

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE e AMBIENTALE

Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale a ciclo unico in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

**VALUTAZIONE COSTI-BENEFICI DI INTERVENTI PER LA RIDUZIONE
DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI IN MURATURA**

Relatore:

Chiar.ma Prof.ssa Francesca da Porto

Laureando:

Ardit Preli
2005701

Correlatori:

Dr. Ing. Luca Sbrogiò
Ing. Amedeo Caprino

ANNO ACCADEMICO 2022-2023

Indice

Introduzione.....	1
1 Valutazione e tecniche di miglioramento del comportamento sismico degli edifici in muratura..	3
1.1 Valutazione delle prestazioni sismiche.....	3
1.1.1 Pericolosità sismica e valutazione del rischio	3
1.1.2 Definizione dell'azione sismica.....	7
1.1.3 Proprietà meccaniche della muratura.....	9
1.1.4 Vulnerabilità degli edifici in muratura	10
1.1.5 Strategie e tecniche per la riduzione del rischio sismico.....	11
1.1.6 Metodologie di analisi sismica.....	14
1.1.7 Valutazione della classe di rischio sismico.....	14
1.2 Tecniche di modellazione numerica.....	20
1.2.1 Metodo SAM a telaio equivalente	20
2 Valutazione economica delle emissioni di CO ₂	25
2.1 Emissioni del patrimonio edilizio italiano	25
2.2 Ciclo di vita dell'edificio	26
2.3 Metodologia Life Cycle Assessment	27
2.3.1 Dichiarazione EPD.....	28
2.4 Il Mercato EU ETS.....	29
2.5 Conversione della PAM	30
2.6 Stima delle emissioni degli interventi.....	31
2.6.1 Materiali	31
2.6.2 Lavorazioni.....	32
2.6.3 Stima del valore monetario della CO ₂	33
3 Caso studio: edificio condominiale a Mestre.....	35
3.1 Inquadramento caso studio.....	35
3.1.1 Inserimento nel contesto urbano	35
3.1.2 Inquadramento sismico	36

3.1.3	Rilievo fotografico	38
3.1.4	Rilievo geometrico	39
3.1.5	Rilievo strutturale	42
3.1.6	Individuazione delle criticità e delle vulnerabilità	42
3.1.7	Analisi delle strutture	44
3.2	Modellazione e analisi in ambiente MIDAS Gen	47
3.2.1	Creazione del telaio equivalente per l'ambiente MIDAS GEN	47
3.2.2	Immissione dei dati: creazione del modello	54
3.2.3	Definizione analisi pushover	63
3.3	Analisi modale	71
3.4	Risultati dell'analisi pushover	72
4	Interventi di miglioramento sismico	77
4.1	Intonaco armato con rete elettrosaldata	77
4.1.1	Intonaco armato con rete elettrosaldata: applicazione su due lati	78
4.1.2	Intonaco armato con rete elettrosaldata: applicazione su un lato	86
4.2	Intonaco armato con rete FRCM	91
4.2.1	Esecuzione a regola d'arte	91
4.2.2	Intonaco armato con rete FRCM: applicazione su due lati	92
4.2.3	Intonaco armato con rete FRCM: applicazione 1 lato	99
4.2.4	Confronto curve di capacità pre e post-intervento	101
5	Valutazione della classe di rischio sismico	105
5.1	Classe di Rischio sismico a Mestre	105
5.1.1	Classe di Rischio sismico edifico allo stato di fatto	105
5.1.2	Classe di Rischio sismico edifico post-intervento	108
5.2	Classe di Rischio sismico a Pordenone	111
5.3	Classe di Rischio sismico a Tolmezzo	113
6	Valutazione economica degli interventi	117
6.1	Prezzari e norme tecniche per la misurazione delle opere	117
6.2	Struttura CME	118

6.2.1	CME intonaco armato con rete elettrosaldata: applicazione su due lati.....	118
6.2.2	CME intonaco armato con rete elettrosaldata: applicazione su un lato.....	122
6.2.3	CME intonaco armato con rete frcm: applicazione su 2 lati.....	123
6.2.4	CME intonaco armato con rete FRCM: applicazione su un lato	124
6.2.5	Confronto dei costi di intervento.....	125
6.3	Costo di Ricostruzione	125
7	Valutazione delle emissioni di CO ₂	129
7.1	Emissioni CO ₂ interventi di miglioramento sismico.....	129
7.1.1	Emissioni CO ₂ intonaco armato con rete elettrosaldata: applicazione su due lati	130
7.1.2	Emissioni CO ₂ intonaco armato con rete elettrosaldata: applicazione su un lato	131
7.1.3	Emissioni CO ₂ intonaco armato con rete FRCM: applicazione su due lati.....	131
7.1.4	Emissioni CO ₂ intonaco armato con rete FRCM: applicazione su un lato.....	133
7.2	Conversione della PAM in emissioni di CO ₂ a Mestre	134
7.3	Conversione della PAM di Pordenone	136
7.4	Conversione della PAM di Tolmezzo	139
8	Analisi costi-benefici interventi di miglioramento sismico	143
8.1	Localizzazione a Mestre.....	143
8.2	Localizzazione a Pordenone.....	145
8.3	Localizzazione a Tolmezzo.....	146
	Conclusioni.....	149
	Bibliografia	151
	Sitografia.....	153
	Ringraziamenti	155

Introduzione

Il patrimonio edilizio italiano si caratterizza per un rischio sismico medio-alto, in conseguenza di una accentuata vulnerabilità e di una notevole esposizione dei beni, a fronte di un rischio sismico moderato in termini assoluti e distribuito in modo irregolare sul territorio nazionale. La vetustà degli edifici, in massima parte costruiti prima dell'emanazione di specifiche previsioni antisismiche su scala estesa, e quindi le carenze dei sistemi costruttivi in muratura e cemento armato, sono da individuare come la principale causa del danno. Un problema del tutto analogo si pone per le prestazioni energetiche del costruito esistente, che non saranno oggetto della presente tesi.

Tuttavia, i tassi di sostituzione degli edifici sono molto bassi, al punto di aver motivato l'adozione di politiche mirate al recupero degli stessi tramite interventi di miglioramento sismico e di efficientamento energetico. Limitandosi al primo aspetto, sono stati emanati negli ultimi anni provvedimenti volti a valutare in modo semplificato il rischio sismico delle costruzioni esistenti e a costruire schemi di incentivi per l'intervento. Il rischio viene valutato ora tramite la perdita annuale media (PAM) sismica sulla base del comportamento atteso rispetto ai quattro stati limite di riferimento di un edificio in un anno di osservazione. Gli incentivi sono rapportati alla riduzione di rischio apportata dagli interventi e si esprimono come riduzioni fiscali per il cittadino che li esegue sugli immobili di sua proprietà. Gli interventi possono essere di varia natura, di tipo innovativo o tradizionale, tuttavia, devono essere scelti in base al tipo di struttura e alle carenze che essa manifesta, anche se certe tecniche possono dirsi più diffuse e più consolidate nella pratica di altre.

Vale la pena di notare che la preferenza per un intervento di recupero del patrimonio esistente, rispetto alla sua integrale sostituzione, può essere interpretata in modo non del tutto negativo, considerando la sostenibilità globale del settore delle costruzioni, a cui sono da imputare circa il 30% delle emissioni climalteranti. Il mantenimento delle strutture permette di risparmiare sulle emissioni connesse alla produzione di nuovo materiale, mentre il rinforzo consente di ridurre il danno sismico atteso e quindi le emissioni connesse ai materiali necessari per la riparazione. Inoltre, il sempre più ridotto margine di spesa pubblica da destinare a questi incentivi rende urgente rivedere criticamente i criteri di applicazione e le soglie di accesso ai contributi.

La tesi ha dunque l'obiettivo di stimare la convenienza di diverse tecniche di rinforzo di tipo tradizionale (intonaco armato con brtoncino a con materiali compositi fibrorinforzati) in relazione a diversi livelli di pericolosità sismica di base, dal punto di vista economico e di sostenibilità ambientale, nella forma di emissioni di gas serra. Ciò è possibile tramite una valutazione del cantiere di intervento che può essere ottenuta con un computo metrico estimativo (CME).

La metodologia prevede quindi di valutare un edificio esistente in muratura (Capitolo 3), individuando la capacità sismica agli stati limite di riferimenti, sia allo stato di fatto che in quello di progetto, e ottenendo così la PAM (Capitolo 5). Da quest'ultima, considerando la somma attualizzata delle annualità per la sua vita di riferimento, è possibile risalire al valore economico attuale delle perdite dell'edificio dovute al danno sismico (Capitolo 8) e alle emissioni connesse alla perdita di parti della costruzione nel danno sismico. Il CME consente di avere una descrizione

dettagliata delle lavorazioni necessarie per gli interventi da cui è possibile risalire ai costi ad essi associati (Capitolo 6). Questa descrizione è utile anche per stimare le emissioni connesse al processo edilizio, legate ai materiali (utilizzando le schede ambientali dei produttori oggi sempre più diffuse) e alla manodopera (facendo riferimento ai valori in letteratura) (Capitolo 7). A loro volta, le emissioni possono convertire in termini economici considerando il mercato dei crediti di carbonio (EU ETS).

L'analisi costi-benefici (Capitolo 8) potrà quindi confrontare sia il valore attuale delle perdite economiche con i costi di rinforzo necessari a ridurle, sia il valore attuale delle emissioni future connesse alle ricostruzioni post sismiche con quelle di cantiere per la realizzazione degli interventi. Il procedimento può essere ripetuto per diverse località con differente pericolosità sismica di base. I risultati ottenuti potranno essere di interesse sia per il privato proprietario, per l'aspetto più strettamente economico, sia per lo Stato che eroga gli incentivi, per l'aspetto delle emissioni climalteranti.

1 CAPITOLO

Valutazione e tecniche di miglioramento del comportamento sismico degli edifici in muratura

Il capitolo presenta il problema sismico a cui è soggetto il patrimonio edilizio esistente. Dopo aver descritto l'evoluzione della normativa di classificazione sismica, vengono presentate alcune strategie per migliorare il comportamento strutturale. Vengono infine presentata la metodologia di analisi sismica per la classificazione dell'edificio in base alle linee guida fornite dalle normative vigenti.

1.1 Valutazione delle prestazioni sismiche

Il dipartimento della Protezione Civile definisce il rischio sismico come la “misura dei danni attesi in un intervallo di tempo in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione”¹.

Il rischio sismico è dato dalla combinazione di tre fattori:

- La vulnerabilità, che misura la propensione di una struttura ad essere danneggiata dalla sollecitazione sismica;
- La pericolosità sismica, legata alla frequenza e la forza dei terremoti che interessano un territorio e dipende quindi dalla sismicità della zona geografica in esame;
- L'esposizione, legata alla maggiore o minore presenza di beni soggetti al rischio.

Il territorio italiano è caratterizzato da un elevato rischio sismico associato a una vulnerabilità elevata per le caratteristiche del patrimonio edilizio, un'esposizione altissima per la densità abitativa e per la presenza dei beni storico-artistici e una pericolosità medio alta. Le normative per le costruzioni in zona sismica costituiscono lo strumento con il quale le amministrazioni cercano di perseguire l'obiettivo della garanzia della sicurezza delle strutture in caso di eventi sismici, salvaguardando le comunità e la continuità delle attività produttive coinvolte.

1.1.1 Pericolosità sismica e valutazione del rischio

L'attuale definizione di pericolosità sismica, che secondo l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) è lo «lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo»², è il risultato di un lungo iter legislativo. Dopo il terremoto del 28 dicembre 1908, che causò la distruzione di Messina e Reggio Calabria, vennero distinte all'interno del territorio nazionale delle zone sismiche attraverso Regi Decreti, emanati a

¹ Dipartimento della Protezione Civile, <https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/sismico/>, (Consultato in data 15/09/2023)

² INGV, <https://ingvterremoti.com/la-pericolosita-sismica/> (Consultato in data 15/09/2023)

seguito di ogni evento sismico distruttivo. Dal 1927 le località colpite dai fenomeni sismici vennero distinte in due categorie, in relazione al loro grado di sismicità e alla loro costruzione geografica (Meletti, Stucchi, & Calvi, 2014). Il quadro legislativo rimase inalterato fino alla fine degli anni '70, quando subentrò l'esigenza di una classificazione sismica secondo nuovi parametri. Il Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR), attraverso il progetto di ricerca denominato "Geodinamica", propose una classificazione sismica del territorio nazionale sulla base di tre fattori:

- Scuotibilità: probabilità che si verifichi un dato scuotimento in un intervallo di tempo prefissato;
- Massima intensità macrosismica risentita;
- Parametri di valutazione del rischio sismico.

Nel 1984 venne redatta la prima mappa di zonazione sismica: la "mappa di scuotibilità del territorio italiano", (Figura 1.1), che classifica il suolo nazionale mediante la suddivisione in tre categorie a pericolosità decrescente.

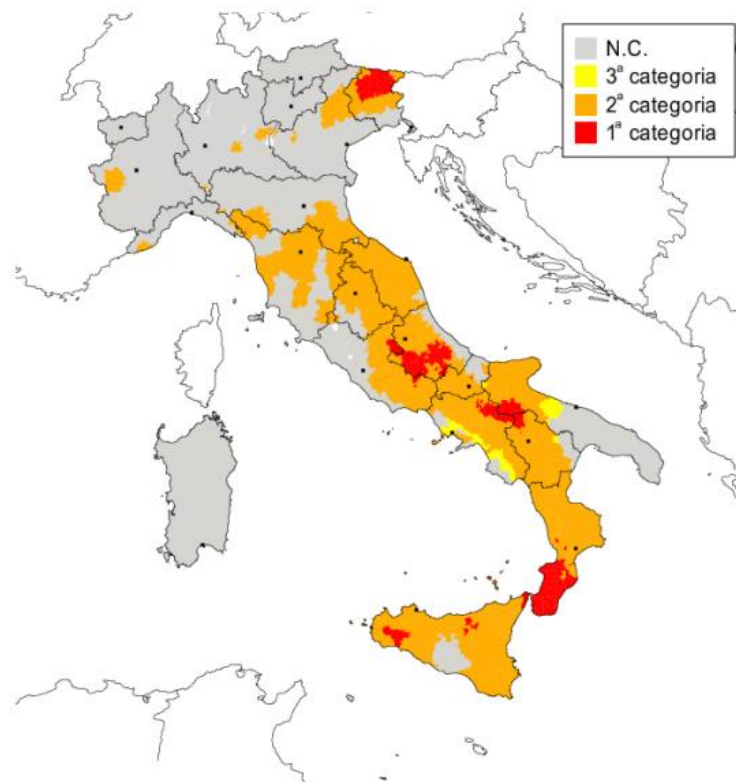


Figura 1.1 Prima zonazione sismica 1984 (INGV).

La nuova zonazione sismica nacque dopo il terremoto del 31 ottobre 2002, che colpì una zona non considerata sismica della mappa emanata nel 1984 e provocò il crollo della scuola elementare di San Giuliano di Puglia con gravi perdite di vite umane.

Attraverso l'ordinanza PCM 3274/2003, venne radicalmente modificata la zonazione sismica italiana, classificandolo totalmente come sismico e differenziandolo in 4 zone diverse con pericolosità sismica decrescente. Ad ogni zona fu assegnato un determinato spettro di

progettazione in accelerazione, ancorato ad un determinato valore di accelerazione del terreno. Si differenziano quindi:

- Zona 1, PGA = 0,35g: la più pericolosa, possono verificarsi fortissimi terremoti;
- Zona 2, PGA = 0,25g: possono verificarsi forti terremoti;
- Zona 3, PGA = 0,15g: possibili forti terremoti ma di raro accadimento;
- Zona 4, PGA = 0,05g: la meno pericolosa, i terremoti sono molto rari.

La PGA, Peak Ground Acceleration o massima accelerazione del suolo, è una particolare misura che definisce l'intensità di un terremoto registrata dagli accelerometri su un suolo di tipo roccioso. Essa si può definire in m/s^2 ma, solitamente, viene espressa in funzione dell'accelerazione di gravità (g) e rappresenta l'accelerazione orizzontale con una probabilità di accadimento pari al 10% in 50 anni.

La nuova mappa di zonazione sismica, rappresentata in Figura 1.2, evidenzia la scomparsa delle zone "non classificate" introducendo la nuova zona 4, dove si demanda alle Regioni la scelta di imporre o meno una progettazione antisismica.

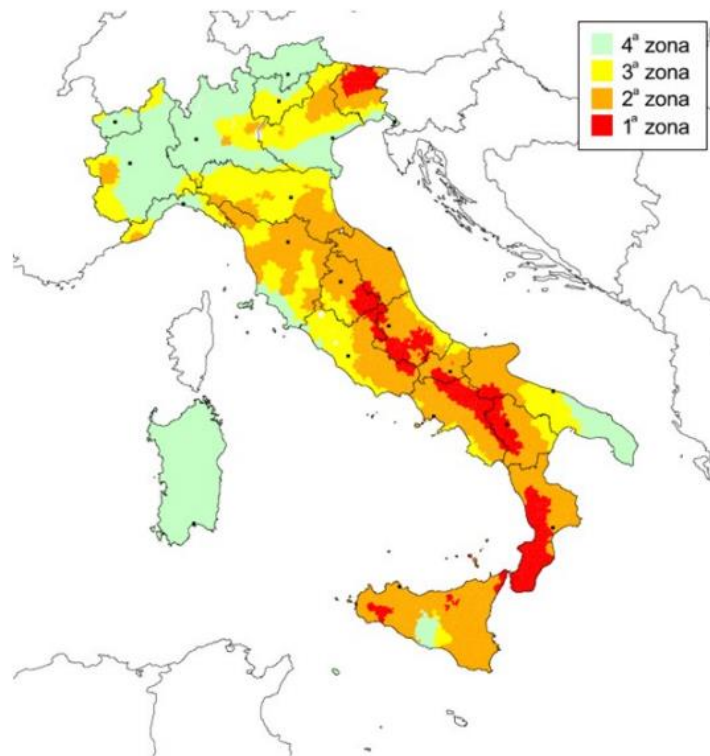


Figura 1.2 Mappa pericolosità sismica del 2003 (INGV).

Grazie a studi condotti dal 2004 da organi di competenza in materia sismica come INGV, Reluis ed Eucentre, venne aggiornato lo studio sulla pericolosità di riferimento nazionale. La revisione, adottata dall'ordinanza PCM 3519/2006, fornì uno strumento definitivo per permettere alle Regioni di classificare il proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione all'interno delle 4 zone sismiche. Venne quindi definita la nuova mappa di pericolosità sismica, rappresentato in Figura 2.3, distinguendo:

- Zona 1: sismicità alta ($PGA > 0,25g$);
- Zona 2: sismicità media ($0,25 < PGA < 0,15g$);
- Zona 3: sismicità bassa ($0,15 < PGA < 0,05g$);
- Zona 4: sismicità molto bassa ($PGA < 0,05g$).

Dal terremoto de L'Aquila del 2009 vennero rese obbligatorie le prescrizioni previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, che definirono gli spettri di progetto in funzione della pericolosità dei siti di interesse (MIT, 2008).

Ad oggi, l'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (MIT, 2018) mantiene quanto previsto dal precedente decreto in materia sismica uniformandosi all'Eurocodice 8 (CEN, 2003) chiarendo gli aspetti legati alla determinazione delle azioni sismiche e alla progettazione basata sulla capacità strutturale. La normativa vigente definisce la pericolosità sismica come la «massima accelerazione orizzontale a_g in condizioni di territorio piano libero caratterizzato da un suolo di tipo roccioso, oppure in termini di ordinate dello spettro elastico di risposta in accelerazione con prefissate probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento scelto» (MIT, 2018).

La pericolosità sismica è il punto di partenza per definire gli spettri di progetto, dai quali si possono ricavare le sollecitazioni prodotte sulle strutture dai terremoti. A seconda del sito geografico, l'INGV fornisce i valori iniziali degli spettri (Figura 1.3), ossia: la massima accelerazione attesa (a_g), il massimo fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale (F_0) e il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro (T^*c). Tali valori sono disponibili su tutto il territorio nazionale per nove periodi di ritorno differenti. Infine, lo stesso ente definisce le modalità di interpolazione per ottenere i tre parametri su qualunque sito del territorio nazionale.

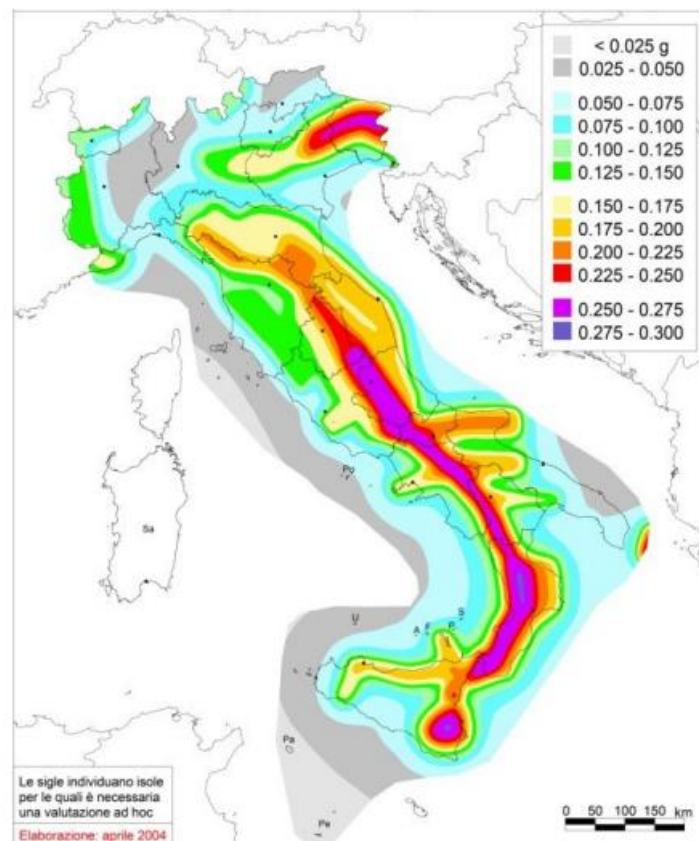


Figura 1.3 Mappa di pericolosità sismica del 2006 (INGV).

1.1.2 Definizione dell'azione sismica

MIT (2018) nel capitolo 3.2 delle NTC definisce l'azione sismica in funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche del sito di interesse, che definiscono la risposta sismica locale.

Per determinare l'azione prodotta dai terremoti si fissa un periodo di riferimento V_R , che dipende strettamente dalla tipologia di costruzione e dalla sua destinazione d'uso C_U (Eq.1.1).

$$V_R = V_N \times C_U \quad (1.1)$$

La vita nominale V_N è definita come il periodo di tempo in cui la struttura deve mantenere livelli minimo di presentazione, purché soggetta alla manutenzione necessaria. La Tabella 1.1 riporta i valori minimi di vita nominale, espressi in anni, per tre categorie di costruzioni individuate al capitolo 2.4 del MIT (2018).

Tabella 1.1 Tabella 2.4.I del MIT (2018).

TIPI DI COSTRUZIONE	Valori minimi di V_N
	In anni
1 Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2 Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3 Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Mentre il coefficiente d'uso C_U è definito in funzione di quattro classi di edifici:

- Classe I: Costruzioni con presenza occasionale di persone;
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti e la cui attività non sia pericolosa per l'ambiente;
- Classe III: Costruzioni con presenza di affollamenti e industrie con attività pericolose per l'ambiente;
- Classe I: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti.

In Tabella 1.2 sono riportati i coefficienti riduttivi e amplificativi legati al coefficiente d'uso C_U da applicare nell'Eq. 1.2, presenti al paragrafo §2.4.3 della normativa.

Tabella 1.2 Tabella 2.4.II del MIT (2018).

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Determinato il periodo di riferimento è un'operazione fondamentale, poiché necessario per il calcolo del periodo di ritorno T_R dell'azione sismica, a cui fare riferimento per le verifiche. Esso viene calcolato attraverso l'Eq.1.2 e il suo valore varia in funzione dello stato limite analizzato:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} \quad (1.2)$$

dove P_{V_R} , è pari a 81% allo stato limite di operatività (SLO), 63% allo stato limite di danno (SLD), 10% per lo stato limite della salvaguardia della vita (SLV) e 5% per lo stato limite di collasso (SLC).

Ma la determinazione dell'intensità delle azioni sismiche di progetto necessita di due ulteriori dati. Il primo fattore riguarda le caratteristiche del sottosuolo S_s , mentre il secondo considera le categorie topografiche S_T , riportati rispettivamente nelle tabelle 3.2.IV e 3.2.V della normativa.

Le categorie di sottosuolo si distinguono in base alla tipologia di terreni:

- A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi;
- B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti;
- C: Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti;
- D: Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalenti riconducibili a quelle definite per le categorie C o D.

Le categorie topografiche invece si differenziano per l'inclinazione del terreno:

- T₁: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore a 15°;
- T₂: Pendii con inclinazione media superiore a 15°;
- T₃: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e con inclinazione media compresa tra i 15° e i 30°;
- T₄: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media maggiore di 30°.

Pertanto, partendo dai valori a_g , F_0 , T^*_C , determinati al §1.1, si ottiene lo spettro in accelerazione al variare dei periodi di vibrazione strutturale attraverso il sistema proposto all'Eq.1.3 in cui i parametri necessari sono:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e = a_g \times \eta \times F_0 \times \left[\frac{T_B}{T} + \frac{1}{\eta \times F_0} \times \left(\frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e = a_g \times \eta \times F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e = a_g \times \eta \times F_0 \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T & \quad S_e = a_g \times \eta \times F_0 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{1.3}$$

- T è il periodo di vibrazione;
- S è il coefficiente di suolo dato dalle categorie di sottosuolo e le condizioni topografiche secondo l'Eq.1.4:

$$S = S_s \times S_T \tag{1.4}$$

- ξ è il fattore di alterazione dello spettro elastico in funzione di smorzamenti diversi dal 5%. Esso viene espresso dalla Eq.1.5 come:

$$\sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \geq 0,55 \tag{1.5}$$

con lo smorzamento ξ inserito in termini percentuale.

- T_c è il periodo che corrisponde con il tratto a velocità costante dello spettro, ottenuto come il prodotto tra il coefficiente in funzione del sottosuolo C_c e T^*c ;
- T_B è il periodo al quale corrisponde l'inizio del plateau dello spettro. Esso risulta essere pari a $\frac{T_c}{3}$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, dato dall'espressione Eq.1.6:

$$T_D = 4 \times \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad (1.6)$$

Infine, per eseguire opportunamente le verifiche previste dalla normativa, è auspicabile rappresentare lo spettro sismico in funzione dell'accelerazione e dello spostamento. Per determinare tale rappresentazione è necessario il calcolo prima dello spettro elastico in spostamento, calcolato attraverso la formula riportata alla Eq.1.7 sulla base dello spettro in accelerazione ottenuto.

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad (1.7)$$

1.1.3 Proprietà meccaniche della muratura

La muratura, essendo un insieme di elementi resistenti collegati da malta, è un materiale discontinuo il cui comportamento è influenzato dalle proprietà dei suoi singoli componenti e dalla loro iterazione. Le caratteristiche degli elementi possono essere valutate attraverso delle prove a compressione monoassiali³, le quali consentono di tracciare le curve sforzo-deformazioni in grado di restituire il comportamento dei componenti. Nel seguente grafico (Figura 1.4) si riporta l'andamento delle curve relative ai singoli componenti e alla muratura nel suo insieme.

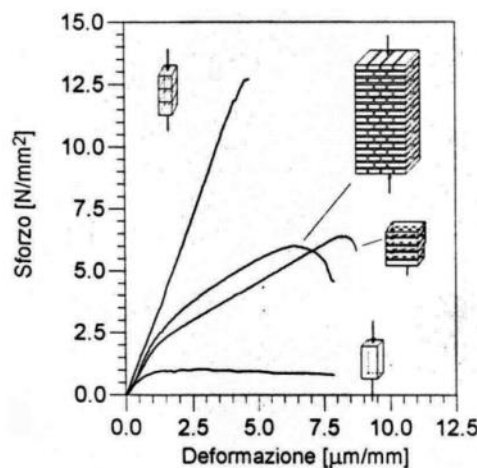


Figura 1.4 Confronto tra il comportamento della muratura e quello dei suoi componenti. (Binda, Mirabella, & Tiraboschi, 1996)

³ La prova di compressione monoassiale prevede di applicare un carico mediante un martinetto meccanico a spostamento controllato. Il carico ca applicato in maniera continua e durante l'esecuzione della prova vengono registrati in continuo il carico applicato, la pressione (stress) e il carico massimo. Terminata la prova è possibile calcolare la resistenza a compressione monoassiale della muratura (MPa), ovvero il rapporto tra il carico di rottura (N) e l'area di applicazione (mm^2).

Dall'osservazione dell'andamento delle curve è possibile avanzare le seguenti considerazioni:

- Entrambi i materiali presentano una resistenza molto più elevata a compressione che a trazione;
- Il laterizio presenta tensioni di rottura e modulo elastico maggiori rispetto a quelli della malta;
- Il laterizio è caratterizzato da un comportamento elasto-fragile, mentre la malta da un comportamento elasto-plastico;
- La resistenza a compressione globale della muratura è notevolmente inferiore rispetto a quella dei singoli mattoni ma molto maggiore rispetto a quella della malta.

Per quanto detto, è possibile quantificare il comportamento meccanico della muratura con le seguenti caratteristiche:

- Disomogeneità, differenza di comportamento da punto a punto;
- Anisotropia, differenza di comportamento nelle diverse direzioni;
- Asimmetria tra il comportamento a compressione e il comportamento a trazione;
- Non linearità del legame sforzo-deformazione.

1.1.4 Vulnerabilità degli edifici in muratura

«La vulnerabilità sismica di un edificio è un suo carattere comportamento descritto attraverso una legge causa-effetto in cui la causa è il terremoto e l'effetto il danno» (Sandi, 1986). Studiare la vulnerabilità di un edificio, pertanto, significa indagare le possibili debolezze che potrebbero rivelarsi dannose nel caso della manifestazione di un evento sismico.

Le principali criticità per una struttura in muratura sono:

1. Impossibile attivazione del comportamento scatolare:
 - Mancanza di collegamento tra le murature ortogonali;
 - Inefficace collegamento di murature e solai (solai eccessivamente deformabili nel piano e non collegati alla muratura);
 - Coperture e solai orditi in una sola direzione e non collegati al piano.
2. Qualità della muratura:
 - Fatiscenza o scarsa qualità dei materiali costituenti (legante degradato, muratura in laterizi forati o pietra tenera);
 - Scarsa qualità della tessitura (murature in ciottoli, elementi piccoli, forte disomogeneità della tessitura);
 - Presenza di più paramenti non collegati (murature a sacco, assenza di diatoni).
3. Irregolarità geometrica in pianta:
 - Difforme presenza di murature resistenti nelle due direzioni principali;
 - Grande eccentricità del centro di massa rispetto al centro di rigidità.

4. Irregolarità geometrica in altezza:
 - Irregolarità degli elementi portanti in elevazione (presenza di logge);
 - Murature portanti con alta percentuale di aperture e/o aperture sfalsate;
 - Disallineamento delle aperture tra piani successivi;
 - Presenza di cavità (nicchie, canne fumarie) nello spessore del muro.
5. Presenza di spinte orizzontali non contrastate:
 - Insufficiente incatenamento di volte ed archi;
 - Coperture con configurazione spingente.
6. Carenze delle fondazioni con rischio di cedimenti:
 - Natura disomogenea del terreno (struttura in parte su roccia ed in parte su terreno);
 - Materiali sabbiosi suscettibili a fenomeni di liquefazione;
 - Modesta profondità del piano di fondazione.
7. Conseguenze di interventi pregressi sulla struttura:
 - Pesanti coperture e/o solai in cemento armato;
 - Cordoli eccessivamente robusti su murature scadenti;
 - Cordoli in breccia;
 - Significative discontinuità nella rigidità di porzioni di edifici in aggregato.

1.1.5 Strategie e tecniche per la riduzione del rischio sismico

L'intervento strutturale sugli edifici esistenti ha come obiettivo la riduzione del rischio sismico, grazie all'applicazione di strategie per la riduzione delle vulnerabilità strutturali e l'aumento della capacità meccanica. Tali interventi sono classificati secondo la normativa sismica italiana (MIT, 2018) in:

- Interventi di riparazione o locali: riguardano parti o elementi della struttura, ma non ne modificano il comportamento globale;
- Interventi di miglioramento: modificano la risposta strutturale dell'edificio in modo da incrementare il livello di sicurezza globale della struttura. Tali interventi possono non raggiungere il livello di sicurezza da normativa caratteristico delle strutture di nuova edificazione;
- Interventi di adeguamento: determinano il raggiungimento del livello di sicurezza caratteristico degli edifici di nuova costruzione.

Essi devono avere come obiettivi:

- Il miglioramento della qualità muraria;
- Il miglioramento dei collegamenti per inibire l'attivazione dei meccanismi fuori piano;
- Il rinforzo degli orizzontamenti.

La norma richiede che questi interventi, correttamente progettati e dimensionati in relazione alle caratteristiche dell'edificio sul quale saranno applicati, non possono produrre effetti peggiorativi ma solo determinare benefici, eventualmente anche minimi, al comportamento della struttura.

La vulnerabilità sismica delle costruzioni esistenti può essere messa in relazione con la capacità della struttura di comportarsi come una scatola pluriconnessa ("comportamento scatolare") durante la sollecitazione sismica. Ciò significa che risulta inibita la possibilità di attivare meccanismi di rotazione fuori piano delle pareti perimetrali (primo modo di danno) e di ripartire i carichi inerziali dovuti alle masse dei solai tra le pareti, impegnandone l'effettiva resistenza (secondo modo di danno). Le vulnerabilità che sfavoriscono l'attivazione del comportamento scatolare sono distinguibili in vulnerabilità tipiche, dipendenti dalla tipologia costruttiva dell'edificio, e vulnerabilità specifiche, dovuto ai fattori che caratterizzano l'edificio.

Per interpretare i meccanismi e modellare il comportamento dell'edificio, le murature sono schematizzate come assemblaggi di maschi murari, elementi verticali tra due aperture successive, e fasce di piano, elemento orizzontali tra le aperture di due piani successivi. Gli elementi di collegamento tra maschi murari e fasce di piano vengono chiamati nodi rigidi.

Nel primo modo rientrano i seguenti meccanismi:

- Rotazione fuori piano di porzioni di edificio, di facciate e angolate;
- Distacco tra pareti ortogonali;
- Inflessione orizzontale e verticale delle murature;
- Martellamento degli elementi di copertura;
- Martellamento di strutture interne (solai, scale);
- Sfilamento degli elementi strutturali in copertura;
- Rotazioni fuori piano degli aggetti.

Tali meccanismi sono causati principalmente da uno scarso ammorsamento tra le murature d'ambito e da collegamenti inefficienti tra le diverse parti strutturali.

Nel secondo metodo rientrano i meccanismi:

- Rottura a taglio nell'intera facciata;
- Rottura a taglio nelle fasce di piano;
- Rottura a taglio nei maschi murari;
- Ribaltamento nel piano dei maschi murari.

Il meccanismo nel piano è dovuto alla formazione di catene cinematiche in porzioni di pareti, primariamente causate da una modesta qualità muraria ed un'errata progettazione in prospetto, esse comportano la rotazione di spicchi di paramenti murari che generano delle lesioni nella muratura.

1.1.5.1 Miglioramento della qualità muraria

Al fine di garantire la compattezza dei paramenti murari e migliorare la risposta nel piano della muratura, si presentano le principali tecniche di intervento volte a migliorare la qualità muraria:

Iniezione di miscele consolidanti

L'iniezione di miscele in murature con indice dei vuoti pari almeno 2% (Valluzzi M. R., 2000) permette di consolidare le murature, ripristinando la continuità. L'aumento di compattezza in sezione determina un miglioramento del comportamento meccanico e, in modo limitato, incrementa la rigidità della muratura.

Intonaco armato FRCM

L'applicazione di intonaco armato con FRCM (*Fiber Reinforced Cementitious Matrix*) consiste nella posa sulla muratura perimetrale di reti in fibra di vetro impregnante con polimeri ad elevata resistenza a flessibilità, e ricopre con malta di varia natura per farle aderire alla muratura. Se opportunamente collegato agli orizzontamenti, l'intervento permette l'incremento delle prestazioni meccaniche nel piano e fuori piano; l'aggiunta dei connettori trasversali, inoltre, assicura la compattezza trasversale e la limitazione della disgregazione della muratura (Valuzzi, Sbrogiò, & Saretta, 2021).

Diatoni artificiali

Per murature a più parametri che mancano di elementi trasversali di collegamento, la monoliticità può essere garantita dall'inserimento di diatoni artificiali. Solitamente realizzati in barre di acciaio, i diatoni sono inseriti nella muratura attraverso fori realizzati con trapano elettrico. Tale intervento consente di migliorare la continuità trasversale della muratura perimetrale ed evitare il distacco tra i parametri di cui si compone.

1.1.5.2 Il miglioramento dei collegamenti

L'intervento sui collegamenti è volto ad inibire i meccanismi fuori piano, garantendo il comportamento scatolare dell'edificio. La tecnica più diffusa prevede l'utilizzo di catene: tiranti in acciaio collegati alla muratura mediante capochiave, che può essere a piastra o a paletto. Questi dispositivi al di sotto degli orizzontamenti in una o nelle due direzioni dell'edificio, in modo da collegare le porzioni di muratura parallele tra loro.

1.1.5.3 Il rinforzo degli orizzontamenti

L'intervento di rinforzo nel piano ha come principale obiettivo la ripartizione dell'azione sismica sulle murature perimetrali resistenti a taglio. Per una corretta distribuzione dei carichi verticali e orizzontali, i solai devono essere sufficientemente rigidi nel piano e resistenti, caratteristiche che non vengono offerte dai solai in legno degli edifici esistenti.

Gli interventi più comuni e diffusi per gli orizzontamenti sono:

- L'inserimento di controventi di piano in acciaio, sia all'intradosso che all'estradosso dell'orizzontamento;
- Il getto di una cappa collaborante in aggiunta al pacchetto strutturale preesistente, da posizionarsi all'estradosso dell'orizzontamento.

1.1.6 Metodologie di analisi sismica

Gli edifici con comportamento scatolare possono essere studiati mediante modelli complessivi dell'edificio, che simulano la risposta nel piano dei singoli elementi, maschi murari e fasce di piano, mediante modelli di capacità in grado di coglierne il comportamento a pressoflessione e a taglio diagonale (Magenes, Bolognini, & Braggio, 2000). Il modello a telaio equivalente sostituisce alla struttura reale uno schema di elementi piani bidimensionali (Lagomarsino S. P., 2013) o monodimensionali (Magenes, Bolognini, & Braggio, 2000) e rappresenta un buon compromesso tra accuratezza dell'analisi e onere computazionale.

