $\phi 6/20 \times 20$ e betoncino traspirante a base di pura calce naturale, prodotto dalla Kerakoll (Figura 4.19), caratterizzato da un basso modulo elastico compatibile con le murature di ogni tipo. Lo stato attuale di conoscenza dei materiali consente di realizzare anche in questo caso interventi a basso spessore - massimo 3 cm per lato per evitare fenomeni di instabilità - tale da limitarne l'invasività rispetto

alla corrispondente tecnica tradizionale, ma avendo comunque una certa incidenza sulla massa e sulla rigidità della muratura rinforzata che andrà pertanto valutata.

GeoCalce® G Antisismico		
HIGH-TECH EN 998-2		
Resistenza a compressione a 28 gg	categoria M15	EN 998-2
Permeabilità al vapore acqueo (μ)	da 15 a 35 (valore tabulato)	EN 1745
Assorbimento idrico capillare	$\approx 0,3 \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{min}^{0,5})$	EN 1015-18
Resistenza a taglio	$> 1 \text{ N}/\text{mm}^2$	EN 1052-3
Adesione al supporto a 28 gg	$> 1 \text{ N}/\text{mm}^2$ - FP: B	EN 1015-12
Conducibilità termica ($\lambda_{10, \text{dry}}$)	0,82 W/(m K) (valore tabulato)	EN 1745
Modulo elastico statico	9,23 GPa	EN 998-2
Conformità	classe di resistenza M15	EN 998-2
HIGH-TECH EN 1504-3		
Resistenza a compressione	$> 15 \text{ MPa}$ (28 gg)	EN 12190
Resistenza a trazione per flessione	$> 5 \text{ MPa}$ (28 gg)	EN 196/1
Legame di aderenza	$> 0,8 \text{ MPa}$ (28 gg)	EN 1542
Adesione su laterizio	$> 1 \text{ MPa}$ (28 gg)	EN 1015-12
Modulo elastico a compressione	9,23 GPa (28 gg)	EN 13412
Compatibilità termica ai cicli di gelo-disgelo con sali disgelanti	ispezione visiva superata	EN 13687-1
Contenuto ioni cloruro		
(Determinato sul prodotto in polvere)	$< 0,05\%$	EN 1015-17
Reazione al fuoco	Euroclasse A1	EN 13501-1

Figura 4.19: Caratteristiche prestazionali della malta GeoCalce G Antisismico a base di pura calce naturale, prodotta dalla Kerakoll [25]

Tale intervento permette di esplicitare una resistenza nettamente maggiore rispetto a quella offerta dai sistemi FRCM, garantendo agli elementi fragili presenti in corrispondenza delle aperture del piano seminterrato di lavorare in campo elastico. L'idea di fondo, infatti, è quella di realizzare una base molto più rigida dei piani superiori in modo da consentire a questi di deformarsi rispetto ad essa con un comportamento a telaio shear type assicurato dalle cordolature di piano. Tuttavia, va indagata quella che è l'influenza della rigidità dell'intonaco sulla muratura, la quale ne esce alterata dall'accoppiamento in funzione della rigidità della malta stessa. L'elemento non lineare di 3Muri finalizzato alla modellazione di pannelli in muratura rinforzata - sia con armature in acciaio che con sistemi compositi - non contempla il contributo alla rigidità associato al rinforzo, ritenendolo trascurabile. Tuttavia, per tener in conto degli effetti conseguenti alla loro adozione, seguendo le indicazioni della normativa (Figura 4.20), è consentito assumere dei

parametri caratteristici della muratura migliorati attraverso coefficienti correttivi, qualora non si facciano altre valutazioni sull'effetto migliorativo degli stessi.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

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 sbazzati, 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 squadriati	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

Figura 4.20: Estratto della Tabella C8.5.II della Circ. 7/2019 [7]

Nel caso in esame, si terrà conto dell'effettiva influenza della rigidità della malta sulla muratura sfruttando una relazione ricavata dalla società Fibre Net in collaborazione con l'Università di Trieste, che ha eseguito una campagna sperimentale su oltre cento campioni di muratura di vario tipo sottoposti a prove di compressione diagonale [26]:

$$G_{calc} = \xi \cdot G_m + 2 \cdot \left(G_{int} \cdot \frac{t_{int}}{t_m} \right)$$

dove:

- t_m spessore della muratura escluso il rinforzo;
- t_{int} spessore dello strato di intonaco;
- G_{int} modulo di elasticità tangenziale della malta dell'intonaco, da indicazioni del produttore;
- ξ coefficiente che tiene conto del confinamento dovuto all'intonaco armato sulla rigidità del materiale equivalente alla muratura rinforzata; $\xi=1,3$ per muratura in mattoni.

All'interno di 3Muri si è quindi aggiornato il modello modificando la proprietà di rigidezza trasversale (G) del materiale muratura esistente di mattoni pieni e malta di calce (Figura 3.10) con un valore di calcolo pari a $G=2127 \text{ N/mm}^2$ - considerando uno spessore dell'intonaco di 6 cm (3 cm per lato) - ed è stato assegnato a tutti gli elementi maschio e fascia presenti tra il piano campagna ed il primo solaio fuori terra, corrispondente a quello del piano rialzato. Agli stessi elementi è stato poi assegnato il rinforzo armato diffuso costituito da un rete elettrosaldata con barre B450A di diametro 6 mm e maglie quadrate 20x20 cm (Figura 4.21).

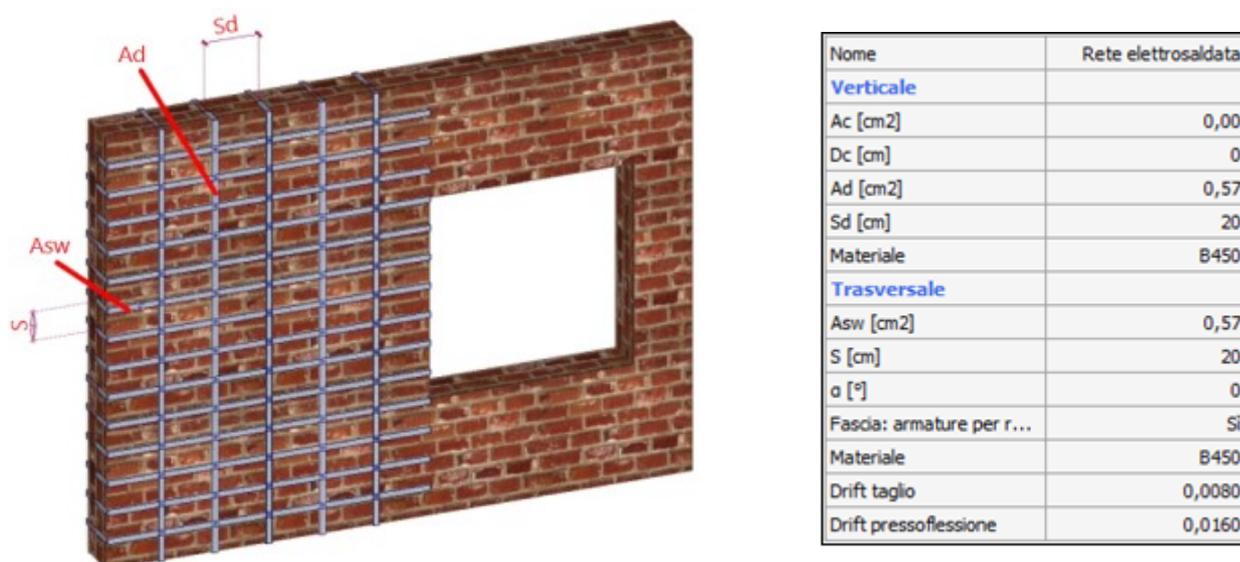


Figura 4.21: Rinforzo armato di tipo diffuso della muratura con i relativi parametri; l'area delle barre (A_d , A_{sw}) comprende già l'applicazione sui due lati del paramento murario

L'incremento della resistenza associato al rinforzo, al contrario della rigidezza, è automaticamente assegnato al pannello rinforzato in funzione delle caratteristiche del rinforzo stesso. Secondo quanto previsto al §7.8.3.2 delle NTC18 [8], analogamente al caso dei sistemi FRCM, anche per il caso dell'intonaco armato la resistenza al taglio (V_t) è calcolata come somma dei contributi della muratura ($V_{t,M}$) e dell'armatura stessa ($V_{t,s}$):

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,s}$$

dove:

- $V_{t,M}$ è la resistenza al taglio dal criterio di Turnšek-Čačovič;
- $V_{t,S} = (0,6d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}) / s$ con: d , distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa; A_{sw} , area dell'armatura a taglio; f_{yd} , tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio; s , passo dell'armatura.

Per quanto riguarda i legami costitutivi, durante le analisi non lineari si può assumere che lo spostamento ultimo associato al meccanismo di taglio sia pari allo 0,8% dell'altezza del pannello mentre quello associato alla pressoflessione sia pari all'1,6%.

Le fasi esecutive di un rinforzo con intonaco armato non sono particolarmente complicate poiché risultano simili a quelle dei sistemi FRCM. È obbligatoria però la sua applicazione su entrambi i lati della parete, con i connettori trasversali - barre $\phi 8$ che si agganciano all'armatura con passo 40×40 cm - che svolgono un ruolo fondamentale ai fini del corretto confinamento del paramento murario, la cui efficacia è pressoché nulla se essi non sono passanti ed ancorati nella stessa paretina armata. Dunque, si applica una prima mano di malta a rinzaffo in spessore sufficiente a garantire la regolarizzazione delle superfici, successivamente, con la malta ancora fresca si installa la rete elettrosaldata garantendone il perfetto inglobamento nello strato di malta, ed infine si esegue un secondo strato di malta assicurando il completo ricoprimento del sistema di rinforzo, il quale dovrà essere collocato a circa metà dello spessore totale della malta. Nel caso specifico, per garantire l'ancoraggio della rete metallica nella parte esterna, sarà necessario scavare in corrispondenza dell'interfaccia terreno-struttura in modo da giungere più in profondità, mentre dall'interno l'ancoraggio potrà essere eseguito direttamente sulle pareti del seminterrato. In definitiva, l'intervento riguarderà una sorta di cerchiatura completa della base dell'edificio - interrotta solamente in corrispondenza delle scale d'ingresso del lato Est - tale da renderla resistente al punto da lavorare solo in campo elastico e nettamente più rigida dei livelli superiori che possono deformarsi rispetto ad

essa con un comportamento prevedibilmente a telaio. L'applicazione simmetrica del rinforzo lungo tutto il perimetro dell'edificio non comporta la nascita di alcuna eccentricità indesiderata.