La risposta sismica dell'edificio può essere individuata mediante tecniche di analisi di varia natura. Tra quelle previste dalla normativa, l'analisi statica non lineare (pushover) è di frequente utilizzo per la valutazione della sicurezza sismica delle costruzioni esistenti. Essa consiste nell'applicare una distribuzione dei carichi orizzontali a livello dei solai dell'edificio ed applicare uno spostamento nella struttura fino al suo collasso. La curva di comportamento che ne risulta è utilizzata per la verifica di sicurezza ai diversi stati limite sismici previsti dalla normativa (MIT, 2018).

1.1.7 Valutazione della classe di rischio sismico

Il D.M. n.65/2017 (MIT, 2017) fornisce le linee guida per la classificazione del rischio sismico degli edifici, stabilendo otto classi di rischio crescente dalla lettera A+ alla G (Tabella 1.3). La definizione della classe sismica di un edificio fa riferimento:

- Alla perdita annuale media attesa (PAM), che rappresenta «il costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifestano nel costo della vita della produzione, ripartito annualmente ed espresso su percentuale del costo di riparazione»;
- All'indice di sicurezza (IS-V), definito come il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo che determina il raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (PGA_{SLV}) e l'accelerazione di picco al suolo prevista per un edificio di nuova costruzione nel medesimo sito in esame.

Tabella 1.3 Classificazione secondo PAM e IS-V.

PAM	IS-V	CLASSE
$PAM \leq 0,5\%$	$100\% < IS-V$	A+
$0,5\% < PAM \leq 1,0\%$	$80\% < IS-V \leq 100\%$	A
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	$60\% < IS-V \leq 80\%$	B
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	$45\% < IS-V \leq 60\%$	C
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	$30\% < IS-V \leq 45\%$	D
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	$15\% < IS-V \leq 30\%$	E
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	$IS-V \leq 15\%$	F
$7,5\% < PAM$		G

La classe di rischio sismico può essere valutata secondo due approcci:

- Metodo semplificato, adottando una procedura speditiva proposta dalle linee guida del DM (MIT, 2017);
- Metodo convenzionale, seguendo i criteri e le indicazioni previste dal capito 8 delle NTC2018 (MIT, 2018).

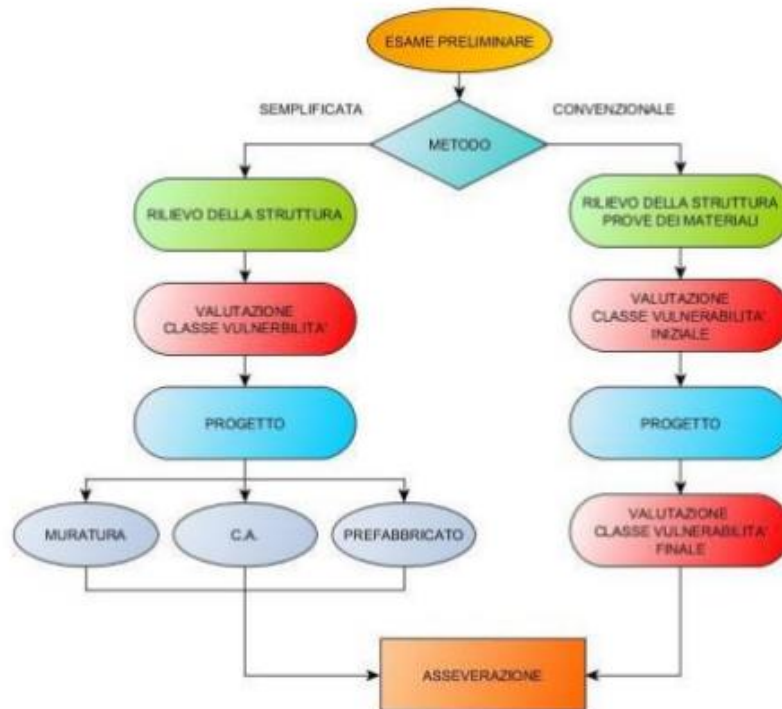


Figura 1.5 Schema della procedura per la valutazione della Classe di Rischio. (Castagnone, 2017)

Entrambi i metodi fanno riferimento al parametro PAM (Perdita Media Annuale attesa), che può essere assimilato al costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifestano nel corso della vita della costruzione, ripartendolo annualmente ed esprimendolo come percentuale del costo di ricostruzione. Esso può essere valutato come l'area sottesa alla curva rappresentante le perdite economiche dirette, in funzione della frequenza media annua di superamento (pari all'inverso del periodo medio di ritorno) degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite per la struttura. Tale curva, in assenza di dati più precisi, può essere discretizzata mediante una spezzata. Minore sarà l'area sottesa dalla curva, minore sarà la perdita annua attesa; il valore massimo teorico è pari al 10% anche se dal punto di vista pratico è poco più dell'8%.

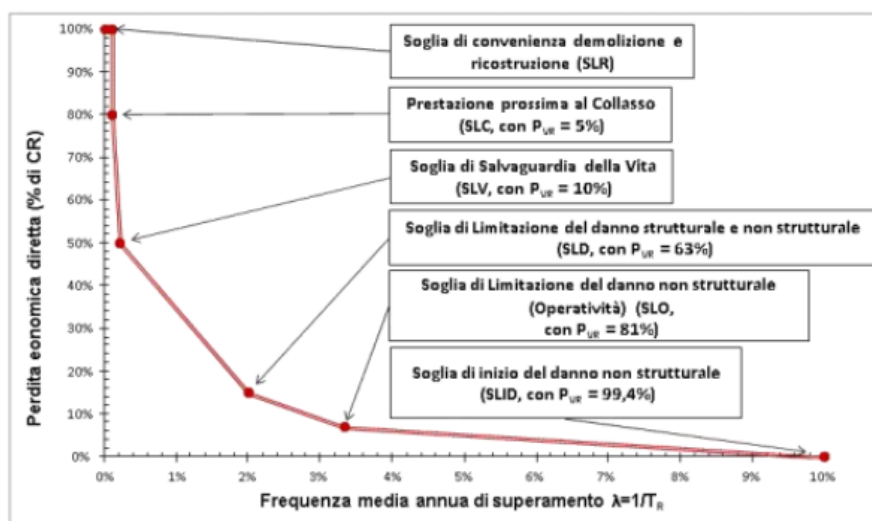


Figura 1.6 Andamento della curva PAM, riferito a una costruzione con una vita nominale 50 anni e classe d'uso II (Castagnone, 2017).

Quando si effettuano interventi volti alla riduzione del rischio, l'attribuzione della Classe di Rischio pre e post-intervento deve essere effettuata utilizzando lo stesso metodo e le stesse modalità di analisi per entrambe le situazioni.

1.1.7.1 Metodo convenzionale

Il metodo semplificato si basa su una classificazione macrosismica dell'edificio, è indicato per una valutazione speditiva della Classe di Rischio dei soli edifici in muratura. Può essere utilizzato sia per una valutazione preliminare, sia per valutare la Classe di Rischio in relazione all'adozione di interventi di tipo locale (Segala, Freddi, Bonetti, & Prandi, 2018).

Si determina, sulla base delle caratteristiche della costruzione, la Classe di Rischio di appartenenza a partire dalla classe di vulnerabilità definita dalla Scala Macrosismica Europea o EMS-98 (Grünthal, 1998)

Tipologia di struttura	Classe di vulnerabilità					
	V ₆ (≡A _{1,95})	V ₅ (≡B _{1,95})	V ₄ (≡C _{1,95})	V ₃ (≡D _{1,95})	V ₂ (≡E _{1,95})	V ₁ (≡F _{1,95})
MURATURA Muratura di pietra senza legante (a secco)	○					
Muratura di mattoni di terra cruda (adobe)	○	—				
Muratura di pietra sbazzata	—	○				
Muratura di pietra massiccia per costruzioni monumentali		—	○	—		
Muratura di mattoni e pietra lavorata	—	○	—			
Muratura di mattoni e solai di rigidezza elevata		—	○	—		
Muratura rinforzata e/o confinata			—	○	—	

Figura 1.7 Approccio semplificato per l'attribuzione della Classe di Vulnerabilità.

L'EMS-98 (Grünthal, 1998) individua 7 tipi di edifici e fissa la vulnerabilità media di ciascuna individuando 6 classi di vulnerabilità. L'EMS-98 individua il valore più credibile (cerchio) e la dispersione intorno a tale valore, esprimendo i valori più probabili (linee continue) e meno probabili (linee tratteggiate).

La valutazione della classe di vulnerabilità, necessaria per la determinazione della Classe di Rischio, avviene in due passi successivi:

1. Determinazione della tipologia strutturale che meglio descriva la costruzione in esame e della classe di vulnerabilità media associata;
2. Valutazione dell'eventuale scostamento della classe media.

La classe di vulnerabilità, in relazione alla pericolosità sismica del sito in cui è localizzato l'edificio, corrisponde a una Classe di Rischio che, per essere distinte da quelle attribuite da metodo convenzionale, sono contrassegnate da un asterisco.

Classe di Rischio	PAM	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
A+*	$PAM \leq 0,50\%$				$V_1 \div V_2$
A*	$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$			$V_1 \div V_2$	$V_3 \div V_4$
B*	$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	V_1	$V_1 \div V_2$	V_3	V_5
C*	$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	V_2	V_3	V_4	V_6
D*	$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	V_3	V_4	$V_5 \div V_6$	
E*	$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	V_4	V_5		
F*	$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	V_5	V_6		
G*	$7,5\% \leq PAM$	V_6			

Figura 1.8 Classe di rischio PAM attribuita con metodo semplificato. (MIT, 2017)

Utilizzando il metodo semplificato per la valutazione dell'efficacia di un intervento di miglioramento è possibile un aumento di 1 sola Classe di Rischio.

1.1.7.2 Metodo convenzionale

Il metodo convenzionale permette la valutazione della Classe di Rischio dell'edificio facendo riferimento ai due parametri precedentemente introdotti:

- Perdita Media Annuata attesa PAM;
- Indice di sicurezza IS-V.

Per stabilire la classe di rischio sismico finale dell'edificio, si esegue il confronto tra le due classi ottenute con l'indice PAM e IS-V. In caso di discordanza delle due, si seleziona quella rappresentativa del comportamento peggiore.

Per la valutazione della Classe di Rischio tramite metodo convenzionale è necessario procedere con i seguenti passi (MIT, 2017):

1. Per ogni stato limite considerato, la normativa associa un tempo di ritorno T_{RD} e un costo di ricostruzione CR, stabilito in base ai costi per la riedificazione del patrimonio edilizio de L'Aquila a seguito del sisma del 2009 (Di Ludovico, Prota, Moroni, Manfredi, & Dolce, 2017) sono rappresentati in Tabella 1.4. Gli stati limite considerati sono: lo stato limite di collasso (SLC), lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), lo stato limite di danno (SLD) e lo stato limite di operatività (SLO). Per il calcolo della PAM è necessario introdurre inoltre due ulteriori stati limite: di ricostruzione (SLR) e di inizio danno (SLID).

Tabella 1.4 Costi di ricostruzione associati agli stati limite.

Stato Limite	T_{RD}	CR
SLR	975	100
SLC	975	80
SLV	475	50
SLD	50	15
SLO	30	7
SLID	10	0

2. Si effettua l'analisi della struttura e si determinano i valori delle accelerazioni al suolo di capacità PGA_C per gli stati limite (SLO, SLD, SLV, SLC). In alternativa, è possibile in via semplificata, effettuare le analisi solo per lo SLV e SLD.
3. Note le PGA_C , si determinano i corrispondenti periodi di ritorno T_{RC} associati a tali accelerazioni. In assenza di più specifiche valutazioni, i periodi di ritorno possono essere valutati con l'Eq.1.8:

$$T_{RC} = T_{RD} (PGA_C / PGA_D)^{\eta} \quad \text{con } \eta = 1/0.41 \quad (1.8)$$

4. Per ciascuno dei periodi di ritorno sopra individuati, si determina il valore della frequenza media annua di superamento λ (Eq.1.9). Qualora si fossero calcolate le PGA_C dei soli SLV e SLD, possono essere attribuiti i valori $\lambda_{SLO} = 1.67\lambda_{SLD}$ e $\lambda_{SLC} = 0.49\lambda_{SLV}$. È utile sottolineare che per il calcolo del tempo di ritorno T_{FC} associato a SLD e SLO è necessario assumere il valore minimo tra quello ottenuto per tali stati limite e quello valutato per lo SLV. Si assume, di fatto, che non si possa raggiungere lo SLV senza aver raggiunto SLO e SLD.

$$\lambda = \frac{1}{Tr} \quad (1.9)$$

5. Si definisce Stato Limite di Inizio Danno SLID quello a cui è associabile una perdita economica nulla in corrispondenza di un evento sismico e il cui periodo di ritorno è assunto, convenzionalmente, pari a 10 anni con $\lambda = 0.1$;
6. Si definisce Stato Limite di Ricostruzione SLR quello a cui la struttura presenta uno stato tale da rendere impossibili altri interventi che non siano demolizione e ricostruzione. A questo stato limite è associabile una perdita economica pari al 100%. Convenzionalmente si assume che tale stato limite si manifesti in corrispondenza di un evento sismico il cui periodo di ritorno è pari a quello dello SLC.
7. Per ciascuno degli stati limite considerati, si associa al corrispondente valore λ il valore della percentuale di costo di ricostruzione:

Tabella 1.5 Percentuale del costo di ricostruzione CR associata al raggiungimento di ciascun stato limite.

Stato Limite	CR (%)
SLR	100
SLC	80
SLV	50
SLD	15
SLO	7
SLID	0

8. Il valore della perdita annuale attesa PAM per ogni configurazione, ovvero l'area sottesa dalla spezzata individuata dalle coppie di punti (λ, CR) , è possibile calcolarla attraverso l'Eq.1.10:

$$\sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_i) - \lambda(SL_{i-1})] \times \frac{[C_r(SL_i) + C_r(SL_{i-1})]}{2} + \lambda(SLC) \times C_r(SLR) \quad (1.10)$$

9. Si individua, mediante la Tabella 1.3, la Classe di Rischio PAM corrispondente;

10. Si determina l'indice di sicurezza per la vita IS-V con l'Eq.1.11:

$$IS-V = \alpha PGA \times 100 \quad (1.11)$$

11. Si individua, mediante la Tabella 1.3, la Classe di Rischio IS-V;

12. In seguito alla determinazione degli indici PAM e IS-V, è possibile eseguire la classificazione sismica dell'edificio in esame. Si seleziona quindi il valore massimo di perdita annuale attesa e il valore minimo di indice di sicurezza e, sulla base dei limiti imposti da normativa (MIT, 2017), si associano rispettivamente la classe PAM e IS-V. Si determina la Classe di Rischio della costruzione come la peggiore tra la Classe PAM e la Classe IS-V.

1.2 Tecniche di modellazione numerica

Lo studio degli edifici in muratura esistenti è governato dall'impossibilità di conoscere pienamente le caratteristiche dei materiali adoperati, le tecniche costruttive utilizzate e l'effettiva qualità complessiva.

Tale incertezza si ripercuote anche sulla possibilità di creare un modello che rappresenti il reale comportamento di un edificio in muratura. Proprio a causa di questa difficoltà, nel tempo sono stati sviluppati numerosi metodi per l'analisi strutturale di edifici in muratura. Tali metodi si differenziano tra loro in base al grado di precisione della modellazione, al livello di conoscenza della struttura, alla casistica di applicabilità ed all'onere computazionale richiesto. Un modello è definito di buona qualità quando ad un sufficiente dettaglio di discretizzazione corrisponde un accettabile onere computazionale. La normativa gestisce l'incertezza sulla schematizzazione anche tramite opportuni fattori di confidenza (FC), riduttivi delle proprietà meccaniche dei materiali, i cui valori sono funzione del livello di conoscenza della struttura stessa.

1.2.1 Metodo SAM a telaio equivalente

Il metodo SAM, acronimo di *Simplified Analysis Method*, è un metodo di calcolo per l'analisi statica non lineare a macroelementi per edifici in muratura sottoposti ad azione sismica. Esso è stato originariamente pensato per l'analisi di pareti piane sulle ipotesi formulate da Magenes e Calvi nel 1996⁴; tuttavia, i limiti riscontrati nei tentativi di applicazione di tale metodo su strutture di una certa dimensione e complessità hanno reso necessarie una riformulazione ed una nuova implementazione (Magenes, Bolognini, & Braggio, 2000) delle idee di base avvenute nel 1998 (Magenes & Dalla Fontana, 1998).

⁴ Magenes, g., Calvi, G.M., (1996). "Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie", Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto", Messina, 18-20 settembre 1996, Pitagora Ed.Bologna.

Se la geometria delle pareti e delle aperture è sufficientemente regolare, il metodo prevede una modellazione della parete muraria a telaio equivalente in cui si individuano tre tipologie di elementi:

- Elementi ad asse verticale (maschi murari);
- Elementi ad asse orizzontale (fasce murarie);
- Elementi rigidi di collegamento (nodi).

I maschi murari e le fasce vengono identificati come gli elementi in cui si concentrano deformazioni e danneggiamenti mentre i nodi, ipotizzati infinitamente rigidi, fungono da collegamento tra gli elementi (Figura 1.9). Il metodo si concentra sulla risposta in piano della muratura; pertanto, è necessario che eventuali meccanismi fuori piano siano verificati diversamente.

Il metodo tiene conto della possibile presenza di elementi strutturali diversi dalla muratura (cordoli, architravi) tramite l'utilizzo di elementi *beam-column* elastoplastici, in cui è prevista la possibile rottura per pressoflessione con formazione di cerniere plastiche.

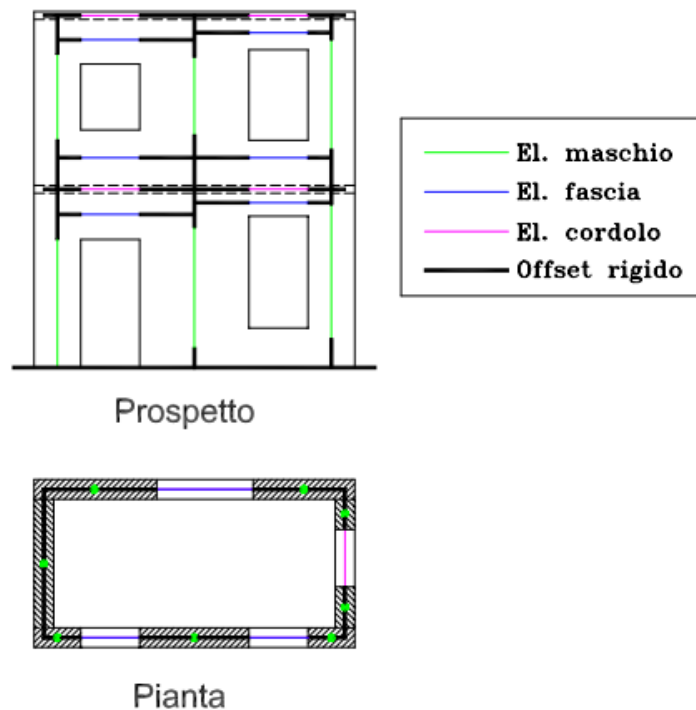


Figura 1.9 Modellazione tridimensionale di un edificio (Magenes, Bolognini, & Braggio, 2000).

Per la modellazione tridimensionale, le pareti composte da muri intersecanti vengono scomposte in maschi semplici a sezione rettangolare, in cui la continuità fra gli spostamenti dei due è garantita, a livello dei solai, mediante l'uso di offset rigidi (Figura 1.10).

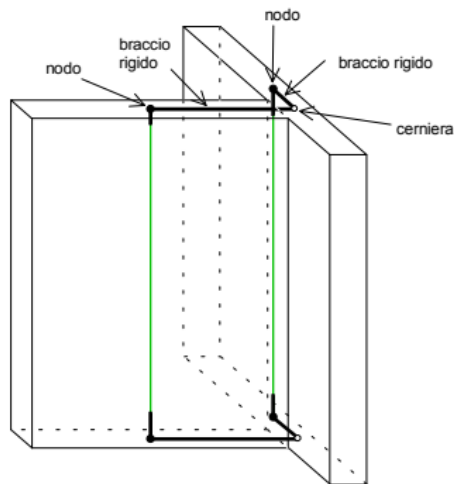


Figura 1.10 Scomposizione di un muro composto in maschi elementari (Magenes, Bolognini, & Braggio, 2000).

1.2.1.1 L'elemento maschio murario

L'elemento maschio è l'elemento ad asse verticale del telaio, posizionato in corrispondenza dell'asse baricentrico del relativo elemento. Si suppone costituito da una parte deformabile con resistenza finita e da due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento.

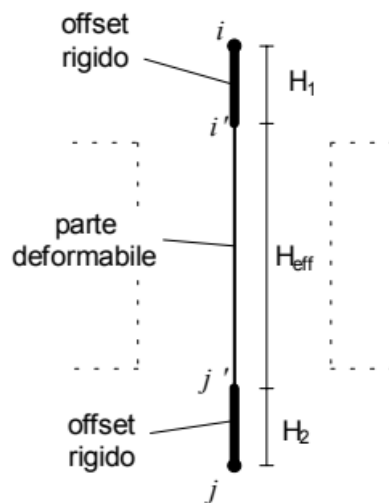
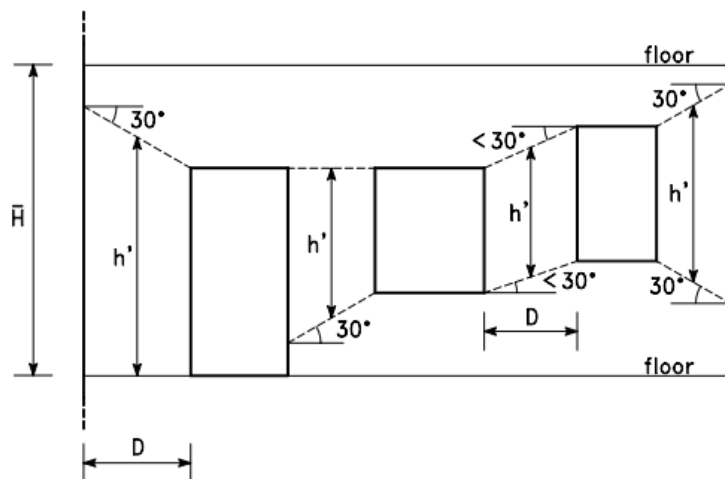


Figura 1.11 L'elemento maschio murario (Magenes, Bolognini, & Braggio, 2000).

L'altezza della parte deformabile, altezza efficace H_{eff} , viene definita secondo quanto proposto da (Dolce, 1989) per tener conto, in modo approssimato, della deformabilità della muratura nelle zone di nodo.



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

Figura 1.12 Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari.

1.2.1.2 L'elemento fascia muraria

Le fasce murarie sono elementi di muratura ad asse orizzontale posizionate al di sopra delle aperture presenti in una parete e collegate alle estremità agli assi dei due maschi adiacenti. La loro funzione è quella di accoppiamento tra i maschi, influenzando notevolmente la risposta di una parete riguardo la distribuzione delle sollecitazioni sui maschi. Come per il maschio, la fascia è costituita da una parte centrale deformabile a flessione e taglio e da due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità. A differenza dei maschi, non esistono formulazioni specifiche riguardo la lunghezza del tratto deformabile ma si ritiene appropriata assumerla pari alla luce libera delle aperture (Figura 1.13a). In caso di assenza di allineamento tra le aperture di due livelli successivi, si fa combaciare la lunghezza efficace con le linee di unione degli estremi delle aperture (Figura 1.13b).

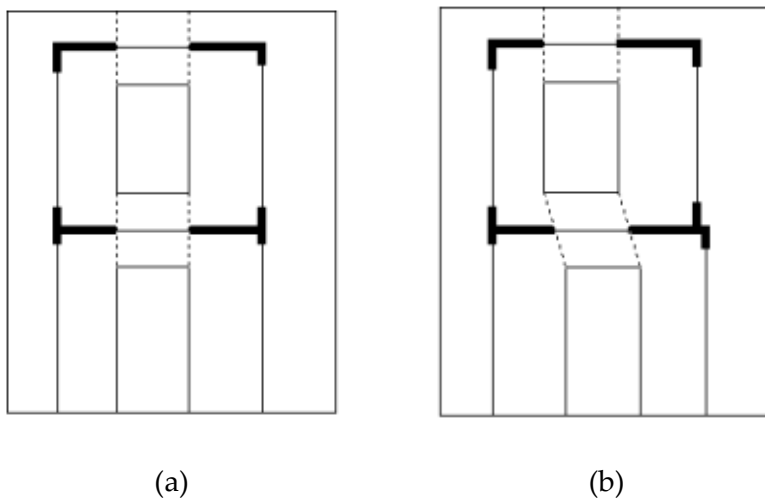


Figura 1.13 Definizione lunghezza efficace delle fasce murarie: a) aperture allineate; b) aperture non allineate (Magenes, Bolognini, & Braggio, 2000; MIT, 2008).

L'approccio a telaio equivalente è oggi implementato automaticamente nei software 3Muri e ProSAM, tuttavia, per la sua semplicità, può essere realizzato manualmente in programma ad elementi finiti generico come MIDAS Gen (CSPFEA, 2022). L'ipotesi fondamentale per l'utilizzo di questa schematizzazione è la presenza di connessioni adeguate che garantiscono il comportamento scatolare, evitando l'attivazione dei meccanismi fuori piano.

2 CAPITOLO

Valutazione economica delle emissioni di CO₂

Il capitolo tratta delle emissioni di anidride carbonica (CO₂) del comparto edilizio esistente. Dopo aver analizzato i motivi per cui gli edifici esistenti emettono un così elevato quantitativo di CO₂, vengono proposti dei dati che dimostrano la dimensione e l'urgenza del trovare una soluzione al problema. A seguire vengono presentate una serie di definizioni e metodologie legate al *Life Cycle Thinking*, utilizzate allo stato dell'arte per operare delle valutazioni sull'impatto ambientale dei prodotti. Infine, viene descritta la nascita e la modalità di funzionamento del mercato EU ETS, e la metodologia di stima delle emissioni degli interventi di miglioramento sismico.

2.1 Emissioni del patrimonio edilizio italiano

Il patrimonio edilizio italiano si compone di circa 14.151.795 edifici secondo il censimento dell'ISTAT del 2011⁵, di cui 12.187.698 con funzione residenziale, pari all'84% del totale, e 1.964.097 con funzione non residenziale. Poiché il comportamento strutturale dell'edificio è fortemente condizionato dall'anno di costruzione e dalla tipologia costruttiva, si analizza il patrimonio edilizio residenziale per individuare le caratteristiche prevalenti. Dal punto di vista strutturale, il 57% degli edifici è realizzato in muratura portante, mentre il 29% in calcestruzzo armato e 13% in altre tecniche costruttive. La tipologia abitativa più diffusa è quella monofamiliare, pari al 55,5%, seguita dai complessi bifamiliari, 22,5%, e plurifamiliari, 21,5% (Figura 2.1).

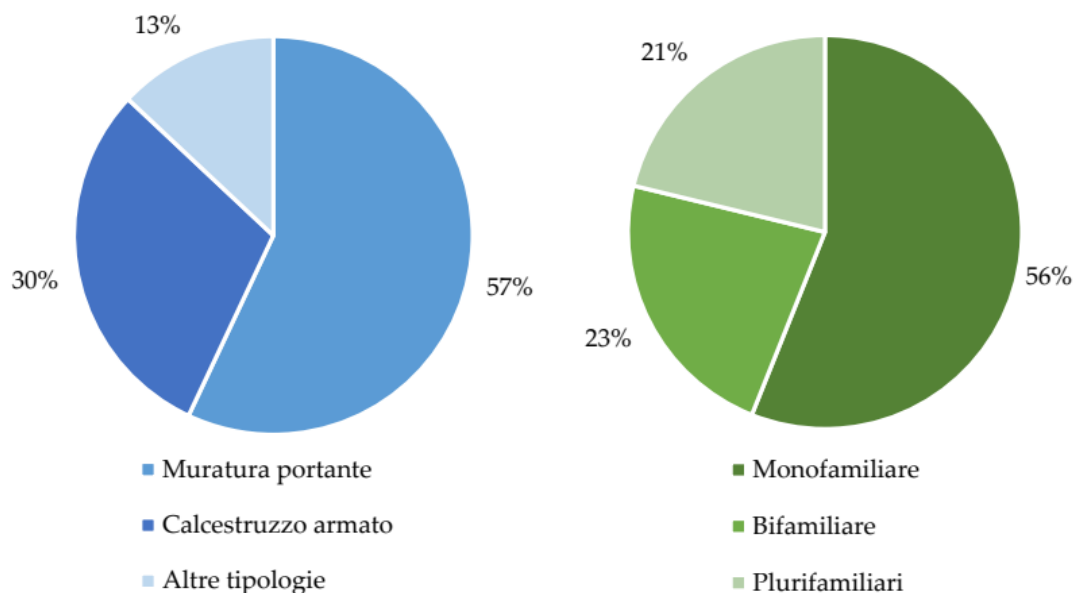


Figura 2.1 Suddivisione edifici residenziali per tipologia costruttiva e abitativa.

⁵ ISTAT, <http://dati-censimentopopolazione.istat.it/index.aspx?queryid=11907>, (Visualizzato in data 10/09/23)

Inoltre, l'indagine ISTAT stima che il 65% del patrimonio edilizio italiano sia stato costruito prima degli anni Settanta (Figura 2.2) e quindi realizzata in assenza di quadro normativo sismico.

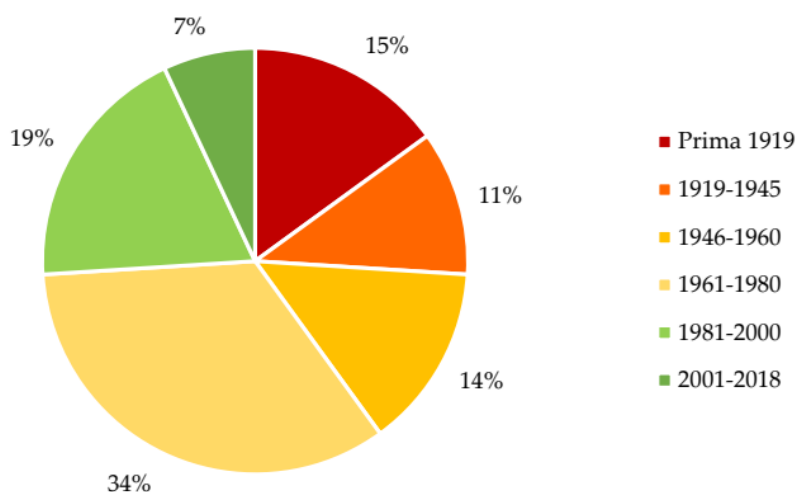


Figura 2.2 Edifici residenziali per epoca di costruzione.

Risulta evidente come il patrimonio edilizio italiano sia molto vulnerabile all'azione sismica.

La transizione ecologica europea prevede standard e misure comuni a tutti gli stati membri per ridurre l'impatto ambientale dell'attuale comparto edilizio. Il "Green Deal" europeo va in questa direzione: gli stati membri si impegnano ad incentivare le ristrutturazioni sugli immobili esistenti e la quantità degli edifici di nuova realizzazione per ottenere strutture energeticamente e sismicamente efficienti, auspicando di ridurre del 30% i consumi e del 40% le emissioni entro il 2030 (Federici, Preziosi, & Viola, 2020). Agire sulla riduzione dell'impatto ambientale di questo settore sarà fondamentale per arrivare, come auspica l'Unione Europea, ad un'economia a zero emissioni entro il 2050. Entro tale anno si stima infatti che il 75% dell'attuale patrimonio edilizio sarà ancora in uso: migliorare l'efficienza energetica e il comportamento strutturale nel ciclo di vita degli edifici esistenti è dunque la strada da percorrere per raggiungere gli obiettivi prefissati (Belleri & Barini, 2016).

2.2 Ciclo di vita dell'edificio

Il *Life Cycle Thinking* è un approccio culturale che considera l'intera filiera di un prodotto al fine di studiare ed individuare possibili innovazioni e miglioramenti che riducano gli impatti ambientali e l'uso delle risorse nel processo di fabbricazione.

La suddivisione in fasi di ciclo vita di un prodotto è esplicitata nella norma UNI EN 15804:2021 "Sostenibilità delle costruzioni – Dichiarazioni ambientali di prodotto – Regole quadro sviluppo per categoria di prodotto" (CEN,2021) che definisce le fasi mostrate in Tabella 2.1. Si distinguono quattro fasi principali:

- Fase di fabbricazione o *Product Phase* (A1-A3);
- Fase di costruzione o *Construction Phase* (A4-A5)

- Fase d'uso o *Use Phase* (B1-B7), che comprende la ripartizione e/o sostituzione (B4) e la ricostruzione (B5);
- Fine vita o *End of Life Phase* (C1-C4);
- Riciclo e Riuso o *Benefict and Loads* (D).

Tabella 2.1 Ciclo vita edificio da EN 15804.

Fasi Ciclo Vita	Produzione			Costruzione		Uso							Fine Vita				Riuso
	A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D
Processi	Fornitura materiale grezzo Trasporto Manifattura			Trasporto Installazione		Uso Manutenzione Riparazione Sostituzione Ristrutturazione Consumi energia Consumi acqua							Demolizione Trasporto Trattamento dei rifiuti Smaltimento				Riuso, Recupero e Riciclo

2.3 Metodologia Life Cycle Assessment

Inizialmente pensato al solo scopo di determinare la durata massima della vita di un prodotto, il *Life Cycle Assessment* (LCA) è ora uno strumento fondamentale per valutare gli impatti energetici e ambientali⁶. Il LCA è una metodologia che analizza l'intero ciclo di vita di un prodotto: computando le materie prime, l'energia impiegata, i trasporti coinvolti, fino ad arrivare al suo smaltimento (Figura 2.3).



Figura 2.3 La metodologia LCA studia tutte le fasi della vita del prodotto.

⁶ Rinnovabili.it, <https://www.rinnovabili.it/ambiente/life-cycle-assessment-dalla-culla-alla-tomba/>, (Consultato in data 07/11/2023)

L'impatto ambientale del prodotto oggetto dell'analisi viene valutato secondo le diverse categorie ambientali (Tabella 2.2) indicate dalla norma EN ISO 14040 (Technical Committee ISO/TC 207,2020).

Tabella 2.2 Le categorie di impatto ambientale

Categoria ambientale	Sigla
Riscaldamento globale	GWP
Riduzione dell'ozono presente nella stratosfera	ODP
Formazione fotochimica dell'ozono nella troposfera	POCP
Eutrofizzazione	NP
Acidificazione	AP
Tossicità per l'uomo	HTP
Eco-tossicità	ETP

2.3.1 Dichiarazione EPD

Acronimo di *Environmental Product Declaration* (Dichiarazione Ambientale di Prodotto), l'EPD è uno strumento pensato dall'Unione Europea per aiutare il dialogo sulla sostenibilità tra produttori, distributori e consumatori⁷. La EPD (Figura 2.4) è una dichiarazione ambientale del prodotto, prevista dalle politiche ambientali comunitarie, regolata dalla serie ISO 1420. Essa utilizza la metodologia LCA per elaborare una Dichiarazione a garanzia della oggettività delle informazioni fornite.



Figura 2.4 Il marchio posto sui prodotti verificati con EPD.

Secondo l'ultimo aggiornamento della EN 15804:2012 + A2:2019 (CEN, 202a) una dichiarazione EPD nel mondo delle costruzioni deve contenere i processi di produzione e consumo di energia e materiali (moduli A1-A3), i processi di demolizione/decostruzione, trasporto, smaltimento e/o riciclo del prodotto (moduli C1-C4) e crediti, carichi e benefici, derivanti dai flussi nelle fasi di fine vita (modulo D).

Gli studi LCA alla base di un EPD devono includere 13 indicatori ambientali obbligatori e 6 indicatori ambientali addizionali. Nell'ambito di questa tesi l'analisi si limita al solo indicatore

⁷ ISPRA, <https://www.isprambiente.gov.it/it/attività/sviluppo-ssotenibile/strumenti-per-lo-sviluppo-sostenibile/le-norme-della-serie-iso-14000>, (Consultato in data 07/11/2023)

Global Warming Potential (GWP), che misura l'impatto ambientale in termini di emissioni, misure in kg CO₂ eq, e si suddivide in ulteriori quattro categorie:

- GWP_{TOTAL}: Potenziale di riscaldamento globale totale;
- GWP_{FOSSIL}: Potenziale di riscaldamento globale dei combustibili fossili;
- GWP_{BIOGENIC}: Potenziale di riscaldamento globale biogenico;
- GWP_{LULUC}: Potenziale di riscaldamento globale del cambio di destinazione e uso terreno.

Come ulteriore limitazione, per l'analisi di questa tesi è stata considerata la sola prima voce, che valuta il potenziale di riscaldamento globale totale GWP_{TOTAL}

2.4 Il Mercato EU ETS

L'European Union Emissions Trading Scheme (EU ETS) è il Sistema Europeo di Scambio di Quote di Emissione, uno dei principali strumenti attuato dall'Unione Europea per ridurre le emissioni di gas serra nei settori particolarmente energivori come gli impianti industriali, gli impianti di produzione di energia elettrica e gli operatori aerei.

Istituito dalla Direttiva 2003/87/CE, il mercato EU ETS viene definito un sistema *cap and trade* perché fissa un tetto massimo, "cap", alla quantità massima complessiva di emissioni consentite a tutti i soggetti vincolati, permettendo ai partecipanti di acquistare e vendere sul mercato, "trade", i diritti a emettere CO₂ (quote) secondo le loro necessità, all'interno del limite stabilito⁸.

I diritti ad emettere, distribuiti in tCO₂eq, ogni anno vengono sottratti dal mercato a causa del progressivo abbassamento del cap; quindi, il prezzo delle quote CO₂ tenderà a salire di anno in anno, disincentivando l'acquisto di nuovi permessi dei soggetti partecipanti al mercato a favore dell'efficientamento energetico degli impianti. Alla fine di ogni anno i soggetti nel mercato sono tenuti a confrontare le quantità di tCO₂eq. emesse durante l'anno con i permessi di cui sono in possesso: se la quantità emessa supera quella consentita in ragione dei permessi, si rende necessario comprare altre quote in aste o da altri soggetti che possiedono permessi eccedenti alle proprie emissioni.