4.4.1.4. Rinforzo elementi murari con sistema FRCM

Per aumentare la capacità a taglio e flessione delle fasce di piano - che risultano deboli dopo l'introduzione degli incatenamenti - e dei maschi murari del primo livello fuori terra - maggiormente sollecitati per la deformabilità del solaio sopra di essi - si prevede il loro placcaggio diffuso con sistema certificato di rinforzo strutturale FRM (*Fabric Reinforced Mortars*), prodotto dalla Kerakoll, costituito da una rete biassiale in fibra di basalto e microfilati di acciaio inox, con matrice inorganica del tipo malta di calce idraulica naturale (Figura 4.22).

Sistemi GeoSteel FRM – ETA n° 19/0326				
FRM – GeoCalce® F Antisismico & GeoSteel Grid 400				
Caratteristica prestazionale ¹	Metodo di prova		Prestazioni sistema GeoSteel FRM su supporto in laterizio	Prestazioni sistema GeoSteel FRM su supporto in tufo
Tensione limite convenzionale	LG FRM (§§ 2.1 – 7.2)	$\sigma_{lim,conv}$	854,60 MPa	1071,60 MPa
Deformazione limite convenzionale	LG FRM (§§ 2.1 – 7.1)	$\epsilon_{lim,conv}$	1,27 %	1,59 %
Modulo elastico del tessuto	LG FRM (§§ 2.1 – 7.1.1)	E_f	67 GPa	
Resistenza a compressione della malta (valore caratteristico)	EN 12190	$f_{c,mat}$	>15 MPa (28 gg)	
Percentuale in peso delle componenti organiche			<1%	
Permeabilità al vapore acqueo	EN 1745	μ	da 15 a 35 (valore tabulato)	

Figura 4.22: Caratteristiche prestazionali del sistema FRM GeoSteel Grid 400 in fibra di basalto e microfilati di acciaio inox con malta di calce, prodotto dalla Kerakoll [27]

L'applicazione del sistema di rinforzo è analogo, in quanto a modalità di esecuzione, a quello già visto per le cordolature di piano, prevedendo una prima mano di calce, l'installazione della rete biassiale e la seconda mano di calce ad inglobare totalmente il rinforzo. In tal caso, però, si utilizzano dei connettori a barre elicoidali in acciaio inox che vengono inseriti preventivamente nel supporto murario e, prima della seconda mano di malta, vengono connessi al sistema di rinforzo attraverso un tassello a scomparsa (Figura 4.23).



Figura 4.23: *Installazione delle barre elicoidali; avvitamento dei tasselli; applicazione seconda mano di malta [22]*

In 3Muri vi è la possibilità di collegare la libreria del software a quella degli stessi produttori; dunque, la determinazione delle caratteristiche del rinforzo da applicare al pannello è automatizzata in base al sistema Kerakoll adottato, così come è automaticamente determinata la resistenza a taglio e pressoflessione del pannello rinforzato, calcolate secondo i criteri del DT-CNR 215/2018 visti al punto 4.1. Con riferimento al §6 [23], si segnala l'importanza di garantire una sovrapposizione tra le fasce di rete di almeno 300 mm (Figura 4.24); inoltre, quando il sistema di rinforzo è applicato solo dall'esterno, è obbligatorio adottare connettori di lunghezza tale da penetrare all'interno dello strato più esterno del paramento non rinforzato - tre volte lo spessore della parete in presenza di martelli murari - prevedendo una disposizione degli stessi a quinconce con interasse non superiore a 1600 mm.

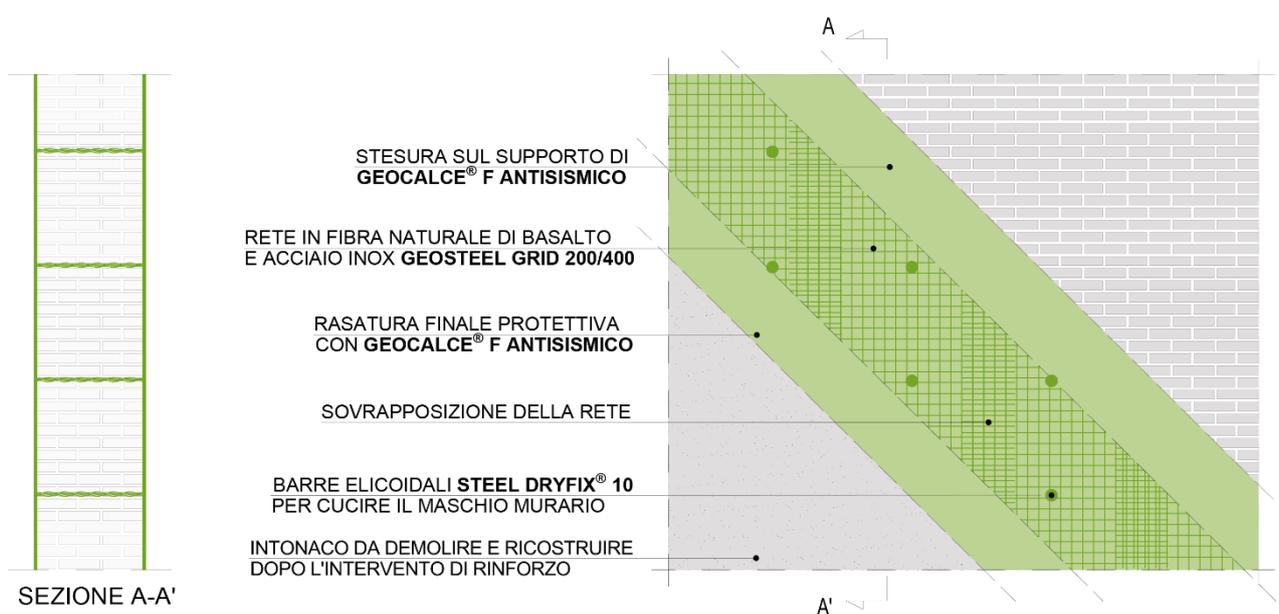


Figura 4.24: *Pannello murario rinforzato a taglio e flessione con sistema certificato FRM*

4.4.1.5. Analisi e interpretazione dei risultati

Le verifiche di sicurezza allo SLV derivanti dalle 24 analisi pushover eseguite sullo stato di progetto dell'edificio - analogamente a quanto fatto per lo stato di fatto (Figura 3.31) - risultano interamente soddisfatte (Figura 4.25), ovvero da ognuna delle 24 analisi è scaturito un valore del livello di sicurezza della costruzione ζ_E superiore a 0,8. Pertanto, si può affermare che attraverso l'applicazione degli interventi di rinforzo previsti nell'ipotesi n. 1 si riesce a conseguire l'adeguamento strutturale della costruzione. Infatti, benché siano presenti sei valori di ζ_E allo SLD inferiori a 0,8, la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti - così come la valutazione della sicurezza svolta precedentemente - può essere eseguita con riferimento ai soli SLU rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (§8.3 NTC18 [8]).

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	α SLV	α SLD
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	2,74	3,78	2,43	0,96	0,91	1,236	0,960
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	3,47	3,90	3,22	1,34	0,94	0,931	0,723
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	2,93	5,39	2,36	1,06	1,04	1,270	0,986
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	3,67	4,62	3,22	1,44	1,03	0,932	0,723
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	3,26	5,16	2,02	1,25	1,45	1,489	1,156
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	4,17	4,47	2,64	1,66	1,53	1,072	0,926
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	3,01	4,60	2,15	1,11	1,20	1,394	1,082
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	3,70	4,60	2,89	1,47	1,17	1,037	0,805
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	65,00	2,69	3,37	2,38	0,93	0,90	1,222	0,980
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-65,00	2,93	3,90	2,38	1,05	1,03	1,260	0,978
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	65,00	3,41	3,79	3,26	1,31	0,91	0,920	0,714
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-65,00	3,61	3,89	3,29	1,42	0,98	0,911	0,708
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	65,00	2,89	4,62	2,37	1,03	1,01	1,265	0,982
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-65,00	2,97	4,95	2,38	1,07	1,04	1,258	0,977
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	65,00	3,51	4,44	3,24	1,36	0,96	0,927	0,720
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-65,00	3,68	4,47	3,30	1,45	1,01	0,909	0,706
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	65,00	3,18	4,93	2,08	1,21	1,35	1,439	1,117
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-65,00	3,28	5,04	2,02	1,26	1,46	1,486	1,156
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	65,00	4,04	5,39	2,79	1,62	1,39	1,076	0,857
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-65,00	4,11	4,36	2,72	1,64	1,46	1,058	0,890
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	65,00	3,02	4,64	2,17	1,12	1,20	1,385	1,075
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-65,00	3,02	4,51	2,17	1,11	1,19	1,380	1,071
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	65,00	3,69	4,57	2,90	1,46	1,16	1,035	0,803
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-65,00	3,71	4,62	2,92	1,47	1,16	1,026	0,797

Visualizza dettagli

ζ_E

Applica

Inserisci tutto in relazione

Cancela analisi

Legenda colori

- Verificato
- Non verificato
- Mancato decadimento
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Esci ?

Figura 4.25: Verifiche di sicurezza sullo stato di progetto della costruzione nell'ipotesi di intervento n. 1 eseguite agli SLV e SLD per ognuna delle 24 analisi pushover

Valori ridotti della capacità di spostamento allo SLD - essendo definita come il valore di spostamento al limite elastico della

bilineare equivalente - sono indice di un irrigidimento della struttura operato dagli interventi di rinforzo, cui è associato però anche un importante incremento di resistenza tale da consentire alla struttura di esplicitare meglio la sua capacità duttile. Tale comportamento è evidenziato da una maggiore pendenza del tratto elastico delle curve di capacità (Figura 4.26) e da un ramo di *softening* più attenuato che rappresenta l'attitudine a mantenere resistenza quando aumentano progressivamente le deformazioni negli elementi. La struttura, pur subendo danni, riesce a far fronte nel suo insieme all'evento sismico, evitando rotture fragili come era emerso nello stato di progetto (Figura 3.49).