Il prezzo per tCO₂eq negli ultimi quattro anni è aumentato notevolmente, raggiungendo un picco di 105 Euro raggiunto nel febbraio del 2023 (Figura 2.5) rispetto ad un prezzo precedente di meno di 15 Euro. Le motivazioni di questa crescita esponenziale sono da ricercare in diverse risposte:

- La prima è di matrice socio-economica: l'aumento costante del prezzo del gas naturale spinge i produttori di energia ad utilizzare al massimo la fonte carbone che, comportando emissioni nettamente superiori a quelle del gas, richiedono l'acquisto di maggiori permessi, il cui prezzo tende ad aumentare.
- La seconda motivazione è politica: un accordo di governo in Germania che prevede un impegno a non far scendere il prezzo dei permessi di emissione sotto la soglia di 40 euro a tonnellata, in modo da spingere a investire sull'innovazione e accelerare la transizione

⁸ Gestore Servizi Elettrici, <https://www.gse.it/servizi-per-te/mercati-energetici/asteco2/sistema-eu-ets>, (Consultato in data 07/11/2023)

ecologica. Lo stesso impegno è stato assunto alla Cop26 di Glasgow, quando si è stabilito che i prezzi dei permessi all'emissione di CO₂ avranno un ruolo chiave per la transizione verde⁹.

- La terza motivazione è la guerra russo-ucraina e le conseguenti sanzioni economiche dell'Unione Europea alla Russia, che hanno determinato l'interruzione delle ingenti forniture provenienti da quel paese.

Per la stima monetaria delle emissioni di CO₂ degli interventi di miglioramento sismico si considera il prezzo medio di mercato per il 2023, pari a 85 €/tCO₂.



Figura 2.5 Andamento dei prezzi dei permessi del mercato EU ETS¹⁰.

2.5 Conversione della PAM

Per valutare il contributo del rischio sismico alle emissioni complessive è stata considerata la Perdita Annuale Media (PAM). Essa considera le perdite economiche associate ai danni agli elementi, strutturali e non, e riferite al costo di ricostruzione (C_R) dell'edificio privo del suo contenuto (MIT, 2017a): è un costo riparatorio annuale espresso in percentuale. Invece di valutare l'accezione economica della definizione, è stata considerata una "PAM ambientale" definita dalle emissioni di CO₂ associate alla riparazione dei danni attesi agli elementi dell'edificio e riferite alle emissioni di ricostruzione (E_R).

⁹ EURACTIV, <https://euractiv.it/section/energia/opinion/il-prezzo-della-co2-schizza-a-75-euro-a-tonnellata-ragioni-e-conseguenze/>, (Consultato in data 07/11/2023)

¹⁰ Trading Economics, <https://tradingeconomics.com/commodity/carbon>, (Consultato in data 07/11/2023)

A partire da un valore di emissione di ricostruzione a nuovo reperibile in letteratura (Di Bari et al, 2020) e pari a 490 kg CO₂eq./m² (e_R), le emissioni totali si ottengono moltiplicando per la metratura dell'edificio studiato (Eq.2.1) nell'ipotesi che ci sia corrispondenza tra costi ed emissioni di ricostruzione. I valori percentuali della perdita annuale media sono ricavati a seconda della configurazione di intervento studiata secondo le modalità descritte al §1.1.7.2.

$$E_R = e_R \times A \quad (2.1)$$

$$E_i = E_R \times PAM \quad (2.2)$$

Le emissioni annuali dovute alla riparazione dei danni sismici E_i, espresse come una percentuale pari alla PAM delle emissioni di ricostruzione (Eq. 2.2) sono stati successivamente proiettati nel tempo (Eq.2.3) considerando le quantità di anidride carbonica equivalente emessa costante negli anni.

$$E_C = \sum_i^n PAM_i \times E_R \quad (2.3)$$

2.6 Stima delle emissioni degli interventi

Le emissioni di cantiere sono state computate considerando due contributi principali:

- 1) Le emissioni di CO₂eq dei materiali da costruzione nel loro ciclo vita (E_M);
- 2) Le emissioni dovute alle lavorazioni per la posa dei materiali (E_L), come demolizione e forature, le quali sono piuttosto comuni in caso di interventi su edilizia esistente.

La somma delle emissioni calcolate con gli approcci sopra descritti ha determinato le emissioni degli interventi in cantiere (E_I) (Eq.2.4).

$$E_I = E_M + E_L \quad (2.4)$$

2.6.1 Materiali

L'impatto ambientale in termini di CO₂ eq dei materiali da costruzione è stato stimato seguendo i valori forniti dalle Environmental Product Declaration (EPD). Dopo aver definito le quantità previste per l'intervento (Q_j), con le voci dei Computi Metrici Estimativi (CME), è stata effettuata una ricerca online dei prodotti che corrispondono alle caratteristiche previste nella descrizione della voce per individuare le schede tecniche e gli EPD (Figura 2.6) con cui valutare le tCO₂ equivalenti emesse per produrre un'unità di prodotto (F_j), misurata in kg, m² o m³.

Le emissioni dovute al ciclo vita dei materiali da costruzione impiegati per l'intervento (E_M) sono descritte da Eq.2.5.

$$E_M = \sum_i^n Q_j \times F_j \quad (2.5)$$

Table 8: Planitop Intonaco Armato (A+B): Potential environmental impact – mandatory indicators according to EN 15804 referred to 1 kg of product with packaging

Indicator	Unit	A1 – A3	A4	A5	C1	C2	C3	C4	D
GWP _{TOTAL}	(kg CO2 eq.)	2,72E-01	6,20E-02	3,61E-02	1,86E-03	8,96E-03	2,65E-03	4,36E-03	-1,00E-02
GWP _{FOSSIL}	(kg CO2 eq.)	2,79E-01	6,12E-02	2,00E-02	1,83E-03	8,85E-03	2,53E-03	4,33E-03	-9,97E-03
GWP _{BIOGENIC}	(kg CO2 eq.)	-9,08E-03	2,20E-04	1,61E-02	3,30E-05	3,17E-05	1,02E-04	1,62E-05	-3,21E-05
GWP _{LLULUC}	(kg CO2 eq.)	1,80E-03	5,57E-04	3,46E-06	2,39E-07	8,02E-05	1,90E-05	1,34E-05	-6,47E-06
ODP	(kg CFC 11 eq.)	7,79E-08	7,82E-15	3,66E-14	4,10E-14	1,13E-15	4,24E-15	1,10E-14	-1,43E-14
AP	(mol H ⁺ eq.)	9,38E-04	1,94E-04	1,34E-05	2,45E-06	2,91E-05	1,32E-05	3,07E-05	-1,14E-05
EP _{FRESHWATER}	(kg P eq.)	3,01E-05	2,20E-07	1,11E-08	1,00E-08	3,17E-08	8,62E-09	8,71E-09	-6,67E-09
EP _{MARINE}	(kg N eq.)	2,18E-04	8,78E-05	4,99E-06	7,63E-07	1,31E-05	6,06E-06	7,93E-06	-4,96E-06
EP _{TERRESTRIAL}	(mol N eq.)	2,00E-03	9,88E-04	5,65E-05	8,38E-06	1,48E-04	6,70E-05	8,72E-05	-5,47E-05
POCP	(kg NMVOC eq.)	6,37E-04	1,75E-04	1,29E-05	1,99E-06	2,63E-05	1,65E-05	2,39E-05	-1,24E-05
ADP _{MINERALSMETALS} *	(kg Sb eq.)	1,48E-06	3,96E-09	3,24E-10	3,39E-10	5,70E-10	2,71E-09	1,99E-10	-2,50E-10
ADP _{FOSSIL} *	(MJ)	4,81E+00	8,19E-01	3,64E-02	2,75E-02	1,18E-01	4,98E-02	5,76E-02	-1,63E-01
WDP*	(m3 world eq.)	6,95E-02	7,26E-04	2,90E-03	7,71E-04	1,05E-04	4,92E-04	4,75E-04	-7,22E-05

GWP_{TOTAL}: Global Warming Potential total; GWP_{FOSSIL}: Global Warming Potential fossil fuels; GWP_{BIOGENIC}: Global Warming Potential biogenic; GWP_{LLULUC}: Global Warming Potential land use and land use change; ODP: Depletion Potential of the stratospheric Ozone layer; AP: Acidification Potential; EP_{FRESHWATER}: Eutrophication Potential, freshwater; EP_{MARINE}: Eutrophication Potential, marine; EP_{TERRESTRIAL}: Eutrophication Potential, terrestrial; POCP: Formation potential of tropospheric ozone; ADP_{MINERALSMETALS}: Abiotic Depletion Potential for non-fossil resources; ADP_{FOSSIL}: Abiotic Depletion Potential for fossil resources; WDP: Water Deprivation Potential.

* the results of this environmental impact indicator shall be used with care as the uncertainties on these results are high or as there is a limited experienced with the indicator

Table 9: Planitop Intonaco Armato (A+B): Potential environmental impact – additional mandatory and voluntary indicators referred to 1 kg of product with packaging

Indicator	Unit	A1 – A3	A4	A5	C1	C2	C3	C4	D
GWP-GHG	(kg CO2 eq.)	2,76E-01	6,04E-02	1,99E-02	1,81E-03	8,72E-03	2,49E-03	4,26E-03	-9,87E-03

GWP-GHG: The indicator includes all greenhouse gases included in GWP-total but excludes biogenic carbon dioxide uptake and emissions and biogenic carbon stored in the product. This indicator is thus equal to the GWP indicator originally defined in EN 15804:2012+A1:2013.

Figura 2.6 EPD malta fibrorinforzata per l'intonaco armato reperito dal sito della Mapei¹¹.

2.6.2 Lavorazioni

Il calcolo dei consumi e delle emissioni in sede di intervento ha seguito un processo più articolato. Dapprima, sono state valutate le ore di impiego di strumentazione e mezzi per portare a termine le lavorazioni prescritte nel CME. La stima delle ore di utilizzo per lavorazione (Figura 7.4) è stata effettuata grazie all'analisi dei prezzi proposta dalla Regione Veneto (Veneto, 2023).

In secondo luogo, le ore di utilizzo sono state convertite in emissioni di CO₂ eq secondo quanto previsto da (Guastalegname, Trani, & Bossi, 2012), i quali analizzano i consumi energetici delle principali attrezzature presenti nei cantieri edili (Tabella 2.3), suddividendoli in due gruppi, azionati da diesel ed elettricità rispettivamente. Lo studio sulle strumentazioni è stato svolto mediante un'analisi predittiva basata su molteplici fonti di informazione (manuali, schede tecniche di riferimento); i dati ottenuti sono stati poi confrontati con una misura dei consumi reali in cantiere per la validazione dei risultati.

Le ore di lavorazione vanno poi moltiplicate per i fattori di emissione corrispondenti per ottenere le emissioni in tCO₂ eq da Eq.2.6.

$$E_L = \sum_k^P Q_k \times F_k \quad (2.6)$$

¹¹ Mapei, <https://www.mapei.com/it/it/prodotti-e-soluzioni>, (Consultato in data 01/11/2023)

Tabella 2.3 Analisi dei prezzi Prezzario Regione Veneto (Veneto, 2023), Articolo: E.05.16.a.

Codice	Descrizione	qta	umi	Imp.unit.	Importo
A.01.03.a	OPERAIO QUALIFICATO da 0 a 1000 m s.l.m.	0,200	h	29,38	5,88
B.97.01.b	Per conglomerato bituminoso fresato (rifiuto non pericoloso)	0,040	ton	14,05	0,56
D.09.01.b	NOLO A CALDO DI AUTOCARRO RIBALTABILE da mc 15	0,015	h	66,56	1,00
D.13.04.00	NOLO A CALDO DI COMPRESSORI ad aria con motore a scoppio della potenza di l/min. 5000	0,153	h	52,77	8,07
D.11.03.a	NOLO A CALDO DI GRUETTA CARRELLATA, sbraccio m 3.00	0,002	h	73,05	0,15
D.12.01.d	NOLO A CALDO DI MARTELLO DEMOLITORE AD ARIA COMPRESSA della potenza di l/min. 1200 e del peso di Kg 10	0,148	h	47,61	7,05
D.01.16.00	COMPENSO PER TRASPORTO MATERIALE	1,44	t*km	0,20	0,09
TOTALE:					22,99
SPESE GENERALI E UTILE D'IMPRESA				0,265	6,09
IMPORTO TOTALE UNITARIO:					29,08

Tabella 2.4 Riproduzione della tabella sulla stima dei consumi e delle emissioni degli escavatori in cantiere (Guastalegname, Trani, & Bossi, 2012).

Escavatori				
Parametri di Classificazione	Potenza (kW)	Consumo Specifico (g/kWh)	Consumo Orario Medio (L/h)	CO ₂ Emissioni (kg/h)
Gommato – Peso operativo da 10000 a 18000 Kg	85 - 110	0,254	15,13 – 19,55	39,29 – 50,85
Camion – 15 mc	300	0,254	47,82	140,32

2.6.3 Stima del valore monetario della CO₂

Il valore monetario delle emissioni nel ciclo di vita dell'edificio, calcolate secondo le modalità descritte nei paragrafi precedenti, è stimato secondo l'approccio del *market price of carbon*, a partire dai prezzi della CO₂ nel mercato EU ETS (vedi §2.4).

La scelta dell'intervento migliore viene effettuata sulla base di un criterio di minimizzazione del valore monetario attuale delle emissioni generate dall'edificio allo stato di fatto e a seguito della realizzazione degli interventi.

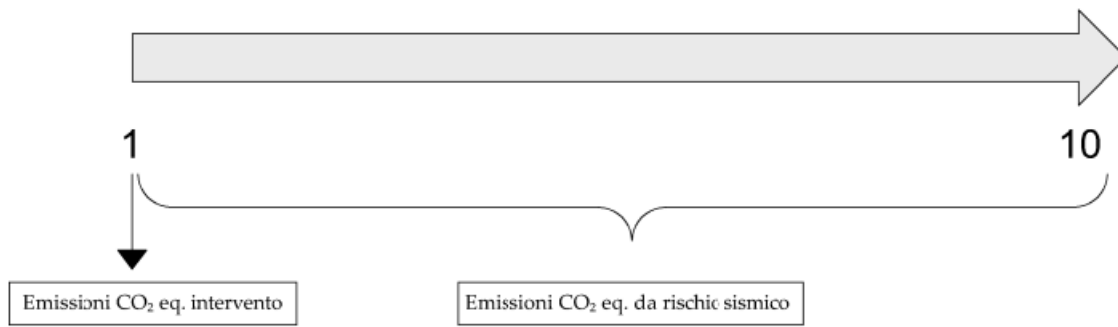


Figura 2.7 Emissioni di CO₂ nel ciclo vita dell'edificio.

Il valore attuale monetario delle emissioni è stato calcolato attraverso l'Eq. 2.7.

$$VA_{CO_2} = P_{CO_2} \times \left(E_M + E_L + \sum_{i=1}^n E_i R_{d(i)} \right) \quad (2.7)$$

In cui:

- E_i emissioni in tCO₂ dell'edificio all'anno i ;
- E_M emissioni in tCO₂ dei materiali impiegati nel cantiere;
- E_L emissioni in tCO₂ delle lavorazioni di cantiere;
- p_{CO_2} prezzo tCO₂ all'anno i ;
- $R_{d(i)} = \frac{1}{(1+r)^i}$ fattore di attualizzazione;
- r tasso di sconto;
- n orizzonte di analisi.

È stata effettuata un'analisi per i vari interventi progettati, considerando come tasso di interesse $r = 4\%$ e il prezzo della CO₂ costante per l'orizzonte di analisi di 10 anni pari a 85 €/tCO₂.

3 CAPITOLO

Caso studio: Edificio condominiale a Mestre

La scelta del caso studio è ricaduta su un edificio condominiale a destinazione d'uso residenziale a Mestre, nel comune di Venezia. Si tratta di un edificio in muratura realizzato negli anni '60 caratterizzato da una buona regolarità in pianta e in elevazione e da una disposizione, quasi sempre, ordinata delle aperture, ovvero le principali caratteristiche geometrico-architettoniche utili per essere modellato con un approccio FEM.

L'obiettivo del presente capitolo è, pertanto, fornire tutte le informazioni necessarie per la conoscenza dell'edificio seguendo i criteri e le previsioni del "percorso della conoscenza" previsto dalla vigente Normativa per l'analisi delle costruzioni esistenti (D.M. 17 gennaio 2018 e D.P.C.: 9 febbraio 2019).

Non avendo a disposizione il consenso degli attuali proprietari, nonché residenti, per un sopralluogo all'interno dell'edificio, ottima parte dei dati che verranno utilizzati, come di seguito specificato, saranno ipotizzati sulla base della documentazione raccolta con accesso agli atti e dalle fotografie rinvenute. Tra i documenti sono presenti alcune tavole del progetto architettonico, del progetto strutturale e il collaudo statico avvenuto il 11/03/1963.

3.1 Inquadramento caso studio

3.1.1 Inserimento nel contesto urbano

L'edificio in esame sorge a Mestre, località del comune di Venezia di cui rappresenta la suddivisione territoriale più popolosa con 87 377 abitanti. Costituisce inoltre il centro principale della terraferma veneziana, che conta complessivamente circa 180 000 abitanti.

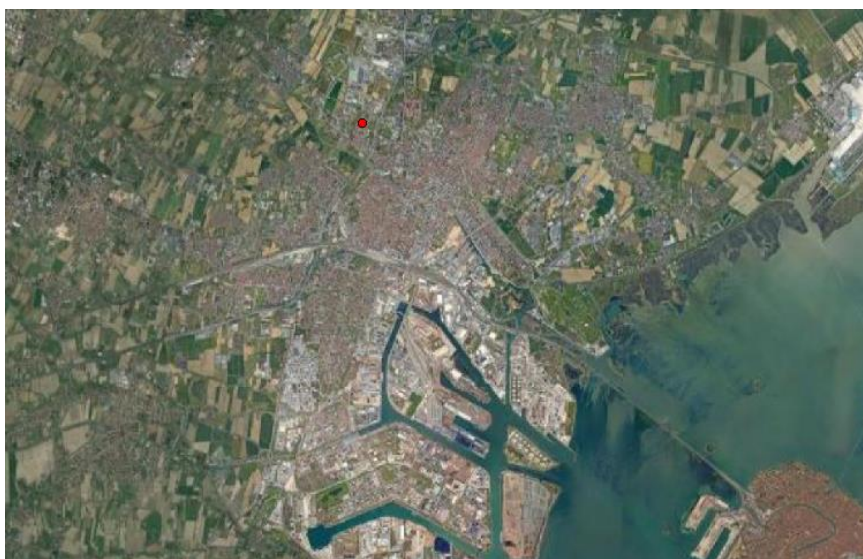


Figura 3.1 Vista satellitare di Mestre e posizione del caso studio (Google Earth).

L'edificio si trova in Via del Gazzato n.23, nella zona periferica di Mestre, circondato da fabbricati delle medesime proprietà architettoniche e strutturali a seguito della edificazione dell'area avvenuta negli anni '60.



Figura 3.2 Ortofoto dell'area e vista dell'edificio.

3.1.2 Inquadramento sismico

Per la definizione dell'azione sismica è necessario tener conto dei seguenti parametri:

- La vita nominale (V_N), intesa come il numero di anni in cui la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo a cui è destinata. Nel caso di costruzioni ordinarie $V_N \geq 50$ anni;

La classe d'uso (C_U), legata all'utilizzo dell'opera. Trattandosi di un edificio condominiale a destinazione d'uso residenziale, si sceglie la classe d'uso pertinente è la II;

- La categoria di sottosuolo, che nel caso in esame corrisponde alla C (Francese, Bondesan, & Giorgi, 2014);
- La categoria topografica, che nel caso in esame corrisponde alla T1, poiché il terreno risulta pianeggiante.

Dalla conoscenza di questi parametri e con l'utilizzo del foglio elettronico Excel "Spettri NTC", reso disponibile dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici¹² è stato possibile ricavare l'azione sismica secondo le indicazioni fornite dalla NTC 2018. La pericolosità sismica di base dell'area in cui sorge la costruzione è stata determinata tramite le coordinate GPS del sito: latitudine 45.50309 e longitudine 12.22967. Il programma fornisce automaticamente i quattro punti della maglia del reticolo di riferimento all'interno della quale è compreso il sito in esame (Figura 3.3).

¹² CSLP, <https://cslp.mit.gov.it/pareri/costruzioni-zona-sismica>, (Consultato in data 11/06/2023)

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune


REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 3.3 Individuazione della pericolosità sismica del sito.

Con queste informazioni di carattere geografico è possibile definire, utilizzando il programma, i valori dei parametri a_g , F_0 e T_{c^*} da cui risalire agli spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno relativi alla vita di riferimento V_R (Figura 3.4).

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_{c^*} [s]
SLO	30	0,030	2,532	0,209
SLD	50	0,037	2,560	0,247
SLV	475	0,088	2,606	0,349
SLC	975	0,113	2,606	0,374

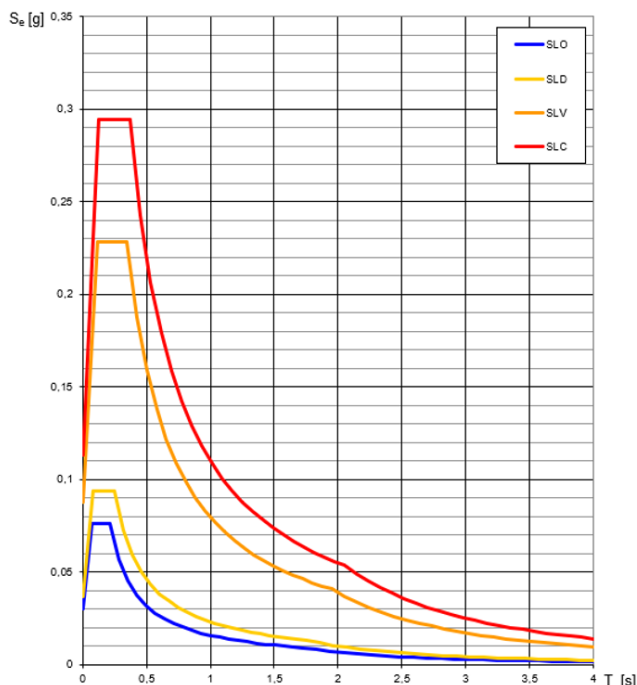


Figura 3.4 Periodi di ritorno e spettri di risposta elastici.

Inserendo le caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sito, infine, viene individuato lo spettro di progetto finale (Figura 3.5). Poiché l'edificio in esame una costruzione esistente, le NTC indicano che la valutazione può essere eseguita con riferimento ai soli stati limite ultimi

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_q	0,088 g
F_0	2,606
T_C	0,349 s
S_S	1,500
C_C	1,486
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,173 s
T_C	0,519 s
T_D	1,951 s

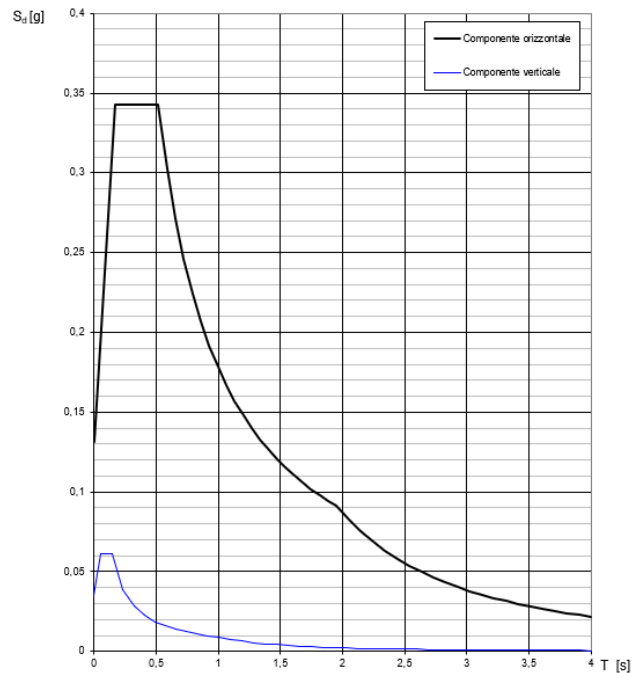


Figura 3.5 Valori dei parametri per la componente orizzontale e spettro per lo SLV.

3.1.3 Rilievo fotografico

Di seguito vengono riportate alcune fotografie effettuate durante un sopralluogo. Non avendo il consenso dei proprietari non è stato possibile effettuare fotografie all'interno dell'edificio.

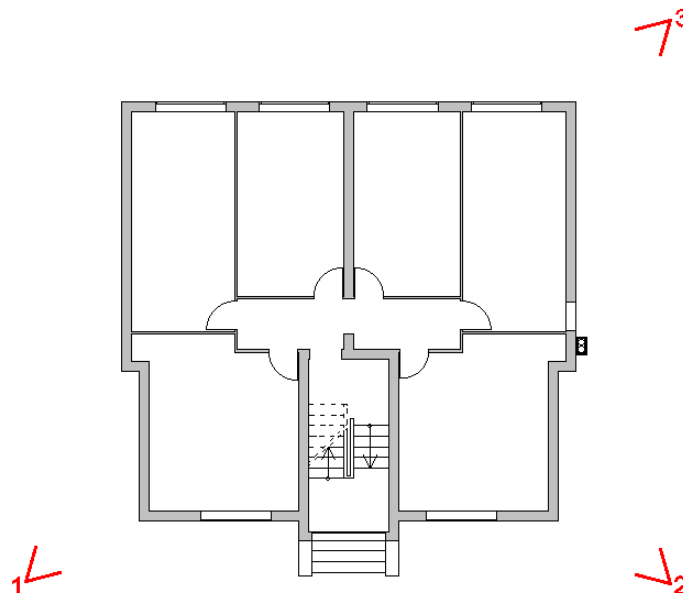


Figura 3.6 Coni visuali.



Figura 3.7 Rilievo fotografico.

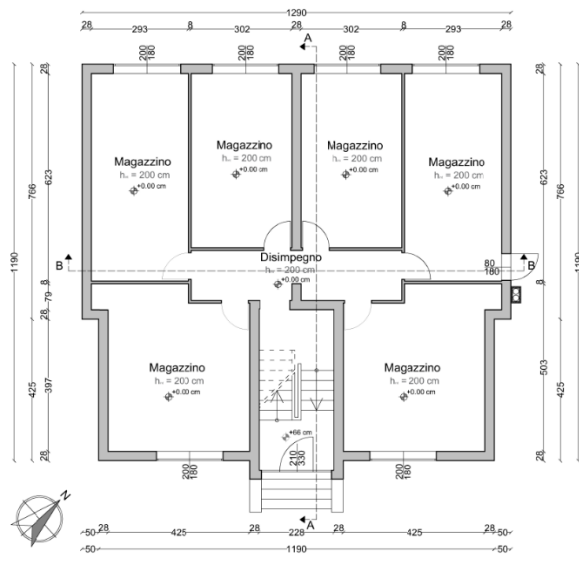
3.1.4 Rilievo geometrico

Il rilievo è stato effettuato con la tecnologia laser scanner, e prendendo alcune misurazioni in maniera tradizionale (con l'ausilio di cordella metrica e distanziometro laser), così da verificare l'affidabilità dei dati.

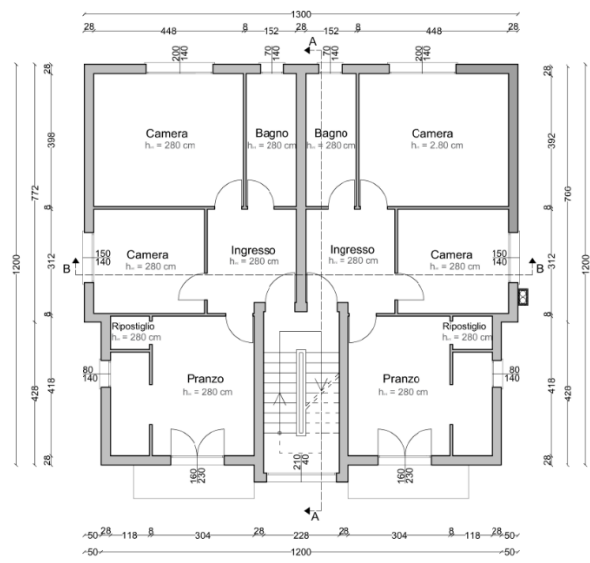
L'edificio si presenta con una forma rettangolare pressoché regolare, e si sviluppa su quattro livelli fuori terra, per un'altezza massima di gronda pari a 11,00 m. Al piano terra si trovano i garage con una altezza interna di 2,00 m, collegati al vano scala mediante un disimpegno (Figura 3.9a). I piani superiori, adibiti ad appartamenti (Figura 3.9b), presentano una distribuzione degli spazi interni identica e un'altezza interpiano costante pari a 3,00 m. Il sottotetto non è accessibile e si presenta come un'intercapedine tra il solaio di soffittatura dell'ultimo piano e la copertura vera e propria.

I prospetti sono abbastanza semplici (Figura 3.9 e 3.10), con una distribuzione regolare delle aperture, ad eccezione del prospetto ovest dove i portoni dei garage non sono allineati con le aperture soprastanti degli appartamenti.

Di seguito si riportano gli elaborati grafici (piante, sezioni, prospetti).

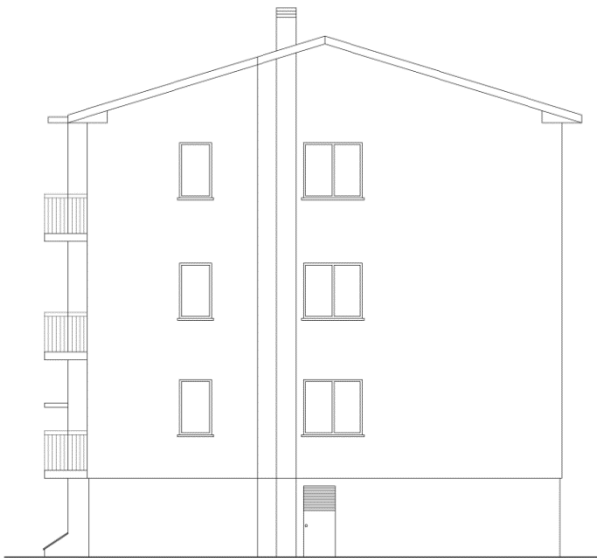


a.

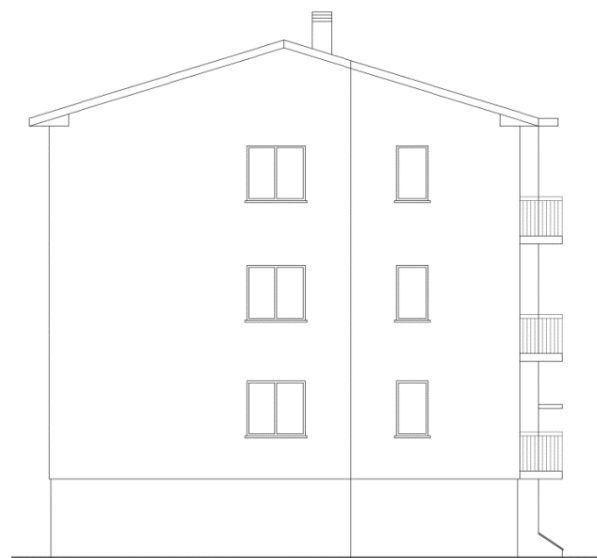


b.

Figura 3.8 Piante: a) piano terra; b) interpiano.



a.



b.

Figura 3.9 Prospetti: a) nord; b) sud.



Figura 3.10 Prospetti: a) est; b) ovest.

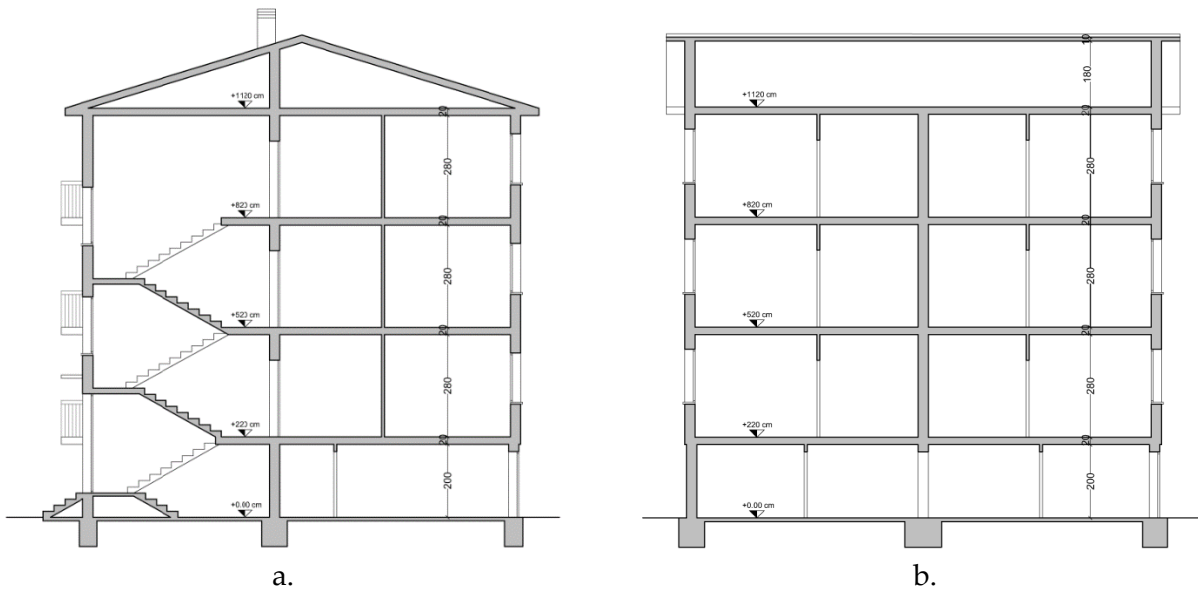


Figura 3.11 Sezioni: a) sezione A-A; b) sezione B-B.

3.1.5 Rilievo strutturale

La conoscenza della struttura nel suo complesso è un aspetto molto rilevante ai fini dello studio delle vulnerabilità e del comportamento del fabbricato in caso di sisma (MIT, 2018). L'obiettivo è dunque quello di identificare i materiali e gli elementi strutturali di cui è costituito, così da poter individuare e studiare i comportamenti meccanici, sia globali che locali.

Le caratteristiche delle strutture sono state interamente ricavate dal certificato di collaudo con Protocollo n°1937 del 11-03-1963, ottenendo le seguenti caratteristiche:

- Le fondazioni sono continue in calcestruzzo leggermente armato;
- Le strutture verticali sono costituite da muratura in mattoni forati da 25 cm;
- Le strutture orizzontali sono costituite da solai in laterocemento h16+3 int.25 con luce massima di ml 6.10;
- La copertura è a due falde in laterocemento;
- Il ferro usato è di tipo Aq42;
- Il cemento impiegato è Italcementi tipo "600";
- Le scale sono in c.a. gettate in opera.

3.1.6 Individuazione delle criticità e delle vulnerabilità

Dal sopralluogo condotto, risulta evidente che attualmente l'edificio non si trova in una situazione di pericolo e non presenta né danni evidenti, né un ampio quadro fessurativo. Per individuare, quindi, le criticità del manufatto si opera attraverso un'attenta analisi in pianta, prospetto e sezione, con lo scopo di determinare eventuali vulnerabilità tipiche e specifiche.

3.1.6.1 Vulnerabilità in pianta

Come rilevato nei precedenti paragrafi, l'edificio presenta una distribuzione architettonica molto regolare, tuttavia osservando il rilievo geometrico, risultano evidenti le seguenti vulnerabilità:

- Concentrazione di aperture, con conseguente riduzione della sezione utile reagente della muratura, sulle pareti sud-est e nord-ovest (Figura 3.12);
- Differente distribuzione dell'area resistente nelle due direzioni ortogonali dell'edificio, poiché le aperture sono posizionate solo sulle pareti sud-est e nord-ovest;
- Inefficacia del vano scala come elemento irrigidente, poiché i lati corti sono aperti dalle porte di accesso agli appartamenti da un lato e dalle finestre dall'altro;
- Monodirezionalità dei solai che agiscono solo sulle pareti sud-ovest e nord-est, accentuando la disparità di resistenza tra le due direzioni principali.

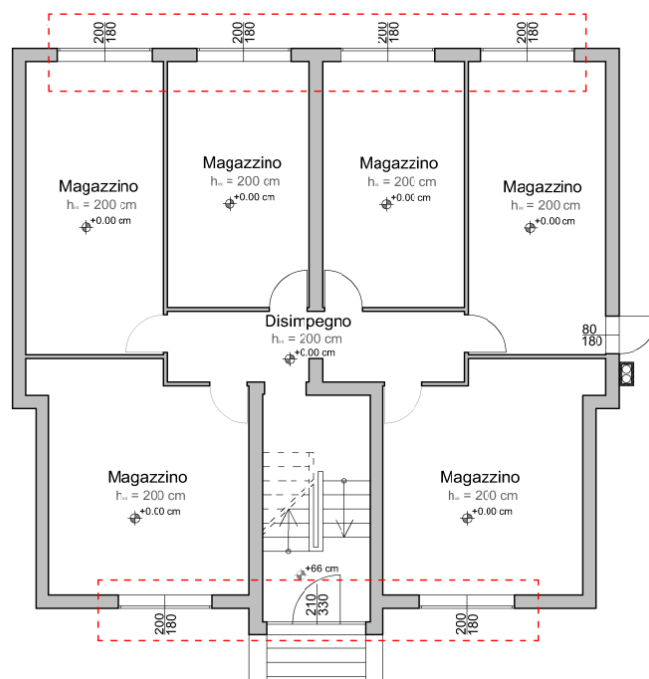


Figura 3.12 Vulnerabilità in pianta: in rosso, riduzione della sezione muraria del prospetto est ed ovest.

3.1.6.2 Vulnerabilità in elevazione

Analizzando prospetti e sezioni dell'edificio è possibile individuare la seguente vulnerabilità:

- Distribuzione irregolare delle aperture (Figura 3.13), che si verifica solo nel prospetto ovest, interrompendo il maschio murario prima dell'arrivo a terra;
- Maschi snelli nelle pareti sud-est e nord-ovest per effetto delle grandi aperture presenti al piano terra.

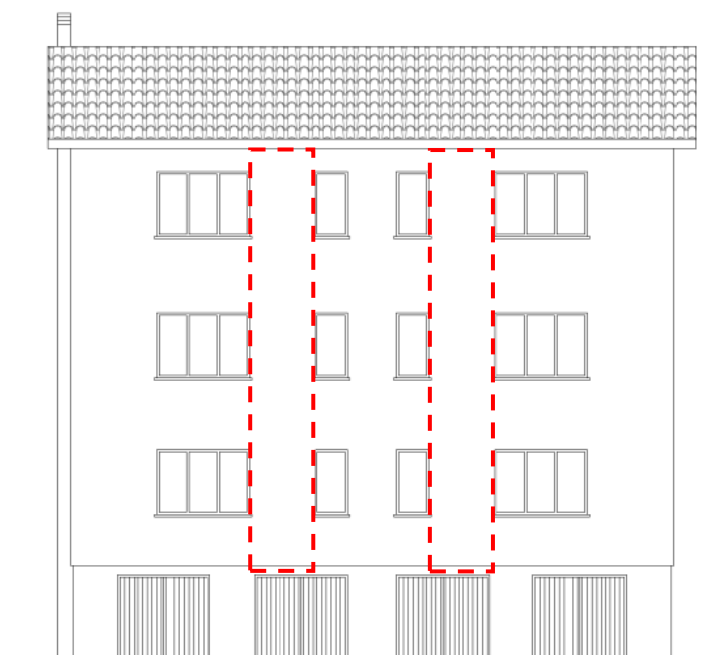


Figura 3.13 Vulnerabilità in elevazione: interruzione della continuità maschi murari nel prospetto nord.

3.1.7 Analisi delle strutture

Per definire peso proprio dei materiali strutturali e i carichi permanenti non strutturali dell'edificio, è stato necessario fare delle ipotesi basate sul rilievo geometrico e sulle informazioni ottenute con l'indagine documentale. È stato possibile determinare con certezza lo spessore della muratura e avere delle indicazioni sulla composizione della stessa, sui materiali utilizzati e sull'orditura dei solai.

3.1.7.1 Strutture portanti verticali

Come detto precedentemente, sono state individuate due tipi murari all'interno dell'edificio: la muratura portante (Figura 3.14a) in blocchi di laterizio, avente spessore di 25 cm, costituente le pareti perimetrali dell'edificio, del vano scale e le pareti interne principali, e la muratura non portante (Figura 3.14b), di spessore 8 cm, costituente le partizioni interne.

Le sezioni sono state ipotizzate sulla base della manualistica e della comparazione con edifici simili.

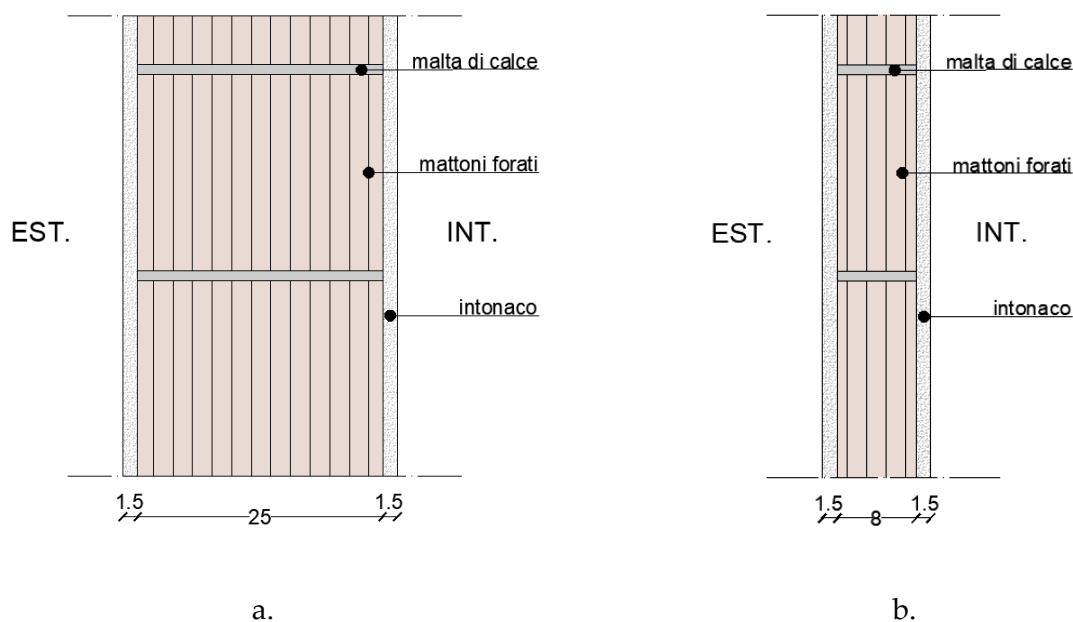


Figura 3.14 Sezione della muratura: a) muratura portante; b) muratura non portante.

Per la definizione dei parametri meccanici della muratura, si fa riferimento alla Tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n.617/2009, nella quale in funzione delle diverse tipologie murarie vengono fornite:

- f_m : resistenza media a compressione della muratura;
- τ_0 : resistenza media a taglio della muratura;
- E : valore medio del modulo di elasticità normale;
- G : valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- w : peso specifico medio della muratura.

Tabella 3.1 Parametri meccanici del tipo murario (CA8.2.1 Circolare 617/2009)

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm^2)	(N/cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(kN/m^3)
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	810
	400	13,0	3600	1080	

La Tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n.617/2009 (MIT, 2009) fornisce anche una classificazione delle murature moderne, che può essere utilizzata quando (come in questo caso) non sono disponibili prove sui singoli costituenti (blocchi e malta) da inserire nelle formule per il calcolo delle proprietà meccaniche della muratura a tessitura regolare previste dalla nuova normativa (MIT, 2018). I valori proposti sono inoltre cautelativi rispetto a quanto previsto dalla attuale Circolare 2019 (MIT, 2019) per murature di questo tipo.

La normativa fornisce per ciascun parametro un valore massimo e un valore minimo: l'effettivo valore da analizzare nelle analisi dipende dal livello di conoscenza acquisito.

La scelta del tipo *Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco* (perc. foratura < 45%) permette di tener conto di eventuali difetti costruttivi di realizzazione che spesso sono presenti in edifici di questo tipo e di questo periodo.

3.1.7.2 Strutture portanti orizzontali

Negli elaborati di progetto sono indicati solai di tipo REX di altezza 16 cm con sovrapposta una cappa non armata di 3 cm. I travetti sono realizzati con blocchi forati in laterizio in cui sono predisposti alloggiamenti per i ferri d'armatura assemblati a piè d'opera e poi posizionati. I solai sono bordati da cordoli alti e larghi circa 20 cm, debolmente armati (4Ø12). Il pavimento di tipo alla "veneziana" è riportato sulla parte strutturale è consentito di uno strato di cemento colorato in massa (5 cm) in cui sono annegati frammenti di marmo colorato.

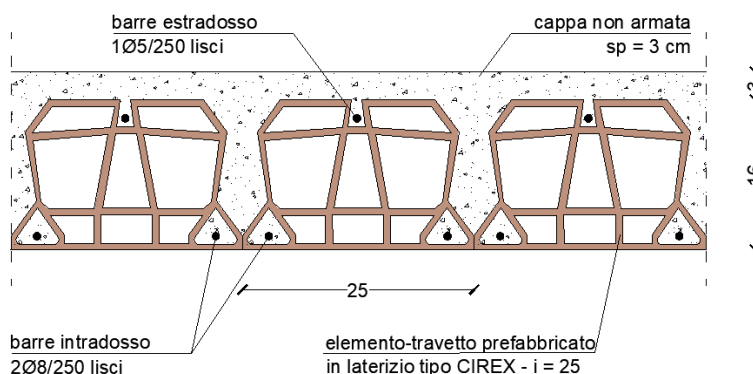


Figura 3.15 Ipotesi sezione solaio interpiano.

La copertura è realizzata con travetti in cemento armato tipo Varese a passo 60 cm che sorreggono tavelloni forati spessi 4 cm su cui poggiano le tegole.

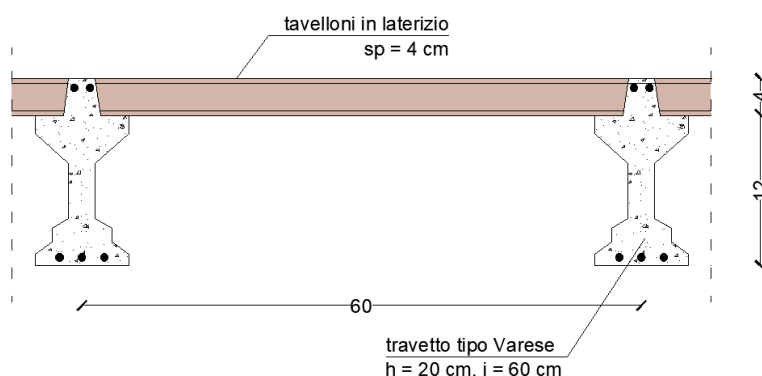


Figura 3.16 Ipotesi sezione solaio copertura.

3.1.7.3 Analisi dei carichi

Per la definizione dei carichi permanenti strutturali G_{k1} e permanenti non strutturali G_{k2} consideriamo le proprietà meccaniche ottenute con le indagini e la ricerca documentale che è stata precedentemente svolta.

I carichi variabili, o sovraccarichi, sono legati alla destinazione d'uso dell'opera. Nella tabella 4.2 sono disponibili i valori nominali e/o caratteristici delle azioni espressi secondo i tre possibili modelli di carichi verticali uniformemente distribuiti (q_k), carichi verticali concentrati (Q_k) e carichi orizzontali lineari (H_k). Nel caso in esame si ipotizza che tutti i carichi permanenti portati ed i carichi variabili siano uniformemente ripartiti.

Per l'analisi riguardante lo stato di fatto dell'edificio, si considera la categoria A, riguardante gli ambienti ad uso residenziale, e la categoria H per la manutenzione della copertura.

Tabella 3.2 Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni (estratto Tab. 3.1.II NTC 2018).

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN/m ²]	H_k [kN/m ²]
	Ambienti ad uso residenziale			
A	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamenti), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
	Coperture			
H-I-K	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00

In relazione alle caratteristiche descritte, per gli orizzontamenti si sono assunti i pesi propri strutturali e non strutturali di seguito elencati:

- Solaio interpiano: $G_1 = 2.5 \text{ kN/m}^2$, $G_2 = 2 \text{ kN/m}^2$, $Q_{k1} = 2 \text{ kN/m}^2$;
- Solaio di copertura: $G_1 = 2 \text{ kN/m}^2$, $G_2 = 1 \text{ kN/m}^2$, $Q_{k1} = 0.5 \text{ kN/m}^2$;
- vano scale: $G_1 = 4 \text{ kN/m}^2$, $G_2 = 1 \text{ kN/m}^2$, $Q_{k1} = 4 \text{ kN/m}^2$.

3.2 Modellazione e analisi in ambiente MIDAS Gen

3.2.1 Creazione del telaio equivalente per l'ambiente MIDAS Gen

Per lavorare in ambiente MIDAS Gen, per prima cosa è necessario creare un modello a telaio equivalente al quale attribuire, in successiva fase, le adeguate caratteristiche e proprietà. Ciò può essere fatto direttamente all'interno del software oppure esternamente: per disegnare il telaio in modo più agevole si è scelto di lavorare in CAD, esportando il modello in formato DXF così da poter essere poi importato all'interno del software MIDAS Gen.

Per la schematizzazione del modello reale in un telaio equivalente, il metodo utilizzato è quello proposto da Dolce (1989): si sono quindi considerati singolarmente i quattro prospetti e le pareti principali, e infine si sono assemblati i telai bidimensionali ottenendo il telaio equivalente tridimensionale dell'edificio.

Nell'applicare il metodo del Dolce e definire al meglio il telaio equivalente si è reso necessario adottare le seguenti semplificazioni (Figura 3.17a e 3.17b):

- Allineamento degli assi delle pareti al piano terra con i piani superiori;
- Pianta edificio assunta come rettangolare $12 \times 13 \text{ m}$;
- Gli elementi strutturali posti a quota superiore all'ultimo solaio vengono considerati solo in termini di carichi;
- $H_{\text{eff}} \leq h_{\text{interna}}$, l'altezza efficace del maschio murario non può essere superiore al piano in cui è ubicato;
- Allineamento portoni centrali garage prospetto ovest;
- Nuove aperture prospetto nord, sud e parete interna 4;
- Il muro di chiusura del vano scala è stato omesso perché il portone d'ingresso si sviluppa lungo tutto il maschio murario
- I primi 15 cm dello sviluppo dei maschi murari al piano terra vengono modellati come nodi rigidi.

Le direzioni principali dell'edificio vengono assunte in modo tale che l'asse X risulti parallelo ai prospetti est e ovest, l'asse Y alle pareti in direzione nord sud.

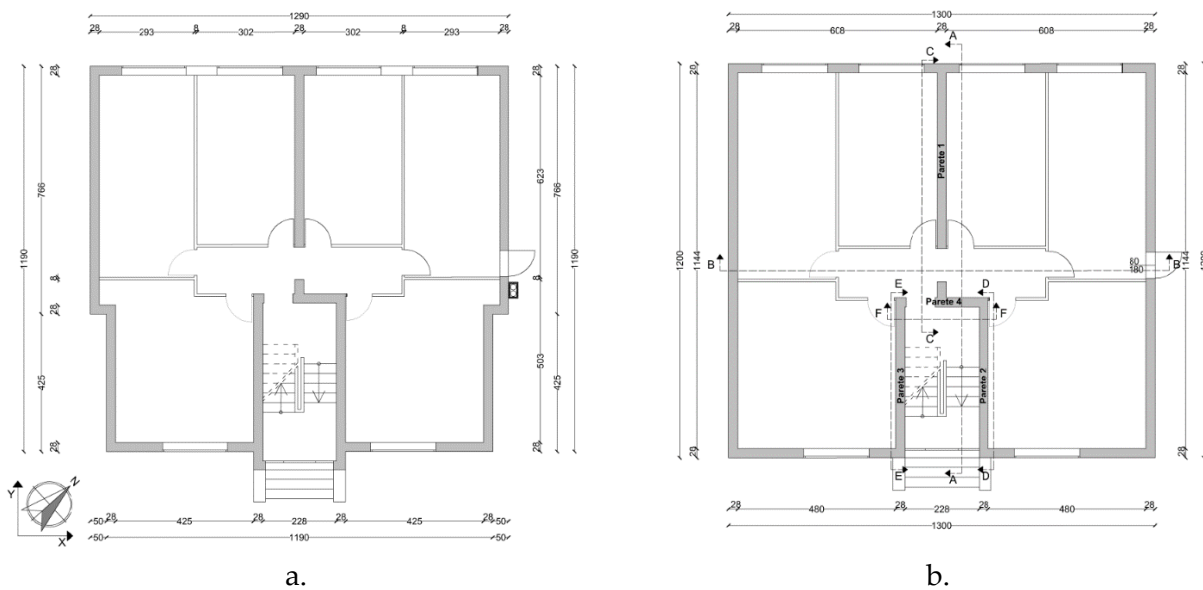


Figura 3.17 Pianta piano terra: a) reale; b) semplificata.

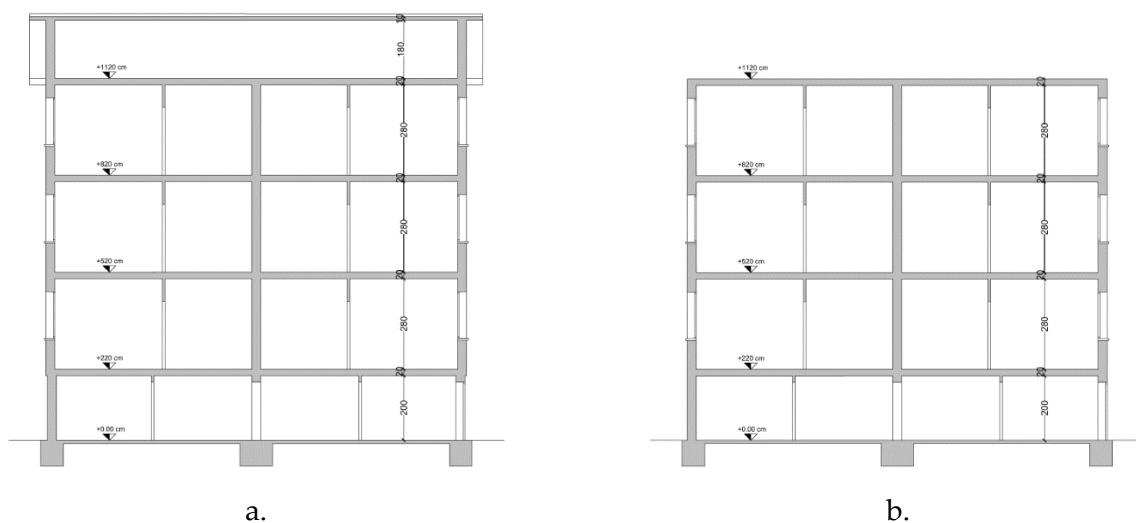


Figura 3.18 Sezione B-B: a) reale; b) semplificata.

Di seguito, per ciascuna parete di cui si è creato il corrispondente telaio, si riporta un'immagine con la numerazione dei maschi murari e il telaio equivalente elaborato, relativo allo stato di fatto, e una tabella riportante i dati necessari per calcolare l'altezza efficace, ovvero:

- \bar{H} è l'altezza di interpiano;
- h' è l'altezza della linea baricentrica della porzione di muratura ottenuta considerando una massima inclinazione della fessurazione a flessione di 30° ;
- D è la distanza tra due aperture consecutive.

Combinando tali valori si può calcolare l'altezza efficace H_{eff} (Eq.3.1), ossia:

$$H_{\text{eff}} = h' + \frac{1}{3}D \frac{\bar{H} - h'}{h'} \quad (3.1)$$



a.

Maschio	D	h'	H	H _{eff}
1	2,20	2,05	2,10	1,85
2	2,33	1,90	2,10	1,83
3	5,61	1,95	2,10	1,85
4	2,20	2,20	2,90	2,43
5	2,33	1,40	2,90	2,23
6	4,91	2,20	2,90	2,72
7	2,20	2,20	2,90	2,43
8	2,33	1,40	2,90	2,23
9	4,91	2,20	2,90	2,72
10	2,20	2,20	2,90	2,43
11	2,33	1,40	2,90	2,23
12	4,91	2,20	2,90	2,72

b.

Figura 3.19 Telaio equivalente prospetto nord: a) schema; b) calcolo dell'altezza efficace dei maschi murari.

Nello schema grafico sono rappresentati in blu i maschi murari, in rosso le fasce di piano e in verde i nodi rigidi di collegamento degli elementi del telaio.



a.

Maschio	D	h'	H	H _{eff}
1	4,91	2,05	2,10	1,85
2	2,33	2,00	2,10	1,85
3	2,20	2,05	2,10	1,85
4	4,91	2,20	2,90	2,72
5	2,33	1,40	2,90	2,23
6	2,20	2,20	2,90	2,43
7	4,91	2,20	2,90	2,72
8	2,33	1,40	2,90	2,23
9	2,20	2,20	2,90	2,43
10	4,91	2,20	2,90	2,72
11	2,33	1,40	2,90	2,23
12	2,20	2,20	2,90	2,43

b.

Figura 3.20 Telaio equivalente prospetto sud: a) schema; b) calcolo dell'altezza efficace dei maschi murari.

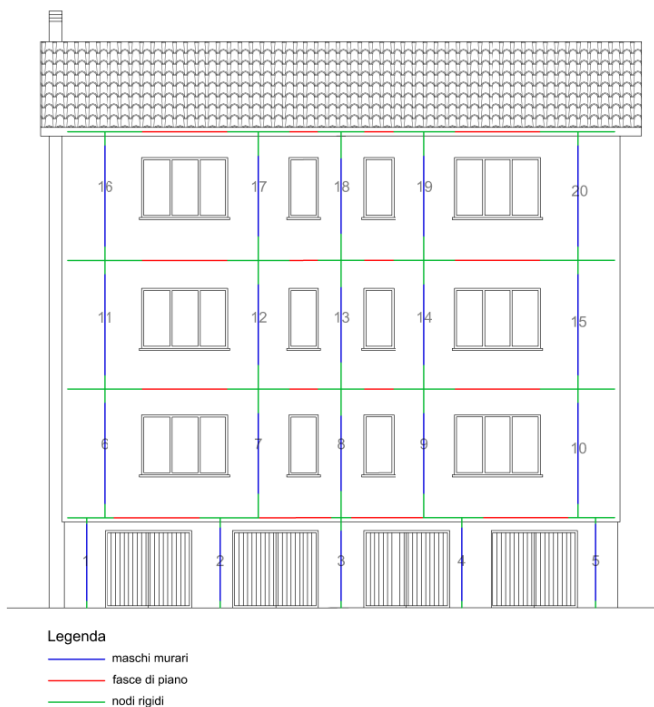


a.

Maschio	D	h'	H	H _{eff}
1	2,16	1,95	2,10	1,85
2	1,06	1,95	2,10	1,83
3	1,06	1,95	2,10	1,83
4	2,16	1,95	2,10	1,85
5	2,46	2,60	2,90	2,69
6	1,16	2,60	2,90	2,64
7	1,16	2,60	2,90	2,64
8	2,46	2,60	2,90	2,69
9	2,46	2,60	2,90	2,69
10	1,16	2,60	2,90	2,64
11	1,16	2,60	2,90	2,64
12	2,46	2,60	2,90	2,69
13	2,46	2,60	2,90	2,69
14	1,16	2,60	2,90	2,64
15	1,16	2,60	2,90	2,64
16	2,46	2,60	2,90	2,69
17	2,16	1,95	2,10	1,85
18	1,06	1,95	2,10	1,83

b.

Figura 3.21 Telaio equivalente prospetto est: a) schema; b) calcolo dell'altezza efficace dei maschi murari.

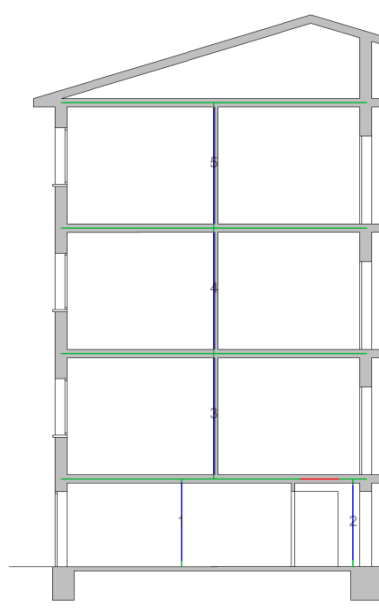


a.

Maschio	D	h'	H	H _{eff}
1	0,88	1,95	2,10	1,82
2	0,96	1,80	2,10	1,70
3	1,06	1,80	2,10	1,71
4	0,96	1,80	2,10	1,70
5	0,88	1,95	2,10	1,82
6	1,73	2,20	2,90	2,38
7	1,41	1,40	2,90	1,90
8	1,06	1,40	2,90	1,78
9	1,41	1,40	2,90	1,90
10	1,73	2,20	2,90	2,38
11	1,73	2,20	2,90	2,38
12	1,41	1,40	2,90	1,90
13	1,06	1,40	2,90	1,78
14	1,41	1,40	2,90	1,90
15	1,73	2,20	2,90	2,38
16	1,73	2,20	2,90	2,38
17	1,41	1,40	2,90	1,90
18	1,06	1,40	2,90	1,78
19	1,41	1,40	2,90	1,90
20	1,73	2,20	2,90	2,38

b.

Figura 3.22 Telaio equivalente prospetto ovest: a) schema; b) calcolo dell'altezza efficace dei maschi murari.



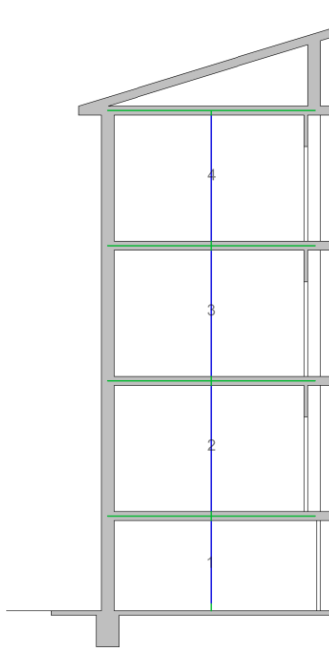
Legenda
 — maschi murari
 — fasce di piano
 — nodi rigidi

a.

Maschio	D	h'	H	H _{eff}
1	5,61	1,95	2,10	1,85
2	0,63	1,95	2,10	1,82
3	7,14	2,80	2,90	2,80
4	7,14	2,80	2,90	2,80
5	7,14	2,80	2,90	2,80

b.

Figura 3.23 Telaio equivalente parete interna 1 – sezione C-C: a) schema; b) calcolo dell'altezza efficace dei maschi murari.



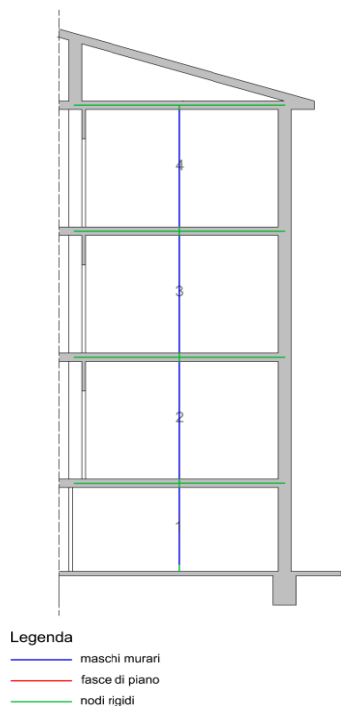
Legenda
 — maschi murari
 — fasce di piano
 — nodi rigidi

a.

Maschio	D	h'	H	H _{eff}
1	4,60	2,00	2,10	1,85
2	4,60	2,80	2,90	2,80
3	4,60	2,80	2,90	2,80
4	4,60	2,80	2,90	2,80

b.

Figura 3.24 Telaio equivalente parete interna 2 – sezione D-D: a) schema; b) calcolo dell'altezza efficace dei maschi murari.

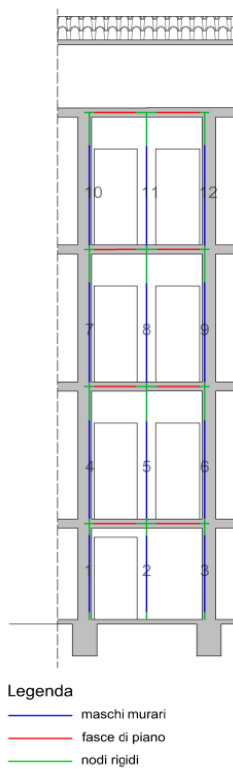


a.

Maschio	D	h'	H	H _{eff}
1	4,60	2,00	2,10	1,85
2	4,60	2,80	2,90	2,80
3	4,60	2,80	2,90	2,80
4	4,60	2,80	2,90	2,80

b.

Figura 3.25 Telaio equivalente parete interna 3 – sezione E-E: a) schema; b) calcolo dell'altezza efficace dei maschi murari.



a.

Maschio	D	h'	H	H _{eff}
1	0,18	1,85	2,10	1,71
2	1,48	1,95	2,10	1,84
3	0,18	2,15	2,90	2,17
4	0,40	2,10	2,90	2,15
5	0,18	2,15	2,90	2,17
6	0,18	2,15	2,90	2,17
7	0,40	2,10	2,90	2,15
8	0,18	2,15	2,90	2,17
9	0,18	2,15	2,90	2,17
10	0,40	2,10	2,90	2,15
11	0,18	2,15	2,90	2,17

b.

Figura 3.26 Telaio equivalente parete interna 4 – sezione F-F: a) schema; b) calcolo dell'altezza efficace dei maschi murari.

Il telaio tridimensionale

Una volta realizzato il telaio equivalente per ciascun prospetto e ciascuna parete interna, si prosegue con il loro assemblaggio tridimensionale (Figura 3.27) componendo il telaio dell'interno edificio.

Si può osservare l'assenza della parete di chiusura del vano scala e il collegamento della stessa alle due porzioni di muratura tramite il nodo rigido in sommità. Nella modellazione del telaio equivalente gli iniziali 15 cm di sviluppo in altezza a partire dalla fondazione dei maschi murari vengono modellati come nodi rigidi.

Tutte le semplificazioni adottate portano alla realizzazione di un telaio equivalente robusto, con i maschi murari continui e convergenti sui nodi rigidi e non sulle fasce di piano, evitando di avere paramenti murari in falso.

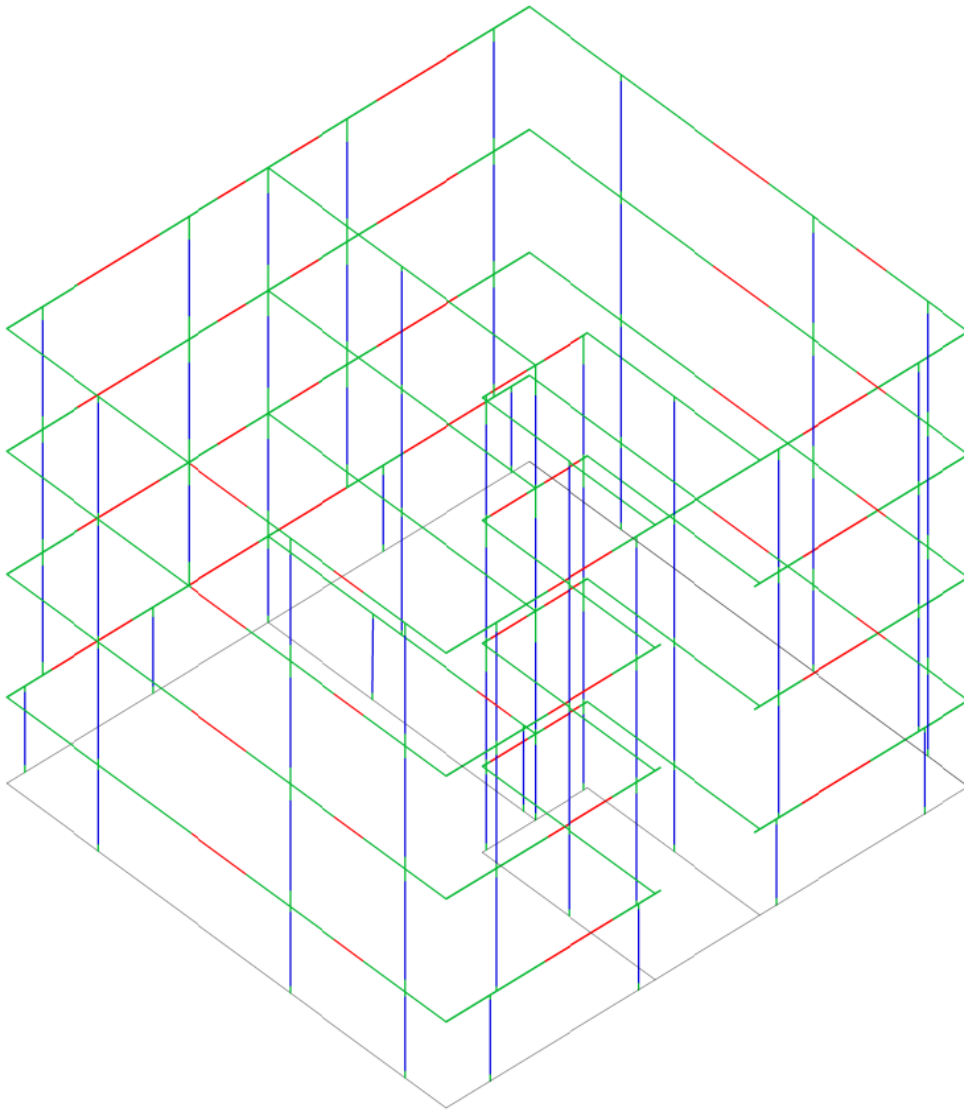


Figura 3.27 Telaio tridimensionale.

3.2.2 Immissione dei dati: creazione del modello

Realizzato il telaio equivalente tridimensionale, si prosegue inserendo il modello .dxf all'interno di MIDAS Gen (Figura 3.28). Il software riconosce gli elementi rettilinei e i nodi caricati dalla loro intersezione già come elementi editabili senza ulteriori ridisegni.

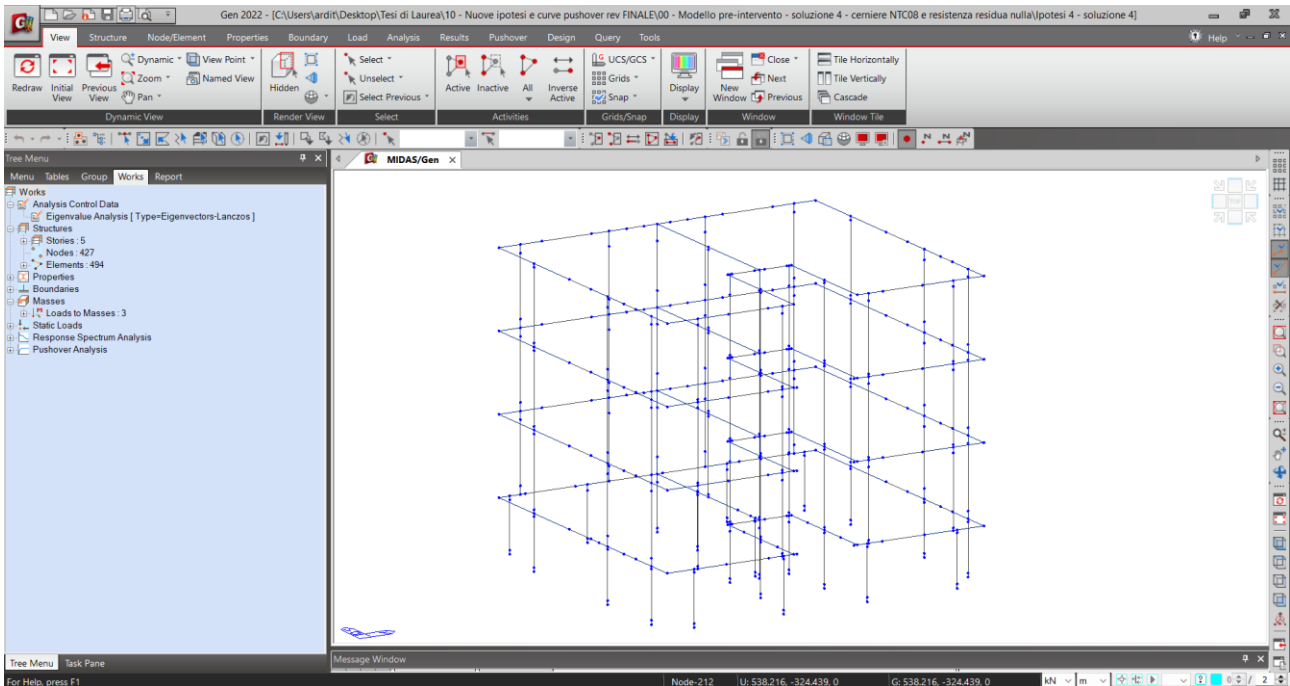


Figura 3.28 Importazione del telaio equivalente in MIDAS Gen.

Il modello del caso studio è costituito globalmente da:

- 527 nodi;
- 494 elementi *beam*.

3.2.2.1 Assegnazioni delle condizioni al contorno

Per prima cosa si sono attribuiti i vincoli della struttura: in particolare, si sono vincolati ad incastro tutti gli elementi verticali che poggiano sul terreno, in corrispondenza del livello zero (Figura 3.29)

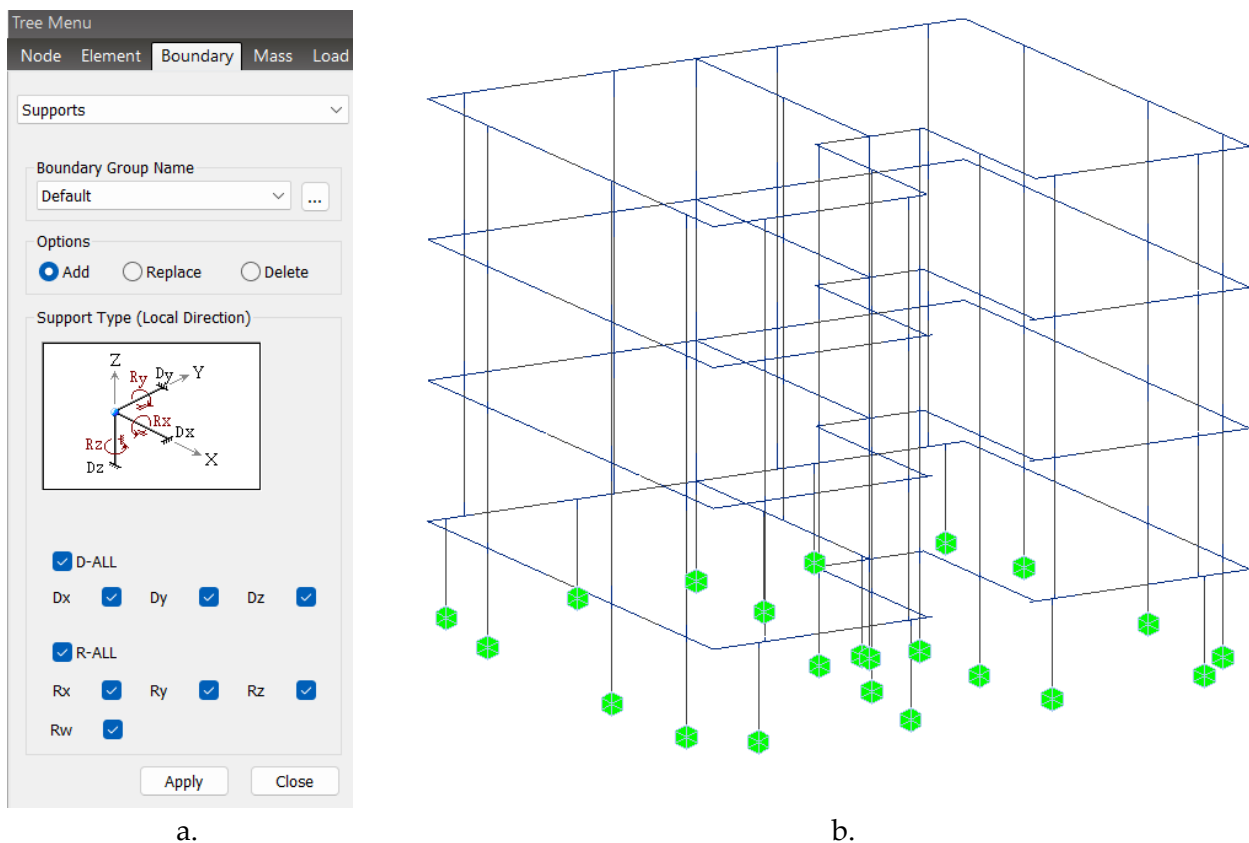


Figura 3.29 Condizione al contorno: a) assegnazioni condizioni al contorno; b) vista telaio equivalente con vincoli di incastro.