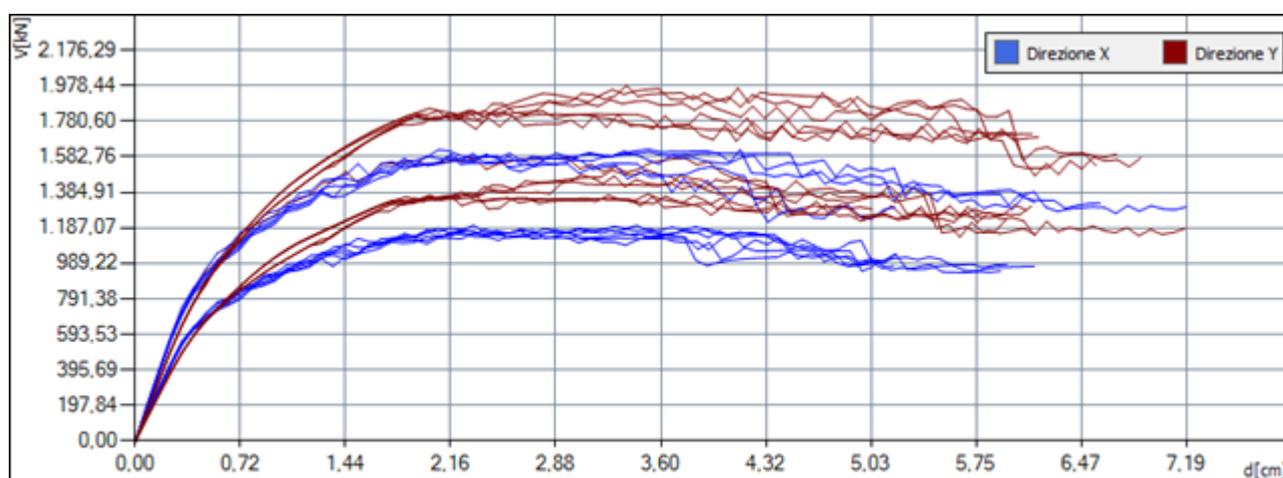


Figura 4.26: Curve di capacità relative alle 24 analisi pushover eseguite sullo stato di progetto nell'ipotesi di intervento n. 1

Entrando nel dettaglio, si vuole mettere in luce quali sono i miglioramenti apportati dagli interventi di rinforzo, confrontando i risultati ottenuti nelle analisi che erano risultate più gravose nello stato di fatto (Tabella 4.3).

Indici di Vulnerabilità	Analisi n. 15 - Direzione X			Analisi n. 21 - Direzione Y		
	SDF	SDP	DIFF%	SDF	SDP	DIFF%
α_{SLV}	0,558	0,927	66,1	0,350	1,385	295,7
α_{SLD}	0,827	0,720	-12,9	0,823	1,075	30,6

Tabella 4.3: Confronto fra gli Indici di Vulnerabilità agli SLV e SLD ricavati dalle analisi n. 15 e n. 21 della struttura nello stato di fatto (SDF) e di progetto (SDP)

4.4.1.6. Confronto dell'analisi sismica n. 15

Le criticità evidenziate nello stato di fatto in direzione X riguardavano soprattutto il comportamento a mensole debolmente accoppiate delle pareti esterne dovuto alla mancanza di elementi resistenti a trazione che garantissero l'accoppiamento tra maschi murari e fasce di piano, mentre l'arresto dell'analisi avveniva per la rottura a taglio degli elementi tozzi delle pareti interne (Figura 3.42). Di contro, non si sono riscontrati evidenti effetti torsionali vista la simmetria degli elementi resistenti in direzione X e la presenza di solai con orditura ortogonale all'azione del sisma. In questo contesto e nell'ottica di eseguire interventi poco invasivi, l'introduzione delle cordolature esterne in FRCM al livello degli impalcati ed il relativo rinforzo a taglio e flessione delle fasce di piano, ha garantito il comportamento a telaio desiderato (Figura 4.27) con allungamento della capacità resistente della struttura che arriva al collasso sempre per la rottura a taglio degli elementi tozzi interni, ma con una migliore capacità deformativa (Figura 4.28).

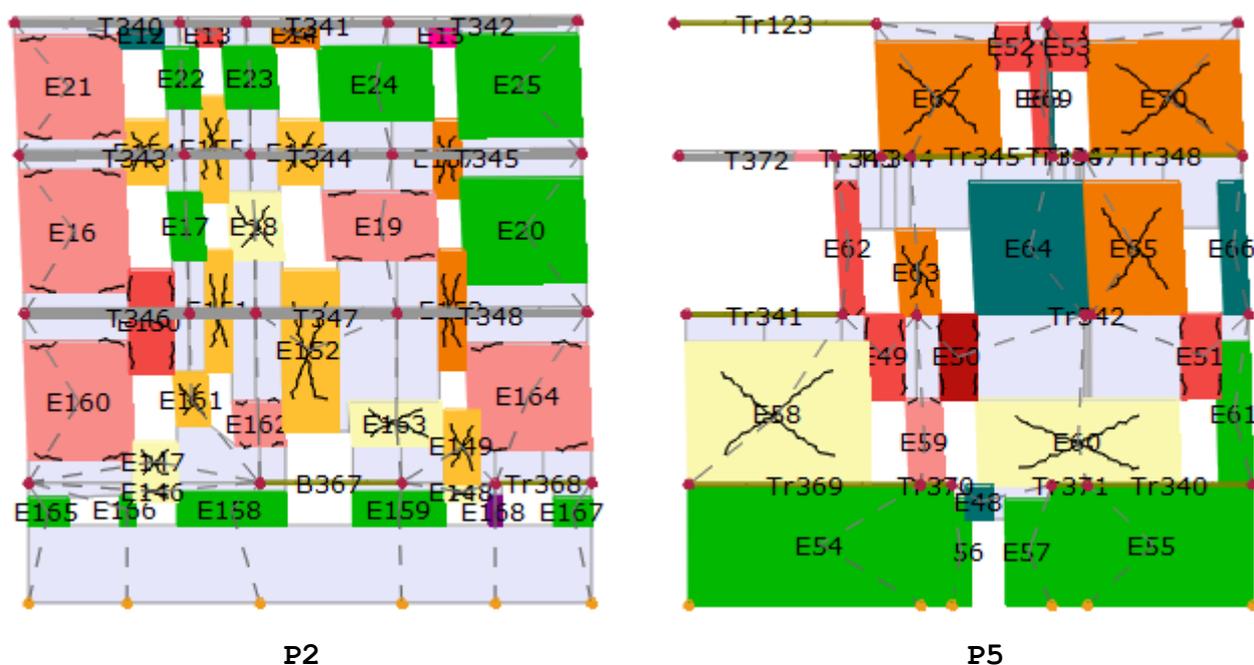


Figura 4.27: Analisi n. 15 stato di progetto - Deformate delle pareti di controvento che mostrano l'accoppiamento tra maschi murari e fasce di piano (P2) e le rotture che portano all'arresto dell'analisi (P5); mappa di colori in Figura 3.38

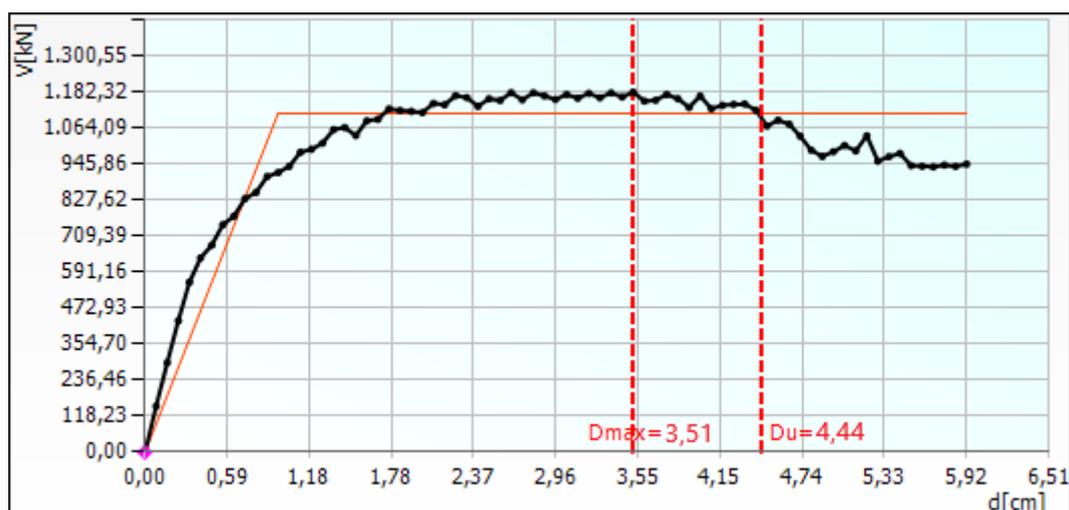


Figura 4.28: Curva di capacità dell'analisi sismica n. 15 nello stato di progetto

Dal confronto degli spostamenti nello stato di fatto e di progetto (Tabella 4.4), emerge con evidenza la condizione di irrigidimento adoperata dall'intonaco armato che comporta una riduzione dello spostamento allo Stato Limite di Danno, ricavato al limite elastico della bilineare equivalente, di circa 1 cm. Di contro, il collasso risulta notevolmente ritardato, dimostrando l'incremento della capacità duttile della costruzione.

Capacità di spostamento	Analisi n. 15 - Direzione X		
	SDF	SDP (1)	DIFF%
D_{SLC} [cm]	4,70	5,92	26,0
D_{SLV} [cm]	3,52	4,44	26,1
D_{SLD} [cm]	1,91	0,96	-49,7

Tabella 4.4: Confronto della capacità di spostamento ai diversi stati limite relativi all'analisi n. 15 fra lo stato di fatto (SDF) e lo stato di progetto (SDP) nell'ipotesi n. 1 di intervento

4.4.1.7. Confronto dell'analisi sismica n. 21

Quando il sisma agiva in direzione Y, direzione di orditura dei solai deformabili dei primi due livelli, nello stato di fatto si evidenziavano le maggiori criticità dovute all'irregolarità della distribuzione degli elementi resistenti nella stessa direzione, in particolare per la grande apertura nella parete P10 al piano seminterrato, la quale comportava una forte eccentricità fra il centro di massa e

di rigidità tale che le sollecitazioni si amplificavano negli elementi esterni alla base dell'edificio, generando un meccanismo di piano. In tal senso, l'introduzione del telaio di cerchiatura di tale apertura fornisce un elemento di riequilibrio che limita gli effetti torsionali (Figura 4.29) mentre l'applicazione dell'intonaco armato consente agli elementi fragili alla base di rimanere in campo elastico e costituire un vincolo d'incastro per le strutture superiori, libere di deformarsi con un comportamento a telaio garantito dall'accoppiamento di maschi murari e fasce di piano operato dalle cordolature di piano (Figura 4.30). L'interruzione dell'analisi avviene per la contemporanea rottura degli elementi tozzi delle pareti interne del primo piano fuori terra, dimostratosi debole per via della deformabilità del solaio in testa ad essi. Osservando la curva di capacità (Figura 4.31), inoltre, risulta evidente il miglioramento ottenuto nel comportamento globale della struttura, visibile nell'andamento lineare pressoché orizzontale della curva dopo il raggiungimento del picco di resistenza, a dimostrazione della capacità duttile acquisita dalla costruzione a seguito degli interventi eseguiti.