3.2.2.2 Assegnazioni dei materiali

Per l'assegnazione dei materiali della muratura si utilizza la Tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n.617/2009 (vedi §3.1.7.1), considerano un livello di conoscenza della struttura pari a LC1. Il fattore di confidenza FC viene quindi assunto pari a 1.35, mentre le proprietà dei materiali sono da assumersi con il valore medio degli intervalli forniti poiché si sta conducendo un'analisi non lineare.

Per tener conto della diversa rigidezza degli elementi del telaio equivalente, si sono creati due diversi materiali, affidandosi ai valori suggeriti nella guida per l'analisi non lineare di strutture in muratura della CSP Fea (CSPFEA, 2022):

- materiale muratura, attribuito agli elementi maschio murario e fascia di piano aventi le caratteristiche riportate in Tabella 3.3.

Tabella 3.3 Valori dei parametri meccanici della muratura.

Paramento meccanico	Valore
E	3150 MPa
G	945 MPa
f_m	2,22 MPa
τ_0	0.074 MPa
w	11 kN/m ³
v	0,25

- materiale infinitamente rigido, attribuito agli elementi nodo rigido. Tale materiale è caratterizzato da un modulo di elasticità molto superiore e da un valore dimezzato del peso proprio, così da evitare di sovrastimare il peso dell'edificio andando a contare due volte il peso dei nodi rigidi (Tabella 3.4).

Tabella 3.4 Valori dei parametri meccanici dei nodi rigidi.

Paramento meccanico	Valore
E	3.15×10^{12} MPa
G	945 MPa
f_m	2,22 MPa
τ_0	0.074 MPa
w	5,5 kN/m ³
v	0,25

3.2.2.3 Assegnazione della sezione

L'intero modello è stato realizzato utilizzando elementi *beam* monodimensionali ai quali sono state attribuiti le geometrie delle sezioni. A titolo di esempio si riporta l'interfaccia per la creazione della geometria tridimensionale di un maschio murario (Figura 3.30).

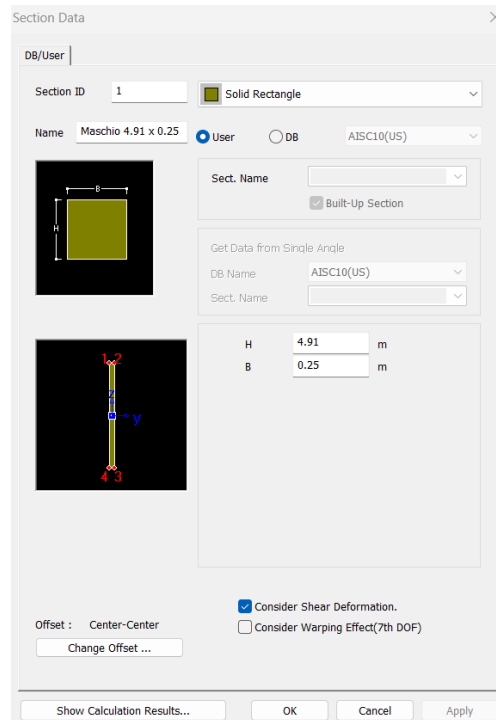


Figura 3.30 Definizione della sezione del maschio murario n.1 del prospetto sud.

Una volta attribuiti materiale e sezione, il telaio equivalente risulta come in Figura 3.31.

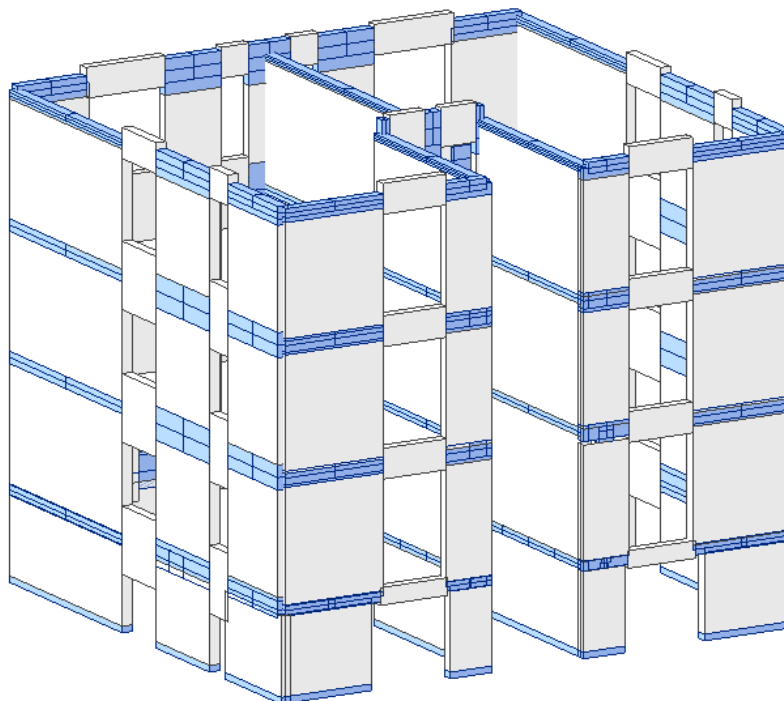


Figura 3.31 Attribuzione dei materiali e delle sezioni al telaio equivalente.

3.2.2.4 Applicazione dei carichi

Peso proprio degli elementi

Una volta definiti, i vincoli, i materiali e la geometria del telaio, è necessario assegnare i carichi. La prima condizione di carico è quella del peso proprio della struttura: dal comando *Load>Self Weight* è possibile applicare il peso proprio della struttura dando la direzione della forza di gravità come $Z = -1$ (Figura 3.32).

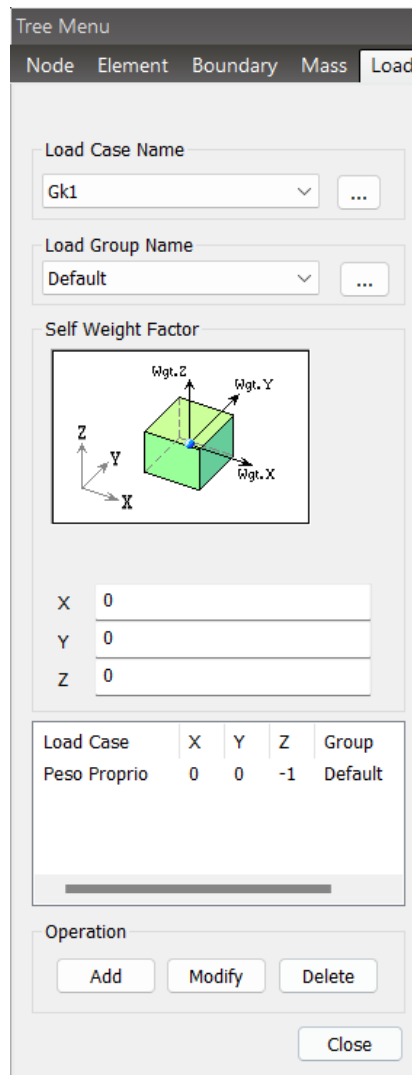


Figura 3.32 Applicazione del peso proprio degli elementi.

Carichi di piano

I solai, considerati infinitamente rigidi, sono stati modellati utilizzando la funzione "story diaphragm", mediante la quale viene inserito un diagramma rigido.

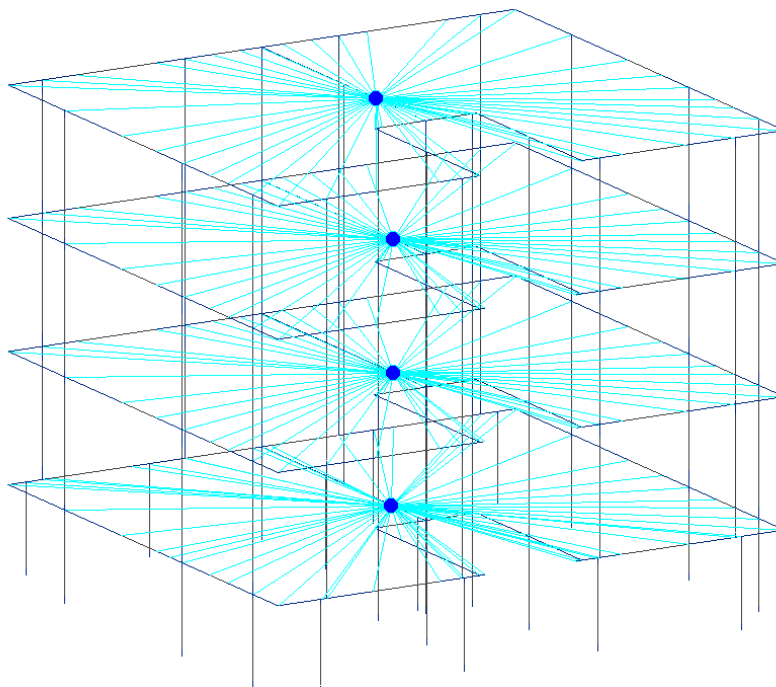


Figura 3.33 Funzione "story diaphragm".

I carichi trasmessi dai solai sono stati inseriti tramite la funzione "floor load". Questa funzione permette la creazione di "pacchetti di carico" e simula la trasmissione dei carichi dei solai alle travi perimetrali, secondo l'orditura dei solai), permettendo di evitare la modellazione dei solai e alleggerendo di molto l'onere computazionale. In Tabella 3.5 si riportano i carichi utilizzati.

Tabella 3.5 Carichi sui solai utilizzati nella modellazione.

Tipologia	G ₁ [kN/m ²]	G ₂ [kN/m ²]	Q _{k1} [kN/m ²]
Solaio interpiano	2,50	2,00	2,00
Solaio sottotetto	2,00	1,00	0,50
Scale	4,00	1,00	4,00

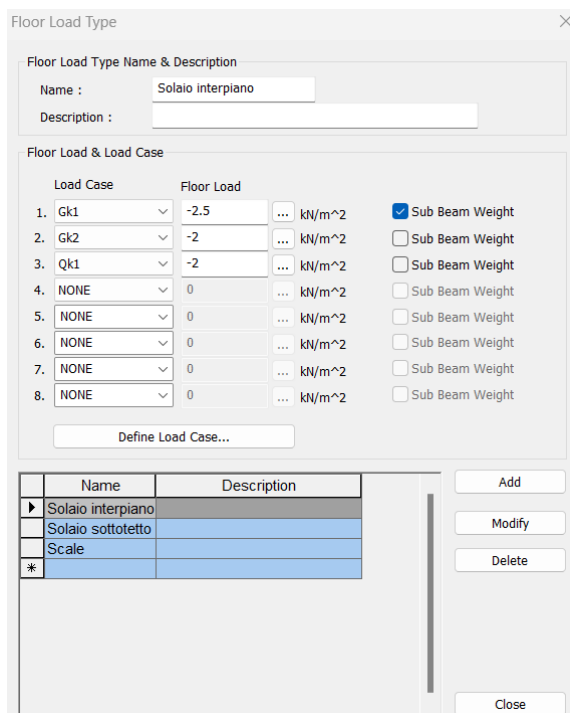


Figura 3.34 Funzione "floor load".

La trasformazione da carichi di piano a carichi lineari lungo la muratura perimetrale avviene con il comando "convert to beam type load" (Figura 3.35a).

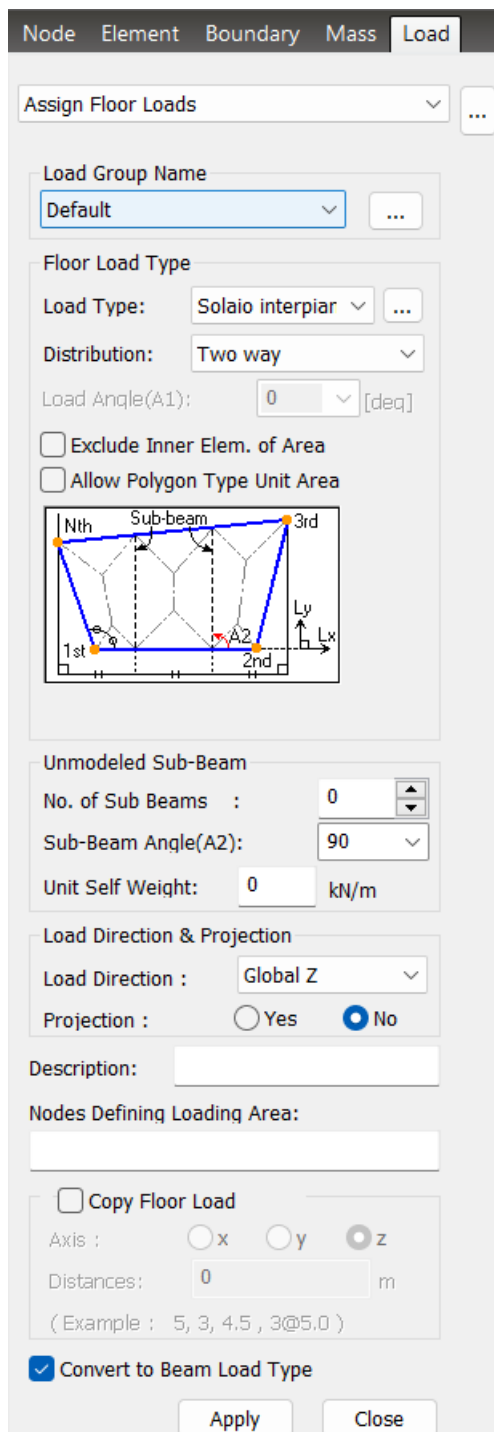
Per quanto riguarda il carico di copertura, invece, non essendo possibile inserire un carico di piano inclinato, se ne è tenuto conto trasformandolo in carico lineare e caricando le porzioni di telaio interessate tramite il comando *Load>Element Beam Loads* (Figura 3.35b).

Lo stesso procedimento è stato utilizzato per definire il carico delle porzioni triangolari di muratura sovrastanti l'ultimo solaio (prospetto nord e sud).

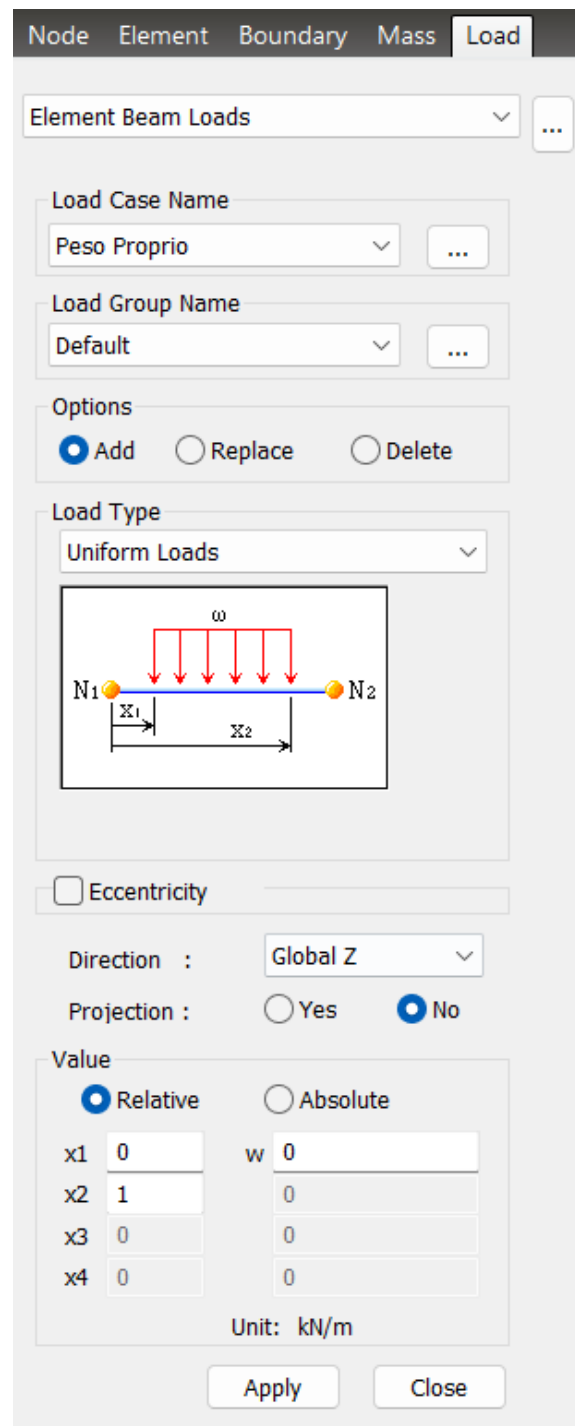
In Tabella 3.6 si riportano i carichi utilizzati.

Tabella 3.6 Carichi lineari copertura e timpano.

Tipologia	Q [kN/ml]
Falda di copertura	6,8
Timpano muratura	6,0



a.



b.

Figura 3.35 Assegnazione dei carichi: a) carichi di piano; b) carichi lineari.

Masse sismiche

I pesi propri degli elementi strutturali sono stati convertiti in masse tramite il comando *Structure>Structure Type>Convert self-weight into masses* (Figura 3.36).

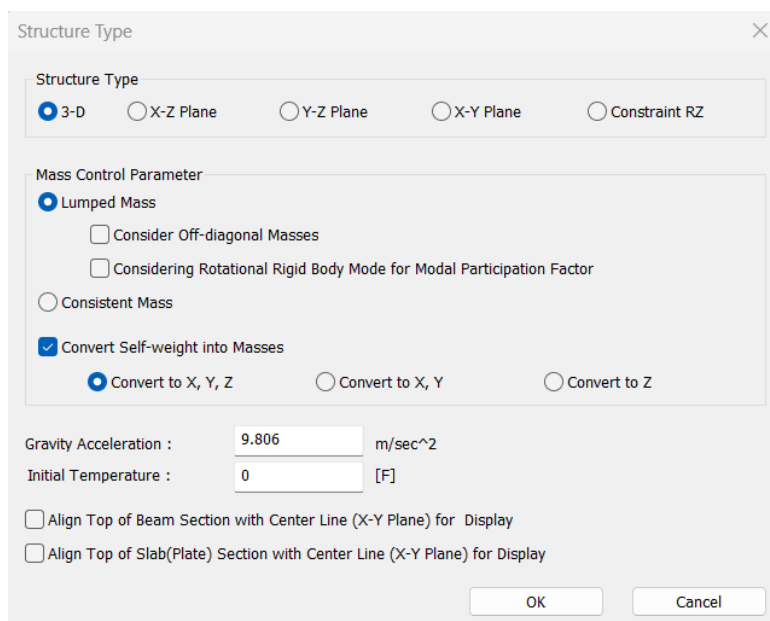


Figura 3.36 Conversione del peso proprio in massa.

I carichi portati non presenti nel modello di calcolo vengono convertiti in massa, con i corretti fattori di scala, tramite il comando *Loads>Structural Loads/Masses>Load to masses* (Figura 3.37).

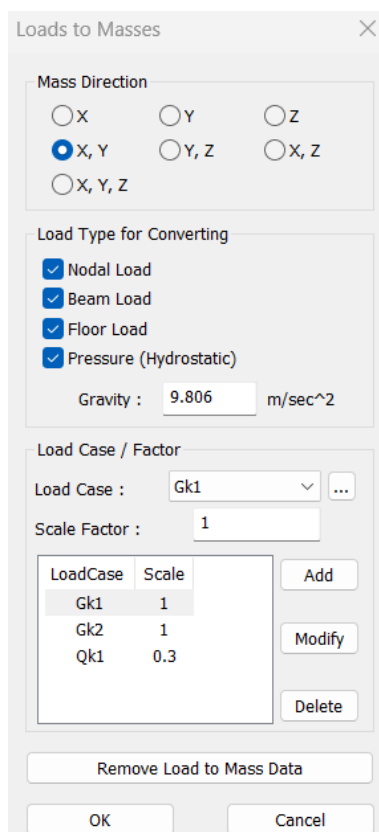


Figura 3.37 Conversione dei carichi portati in massa.

Carico sismico

È possibile inserire automaticamente dei carichi sismici alla voce *Loads>Static seismic loads*. Il software consente, in automatico, di inserire la normativa di riferimento così da preimpostare una selezione con i parametri utili al calcolo (Figura 3.38).

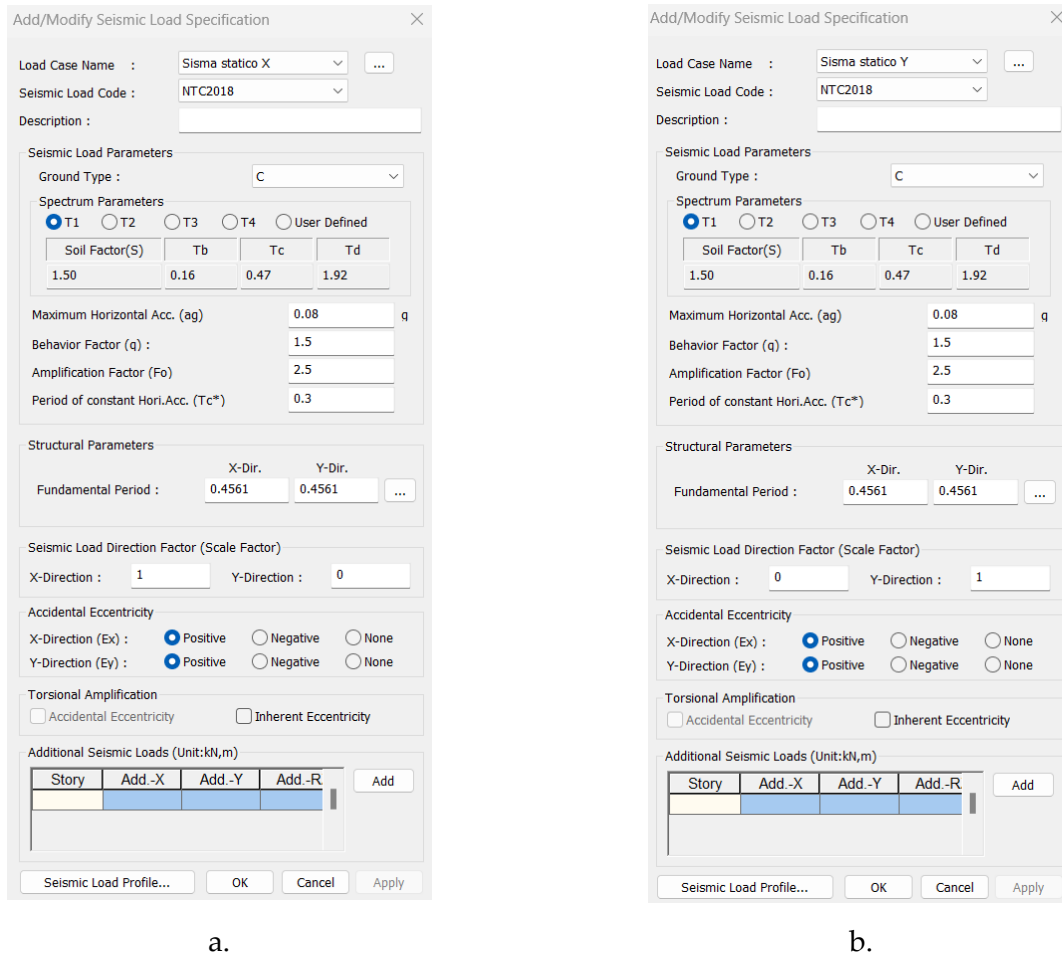


Figura 3.38 Impostazione del carico sismico: a) in direzione X; b) in direzione Y.

3.2.3 Definizione analisi pushover

Per il corretto svolgimento di un'analisi pushover è necessario passare attraverso l'impostazione di quattro punti fondamentali:

- Impostazioni generali dell'analisi (*Pushover global control*);
- Casi di carico pushover (*Pushover Load cases*);
- Proprietà delle cerniere plastiche (*Define Pushover Hinge Properties*);
- Assegna le cerniere plastiche (*Assign Hinge Properties*).

Impostazioni generali dell'analisi pushover

In questa fase si definiscono (Figura 3.39):

- Il caso di carico iniziale, associando i relativi fattori di scala;
- *Substeps*, ovvero il numero di sottostep che il programma può utilizzare per cercare la soluzione all'interno di ogni singolo step, variabile tra 10 e 30;
- *Maximum Iterations*, ovvero il massimo numero di tentativi che l'algoritmo compie per arrivare a convergenza;
- *Convergence Criteria*: è possibile scegliere tra tre criteri di convergenza. Per i sistemi rigidi, in cui la forza è dominante rispetto allo spostamento, come le strutture in muratura, si sceglie solitamente il criterio Force Norm.

Pushover Global Control

Geometric Nonlinearity Type
 None Large Displacements

Initial Load
 Perform Nonlinear Static Analysis for Initial Load
 Import Static Analysis / Construction Stage Analysis Results
- When the boundary conditions are different between initial load and pushover load
- When the element forces in the last construction stage are used as an initial load

Load Case: Gk1 Scale Factor: 1

Static Load Case	Scale
Gk1	1
Gk2	1
Qk1	0.3
Peso Proprio	1

Consider 'Ignore Elements for NL. Analysis Initial Load'

Nonlinear Analysis Option
 Permit Convergence Failure
Max. Number of Substeps: 20
Maximum Iteration: 20

Convergence Criteria
 Displacement Norm: 0.001
 Force Norm: 0.001
 Energy Norm: 0.001

Analysis Stop
 Shear Component Yield
 Beam/Column Wall
 Axial Component Collapse/Buckling
 Beam/Column Wall Truss
 Support Uplifting/Collapse : Dz-Direction
 Uplifting Collapse

Pushover Hinge Data Option

Fiber Model Option

Point Spring Support & Elastic Link : Nonlinear Type

Assign Hinge Properties to Member only for Moment-Rotation Beam/Column

Default Stiffness Reduction Ratio of Skeleton Curve

Trilinear / Slip Trilinear Type
 Symmetric

	(+)	(-)
Alpha1	0.1	0.1
Alpha2	0.05	0.05

Bilinear / Slip Bilinear Type
 Symmetric

	(+)	(-)
Alpha1	0.05	0.05

Reference Code/Manual for Auto-Calculation
RC: KISTEC2013 Strength Option...

Reference Location only for Distributed Hinges
I-end

Reference Design Code (Eurocode 8: 2004)

Scale Factor for Ultimate Rotation ...

Secondary Seismic Elements ...

Calc. Yield Surface of Beam considering Buckling

Remove Pushover Global Control Misc... Wall Node Connectivity... OK Cancel

Figura 3.39 Pushover Global Control.

Casi di carico pushover

Il passo successivo riguarda l'impostazione dei casi di spinta secondo quanto previsto dalla normativa. Come già visto, è necessario imporre una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare (*Mode Shape*) e una proporzionale alle masse (*Uniform Acceleration*).

In questa fase si definiscono:

- *General Control*, in cui è possibile impostare il numero di parti in cui dividere il carico di spinta, variabile da 30 a 200;
- *Use Initial Load*, che consente di tener conto o meno del caso di carico di partenza;
- *Incremental Method*, in cui è possibile scegliere il metodo incrementale. Nel caso di *displacement control*, quello scelto per il caso in esame, ad ogni incremento di forza viene abbinato un controllo sullo spostamento in modo da trovare soluzione anche quando la forza è decrescente;
- *Control Option*, in cui si ha la possibilità di scegliere il nodo di controllo dell'analisi;
- *Max displacement*, in cui si ha la possibilità di scegliere il massimo spostamento per il nodo di controllo scelto. Il valore da scegliere va validato eseguendo alcune prove e osservando l'andamento delle curve, che nel caso in esame è stato fissato a 30 mm;
- *Analysis Stopping Condition*, che consente di fermare l'analisi prima del raggiungimento di labilità;
- *Load Pattern*, in cui è possibile scegliere la distribuzione di carico. Nel caso in esame si svolgono le analisi secondo il modo di vibrare con il più alto valore di massa partecipante (Figura 3.40a), e secondo un sistema di forze proporzionale alle masse (Figura 3.40b).

a.

b.

Figura 3.40 Distribuzione di carico: a) proporzionale al primo modo di vibrare; b) proporzionale alle masse.

Proprietà delle cerniere plastiche

A differenza delle analisi statiche, nelle analisi non lineari si tiene conto del possibile sconfinamento in campo plastico della struttura, e quindi è necessario prevedere la presenza di elementi in grado di plasticizzarsi e di dissipare energia. Il modello utilizzato per questo tipo di

analisi è a plasticità concentrata, col quale si ipotizza che tutti gli elementi che costituiscono la struttura rimangano in campo elastico, e si ammette che la plasticizzazione avvenga solo in alcune zone critiche. Ciò è possibile tramite la definizione delle cerniere plastiche, che al crescere dell'azione orizzontale sviluppano crescenti livelli di plasticizzazione fino alla rottura dell'elemento.

Si suppone quindi che l'elemento abbia un comportamento lineare elastico finché non viene raggiunto uno dei possibili criteri di rottura. Considerando la Figura 3.41, nel punto A viene raggiunta la resistenza a taglio dell'elemento (V_u), in corrispondenza della quale avviene lo spostamento limite elastico (δ_0), calcolato in relazione alla rigidezza (k) dell'elemento: $\delta_0 = V_u/k$. Ulteriori incrementi di carico implicano la plasticizzazione dell'elemento con formazione delle cerniere plastiche, a taglio o a flessione in relazione al meccanismo che si verifica. Da questo punto in poi lo schema cambia, e si assiste ad una redistribuzione delle rigidezze e delle sollecitazioni: a partire dalla condizione di snervamento (A), l'elemento può subire solo ulteriori deformazioni plastiche a sollecitazione costante, fino al raggiungimento dello spostamento ultimo (δ_u) corrispondente alla condizione di collasso del pannello.

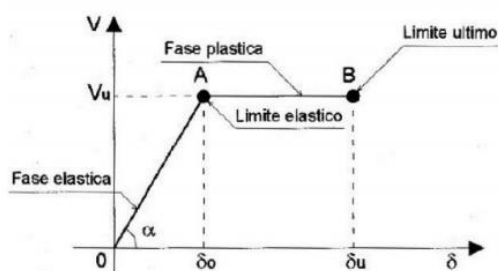


Figura 3.41 Legame costitutivo elastico perfettamente plastico.

Nella modellazione della struttura in esame sono state assegnate, per ogni elemento *beam* maschio e fascia, cerniere rotazionali alle estremità per quanto riguarda la sollecitazione a momento e una a taglio in mezzeria (Figura 3.42).

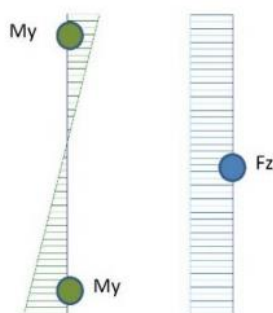


Figura 3.42 Posizionamento delle cerniere plastiche per gli elementi beam maschio e fascia.

Le caratteristiche di deformazione delle cerniere sono quelle definite dalle norme americane FEMA (FEMA 356., 2000)(Figura 3.43), unica tipologia prevista dal software.

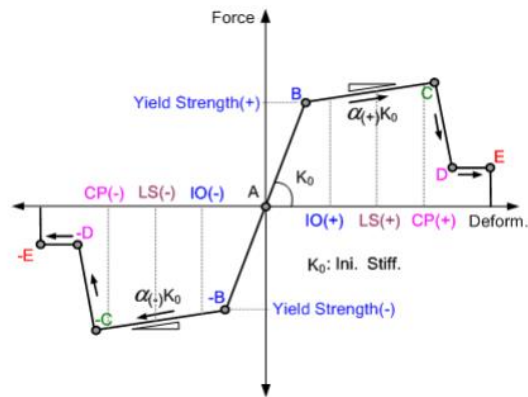


Figura 3.43 Comportamento della cerniera FEMA.

Di seguito, a titolo di esempio, si riporta l'immagine relativa alla sezione delle impostazioni per le cerniere da assegnare ai maschi murari (Figura 3.44) e la definizione della resistenza residua.

a.

F/Y	D/H
-E -0.3	-E -0.006
-D -0.3	-D -0.004
-C -1.001	-C -0.004
-B -1	-B None
A 0	A 0
B 1	B None
C 1.001	C 0.004
D 0.3	D 0.004
E 0.3	E 0.006

b.

Figura 3.44 Esempio definizione cerniera plastica per i maschi murari: a) creazione cerniera plastica; b) definizione della resistenza residua.

Come si può osservare, allo stato di fatto non viene considerata la resistenza residua dei maschi murari che solitamente il software lo imposta pari al 30%. Questa scelta è dettata dalla tipologia strutturale che stiamo analizzando e per ottenere dei risultati cautelativi; pertanto, si tratta di una assunzione comune nel caso della muratura esistente e adottata per esempio nel software 3Muri (Lagomarsino S. P., 2013)

Tramite il comando *Masonry Properties* è possibile modificare i parametri di resistenza della muratura (Figura 3.45) sulla base dei quali viene calcolata la formazione e l'evoluzione delle cerniere plastiche.

Nel caso delle fasce di piano (Figura 3.46) va specificato anche il valore della resistenza a trazione orizzontale H_p dovuto alla presenza di cordoli e altri elementi a trazione. Nel caso specifico il valore H_p (Eq.4.2) viene assunto pari a 77,07 kN, considerando i cordoli armati longitudinale con 4Ø12 e ferro di tipo AQ42.

$$H_p = \frac{f_{yd} \times A_s}{FC} \quad (4.2)$$

Masonry Properties

Building Type

New Buildings Existing Buildings

Compressive Strength (fm) 2222 kN/m²

Shear Strength (t0) 74.07 kN/m²

Vertical Stress Distribution Coefficient (k) 0.85

OK Cancel

Figura 3.45 Proprietà della muratura.

Masonry Properties

Building Type

New Buildings Existing Buildings

Regular Type Irregular Type

Horizontal Compressive Strength (fhd) 1111 kN/m²

Shear Strength in absence of Vertical Loads (fvk0) 74.07 kN/m²

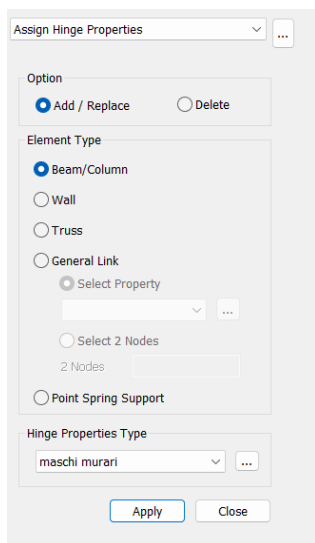
Hp 77.07 kN

OK Cancel

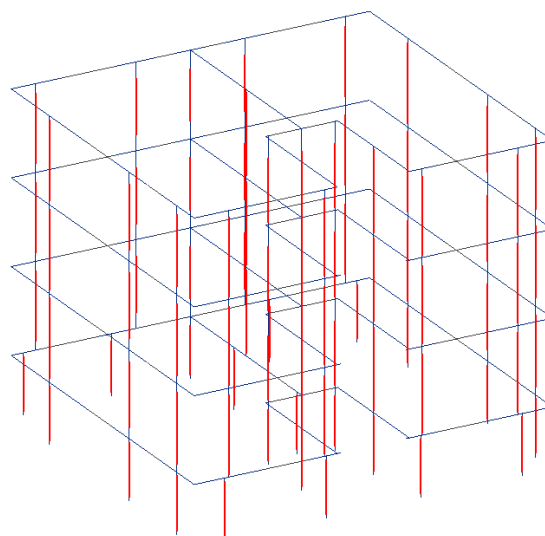
Figura 3.46 Proprietà delle fasce di piano.

Assegna cerniere

A questo punto si procede con l'assegnazione delle cerniere plastiche ai rispettivi elementi maschi murari (Figura 3.47) e fasce di piano (Figura 3.48).

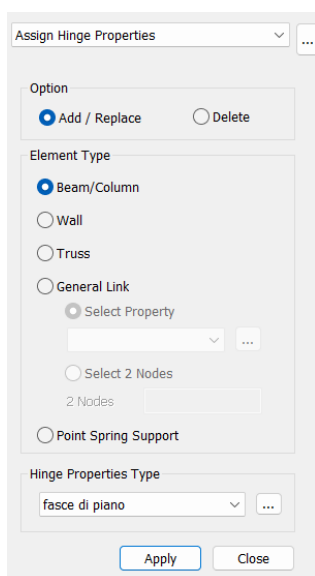


a.

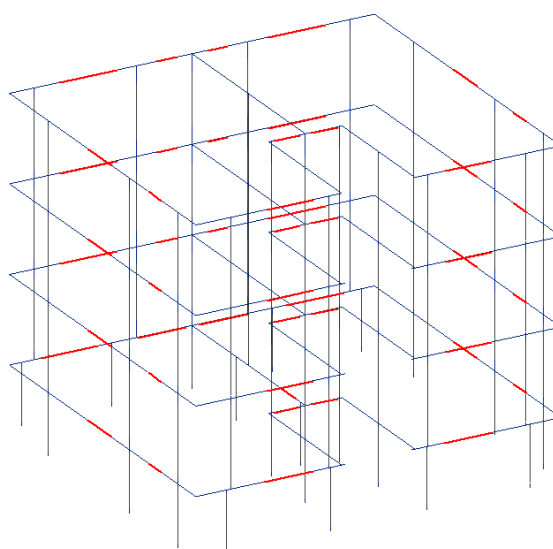


b.

Figura 3.47 Cerniere plastiche nei maschi murari: a) assegnazione cerniere; b) vista 3d.



a.



b.

Figura 3.48 Cerniere plastiche nelle fasce di piano: a) assegnazione cerniere; b) vista 3d.

In Figura 3.49 si riporta la rappresentazione dell'edificio in cui ogni elemento *beam* al quale è stato associato la relativa cerniere è segnalato da un apposito simbolo.

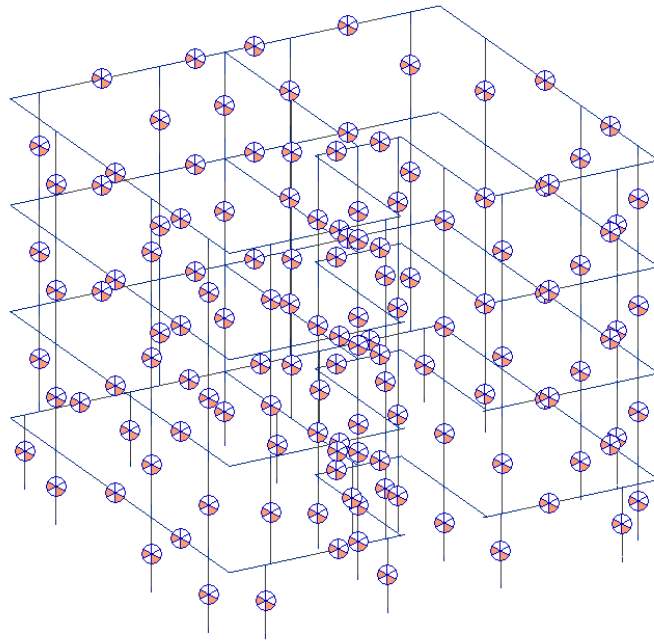
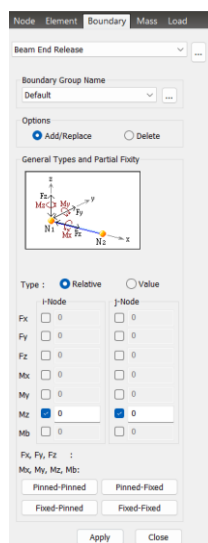
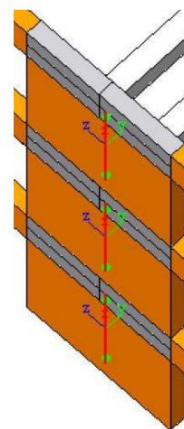


Figura 3.49 Visualizzazione delle cerniere plastiche.

Prima di proseguire con l'esecuzione dell'analisi, è necessario tener conto di un ulteriore aspetto: la modellazione tridimensionale trascura il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano, data la notevole flessibilità. Si ipotizza a priori che l'attivazione dei meccanismi locali (primo modo) non possa avvenire prima dell'instaurarsi di una risposta globale legata al comportamento delle pareti nel proprio piano. Con l'analisi pushover viene studiata la risposta globale degli edifici in muratura e pertanto viene trascurata la rigidità fuori piano dei muri, svincolandone la rotazione fuori da piano, inserendo tramite il comando *Boundary > Beam End Release*, dei rilasci ad entrambe le estremità dei maschi (Figura 3.50).



a.



b.

Figura 3.50 Svincolamento delle rotazioni fuori piano: a) vista schermata MIDAS Gen; b) vista 3d.

3.3 Analisi modale

La struttura presenta un comportamento chiaramente globale, poiché i primi due modi di vibrare corrispondono all'inflessione rispetto agli assi principali della pianta (Figura 3.51a,b), con una massa superiore al 75% per entrambi (Tabella 3.7). Il terzo modo è di tipo torsionale (Figura 3.51c).

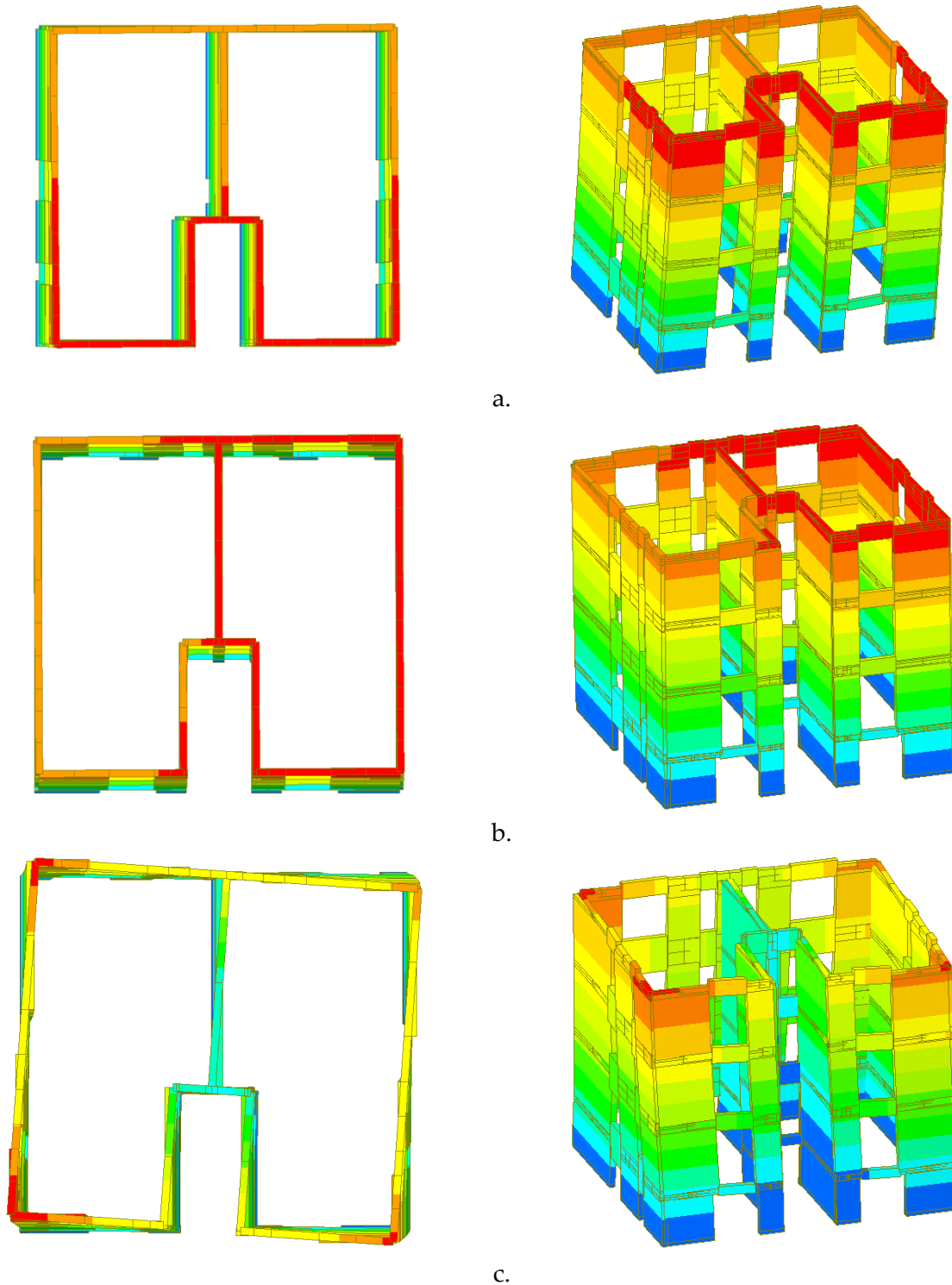


Figura 3.51 Vista planimetri e assonometrici modi di vibrare: a) primo modo; b) secondo modo; c) terzo modo.

Tabella 3.7 Percentuale di massa partecipante dei primi tre modi di vibrare.

Modo N°	f [Hz]	% Massa Partecipante					
		TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z	ROTN-X	ROTN-Y	ROTN-Z
1	3,7637	81,2478	0,0000	0,0000	0,0000	1,8160	0,2483
2	7,4653	0,0053	76,8056	0,0029	4,0099	0,0003	0,3901
3	7,7975	1,1758	0,3578	0,0000	0,0209	0,0602	78,6355

3.4 Risultati dell'analisi pushover

L'analisi pushover è stata svolta considerando le diverse distribuzioni dei carichi previste da MIT 2018 nelle due direzioni principali X e Y. Poiché la massa partecipante ai primi modi risulta superiore al 60% (edifici esistenti in muratura) è possibile eseguire le analisi relative a una distribuzione delle forze orizzontali proporzionali al primo modo di vibrare e alle masse, sia secondo la direzione X che alla direzione Y. Poiché l'edificio risulta simmetrico rispetto alle due direzioni principali, le curve nel verso positivo e negativo di ciascun asse risultano coincidenti; nel seguito vengono presentate le sole curve in direzione positiva.

Per agevolare la comprensione del comportamento strutturale dell'edificio, si riportano per ciascuna curva pushover tre immagini rappresentanti l'evoluzione dello stato di plasticizzazione delle cerniere plastiche, negli elementi maschi murari e fasce di piano per tre step significativi dell'analisi, scelti generalmente in una fase iniziale, una intermedia e una finale.

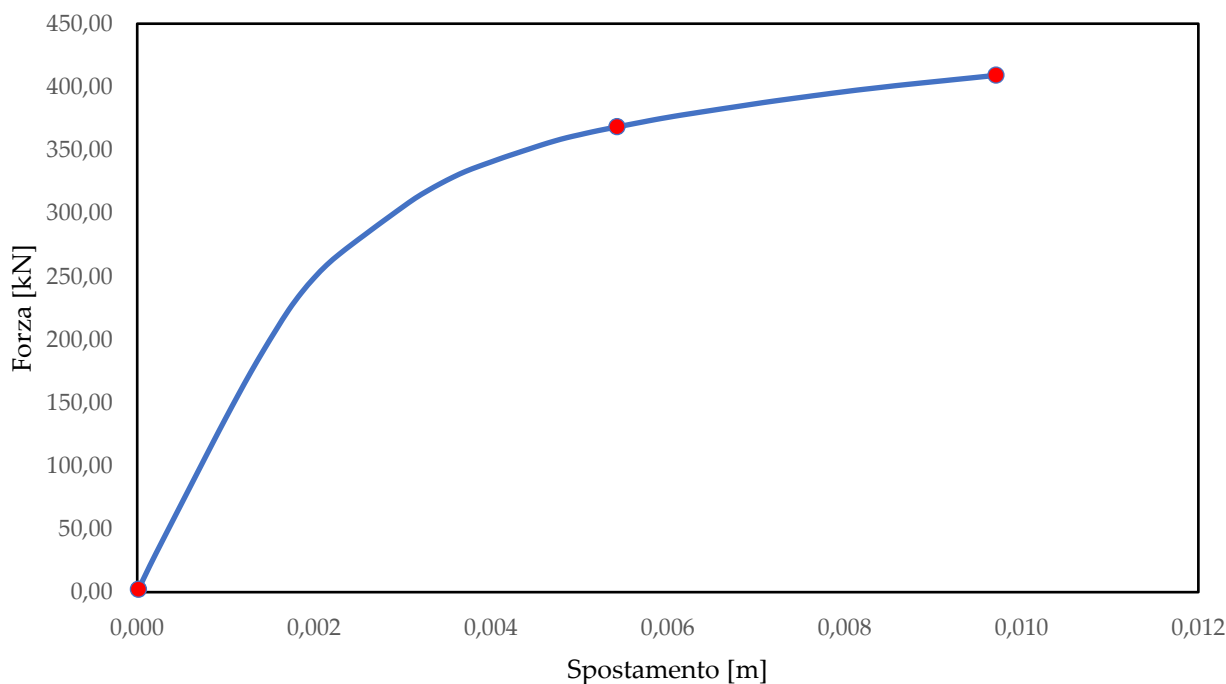


Figura 3.52 Curva di capacità, direzione +X (forze proporzionali al primo modo di vibrare). I punti corrispondono, da sinistra a destra allo stato dell'edificio mostrato in Figura 4.56.

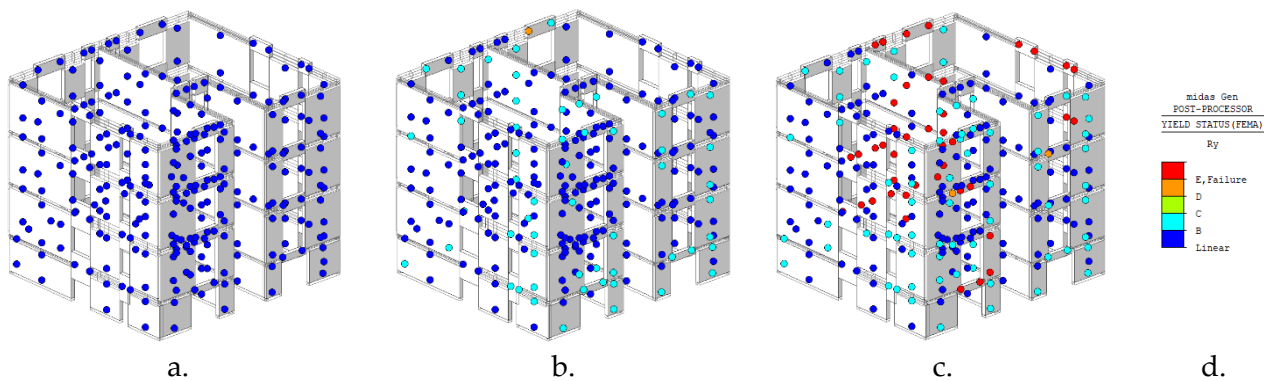


Figura 3.53 Evoluzione stato di plasticizzazione delle cerniere: a) step 1; b) step 40; c) step 69; d) legenda.

La curva di capacità mostra una progressiva riduzione della rigidezza fino al raggiungimento del collasso della struttura, raggiunto in seguito alla simultanea plasticizzazione delle fasce di piano e dei maschi murari nella porzione centrale del prospetto ovest.

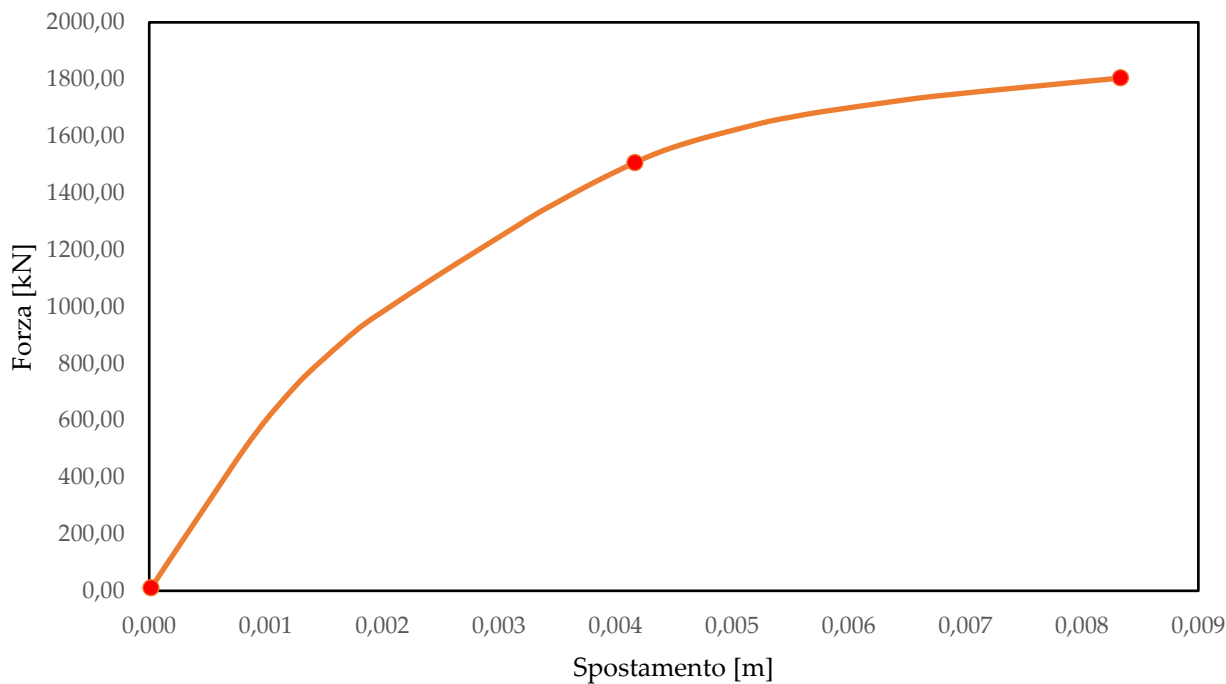


Figura 3.54 Curva di capacità, direzione +Y (forze proporzionali al primo modo di vibrare). I punti corrispondono, da sinistra a destra allo stato dell'edificio mostrato in Figura 4.58.

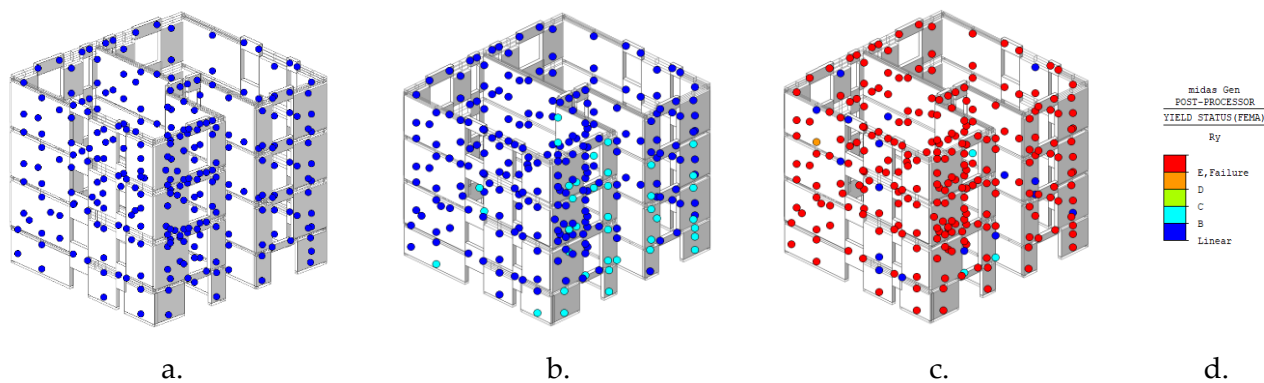


Figura 3.55 Evoluzione stato di plasticizzazione delle cerniere: a) step 1; b) step 30; c) step 51; d) legenda.

La curva di capacità mostra un andamento elasto-plastico fino al raggiungimento del collasso della struttura, raggiunto in seguito alla simultanea plasticizzazione delle fasce di piano e dei maschi murari dell'intero edificio.

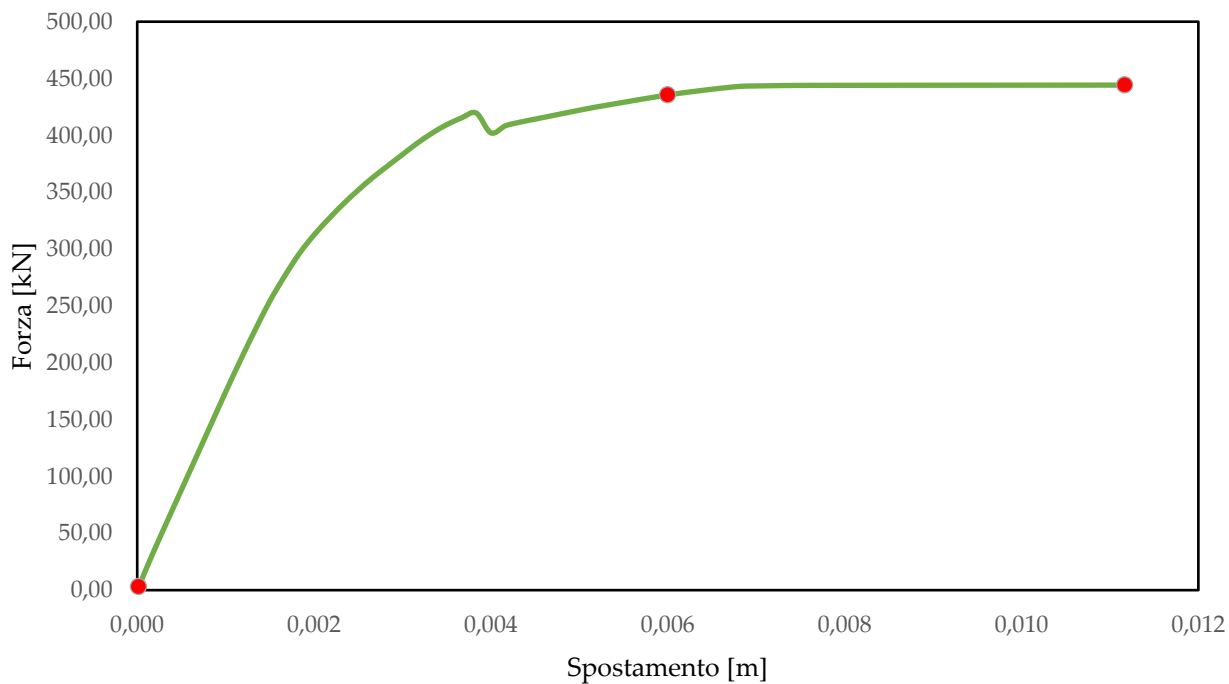


Figura 3.56 Curva di capacità, direzione +X (forze proporzionali alle masse). I punti corrispondono, da sinistra a destra allo stato dell'edificio mostrato in Figura 4.60.

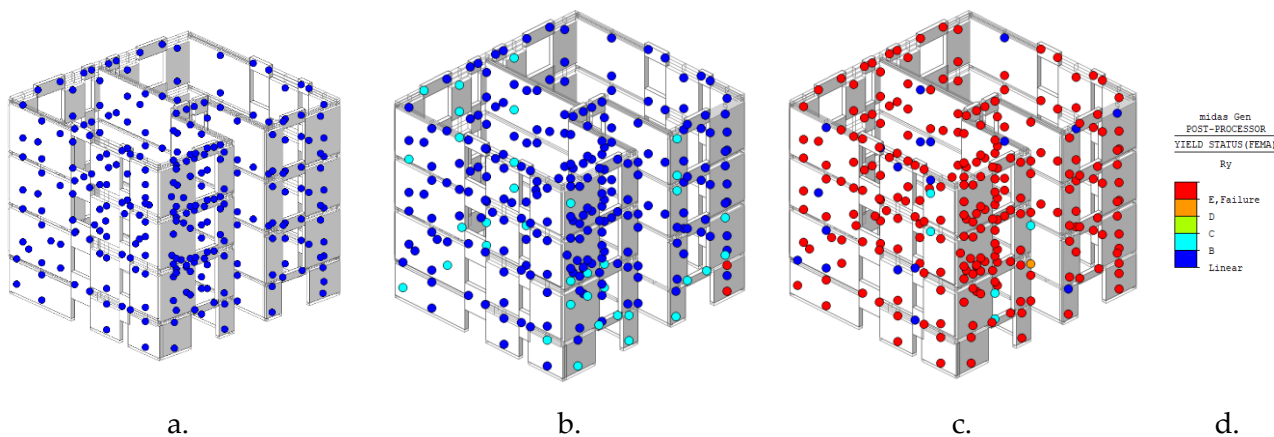


Figura 3.57 Evoluzione stato di plasticizzazione delle cerniere: a) step 1; b) step 50; c) step 68; d) legenda.

La curva di capacità mostra un andamento elasto-plastico fino al raggiungimento del collasso della struttura, raggiunto in seguito alla simultanea plasticizzazione delle fasce di piano e dei maschi murari dell'intero edificio. Il picco con successiva caduta e ripresa della forza resistente si verifica in corrispondenza della rottura del maschio evidenziato in Figura 3.57b con il colore rosso.

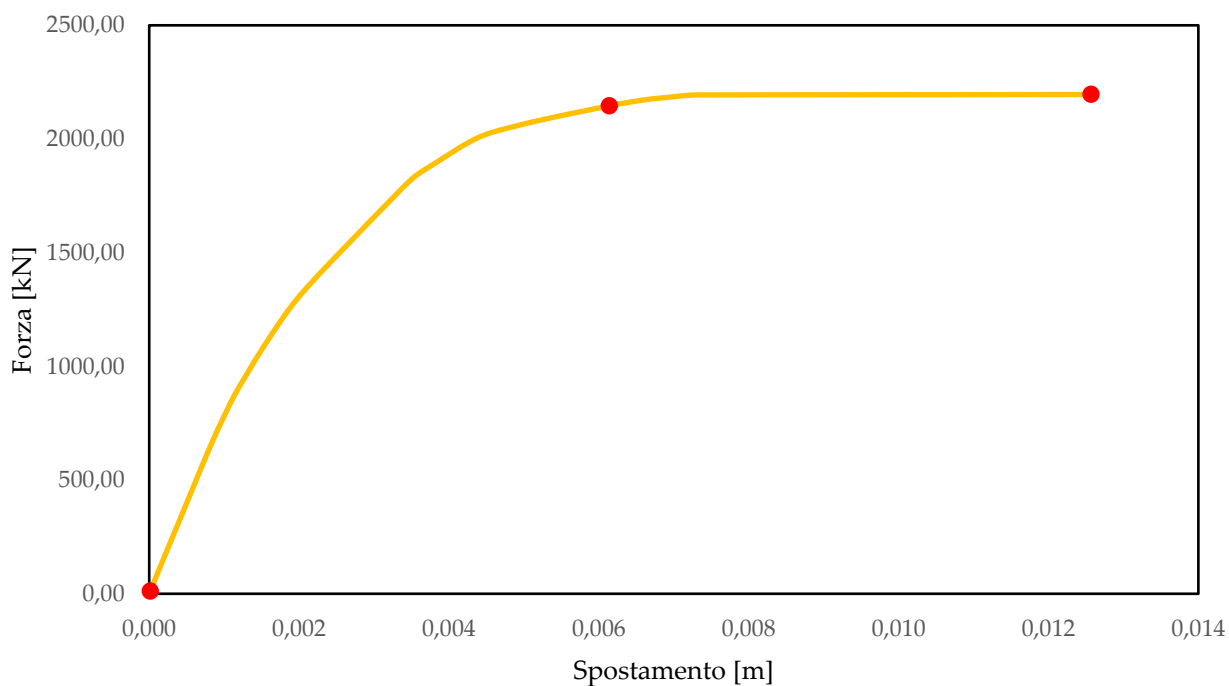


Figura 3.58 Curva di capacità, direzione +Y (forze proporzionali alle masse). I punti corrispondono, da sinistra a destra allo stato dell'edificio mostrato in Figura 4.62.

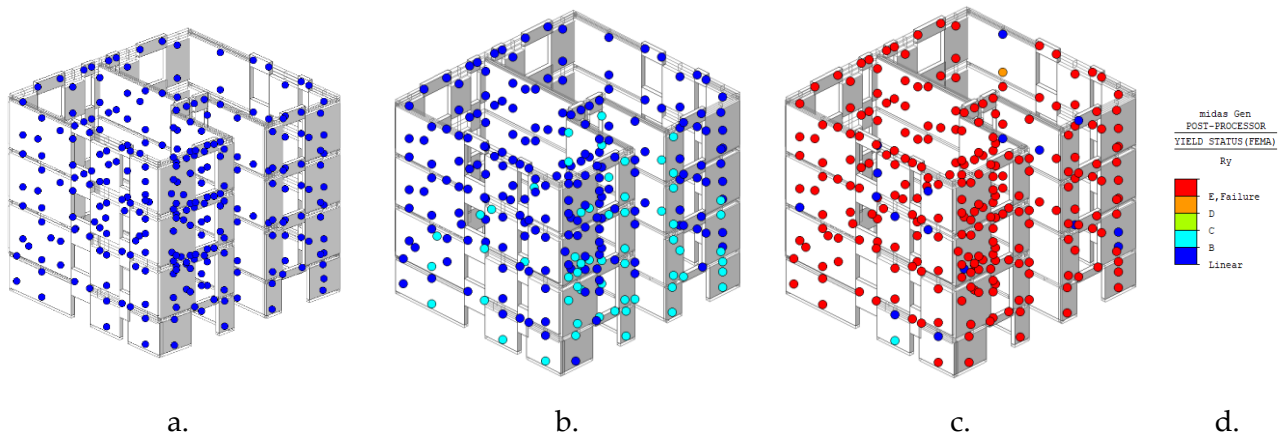


Figura 3.59 Evoluzione stato di plasticizzazione delle cerniere: a) step 1; b) step 55; c) step 90; d) legenda.

La curva di capacità mostra un andamento elasto-plastico fino al raggiungimento del collasso della struttura, raggiunto in seguito alla simultanea plasticizzazione delle fasce di piano e dei maschi murari dell'intero edificio.

Di seguito viene rappresentato il confronto tra le curve di capacità appena viste. La direzione Y risulta essere molto più rigida e resistente della direzione X (23% per la direzione X e 30% per la direzione Y) poiché i maschi murari in quella direzione presentano una sezione trasversale maggiore pur essendo in numero minore. Tuttavia, la duttilità tra le due direzioni è simile, probabilmente per effetto dell'assenza della resistenza residua assunta nelle cerniere plastiche. Come atteso, le analisi con distribuzione di forze triangolare risultano essere più gravose, restituendo curve con taglio massimo e spostamento ultimo più piccoli rispetto alle analisi corrispondenti con distribuzione rettangolare uniforme.

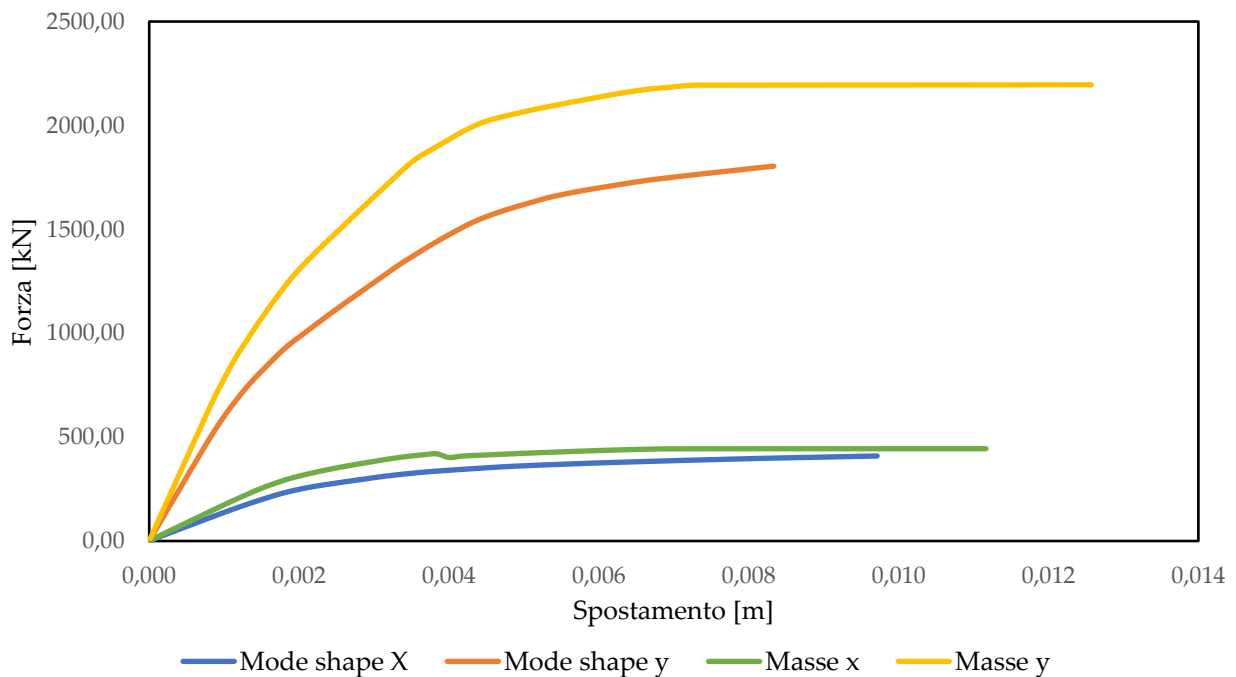


Figura 3.60 Curve di capacità a confronto (stato di fatto).

4 CAPITOLO

Interventi di miglioramento sismico

Per l'edificio in discussione si ipotizza l'applicazione di sistemi di rinforzo per migliorare il comportamento sismico dell'edificio. Poiché i solai esistenti risultano sufficientemente rigidi nella realtà (Marini, Belleri, Passoni, Feroldi, & Giuliani, 2022) e sono stati schematizzati come infiniti rigidi nel modello, non vengono proposti interventi di irrigidimento o di rinforzo sui solai, anche se sarebbe necessario verificare la loro resistenza alle sollecitazioni risultanti dalla pushover. Gli interventi proposti riguardano pertanto solo le pareti portanti della struttura, considerando le tecniche più diffuse e consolidate per il rinforzo di questi elementi, quali il placcaggio con rete metallica elettrosaldata o reti in materiali fibrorinforzati. La prima è una tecnica apparsa successivamente al sisma Friuli 1976 sia per la riparazione di pareti lesionate che per il rinforzo di quelle esistenti, la seconda è una evoluzione che tiene conto dei problemi di durabilità spesso riscontrati e delle istanze di maggior compatibilità di comportamento strutturale, in termini di rigidità e duttilità, tra il rinforzo e la parete originale (Modena, Zavarise, Valluzzi, Aiello, & Dudine, 1998) (Valluzzi M. R., 2014). Vale la pena notare che l'edificio oggetto di studio presenta una muratura moderna in blocchi di laterizio legati con malta di cemento, pertanto la disparità di comportamento tra i due sistemi, evidente nella muratura di pietrame irregolare, risulta più contenuta.

4.1 Intonaco armato con rete elettrosaldata

La tecnica di consolidamento dell'intonaco armato consiste nel realizzare, sui lati di una parete, due lastre di calcestruzzo armate con una rete metallica e rese solidali alla muratura stessa mediante l'uso di connettori trasversali.

Affinché il consolidamento si efficace, è necessario che l'intervento venga effettuato su entrambe le facce della parete e che siano rese solidali dalla presenza di connettori trasversali (Modena, Zavarise, Valluzzi, Aiello, & Dudine, 1998).

La procedura operativa per l'esecuzione corretta prevede:

1. Rimozione dell'intonaco esistente;
2. Perforazione muratura per posa connettori trasversali;
3. Posizionamento rete elettrosaldata maglia 20x20 Ø6 mm e connettori trasversali 4Ø8/m²;
4. Applicazione di betoncino a spruzzo con calcestruzzo C25/30, diametro massimo degli inerti 10 mm, classe di consistenza S5, spessore 4 cm;
5. Stratto di finitura.

I principali benefici portati da questa tecnica sono:

- L'incremento di resistenza in piano e fuori piano della parete;
- Eliminazione di lesioni localizzate;

- Rapida esecutiva ed economica dell'interventi.;

Di contro, questa tecnica di consolidamento presenta numerosi svantaggi:

- Non è applicabile a edifici di valore storico-artistico;
- Irrigidisce di molto la struttura riducendo la capacità di deformazione delle pareti;
- Altera la distribuzione dei carichi sismici;
- Incrementa la massa della struttura;
- Altera l'isolamento termico e la traspirabilità delle murature;
- Rende difficoltosa la realizzazione degli impianti.

L'intonaco armato è un intervento invasivo, tanto più che dovrebbe essere su entrambi i lati della parete (Modena, Zavarise, Valluzzi, Aiello, & Dudine, 1998), comportando una serie di lavorazioni accessorie necessarie a dare l'opera finita a regola d'arte, le quali incrementano il costo dell'intervento. Per questo motivo, nel seguito si considera un intervento con applicazione dell'intonaco armato su entrambi i lati delle pareti portanti (esclusi i tratti che delimitano i bagni per evitare i costi di ripristino, Figura 4.1) e sul solo lato esterno, considerando un'adeguata riduzione delle prestazioni delle pareti rispetto al caso precedente. In entrambi i casi l'intonaco armato viene applicato sulle sole pareti perimetrali, per non ridurre la larghezza del vano scale e ancora per non incrementare in modo eccessivo i costi di ripristino.

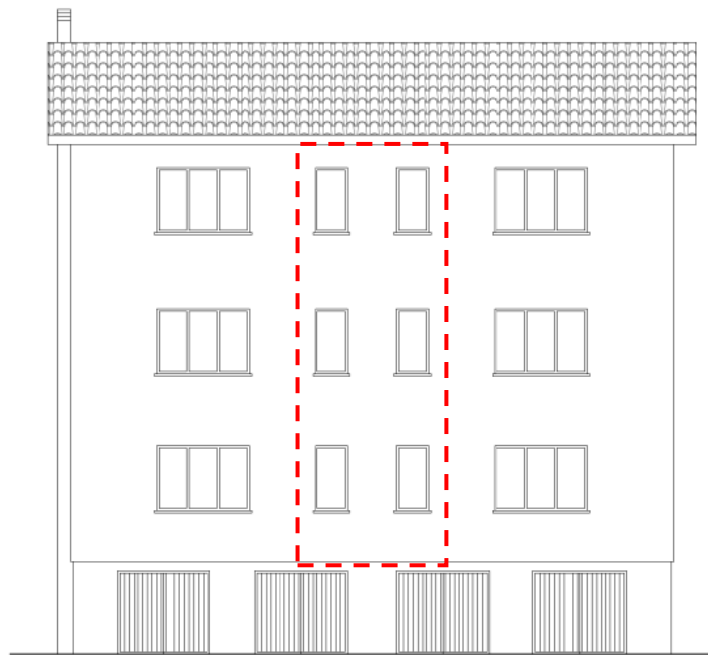


Figura 4.1 Porzione di muratura con applicazione solo esterna dell'intonaco armato.

4.1.1 Intonaco armato con rete elettrosaldata: applicazione su due lati

Per valutare le proprietà meccaniche della muratura a seguito dell'intervento con l'intonaco armato applicati sui due lati della parete, si utilizzano i coefficienti correttivi dei parametri

meccanici individuati nella Tabella CA8.2.2 di (MIT, 2019), in coerenza con quanto assunto per la muratura.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con parametro di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Figura 4.2 Incremento delle proprietà meccaniche in funzione del tipo murario e del tipo di intervento (Tabella CA8.2.2 della Circolare 2 febbraio 2009 n.617/2009).

Il tipo murario che caratterizza l'edificio, individuato precedentemente come *muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)*, non trova riscontro nella Tabella CA8.2.2; quindi, è stato utilizzato come coefficiente correttivo il valore più cautelativo pari a 1,5.

Per valutare le proprietà meccaniche della muratura a seguito dell'intervento con l'intonaco armato con applicazione su un solo lato del paramento murario si fa riferimento a quanto indicato dalla Circolare 2 febbraio 2009 n.617/2009. Essa prevede che nel caso di applicazione dell'intonaco armato solo su un lato, il coefficiente moltiplicativo dell'intonaco armato deve essere diviso per il coefficiente relativo alla connessione trasversale riportato nella Tabella C8A.2.2.

Quindi, per definire i parametri meccanici equivalenti il coefficiente moltiplicativo utilizzato è pari a 1,15.

Le proprietà meccaniche della muratura a seguito dell'intervento di miglioramento sismico sono riportate in Tabella 4.1.

Tabella 4.1 Valori dei parametri meccanici della muratura con intonaco armato applicato su due lati.

Paramento meccanico	Applicazione su 2 lati	Applicazione su 1 lato
E	4725 MPa	3623 MPa
G	1417,50 MPa	1087 MPa
f_m	3,33 MPa	2,55 MPa
τ_0	0.11 MPa	0.085 MPa
w	14,39 kN/m ³	12,93 kN/m ³
v	0,25	0,25

Come si può osservare dalla Tabella 4.1, l'esecuzione del betoncino comporta un incremento di massa della muratura; infatti, nel caso di applicazione su due lati il peso specifico del paramento

murario è pari a 14,39 kN/m³, mentre per l'applicazione su 1 lato è di 12,98 kN/m³, rispetto allo stato di fatto di 11,00 kN/m³.

4.1.1.1 Analisi in ambiente MIDAS Gen

Definizione proprietà meccaniche della muratura post-intervento

La procedura per eseguire l'analisi pushover è la medesima vista per lo stato di fatto; si procede con l'inserimento delle nuove proprietà meccaniche della muratura post-intervento (Tabella 4.1) e modificando i parametri di resistenza della muratura sulla base dei quali viene calcolata la formazione e l'evoluzione delle cerniere plastiche.