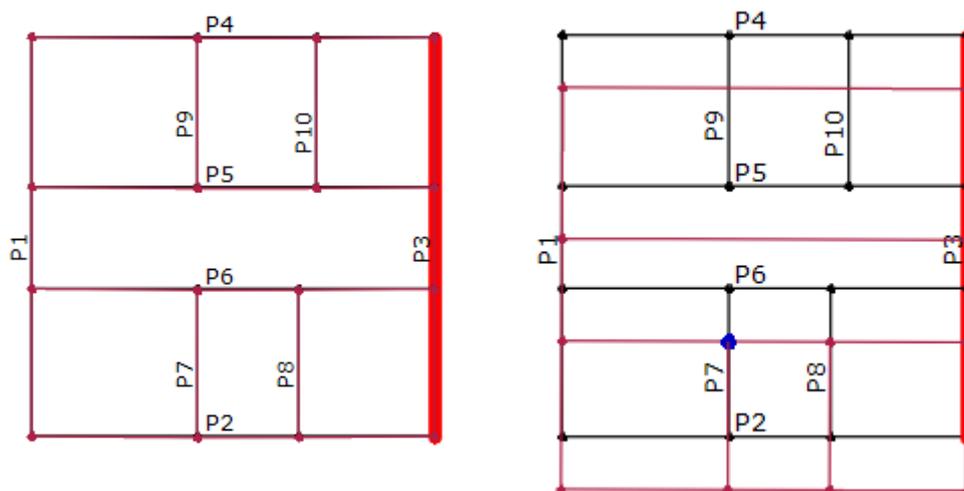


Figura 4.29: Analisi n. 21 stato di progetto - Deformata in pianta al primo livello, a sinistra, e all'ultimo livello, a destra, amplificata con fattore di scala 5

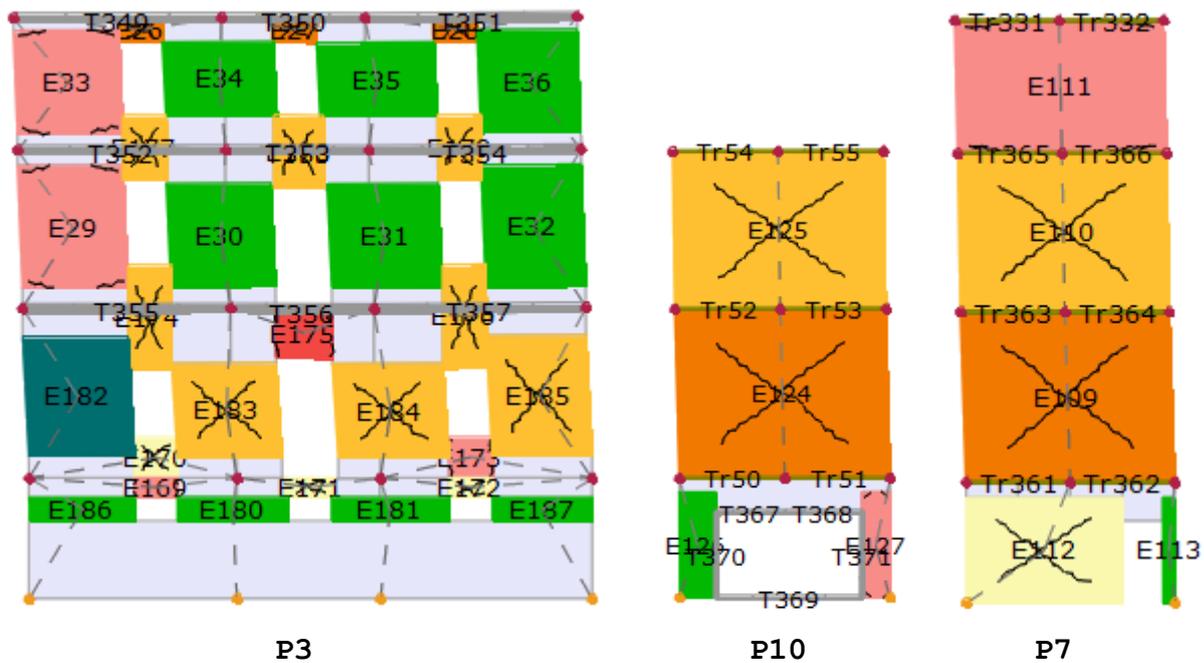


Figura 4.30: Analisi n. 21 stato di progetto - Deformate delle pareti di controvento che mostrano il comportamento elastico degli elementi alla base (P2) e le rotture a taglio nelle pareti interne P10 e P7; mappa di colori in Figura 3.38

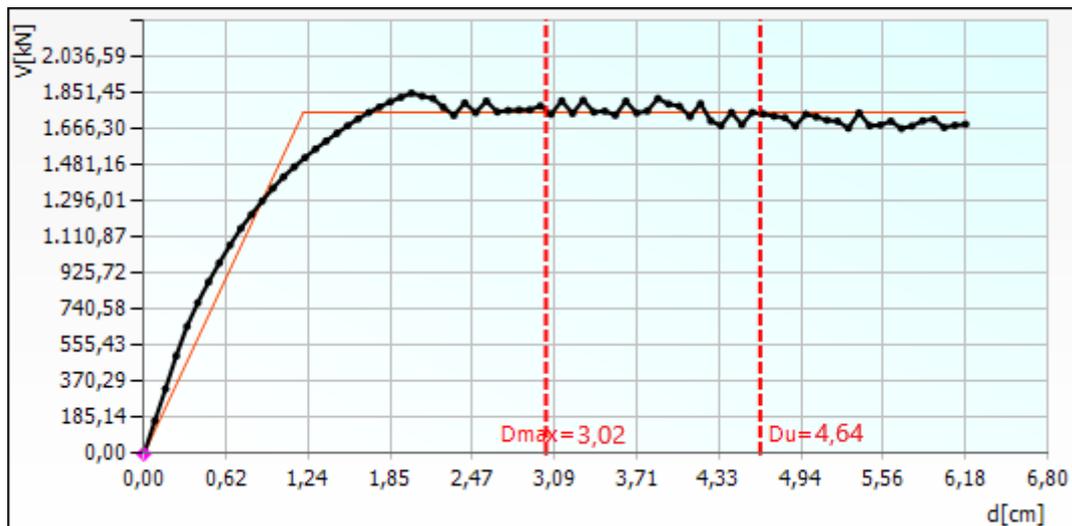


Figura 4.31: Curva di capacità dell'analisi sismica n. 21 nello stato di progetto

Tale risultato emerge con chiarezza nel confronto con lo stato di fatto in termini di spostamento (Tabella 4.5), dove si nota la trasformazione ottenuta a partire da un comportamento fragile, pur sacrificando - come per la direzione X - qualcosa allo SLD per l'irrigidimento adoperato dall'intonaco armato.

Spostamenti	Analisi n. 21 - Direzione Y		
	SDF	SDP (1)	DIFF%
D_{SLC} [cm]	1,99	6,18	210,6
D_{SLV} [cm]	1,49	4,64	211,4
D_{SLD} [cm]	1,40	1,20	-14,28

Tabella 4.5: Confronto degli spostamenti ai diversi stati limite relativi all'analisi n. 21 fra lo stato di fatto (SDF) e lo stato di progetto (SDP) nell'ipotesi n. 1 di intervento

Dunque, gli interventi proposti nella prima ipotesi di rinforzo della struttura consentono di raggiungere un livello di sicurezza adeguato a soddisfare i requisiti minimi richiesti dalla normativa, migliorandone il comportamento globale ed evitando la generazione di meccanismi di rottura fragile. Inoltre, l'obiettivo è perseguito cercando di minimizzare l'invasività degli interventi, adottando soluzioni che possano essere realizzate dall'esterno o al più nel piano seminterrato, arrecando quindi minor disturbo possibile agli occupanti dell'edificio. In Figura 4.32 si mostra, in via schematica, una tavola raffigurante gli interventi appena esposti.

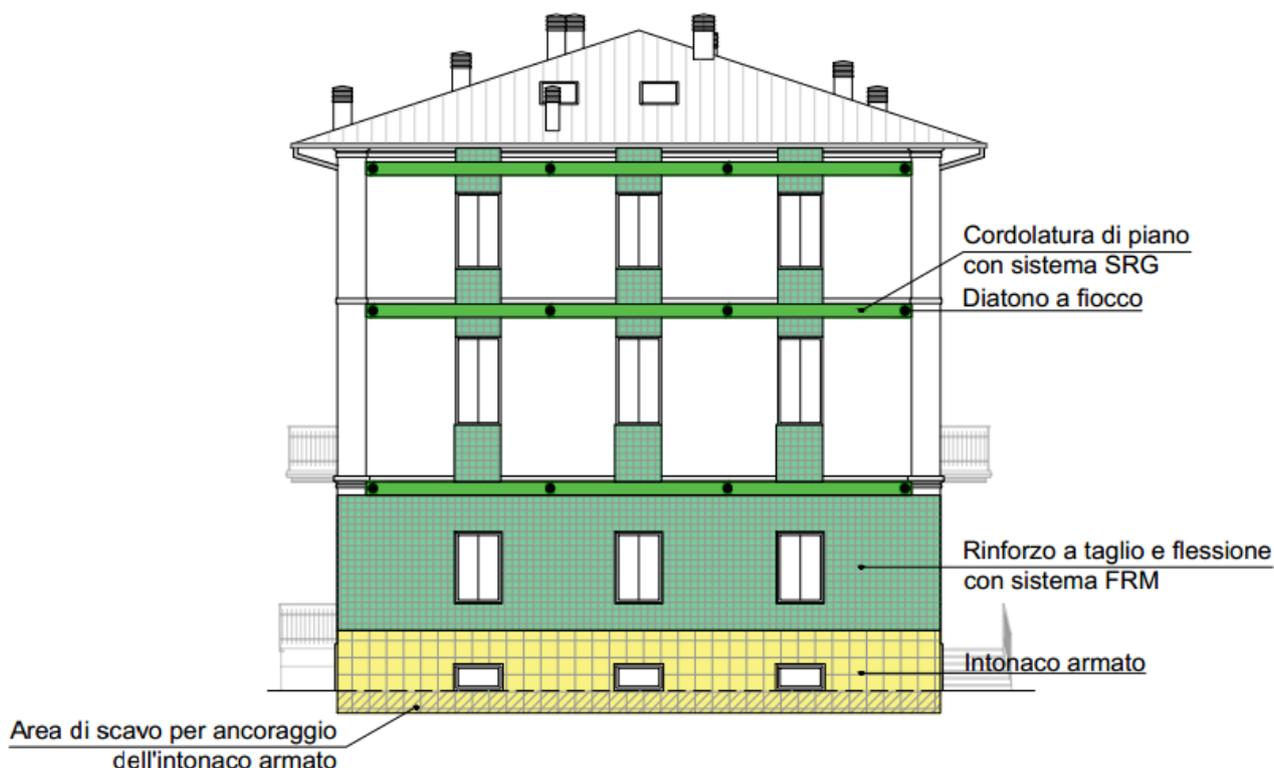


Figura 4.32: Tavola schematica degli interventi proposti nell'ipotesi n. 1, da eseguire esternamente sulle facciate dell'edificio

4.4.2. Ipotesi di intervento n. 2

In alternativa alla soluzione che garantisce un incastro rialzato dal piano campagna tale che i piani superiori possano esplicare il comportamento a telaio rispetto al piano seminterrato, travalicando così la problematica relativa alla deformabilità dei primi due solai fuori terra che comporta la formazione di pericolosi meccanismi di piano, si vuole ora analizzare una proposta di intervento che, fermi restando gli interventi di cordolatura di piano - con il conseguente rinforzo delle fasce di piano - e della cerchiatura dell'apertura nella parete P10, consiste nel consolidamento dei solai stessi consentendo la formazione di un piano rigido ben connesso alle murature d'ambito tale da garantire l'accoppiamento in verticale dei maschi murari atto ad eliminare gli spostamenti relativi tra essi, causa della rottura fragile degli elementi alla base della costruzione. A ciò sarà associata la riquadratura con telaio in acciaio delle aperture alla base dell'edificio in modo da indicare un diverso percorso dei carichi, concentrando su di sé le sollecitazioni e fornendo un vincolo alle deformazioni degli elementi fragili ai loro lati.

4.4.2.1. Consolidamento solaio in putrelle e voltine

Il rinforzo del solaio in putrelle e voltine dei primi due piani può realizzarsi mediante la tecnica della sezione composta realizzata attraverso la sostituzione del materiale di riempimento esistente con una soletta leggera di calcestruzzo armato collaborante con le putrelle in ferro sottostanti attraverso il fissaggio di connettori metallici (Figura 4.33). La struttura mista così realizzata sfrutta al meglio le peculiarità dei due materiali, calcestruzzo e acciaio, incrementando le prestazioni del solaio sia in termini di resistenza che di rigidezza, costituendo un piano rigido ben collegato alle murature d'ambito. La collaborazione tra i materiali avviene fissando "a freddo" un piolo connettore sulla trave in acciaio mentre la connessione con le pareti è garantita da barre d'acciaio annegate nella soletta ed ancorate con resina trasversalmente alla parete (Figura 4.34).



Figura 4.33: Dettaglio costruttivo dei connettori metallici CentroStorico che garantiscono la collaborazione tra la trave d'acciaio e la soletta in c.a. [2]



Figura 4.34: Sezione longitudinale del solaio rinforzato con posa a passo variabile dei connettori CentroStorico [2]

Ai fini della presente trattazione si omettono le verifiche di sicurezza della sezione composta acciaio-calcestruzzo in quanto lo scopo è studiare esclusivamente il comportamento globale del sistema a seguito della variazione di rigidezza degli impalcati dei primi due piani. Si va quindi ad aggiornare il modello considerando una differente stratigrafia per il solaio corrispondente (Tabella 4.6).

Peso del solaio rinforzato			
Putrelle e volterrane	s [cm]	g ₁ [kN/m ²]	g ₂ [kN/m ²]
Intonaco	1		0,18
Trave IPE140	14	0,14	
Mattoni in foglio	5,5		0,99
Cls strutturale leggero	5	0,75	
Massetto leggero	8		0,80
Pavimentazione	1		0,20
Totale		0,89	2,17

Tabella 4.6: Analisi dei carichi per il solaio in putrelle e voltine rinforzato

In Tabella 4.7 si mostrano le caratteristiche di rigidezza della membrana equivalente calcolate in riferimento al solaio in acciaio e voltine di Figura 3.12.

Membrana equivalente del solaio rinforzato			
Parametri	P. 1 e P. 2	Valori calcolati	P. 1 e P. 2
i [cm]	90	s [cm]	4
f [cm]	10	G [N/mm ²]	16005,21
S _v [cm]	5,5	E _x [N/mm ²]	9584,17
S [cm]	5	E _y [N/mm ²]	0,00
A _{piatti} [cm ²]	10	v	0,20

Tabella 4.7: Parametri di definizione e di calcolo della rigidezza della membrana equivalente del solaio rinforzato in putrelle e voltine

4.4.2.2. Cerchiatura aperture alte del seminterrato

La cerchiatura delle aperture alte delle pareti esterne del piano seminterrato avviene con i medesimi criteri esposti per la cerchiatura dell'apertura della parete P10. In questo caso, gli elementi molto tozzi alla base dell'edificio offrono una discreta rigidezza anche in presenza dei fori, che sono di ridotte dimensioni rispetto allo sviluppo delle pareti; dunque, nel dimensionamento si adottano profili tali che la rigidezza dei telai applicati ad ogni apertura, unita a quella dei singoli maschi murari, coincida all'incirca con la rigidezza della parete piena. Prendendo cautelativamente come riferimento la parete più debole, ovvero la P2 (Figura 4.35), coppie di profili IPE220 (Figura 4.36) sono in grado di esplicitare la rigidezza richiesta.

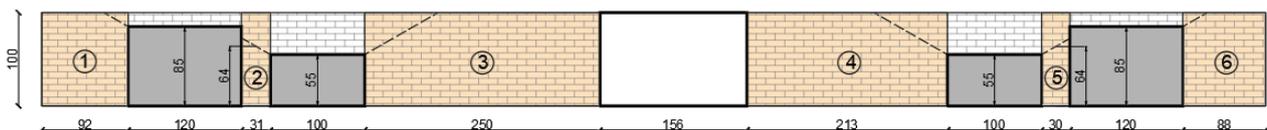


Figura 4.35: Schematizzazione dei maschi murari relativi alla porzione di parete P2 alla base dell'edificio

Parete piena		Maschio	1	2	3	4	5	6
h [cm]	100	h_{eff} [cm]	100	64	100	100	64	100
l [cm]	1300	l [cm]	92	31	250	213	30	88
t [cm]	40	t [cm]	40	40	40	40	40	40
V_t [kN]	680	V_t [kN]	44	11	131	111	10	40
V_{tp} [kN]	8911	V_{tp} [kN]	44,6	7,9	329,6	239,2	7,4	39,9
K_m [kN/m]	2163111	K_m [kN/m]	115446	36965	398936	334519	34504	106072
V_{tm} [kN]	680	V_{tm} [kN]	44,3	7,9	130,9	111,5	7,4	39,6
d_y [cm]	0,03	d_y [cm]	0,0384	0,0214	0,0328	0,0333	0,0215	0,0374
d_u [cm]	0,05	d_u [cm]	0,0576	0,0321	0,0492	0,0500	0,0322	0,0560

Acciaio S275	
E [N/mm ²]	210000
f_{yk} [N/mm ²]	275
γ_m	1,05
Montanti IPE220 (x2)	
h [cm]	100
J [cm ⁴]	5544
W [cm ³]	504
K_t [kN/m]	1117670
V_t [kN]	1056
d_y [cm]	0,09
d_u [cm]	0,24