Nell'intervento con l'intonaco armato, a differenza dello stato di fatto, si considera la resistenza residua dei maschi murari e delle fasce di piano pari al 30% nella definizione delle cerniere FEMA 356 (Figura 4.3). Questo permette di tenere in conto di una resistenza degli elementi successiva alla rottura dovuta alla resistenza a trazione della rete d'armatura: questo tipo di intervento dovrebbe essere in grado di garantire anche un aumento di duttilità oltre che di resistenza della struttura.

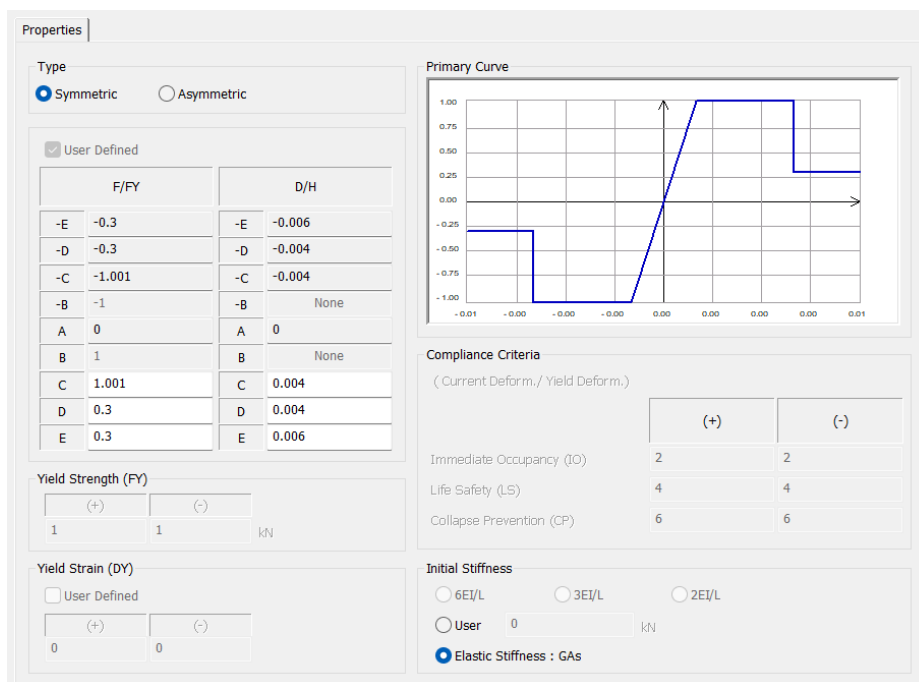


Figura 4.3 Esempio definizione resistenza residua pari al 30%.

L'analisi modale ci restituisce gli stessi modi di vibrare visti per lo stato di fatto, quindi di seguito vengono rappresentati, per ciascun modo di vibrare, la frequenza e la percentuale di massa partecipante.

Tabella 4.2 Percentuale di massa partecipante dei primi tre modi di vibrare.

Modo N°	f [Hz]	% Massa Partecipante					
		TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z	ROTN-X	ROTN-Y	ROTN-Z
1	4,3128	80,6085	0,0000	0,0000	0,0000	1,9121	0,1443
2	8,2475	0,0010	77,0394	0,0040	4,3315	0,0001	0,1203
3	8,9962	0,8323	0,1038	0,0000	0,0074	0,0608	78,7045

Come si può osservare dalla Tabella 4.2, le variazioni in termini di massa partecipante e di frequenza, rispetto allo stato di fatto, sono minime e non influenzano i modi di vibrare dell'edificio. Risultano incrementate tutte le frequenze per effetto della maggiore rigidità dell'edificio (14,59% per il primo modo, 10,48% per il secondo e 15,37% per il terzo modo di vibrare).

Le curve di capacità ottenute in funzione al sistema di carico adottato, confrontandole con lo stato pre-intervento mostrate in Figura 4.4.

Nella direzione X l'incremento di duttilità è molto più marcato che nella direzione Y (mediamente 139,03% in direzione X e 39,54% in Y) così come quello di resistenza, per effetto dell'incremento di proprietà meccaniche del materiale e della resistenza residua delle cerniere. Le curve dello stato di progetto risultano anche più rigide dello stato di fatto (mediamente 30,65% in direzione X e 33,68% in Y) poiché il coefficiente correttivo si applica anche al modulo elastico.

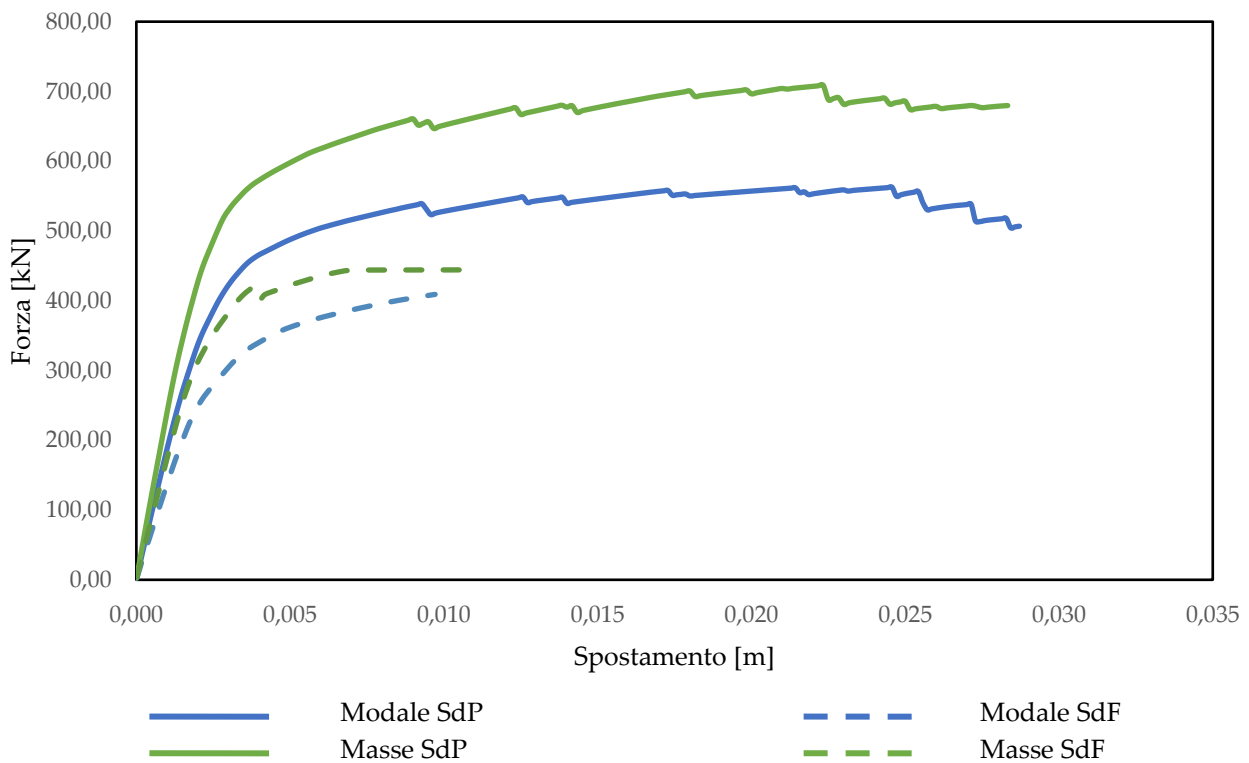


Figura 4.4 Risultati curve di capacità con sistemi di carico in direzione X, a confronto con lo stato di fatto.

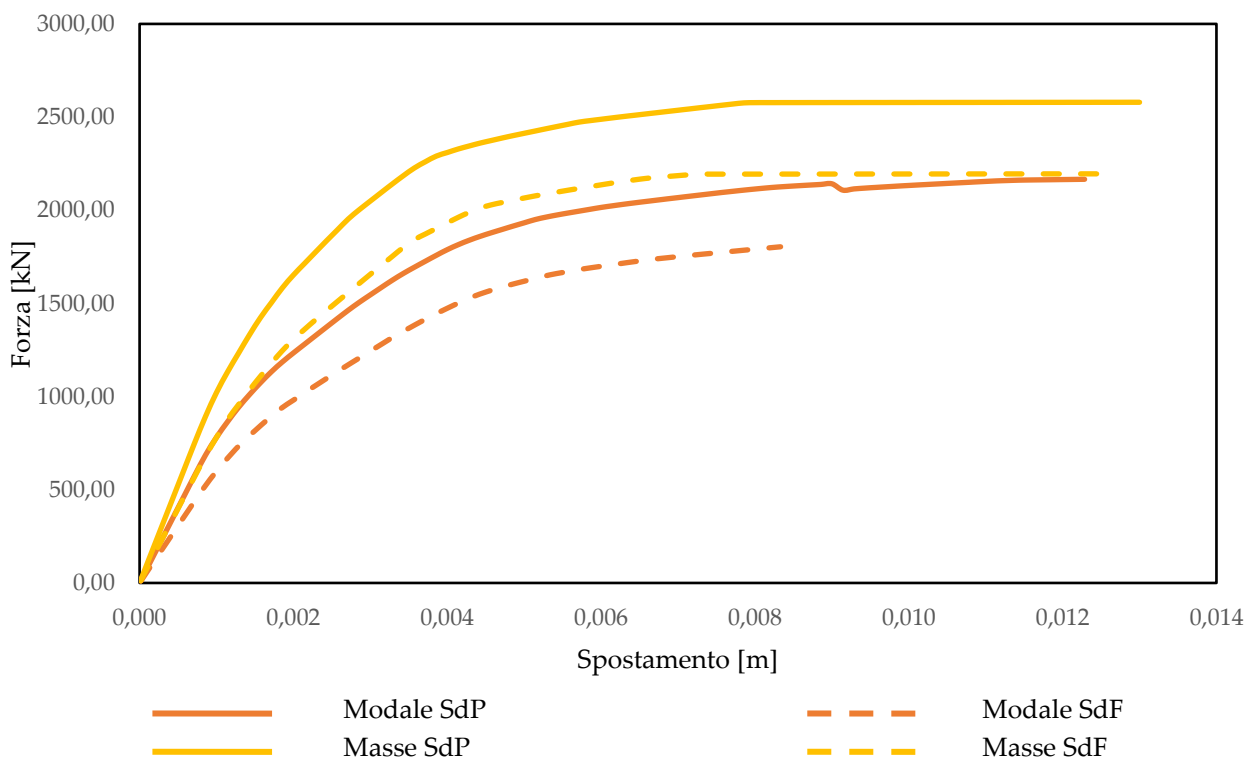


Figura 4.5 Risultati curve di capacità con sistemi di carico in direzione Y, a confronto con lo stato di fatto.

4.1.1.2 Dettagli esecutivi

Nella progettazione dell'intervento sono state seguite le indicazioni dalla buona tecnica per dare l'opera finita a regola d'arte in conformità a quanto previsto nella descrizione dei prezzi, per avere un puntuale riscontro in sede di redazione del computo metrico. La rete elettrosaldata è applicata sulle sole pareti perimetrali (Figura 4.6), a cui risulta collegata mediante 5 connettori passanti per metro quadro (Figura 4.7a, prospetto nord). I connettori sono lunghi 75 cm per poter essere ripiegati sulle due facce della parete con una lunghezza di 25 cm. In corrispondenza degli innesti tra le murature sono previsti degli infittimenti per evitare il distacco a seguito della concentrazione delle tensioni. Per lo stesso motivo sono previsti degli ancoraggi in corrispondenza dei cordoli, in particolare di quello sommitale dell'edificio, e in fondazione (Figura 4.12c e 4.11b rispettivamente). Il collegamento va realizzato anche tra i due lati delle aperture, prevedendo la demolizione delle spallette per una profondità di 5 cm e ripristinandole con lo stesso getto di calcestruzzo dell'intonaco previa installazione di ferri di ripresa a C (Figura 4.11c).

Di seguito vengono riportati le tavole e i dettagli costruttivi.

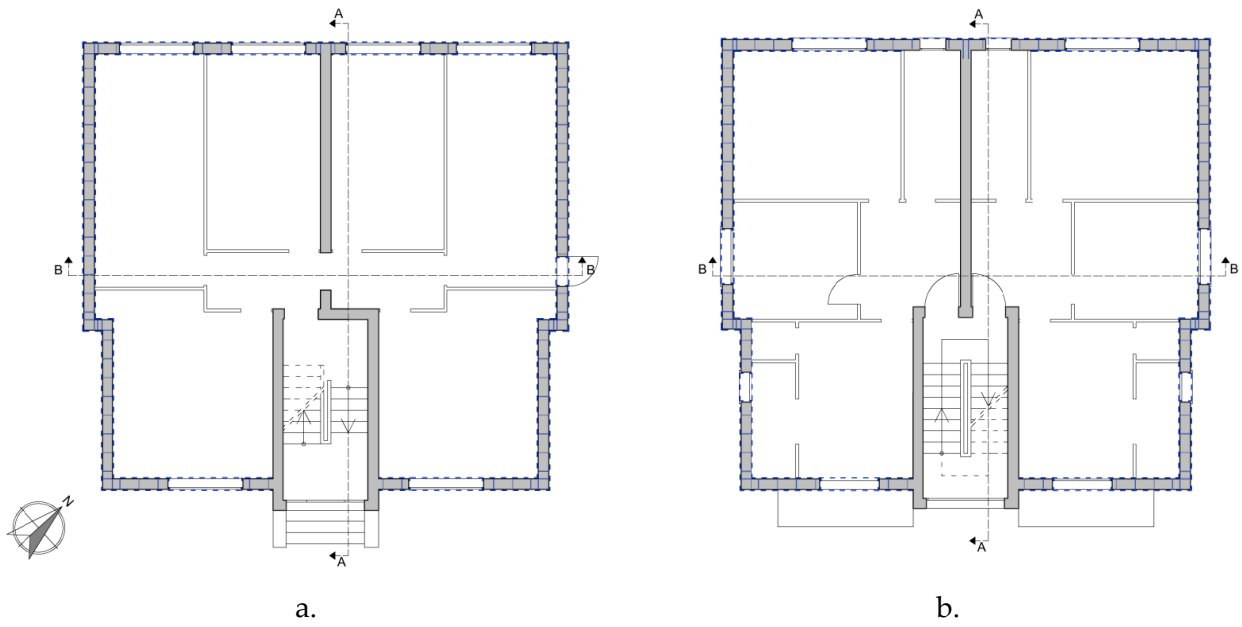


Figura 4.6 Intonaco armato con rete elettrosaldata su due lati: a) pianta piano terra; b) pianta interpiano.

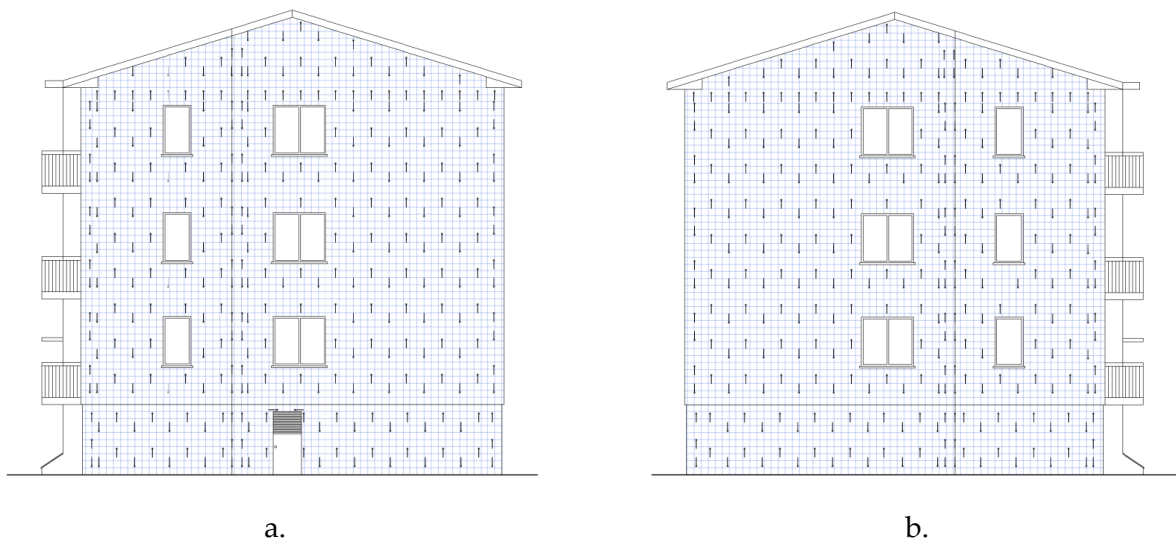


Figura 4.7 Intonaco armato con rete elettrosaldata su due lati: a) prospetto nord; b) prospetto sud.



Figura 4.8 Intonaco armato con rete elettrosaldata su due lati: a) prospetto est; b) prospetto ovest.

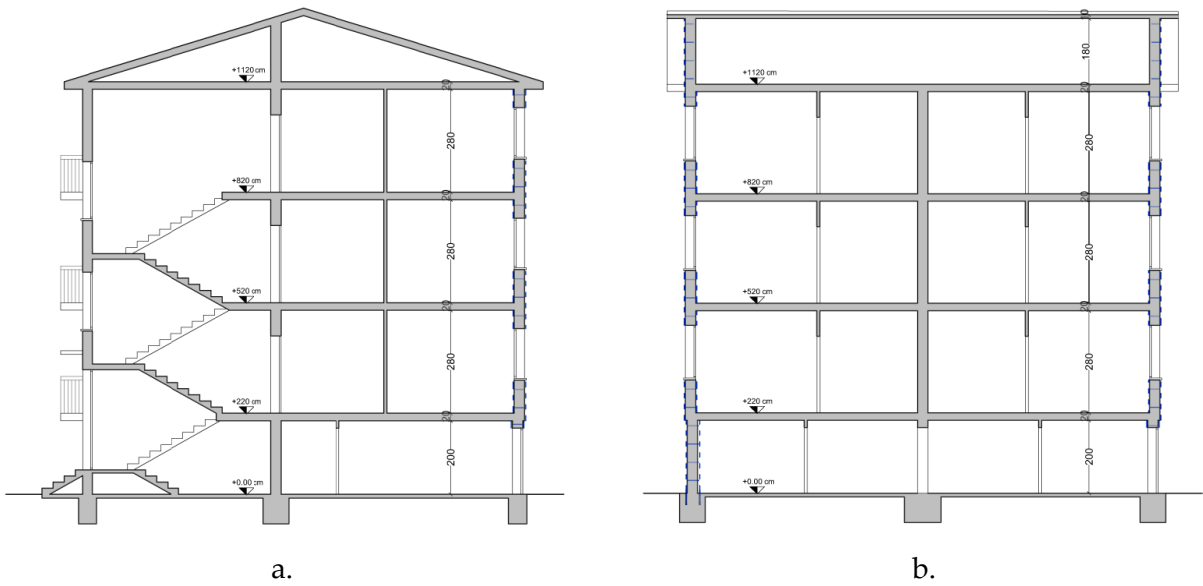


Figura 4.9 Intonaco armato con rete elettrosaldata su due lati: a) sezione A-A; b) sezione B-B


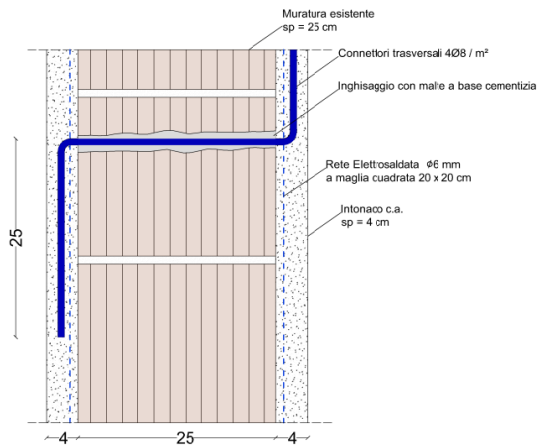
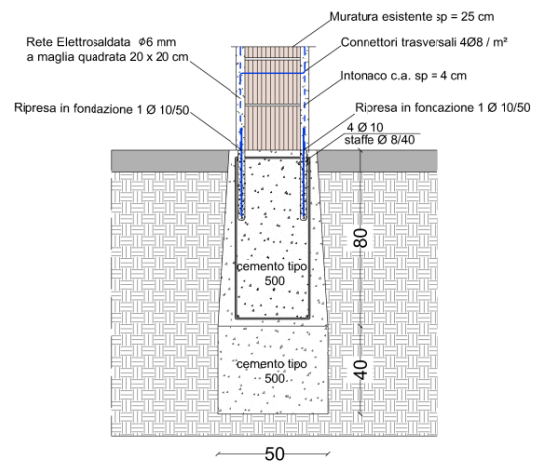
LEGENDA	
- - - - -	Rinforzo muratura portante: rimozione di intonaco esistente, eliminazione difetti locali quali fessure e mancati ammassamenti e costruzione di nuovo intonaco armato con rete elettrosaldata
—	Connettore trasversale in acciaio Ø8
—	Connettore trasversale in acciaio Ø8, a diversa quota altimetrica
	Piegatura connettori
	Intonaco armato con rete elettrosaldata Ø6 mm maglia 20x20 cm

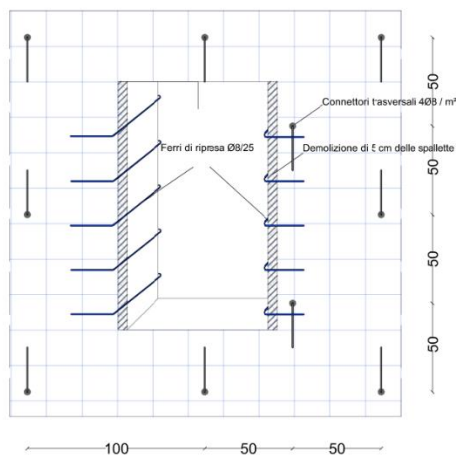
Figura 4.10 Legenda.



a.

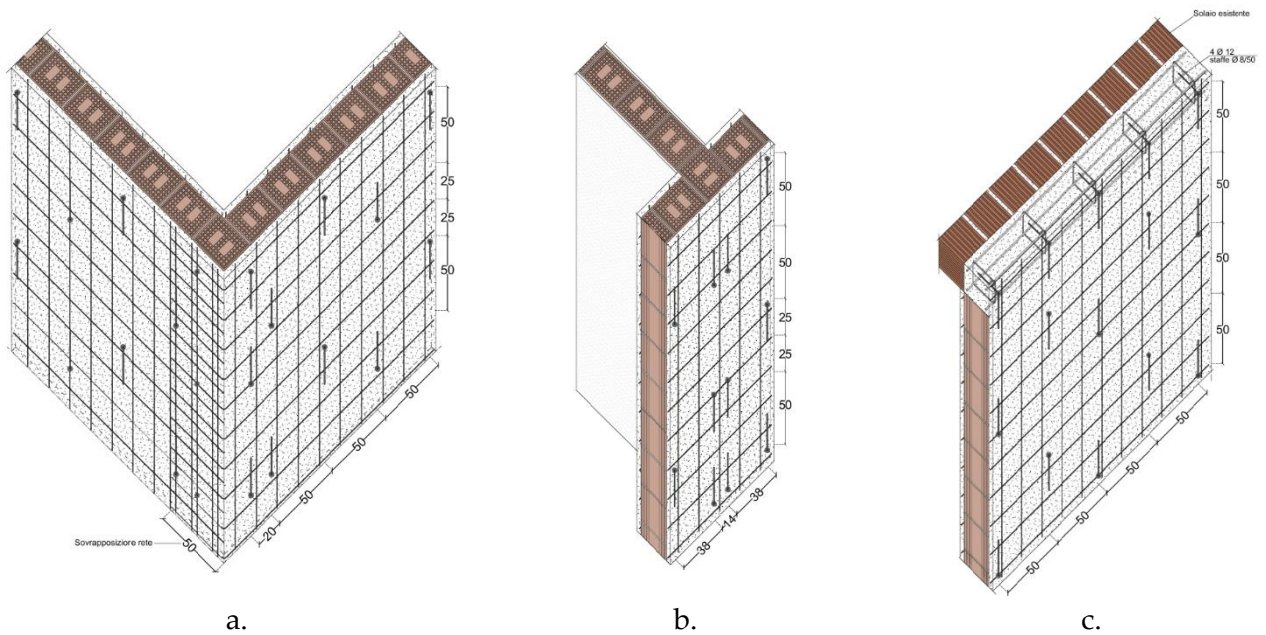


b.



c.

Figura 4.11 Dettagli costruttivi: a) connettore in acciaio; b) ancoraggio in fondazione; c) ammortamento aperture.



a.

b.

c.

Figura 4.12 Schema assometrico connessione: a) cantonali; b) martelli murari; c) ultimo solaio.

4.1.2 Intonaco armato con rete elettrosaldata: applicazione su un lato

Per la definizione delle proprietà meccaniche della muratura e delle proprietà dei maschi murari e delle fasce di piano si rimanda ai capitoli 4.1.1 e 4.1.1.1.

4.1.2.1 Analisi in ambiente MIDAS Gen

L'analisi modale ci restituisce gli stessi modi di vibrare visti per lo stato di fatto, quindi di seguito vengono rappresentati, per ciascun modo di vibrare, la frequenza e la percentuale di massa partecipante.

Tabella 4.3 Percentuale di massa partecipante dei primi tre modi di vibrare.

Modo N°	f [Hz]	% Massa Partecipante					
		TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z	ROTN-X	ROTN-Y	ROTN-Z
1	3,9878	81,0906	0,0000	0,0000	0,0000	1,8795	0,2686
2	7,6514	0,0032	76,9207	0,0037	4,2352	0,0001	0,2351
3	8,1102	1,2253	0,2114	0,0000	0,0136	0,0586	78,5986

Come si può osservare dalla Tabella 4.3, le variazioni in termini di massa partecipante e di frequenza, rispetto allo stato di fatto, sono minime e non influenzano i modi di vibrare dell'edificio. L'incremento di frequenza è più contenuto (5,95% per il primo modo, 2,50% per il secondo e 1,58% per il terzo modo di vibrare) rispetto al caso su due lati.

Rappresentiamo di seguito le curve di capacità ottenute in funzione al sistema di carico adottato, confrontandole con lo stato pre-intervento.

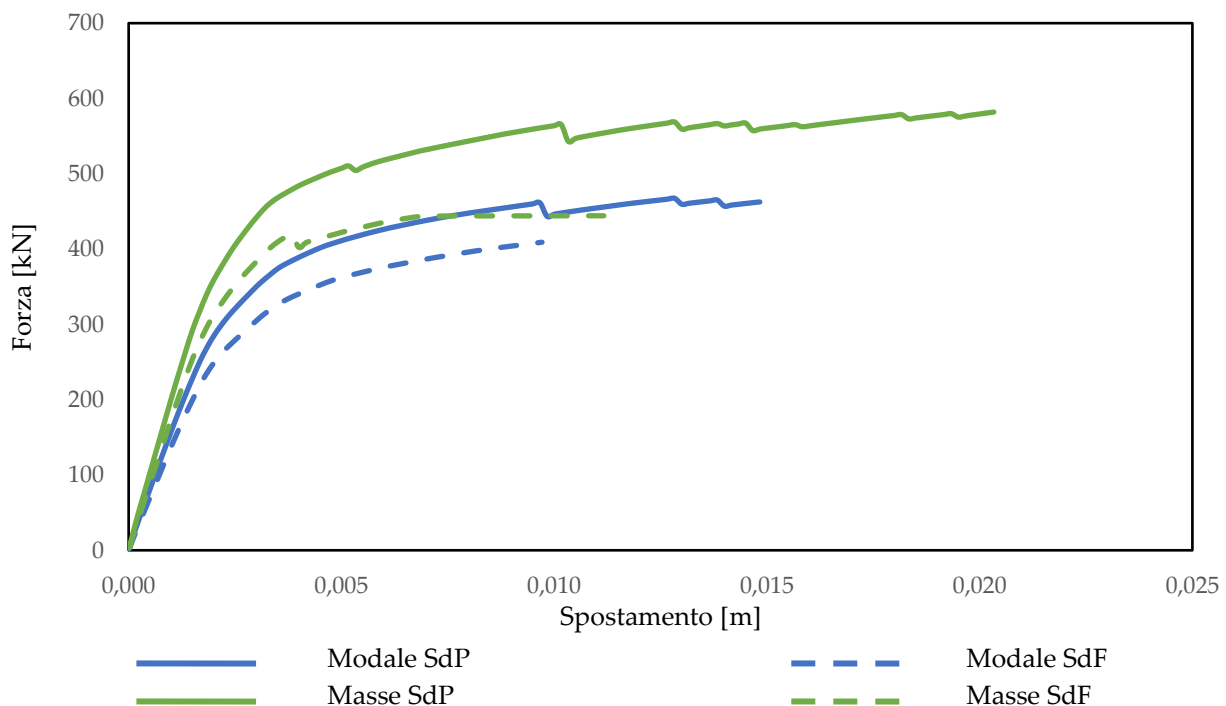


Figura 4.13 Risultati curve di capacità con sistemi di carico in direzione X, a confronto con lo stato di fatto.

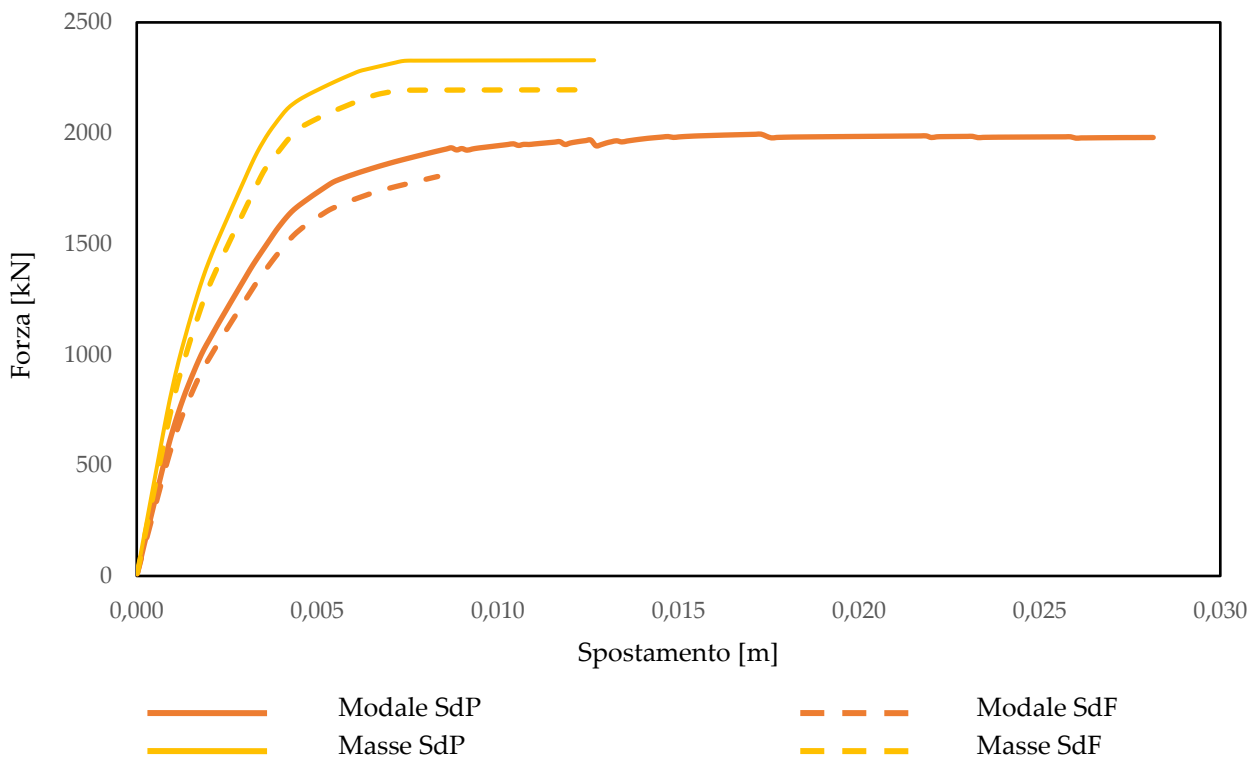


Figura 4.14 Risultati curve di capacità con sistemi di carico in direzione Y, a confronto con lo stato di fatto.

Nella direzione Y l'incremento di duttilità è molto più marcato che nella direzione X (mediamente 111,69% in direzione Y e 51,43% in X) così come quello di resistenza, per effetto dell'incremento di proprietà meccaniche del materiale e della resistenza residua delle cerniere. Le curve dello stato di progetto risultano anche più rigide dello stato di fatto (mediamente 11,59% in direzione X e 10,78% in Y) poiché il coefficiente correttivo si applica anche al modulo elastico.

4.1.2.2 Tavole esecutive

Di seguito vengono riportati le tavole e i dettagli costruttivi.

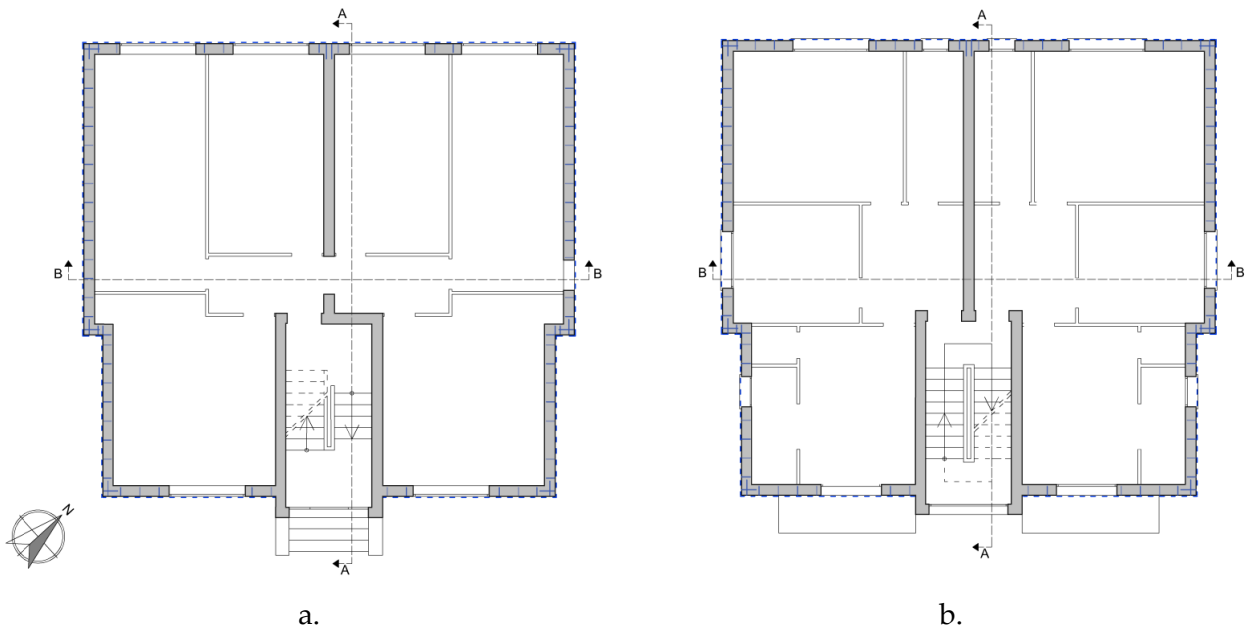


Figura 4.15 Intonaco armato con rete elettrosaldata su due lati: a) pianta piano terra; b) pianta interpiano.

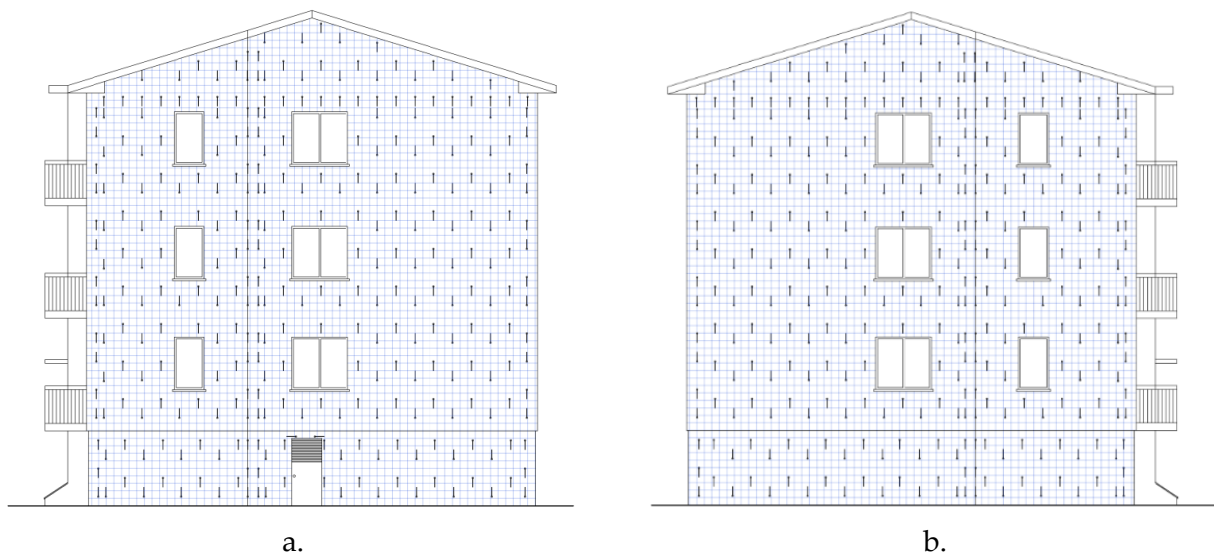


Figura 4.16 Intonaco armato con rete elettrosaldata su due lati: a) prospetto nord; b) prospetto sud.



Figura 4.17 Intonaco armato con rete elettrosaldata su due lati: a) prospetto est; b) prospetto ovest.