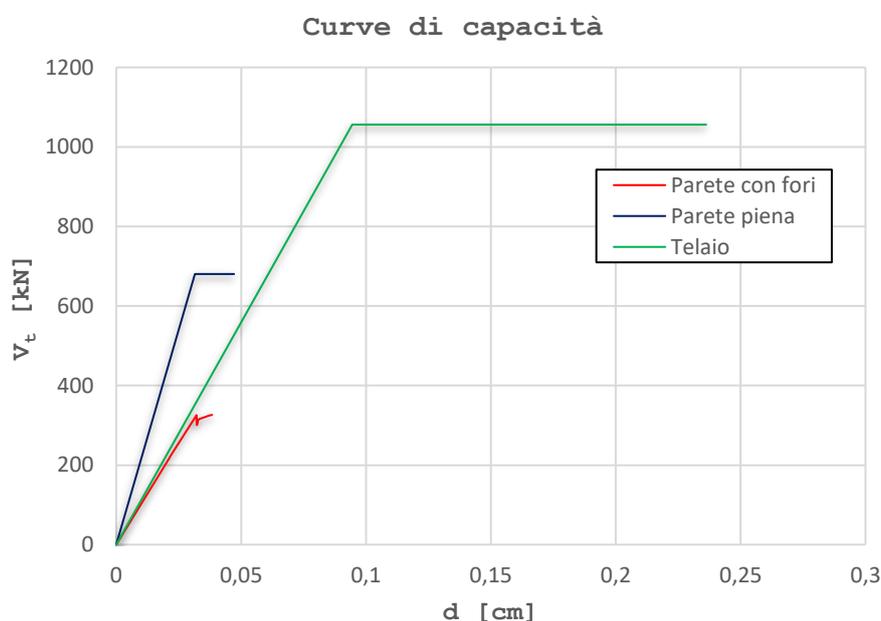


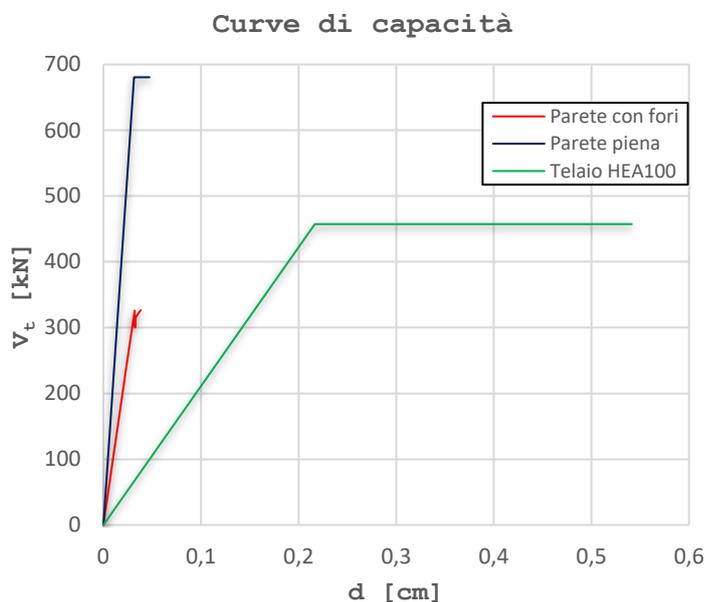
Figura 4.36: Confronto fra le curve di capacità nei casi di parete piena, parete con fori e telaio di cerchiatura delle quattro aperture relative alla parete P2

Mettendo a confronto i dati derivanti dall'accoppiamento del telaio con i maschi murari della parete (Tabella 4.8), si osserva una rigidezza rimasta quasi invariata ma con un aumento sostanziale della resistenza e capacità deformativa, quest'ultima presa in conto interamente dal telaio di cerchiatura delle aperture.

Tabella di confronto	Pannello pieno-Parete con telaio	
	Differenza	(%)
K [kN/m]	-90468	-4
V [kN]	702	103
d _v [cm]	0,06	200
d _u [cm]	0,19	401

Tabella 4.8: Confronto fra i parametri di capacità della parete piena e della parete rinforzata con riquadrature in acciaio delle aperture

Anche in questo caso però, la teoria fa i conti con la pratica e quindi si ritiene maggiormente opportuno considerare profili più piccoli, affiancando tre HEA100, in modo da ostruire il meno possibile aperture già di per sé piccole. Tali elementi non assicurano completamente la rigidezza e resistenza richiesta (Figura 4.37) ma comunque forniscono un contributo sostanziale alla parete, e la loro efficacia per il raggiungimento dell'adeguamento sismico va verificata in sede di analisi globale.



Acciaio S275	
E [N/mm ²]	210000
f _{yk} [N/mm ²]	275
γ _m	1,05
Montanti HEA100 (x3)	
h [cm]	100
J [cm ⁴]	1047,60
W [cm ³]	218,25
K_t [kN/m]	211075
V_t [kN]	457
d_v [cm]	0,22
d_u [cm]	0,54

Figura 4.37: Confronto fra le curve di capacità della parete con fori, parete piena e telaio di progetto con le caratteristiche delle travi HEA100 adottate

Dal punto di vista operativo, la realizzazione di tali cerchiature può avvenire assemblando i tre telaietti nello spessore murario tramite giunzioni saldate, come rappresentato in Figura 4.38.



Figura 4.38: Esempio di cerchiatura in acciaio di un'apertura realizzata con due telai disposti sul lato esterno ed interno del paramento murario, resi solidali attraverso giunzioni saldate

4.4.2.3. Analisi e interpretazione dei risultati

Le analisi *pushover* eseguite sulla struttura nello stato di progetto secondo l'ipotesi di intervento n. 2 (Figura 4.39) conducono ad un valore minimo di Indice di Vulnerabilità allo Stato Limite di salvaguardia della Vita pari a:

$$\alpha_{SLV}=0,663$$

Pertanto, con gli interventi proposti non si è raggiunto l'adeguamento sismico della costruzione; tuttavia, si può rientrare nell'ambito del miglioramento sismico, ovvero, pur senza raggiungere i livelli di sicurezza fissati dalla normativa al §8.4.3 [8], si è comunque ottenuto un aumento della sicurezza strutturale preesistente con un incremento del valore di ζ_E maggiore di 0,1.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	α SLV	α SLD
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	2,63	3,42	2,53	0,90	0,81	1,185	0,920
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	3,31	3,66	3,40	1,25	0,82	0,883	0,685
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	3,03	3,72	2,34	1,10	1,09	1,203	0,993
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	3,68	5,15	3,16	1,45	1,05	0,950	0,737
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	2,60	1,74	2,30	0,88	0,89	0,715	1,013
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	3,84	4,66	2,65	1,54	1,36	1,133	0,880
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	2,57	1,56	2,25	0,87	0,91	0,663	1,037
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	3,36	4,20	2,80	1,28	1,05	1,072	0,832
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	65,00	2,62	3,37	2,54	0,90	0,80	1,181	0,917
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-65,00	2,74	2,64	2,53	0,96	0,86	0,965	0,922
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	65,00	3,23	3,91	3,35	1,22	0,80	0,896	0,696
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-65,00	3,33	3,71	3,41	1,27	0,83	0,879	0,682
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	65,00	2,88	3,42	2,36	1,02	1,01	1,167	0,987
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-65,00	2,98	4,07	2,37	1,08	1,05	1,265	0,982
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	65,00	3,60	4,86	3,20	1,40	1,00	0,938	0,728
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-65,00	3,71	4,84	3,17	1,46	1,06	0,945	0,734
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	65,00	2,59	1,70	2,31	0,88	0,89	0,703	1,008
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-65,00	2,57	1,72	2,34	0,87	0,86	0,716	0,997
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	65,00	3,70	6,74	2,69	1,47	1,27	1,117	0,867
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-65,00	3,82	3,88	2,65	1,54	1,35	1,014	0,878
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	65,00	2,57	1,57	2,27	0,87	0,89	0,667	1,025
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-65,00	2,58	1,61	2,26	0,88	0,91	0,675	1,031
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	65,00	3,37	4,17	2,83	1,29	1,04	1,060	0,823
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-65,00	3,39	4,57	2,82	1,30	1,05	1,066	0,827

Figura 4.39: Verifiche di sicurezza sullo stato di progetto della costruzione nell'ipotesi di intervento n. 2 eseguite agli SLV e SLD per ognuna delle 24 analisi pushover

Osservando le curve di capacità associate alle 24 analisi (Figura 4.40), si nota un sostanziale irrigidimento della struttura in entrambe le direzioni - adoperato dal rinforzo dei solai deformabili e dalle cerchiature delle aperture del piano seminterrato - con cui però non è scongiurata la possibilità dell'attivazione di meccanismi fragili in direzione Y, i quali sono stati al più ritardati grazie ad una distribuzione più uniforme delle sollecitazioni negli elementi alla base dell'edificio, dovuta alla riduzione dell'eccentricità fra centro di massa e di rigidezza ed alla presenza di solai rigidi che previene la concentrazione delle tensioni in essi. Inoltre, il contributo offerto dal rinforzo in FRCCM e dai telaietti delle aperture ai loro lati permette di evitarne la rottura in fase elastica con possibilità, seppur limitate, di avere escursioni in campo plastico prima del collasso (Figura 4.41).

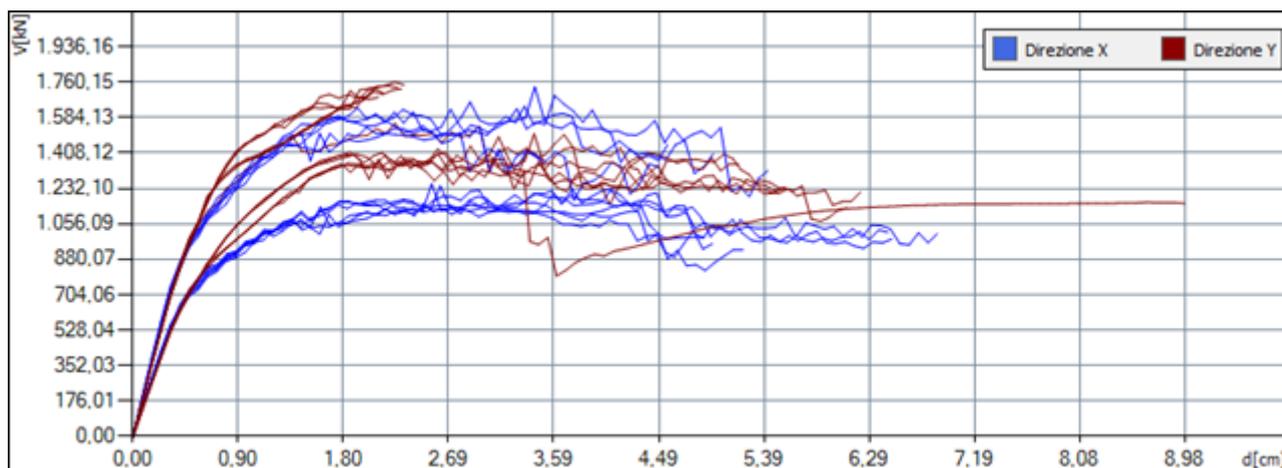


Figura 4.40: Curve di capacità relative alle 24 analisi pushover eseguite sullo stato di progetto nell'ipotesi di intervento n. 2

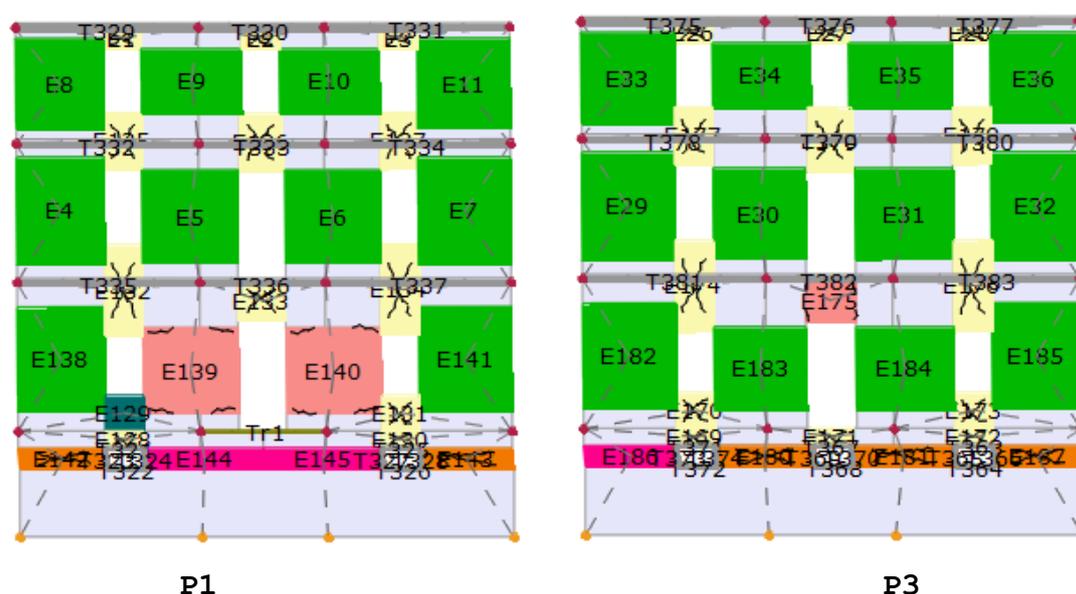


Figura 4.41: Deformate al collasso delle pareti esterne di controvento in direzione Y nell'analisi n. 7, la più gravosa per lo stato di progetto nell'ipotesi n. 2 di intervento

Esaminando le analisi che nello stato di fatto erano risultate più gravose - n. 15 in direzione X e n. 21 in direzione Y - si constatano gli effetti degli irrigidimenti apportati alla struttura nel decadimento della capacità di spostamento allo SLD (Tabella 4.9a), con solo un leggero miglioramento della capacità ultima in direzione Y. Tuttavia, contemporaneamente si verifica anche un decadimento della domanda (Tabella 4.9b) in quanto, ricordando quanto esposto al punto 3.5, questa è funzione del periodo elastico del sistema bilineare equivalente T^* che si ricava tramite la rigidezza del tratto elastico k^* costruito passando per il punto corrispondente a $0,60F_{max}$; di

conseguenza, si ottiene che il confronto capacità-domanda in termini di spostamento risulta meno gravoso (Tabella 4.9c) ed allo stesso tempo anche il valore dell'accelerazione di capacità che porta alla condizione di stato limite considerato - ottenuta facendo variare il valore di a_g fintanto che il rapporto D_{max}/D_u si eguagli - risulta maggiorata col conseguente incremento dell'Indice di Vulnerabilità (Tabella 4.9d).

Capacità di spostamento	Analisi n. 15 - Direzione X			Analisi n. 21 - Direzione Y		
	SDF	SDP (2)	DIFF%	SDF	SDP (2)	DIFF%
$D_{u,SLC}$ [cm]	4,70	6,48	37,9	1,99	2,10	5,5
$D_{u,SLV}$ [cm]	3,52	4,86	38,1	1,49	1,57	5,4
$D_{u,SLD}$ [cm]	1,91	1,00	-47,6	1,40	0,89	-36,4

(a)

Domanda di spostamento	Analisi n. 15		Analisi n. 21	
	SDF	SDP (2)	SDF	SDP (2)
$D_{max,SLV}$ [cm]	5,89	3,60	4,31	2,57
$D_{max,SLD}$ [cm]	2,30	1,40	1,70	0,87

(b)

Rapporto D_u/D_{max}	Analisi n. 15		Analisi n. 21	
	SDF	SDP (2)	SDF	SDP (2)
SLV	0,60	1,35	0,35	0,61
SLD	0,83	0,71	0,82	1,02

(c)

Indici di Vulnerabilità	Analisi n. 15 - Direzione X					
	Stato di fatto			Stato di progetto		
	PGA_D [m/s ²]	PGA_C [m/s ²]	α	PGA_D [m/s ²]	PGA_C [m/s ²]	α
SLV	1,640	0,916	0,558	1,640	1,539	0,937
SLD	0,660	0,546	0,827	0,660	0,481	0,728

Indici di Vulnerabilità	Analisi n. 21 - Direzione Y					
	Stato di fatto			Stato di progetto		
	PGA _D [m/s ²]	PGA _C [m/s ²]	α	PGA _D [m/s ²]	PGA _C [m/s ²]	α
SLV	1,640	0,574	0,350	1,640	1,095	0,667
SLD	0,660	0,543	0,823	0,660	0,677	1,025

(d)

Tabella 4.9: (a) Confronto della capacità di spostamento ai diversi stati limite relativi alle analisi n. 15 e n. 21 fra lo stato di fatto (SDF) e lo stato di progetto (SDP) nell'ipotesi n. 2 di intervento; (b) Valori della domanda di spostamento; (c) Rapporto capacità/domanda in termini di spostamento; (d) Valori delle accelerazioni su suolo rigido di domanda e capacità e determinazione degli Indici di Vulnerabilità

In definitiva, anche l'ipotesi n. 2 di intervento permette un miglioramento nel comportamento globale della struttura; tuttavia, essa consente solo di limitare e non escludere il meccanismo di piano che si manifesta alla base dell'edificio con il sisma agente in direzione Y. Nel caso specifico, questo si verifica per valori di accelerazione al suolo maggiori rispetto allo stato attuale ma non tali da garantire un livello di sicurezza richiesto per gli edifici di nuova costruzione.

4.4.3. Assegnazione Classe di Rischio

Verificato il raggiungimento dell'adeguamento sismico della costruzione in virtù delle analisi globali eseguite sullo stato di progetto dell'edificio nell'ipotesi di intervento n. 1, si assegna ora la Classe di Rischio raggiunta:

- L'Indice di Sicurezza IS-V è ottenuto dal valore più basso tra gli Indici di Vulnerabilità di Figura 4.25. Dalla Figura 3.2, invece, si determina la classe corrispondente:

$$\alpha_{SLV}=0,909 \rightarrow IS-V=91\% \Rightarrow \text{Classe IS-V: } \mathbf{A}_{IS-V}$$

- Il valore del PAM viene ricavato in via semplificata attraverso i parametri allo SLD e SLV, mostrati in Tabella 4.10, e l'area sottesa alla spezzata in Figura 4.42. Infine, dalla Figura 3.1 si associa la relativa classe:

PAM=2,31% ⇒ Classe PAM: **C_{PAM}**

PAM	SLID	SLO	SLD	SLV	SLC	SLR
a_g [g]			0,067	0,164		
η			2,809	2,326		
T_{RD} [anni]			50	475		
PGA_D [m/s ²]			0,666	1,642		
PGA_C [m/s ²]			0,466	1,491		
T_{RC} [anni]	10	11	18	379	774	774
λ	0,1	0,091	0,055	0,003	0,001	0,001
Perdita Media Annuata attesa (%)					2,31	

Tabella 4.10: Parametri di calcolo per la determinazione del PAM nello stato di progetto

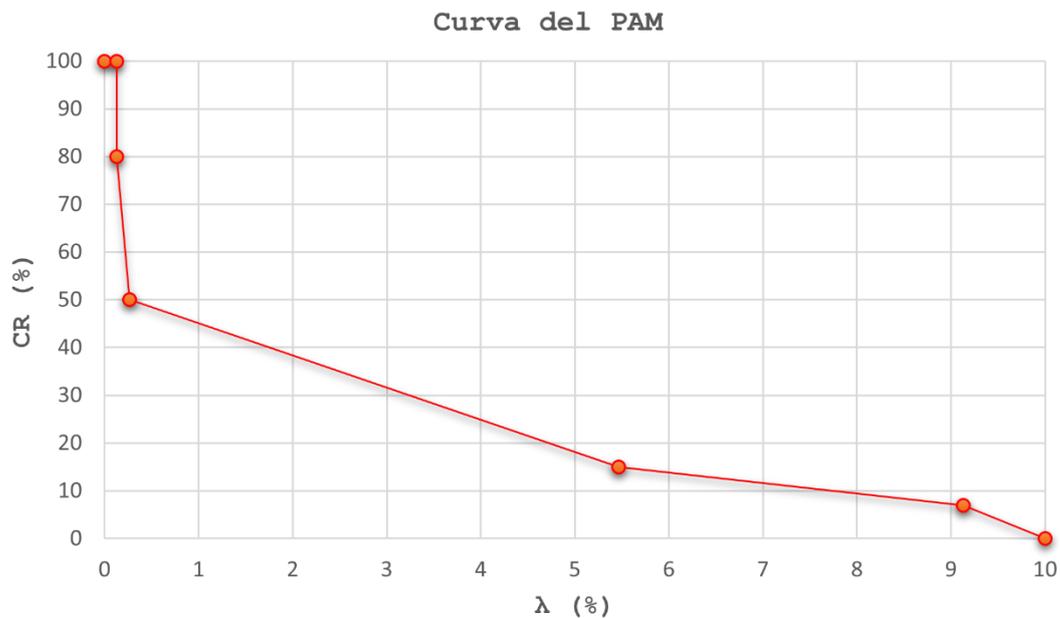


Figura 4.42: Andamento della curva che individua il PAM nello stato di progetto

Dal confronto tra i due parametri ottenuti, si può affermare che la costruzione rientra all'interno della Classe di Rischio **C**. Dunque, rispetto alla condizione dello stato di fatto si è perseguito il salto di una Classe di Rischio, evidenziato dall'appiattimento della curva del PAM tra lo SLD e SLV; il raggiungimento di quest'ultimo avviene per valori del tempo di ritorno maggiori di un ordine di grandezza rispetto al caso attuale (Tabella 3.2); quindi, le condizioni ultime che determinano i danni più significativi alla struttura

si raggiungono per eventi sismici decisamente più rari. Di contro, le condizioni di esercizio si raggiungono per valori inferiori del tempo di ritorno, pertanto eventi sismici di tale portata possono verificarsi con maggior frequenza, ma ad essi si associano perdite economiche pari al 15% del costo di ricostruzione, rispetto al 50% del caso allo SLV. Se ne deduce che la logica degli interventi di rinforzo adottati per il caso in esame sia principalmente quella di ridurre il rischio di collasso della struttura - poiché determinato da eventi sismici che si manifestano più raramente - pur ammettendo che allo SLD possano verificarsi eventi di entità anche inferiore rispetto allo stato attuale. In tal caso, i danni apportati alla struttura sono tali da non comprometterne significativamente la capacità di resistenza e la rigidezza alle azioni orizzontali, ovvero sono riparabili con un costo minore di quanto non si avrebbe se i danni fossero associati allo SLV, per cui si preferisce recuperare margine di sicurezza allo SLV sacrificando qualcosa allo SLD.

CAPITOLO 5. CONCLUSIONI

Il tema della riqualificazione strutturale del patrimonio costruito è particolarmente sentito in Italia per via della vetustà delle costruzioni storiche, realizzate quando ancora non vi era un'adeguata conoscenza delle tecnologie costruttive e nessuna (o poca) coscienza del rischio sismico. La necessità di porre rimedio a tale problematica - il cui compimento è inevitabilmente lontano - ha portato lo Stato ad avviare una campagna per la valutazione e prevenzione del rischio sismico del patrimonio edilizio privato associata a strumenti di incentivazione fiscale divenuti ancor più vantaggiosi con il Decreto "Rilancio", emanato per far fronte all'emergenza economica dovuta allo scoppio della pandemia da virus Covid-19. La base di partenza per individuare gli interventi migliorativi volti alla riduzione del Rischio Sismico è la conoscenza della struttura che interessa tanto i particolari geometrici e costruttivi quanto l'analisi storica degli eventi che l'hanno riguardata ed i fenomeni di dissesto in atto. L'approfondimento che si è speso nelle indagini conoscitive influenza il grado di sicurezza in cui è possibile porsi nell'affrontare l'analisi dello stato di fatto, che consiste nello studio delle vulnerabilità dell'edificio ovvero delle conseguenze che gli eventi sismici possono avere su di esso in relazione alla sua capacità. L'entità del sisma dipende dalla pericolosità sismica di riferimento per il territorio su cui l'edificio sorge, mentre la capacità è l'insieme delle caratteristiche di rigidità, resistenza e duttilità della costruzione tali da far fronte, nel loro insieme, all'azione sismica stessa. Nel caso delle murature, le vulnerabilità possono riguardare sia fenomeni che interessano le pareti nel loro piano che fuori dal piano. In quest'ultimo caso si possono attivare meccanismi locali governati dal ribaltamento che vanno esclusi per consentire alla struttura di esplicare un comportamento di tipo scatolare, in cui le pareti e gli orizzontamenti sono ben collegati tra loro a formare una scatola muraria idonea a far fronte alle azioni orizzontali. In tal caso, i pannelli murari sono soggetti a tre possibili meccanismi di collasso: uno governato

dalla pressoflessione e due, alternativi tra loro, governati dal taglio. Il comportamento globale del sistema viene studiato attraverso analisi non lineari statiche tramite cui si definisce la curva di capacità della struttura che mette in relazione spostamenti imposti di un punto di controllo e forze (taglio alla base) che hanno generato quegli spostamenti. Ad essa si associa una curva bilineare relativa ad un sistema equivalente ad un grado di libertà che consente di definire i valori di domanda e capacità di spostamento utilizzati nelle verifiche di sicurezza. A partire da essi, poi, si determina anche l'accelerazione di capacità, ovvero l'entità massima dell'azione che la struttura è in grado di sostenere, che, rapportata all'accelerazione di domanda corrispondente a quella che si utilizzerebbe nel progetto di nuova costruzione, consente di determinare il livello di sicurezza ζ_E . Tale parametro, che nello Stato Limite di salvaguardia della Vita viene chiamato Indice di Sicurezza (IS-V), insieme al valore della Perdita Media Annuale attesa (PAM) concorre a definire la Classe di Rischio della costruzione. Dall'esame delle criticità evidenziate attraverso le analisi *pushover* è possibile determinare gli interventi più idonei volti a ridurre le vulnerabilità della costruzione. Nell'epoca del Superbonus, tali interventi sono perlopiù di tipo locale, ovvero tali da non influenzare massa e rigidità della costruzione, nell'ottica di un recupero di tipo conservativo del manufatto, e tali da minimizzarne l'invasività per evitare disturbo agli occupanti dell'edificio. Nel presente lavoro di tesi si è seguito interamente il processo edilizio appena descritto in relazione ad un caso studio in muratura portante, attenendosi quanto più fedelmente possibile alle condizioni reali e adottando soluzioni che potessero essere compatibili per l'accesso alle agevolazioni fiscali previste dal Superbonus. Attraverso l'analisi dello stato di fatto dell'edificio si sono riscontrate vulnerabilità che hanno interessato, oltre al ribaltamento delle facciate - risolto tramite l'introduzione di cerchiature esterne in FRCC al livello degli impalcati di piano - anche un comportamento a mensole debolmente accoppiate con sisma in direzione X - risolto grazie alle

cordolature stesse che fornivano il contributo a trazione necessario per l'accoppiamento - e soprattutto un pericoloso meccanismo di piano che si attivava alla base dell'edificio con il sisma in direzione Y. Questa criticità ha portato a ragionare su possibili cause e conseguenti soluzioni, identificando le debolezze nella presenza di solai deformabili ai primi due livelli (spinti nella loro direzione di orditura) e nell'eccentricità fra centro di massa e rigidità per l'irregolarità nella distribuzione degli elementi resistenti tale da concentrare le sollecitazioni sugli elementi alla base delle pareti esterne, che mostravano un comportamento fragile per via della scarsa capacità di *drift* dovuta alla loro limitata altezza. Per far fronte a ciò, si elaboravano due possibili soluzioni - unite alla cerchiatura a telaio della grande apertura al piano seminterrato, causa principale dell'eccentricità - attraverso il rinforzo di tali elementi che ne aumentava rigidità e resistenza in maniera tale da lavorare in campo elastico, oppure nell'irrigidimento dei solai e delle aperture basse ai loro lati tale da consentire una migliore ridistribuzione delle sollecitazioni. In particolare, la prima delle due ipotesi di intervento risultava più efficace, garantendo l'adeguamento sismico della costruzione con un valore di $\zeta_E > 0,8$. Inoltre, si vuole sottolineare che particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi per assicurare la reale efficacia degli stessi, in quanto una cattiva esecuzione può peggiorare il comportamento globale della costruzione. Si può concludere che un'attenta analisi dello stato di fatto del patrimonio storico può consentire di individuare vulnerabilità che sono comuni nel territorio nazionale, per arrivare alla progettazione di interventi che, se corredati da una corretta messa in opera degli stessi, può aumentare la sicurezza delle costruzioni esistenti nell'ottica della prevenzione del collasso. Tutto ciò nella speranza che gli eventi sismici non siano più disastrosi di quanto già abbiamo visto - anche troppo spesso - in Italia.

BIBLIOGRAFIA

1. [Online] Data consultazione: 15 ottobre 2021. <https://www.governo.it/it/articolo/superbonus-110-case-pi-efficienti-e-sicure-costo-zero/15948>.
2. *"Consolidamento statico e antisismico dei solai"*, Guida tecnica Leca, 2018.
3. *"Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008)"*, Ultimo aggiornamento: 19 gennaio 2011.
4. Legge 17 agosto 1942, n. 1150, *"Legge urbanistica"*.
5. *"Manuale dell'architetto"*, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 1953.
6. E. Massacci, *"Manuale per i dissesti statici: cedimenti e soluzioni tecniche"*, Novatek, 2011.
7. Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP, *"Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*.
8. Decreto 17 gennaio 2018, *"Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»"*.
9. Silde allegate al D.M. n. 65 del 07/02/2017, *"Al via la classificazione del Rischio Sismico delle costruzioni per prevenzione e Sismabonus"*.
10. Allegato A al D.M. n. 65 del 07/03/2017, *"Linee Guida per la classificazione del Rischio Sismico delle costruzioni"*.
11. Commissione consultiva per il monitoraggio dell'applicazione del D.M. 28/02/2017 n. 58 e delle Linee Guida ad esso allegate, *"Risposta ai quesiti di marzo 2021"*, provenienza: CNI-ANCE.

-
12. [Online] Data consultazione: 08 novembre 2021. <https://www.ingegno-web.it/29176-le-differenze-tra-sismabonus-e-super-sismabonus-dai-beneficiari-alla-classificazione-sismica>.
 13. A. Galasco, S. Lagomarsino e A. Penna, "Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura", in X Congresso Nazionale ANIDIS "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera, 2002.
 14. Brochure 3Muri - Versione 12, S.T.A. DATA, 2020.
 15. S. Lagomarsino e S. Cattari, "Verifica sismica di edifici esistenti in muratura: validazione dei metodi di analisi non lineare su un caso studio", 2014.
 16. G. M. Verderame, P. Ricci, M. Esposito e F.C. Sansiviero, "Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980", Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II.
 17. Documento di Validazione 3Muri - Versione 1.0, S.T.A. DATA.
 18. C8A, "Appendice al capitolo C8" della Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009, n. 617.
 19. L. Milano, A. Mannella, C. Morisi e A. Martinelli, "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi". Attività a supporto dei Comuni colpiti dal sisma del 06 aprile 2009, come previsto dall'OPCM 3803/2009 e seguenti. www.reluis.it. L'Aquila 2009.
 20. T. Albanesi e C. Nuti, Dispensa su "Analisi statica non lineare (pushover)", Dipartimento di Strutture, Università di Roma Tre, maggio 2007.

21. G. Magenes [Online] Data consultazione: 08 novembre 2021. <http://www2.ing.unipi.it/~a005843/Costruzioni%20in%20zona%20sismica/Magenes.pdf>.
22. *"Linee guida per il consolidamento, rinforzo strutturale e sicurezza sismica con nuove tecnologie green"*, Manuale tecnico Kerakoll, Edizione 2020.
23. CNR-DT 215/2018, *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica"*.
24. [Online] Data consultazione: 15 novembre 2021. <https://products.kerakoll.com/yep-repository/kerakoll/media/Geo-Steel G1200 ITA 2021 I.pdf>.
25. [Online] Data consultazione: 15 novembre 2021. <https://products.kerakoll.com/yep-repository/kerakoll/media/Geo-Calce G Antisismico ITA 2021 I.pdf>.
26. Ing. E. Zanello, *"Rinforzo strutturale e principi della conservazione: un esempio applicativo su edifici in tufo soggetti a vincolo"*, Fibre net srl.
27. [Online] Data consultazione: 15 novembre 2021. <https://products.kerakoll.com/yep-repository/kerakoll/media/Geo-Steel Grid 400 ITA 2021 I.pdf>.