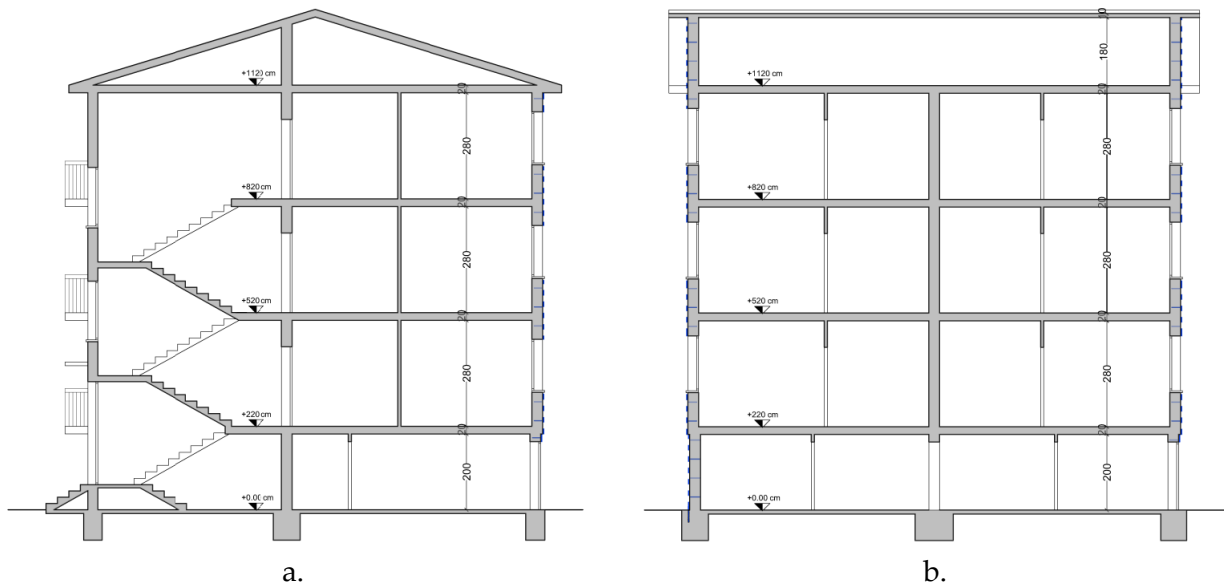


Figura 4.18 Intonaco armato con rete elettrosaldata su due lati: a) sezione A-A; b) sezione B-B





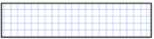
LEGENDA	
	Rinforzo muratura portante: rimozione di intonaco esistente, eliminazione difetti locali quali fessure e mancati ammorsamenti e costruzione di nuovo intonaco armato con rete elettrosaldata
	Connettore trasversale in acciaio Ø8
	Connettore trasversale in acciaio Ø8, a diversa quota altimetrica
	Piegatura connettori
	Intonaco armato con rete elettrosaldata Ø6 mm maglia 20x20 cm

Figura 4.19 Legenda.

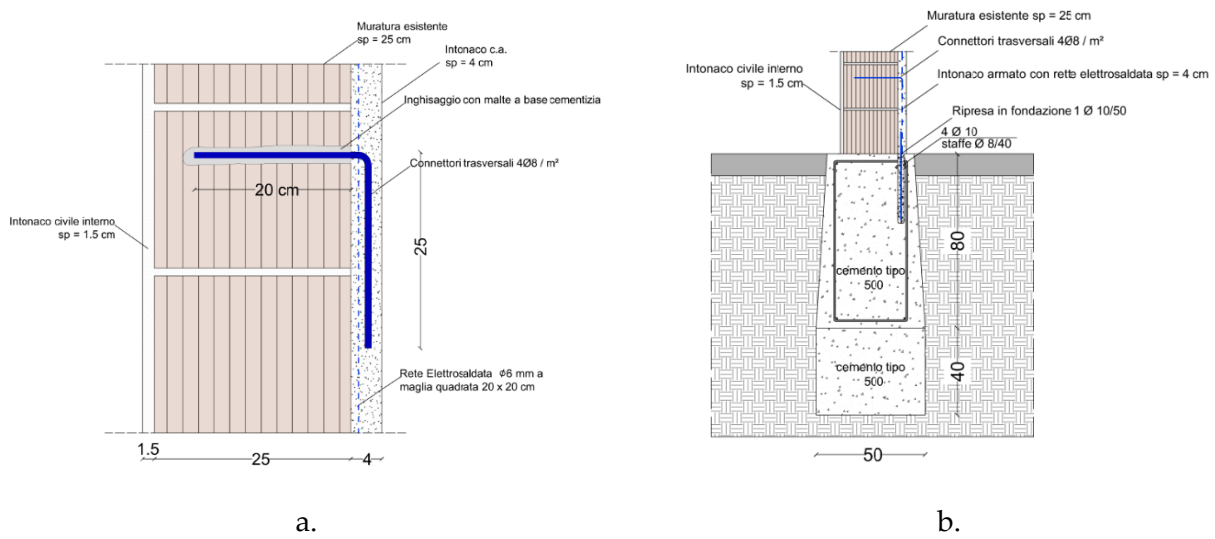


Figura 4.20 Dettagli costruttivi: a) connettore in acciaio; b) ancoraggio in fondazione.

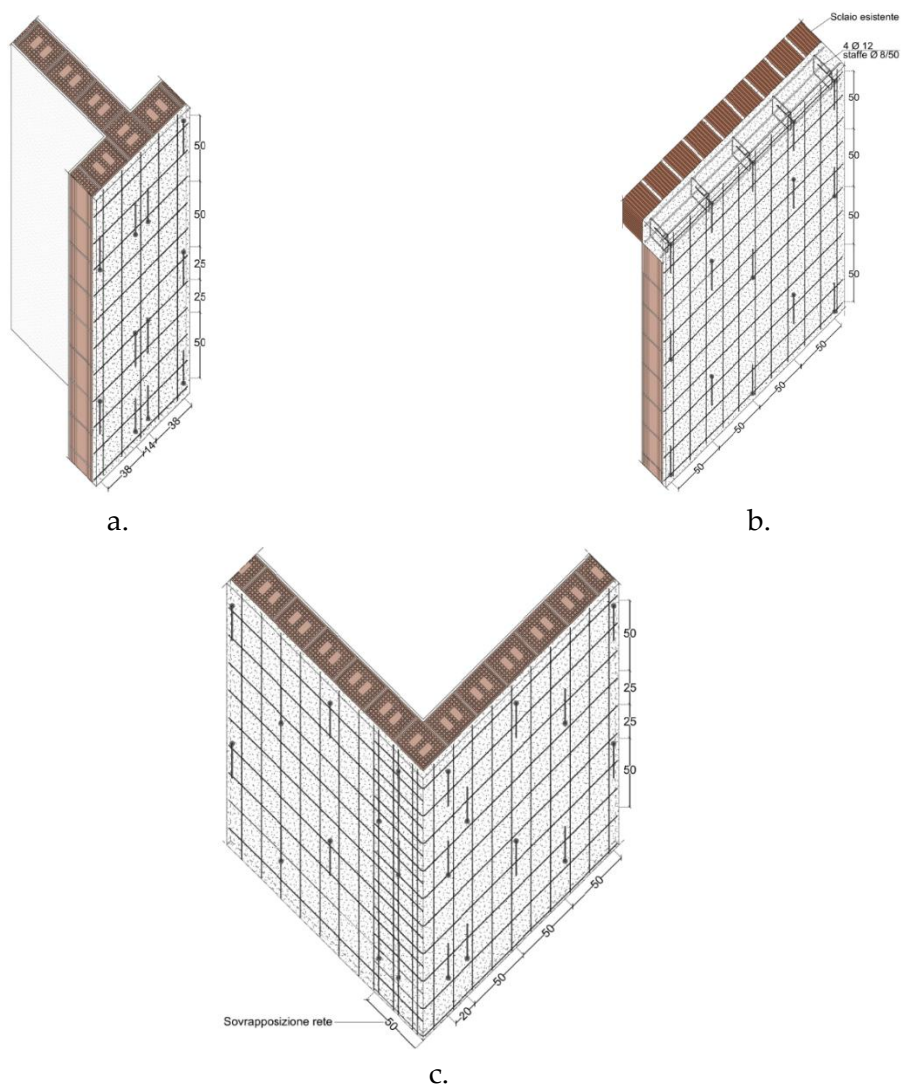


Figura 4.21 Schema assonometrico connessione: a) martelli murari; b) ultimo solaio; c) cantonali.

4.2 Intonaco armato con rete FRCM

4.2.1 Esecuzione a regola d'arte

La tecnica di consolidamento dell'intonaco armato con rete FRCM (*Fiber Reinforced Cementitious Matrix*) consiste nel realizzare, sui lati di una parete, due strati di intonaco fibrorinforzato armato con una rete in fibra di vetro, o altro materiale, e rese solidali alla muratura stessa mediante l'uso di connettori trasversali. Rispetto al betoncino armato, l'uso della rete in materiale composito fibrorinforzato consente spessori di malta minori (1-2 cm) e non presenta problemi di durabilità perché è resistente alla corrosione e all'umidità. Il minore spessore del sistema e anche la minore resistenza della rete in fibra rispetto a quella in acciaio consente una maggiore compatibilità tra il rinforzo e la muratura.

Affinché il consolidamento si efficace, è necessario che l'intervento venga effettuato su entrambe le facce della parete e che siano rese solidali dalla presenza di connettori trasversali.

Per realizzare un intervento di consolidamento con intonaco armato con rette FRCM a regola d'arte, si procede:

1. Rimozione dell'intonaco esistente;
2. Prima mano, comprensiva di regolarizzazione, di malta cementizia premiscelata bicomponente, a base di leganti a reattività pozzolanica, fibrorinforzata ad elevata duttilità;
3. Posa rete in fibra di vetro (o altro materiale) alcalino resistente;
4. Corda in fibre di carbonio o vetro o basalto unidirezionali ad alta resistenza per la realizzazione di "connessioni strutturali";
5. Fissaggio chimico per l'inghisaggio del foro;
6. Resina epossidica fluida per l'impregnazione della parte sfioccata delle connessioni strutturali;
7. Seconda mano di malta cementizia premiscelata bicomponente, a base di leganti a reattività pozzolanica, fibrorinforzata ad elevata duttilità;
8. Strato di finitura

I principali benefici portati da questa tecnica sono:

- L'incremento di resistenza fuori piano della parete;
- Elimina gli effetti di eventuali lesioni localizzate;
- Non altera la distribuzione dei carichi sismici;
- Non irrigidisce la struttura;
- Non incrementa la massa della struttura;
- Non altera lo stato tensionale della muratura.

Di contro, questa tecnica di consolidamento presenta numerosi svantaggi:

- Non è applicabile a edifici di valore storico-artistico;
- Altera l'isolamento termico e la traspirabilità delle murature;
- Richiede manodopera specializzata;

- L'intervento non è economico;
- Rende difficoltosa la realizzazione degli impianti.

Come per l'intonaco armato con rete elettrosaldata, si considera l'esecuzione del sistema FRM sui soli prospetti esterni dell'edificio e su uno o entrambi i lati della parete (non intervenendo all'interno dei bagni evitando i costi di ripristino).

4.2.2 Intonaco armato con rete FRM: applicazione su due lati

Dalla CNR-215-(2018), si apprende che, in maniera semplificata, il calcolo della capacità della muratura rinforzata può essere effettuato incrementando forfettariamente, mediante opportuni coefficienti moltiplicativi, il parametro tensionale della resistenza media a taglio della muratura non rinforzata in assenza di tensioni normali. Tali coefficienti amplificativi, utilizzabili solo per spessori di muratura non superiori a 400 mm, nel caso di rinforzi disposti simmetricamente sull'intera superficie delle due facce delle pareti e soddisfacenti la limitazione $\sigma_{u,f} t_f \geq \bar{q}_{u,f}$, sono esposti nella Figura 4.22.

Tipo di muratura	Coefficiente correttivo	$\bar{q}_{u,f}$ (N/mm)
Muratura di pietrame disordinato (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1.5	44.60
Muratura a conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo	1.5	44.60
Muratura di pietre a spacco con buona tessitura	2.0	32.20
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	2.0	44.60
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1.2	44.60
Muratura di mattoni pieni e malta di calce	1.7	24.50
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	1.3	44.60

Figura 4.22 Coefficienti correttivi delle proprietà meccaniche della muratura rinforzata.

Il coefficiente correttivo che rappresenta il beneficio dell'intervento sulla muratura è pari a 1,3. Tale coefficiente verrà utilizzato per incrementare il valore della τ_0 , mantenendo inalterate le altre proprietà meccaniche della muratura, compresa la massa superficiale della muratura, poiché il peso e lo spessore della malta determinano incrementi rilevanti.

Per la porzione di muratura, dove è provvista l'applicazione dell'intonaco armato solo sul lato esterno della muratura, la CNR-215-(2018) prevede che il contributo $V_{t,f}$ deve essere ridotto almeno del 30% e devono essere applicati connettori che rendano solidale il rinforzo alla parete.

In questa situazione, a favore di sicurezza, si è deciso di applicare una riduzione pari a 50%, ottenendo come coefficiente correttivo 1,15 da utilizzare per incrementare il valore della τ_0 dei maschi murari e delle fasce di piano.

In Tabella 4.4 vengono riportate le proprietà meccaniche della muratura a seguito dell'intervento di miglioramento sismico:

Tabella 4.4 Valori dei parametri meccanici della muratura con intonaco armato applicato su due lati.

Paramento meccanico	Applicazione su 2 lati	Applicazione su 1 lato
E	3150 MPa	3150 MPa
G	945 MPa	945 MPa
f_m	2.22 MPa	2,22 MPa
τ_0	0.096 MPa	0.085 MPa
w	11 kN/m ³	11 kN/m ³
v	0,25	0,25

4.2.2.1 Analisi in ambiente MIDAS Gen

Definizione proprietà meccaniche della muratura post-intervento

La procedura per eseguire l'analisi pushover è la medesima vista per lo stato di fatto; si procede con l'inserimento delle nuove proprietà meccaniche della muratura post-intervento (Tabella 4.4) e modificando i parametri di resistenza della muratura sulla base dei quali viene calcolata la formazione e l'evoluzione delle cerniere plastiche. Si considera anche in questo caso la presenza di una resistenza residua post-picco delle cerniere plastiche (30%) per effetto della presenza della rete di rinforzo che fornisce un minimo di resistenza anche dopo la fessurazione della muratura.

L'analisi modale ci restituisce gli stessi modi di vibrare visti per lo stato di fatto, quindi di seguito vengono rappresentati, per ciascun modo di vibrare, la frequenza e la percentuale di massa partecipante.

Tabella 4.5 Percentuale di massa partecipante dei primi tre modi di vibrare.

Modo N°	f [Hz]	% Massa Partecipante					
		TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z	ROTN-X	ROTN-Y	ROTN-Z
1	3,7637	81,2478	0,0000	0,0000	0,0000	1,8160	0,2483
2	7,4653	0,0053	78,8056	0,0029	4,0099	0,0003	0,3901
3	7,7975	1,1758	0,3578	0,0000	0,0209	0,0620	78,6355

Come si può osservare dalla Tabella 4.5, le variazioni in termini di massa partecipante e di frequenza, rispetto allo stato di fatto, sono minime e non influenzano i modi di vibrare dell'edificio, poiché l'unica variazione non riguarda parametri in grado di influenzare le proprietà dinamiche della struttura.

Le curve di capacità ottenute in funzione delle due configurazioni di carico sismico, confrontate con lo stato pre-intervento sono mostrate in Figura 4.23.

Nella direzione Y l'incremento di duttilità è molto più marcato che nella direzione X (mediamente 141,37% in direzione Y e 101,65% in X) così come quello di resistenza, per effetto dell'incremento di proprietà meccaniche del materiale e della resistenza residua delle cerniere. La rigidità delle

curve di progetto rimane invariata poiché il coefficiente correttivo non si applica al modulo elastico.

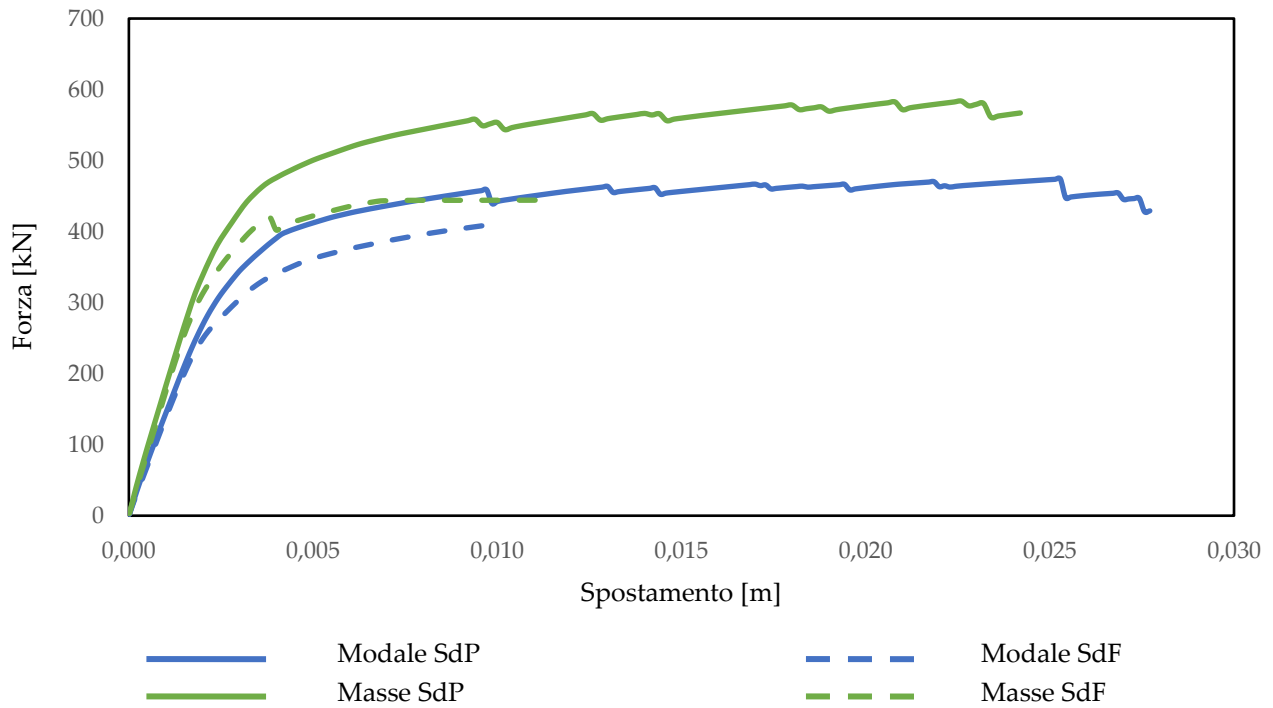


Figura 4.23 Risultati curve di capacità con sistemi di carico in direzione X, a confronto con lo stato di fatto.

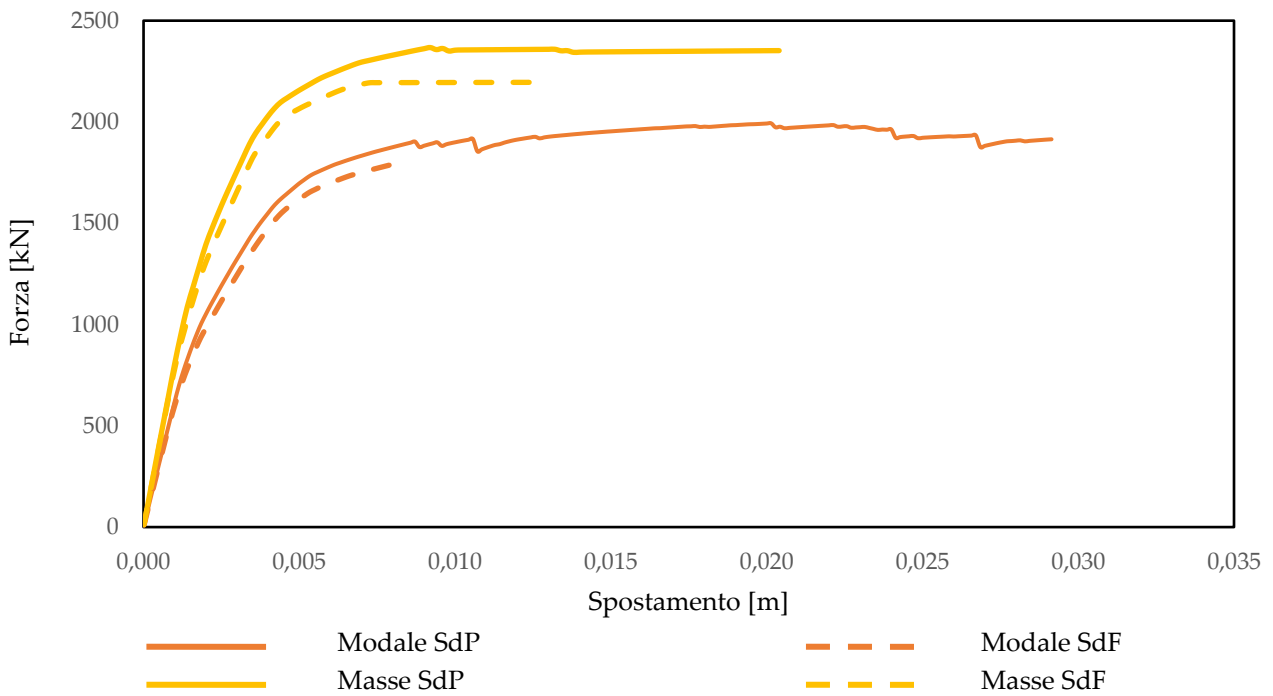


Figura 4.24 Risultati curve di capacità con sistemi di carico in direzione Y, a confronto con lo stato di fatto.

4.2.2.2 Tavole esecutive

Nella progettazione dell'intervento sono state seguite le linee guida della CNR-215-2018; in particolare, i meccanismi di rottura di distacco dal supporto e di sfilamento delle fibre dalla matrice possono essere evitati/ritardati osservando le seguenti regole di dettaglio:

- In tutti i casi in cui il sistema di rinforzo FRCM debba essere applicato intorno a spigoli, quest'ultimi devono essere opportunamente arrotondati ed il raggio di curvatura dell'arrotondamento deve essere almeno pari a 20 mm;
- Deve essere assicurata un'adeguata lunghezza di ancoraggio, al di là dell'estrema sezione in cui il rinforzo FRCM è necessario. In mancanza di più accurate indagini, essa deve essere di almeno 300 mm;
- Deve essere assicurata un'adeguata sovrapposizione delle reti di rinforzo, non inferiore a 300 mm;
- In presenza di più strati di rinforzo, le giunzioni devono essere opportunamente sfalsate. Sono scongiurati sfalsamenti inferiori alla metà dello spessore dell'elemento rinforzato, con un minimo di 300 mm.

Negli incroci murari vengono previsti degli ancoraggi lunghi 75 cm che permettono l'ancoraggio del risvolto della rete in corrispondenza degli angoli. Come per l'intonaco con il betoncino, sono previsti 5 punti di ancoraggio per metro quadrato (Figura 4.26). I connettori devono terminare con un fiocco che va espanso sulla superficie della muratura impegnato con resina epossidica per un collegamento solidale con il paramento murario.

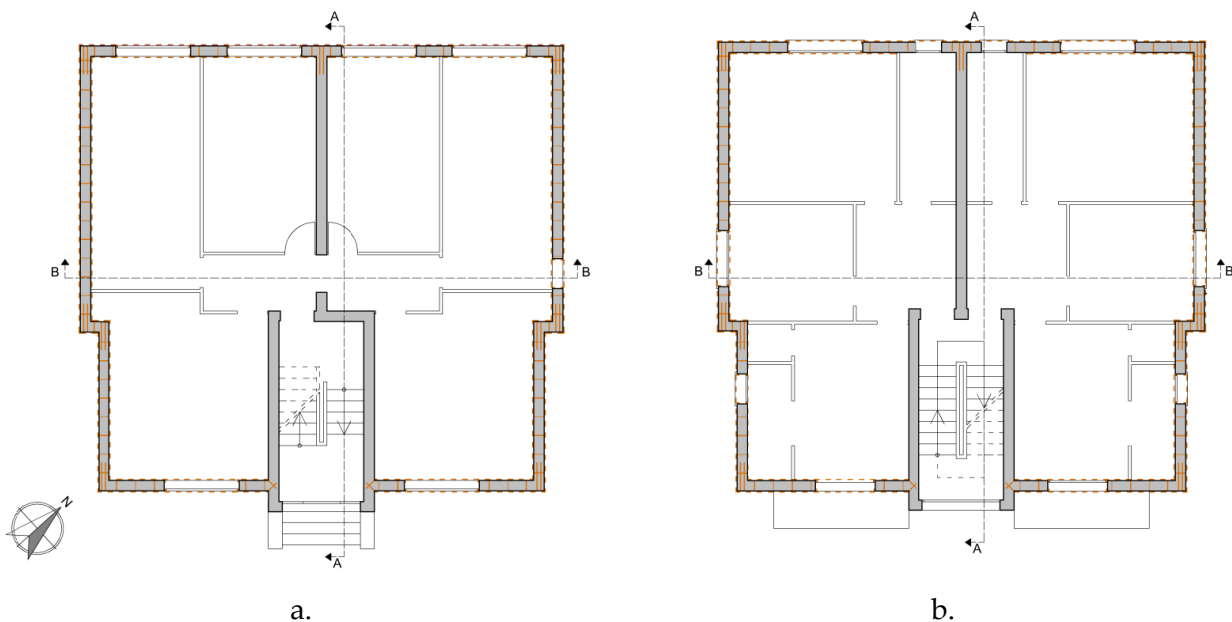


Figura 4.25 Intonaco armato con rete FRCM su due lati: a) pianta piano terra; b) pianta interpiano.

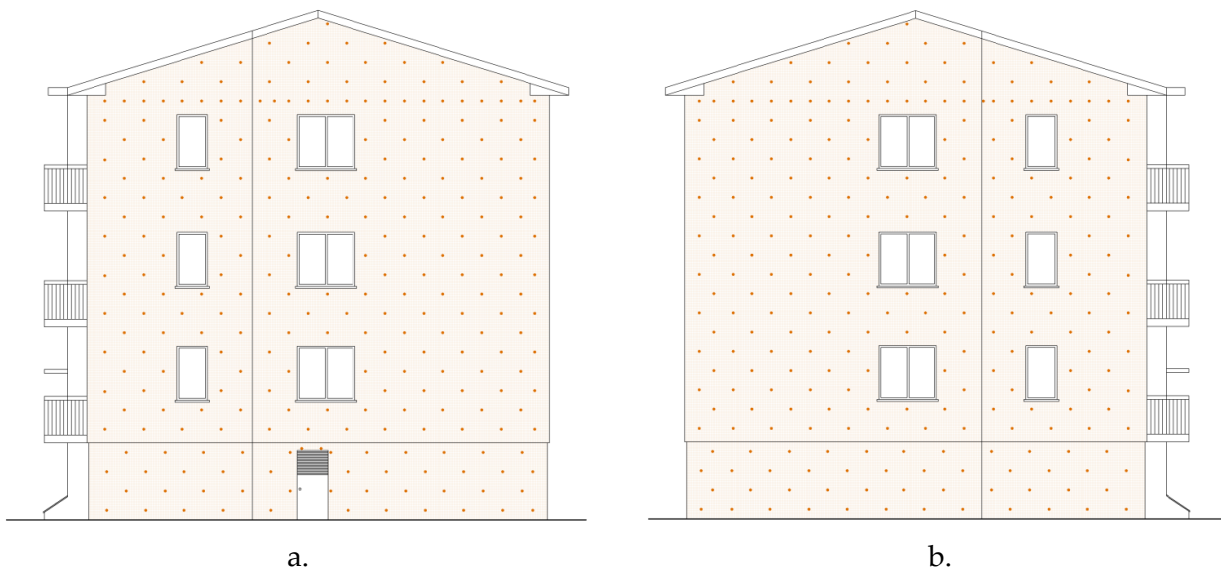


Figura 4.26 Intonaco armato con rete elettrosaldata su due lati: a) prospetto nord; b) prospetto sud.



Figura 4.27 Intonaco armato con rete elettrosaldata su due lati: a) prospetto est; b) prospetto ovest.

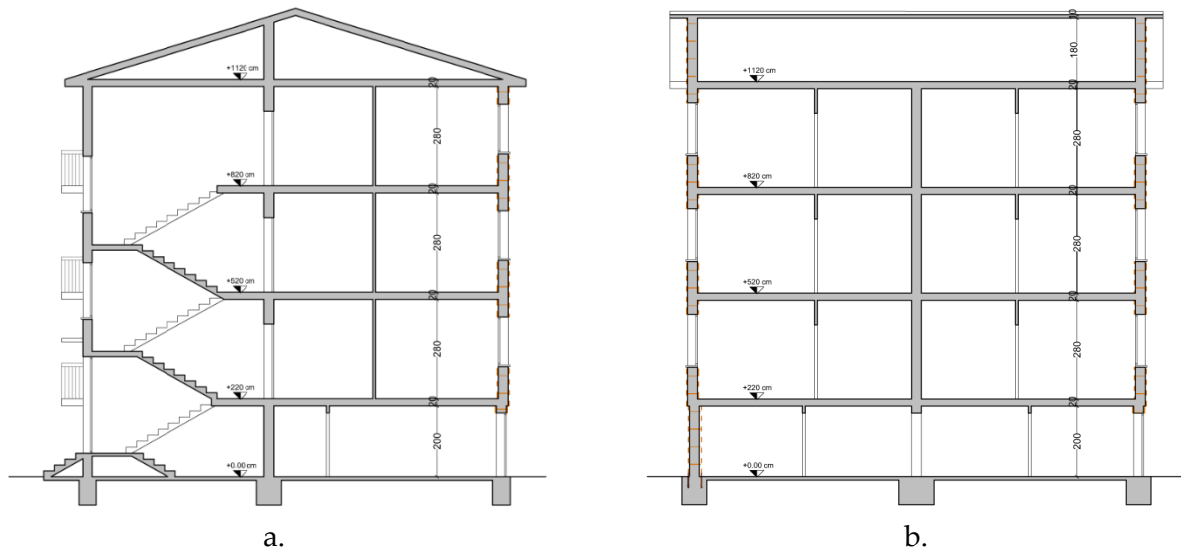
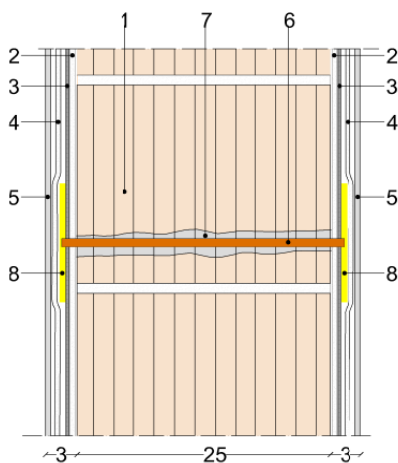


Figura 4.28 Intonaco armato con rete elettrosaldata su due lati: a) sezione A-A; b) sezione B-B

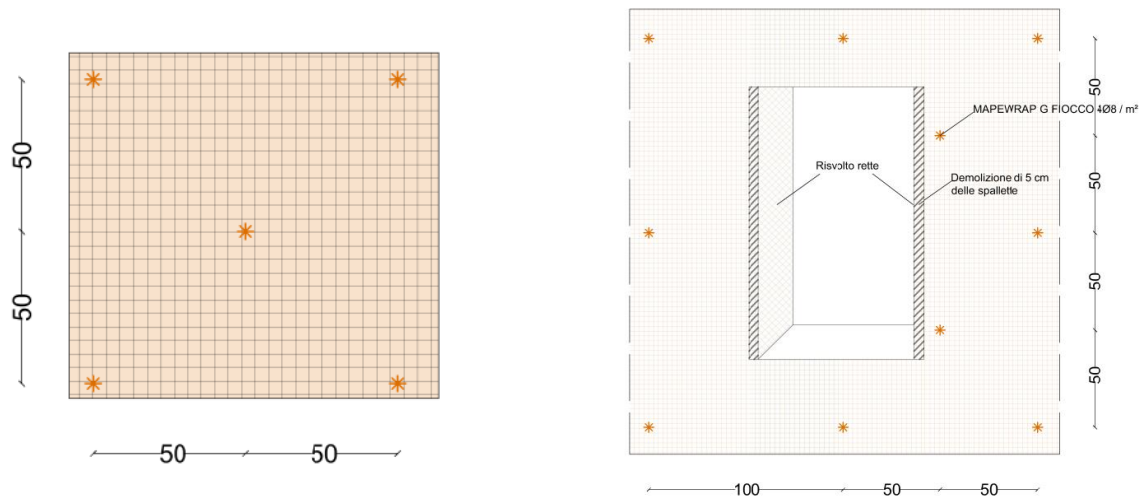
LEGENDA	
	Rinforzo muratura portante: rimozione di intonaco esistente, eliminazione difetti locali quali fessure e mancati ammorsamenti e costruzione di nuovo intonaco armato con rete frcm
	Connettore a fiocco in fibra di vetro
	Connettore a fiocco in fibra di vetro, a diversa quota altimetrica
	Sfioccatura connettori
	Intonaco armato con rete frcm (Fiber Reinforced Cementitious Matrix)

Figura 4.29 Legenda.



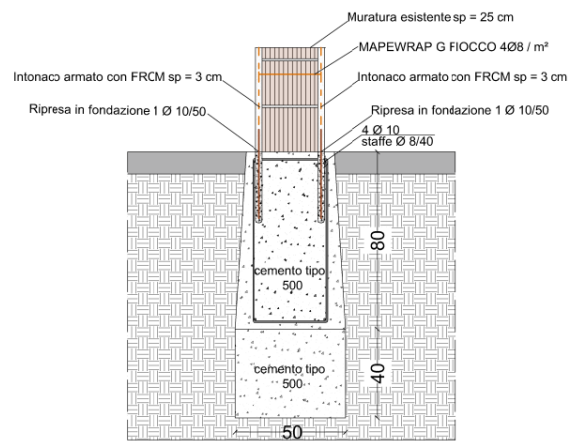
1. Muratura esistente: rimuovere l'intonaco esistente
2. Prima mano di malta cementizia premiscelata bicomponente
3. Rete in fibra di vetro alcali resistente. Fasce contigue devono essere sormontate per almeno 15 cm.
4. Seconda mano di malta cementizia premiscelata bicomponente
5. Finitura
6. Corda in fibre di vetro unidirezionali ad alta resistenza per la realizzazione di "connessioni strutturali"
7. Fissaggio chimico per l'inghisaggio del foro, a base di resina vinilestere ibrida
8. Resina epossidica fluida per l'impregnazione della parte sfioccata.

a.



b.

c.



d.

Figura 4.30 Dettagli costruttivi: a) intonaco armato FRCM due lati; b) prospetto connettori; c) ammortamento aperture; d) ancoraggio in fondazione.

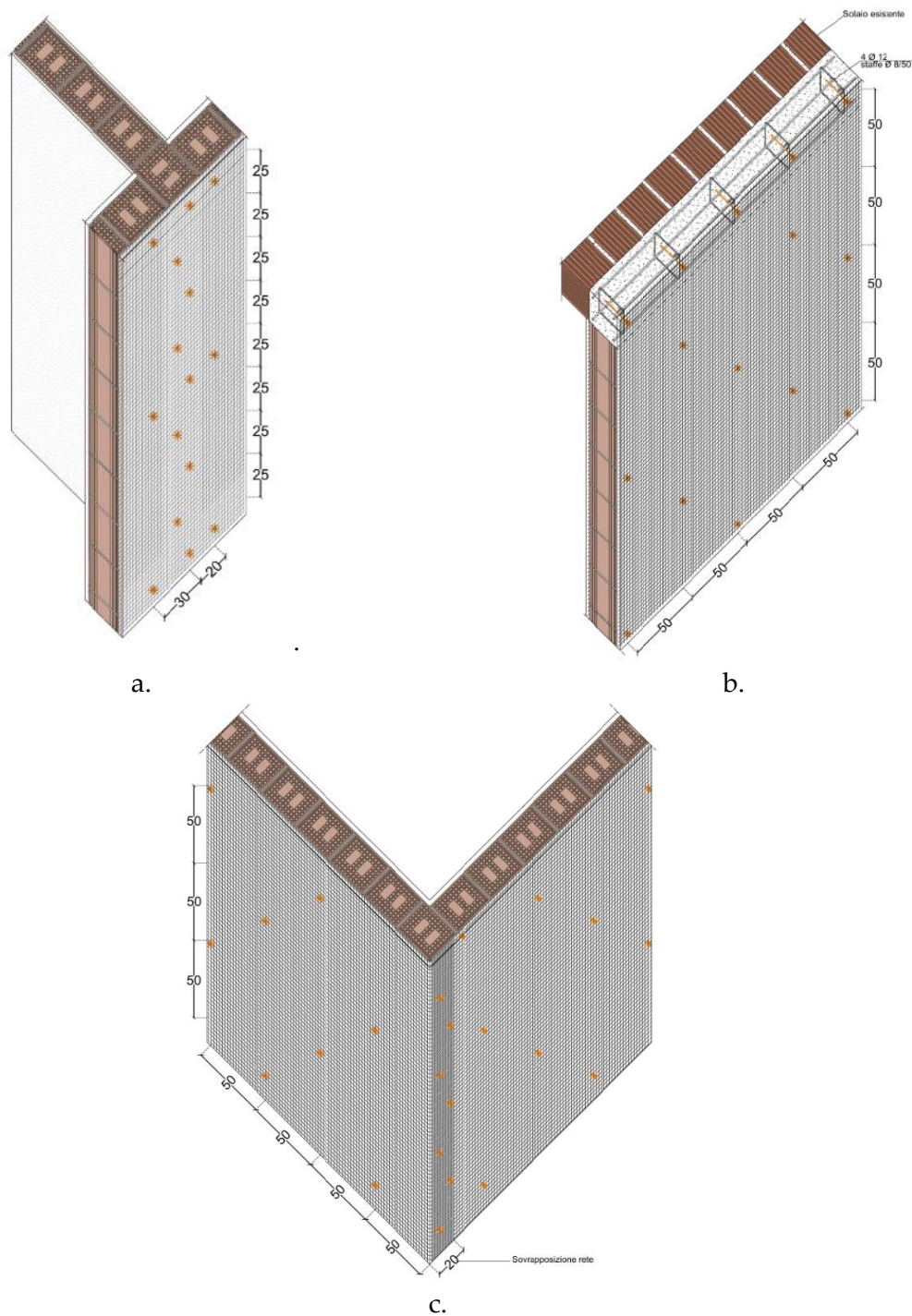


Figura 4.31 Schema assometrico connessione: a) martelli murari; b) ultimo solaio; c) cantonali.

4.2.3 Intonaco armato con rete FRCM: applicazione 1 lato

Come abbiamo precedentemente visto, il coefficiente correttivo utilizzato con il rinforzo con l'intonaco armato con rete FRCM applicato solo su un lato è pari a 1,15, ottenendo il nuovo valore della $\tau_0 = 0,085$ Mpa.

Risultati dell'analisi modale

L'intervento con l'intonaco armato con rete FRCM applicata solo su un lato del paramento murario non influenza i modi di vibrare della struttura, per cui i risultati ottenuti con l'analisi modale sono uguali rispetto allo stato di fatto visti nel capitolo 3.3.

Tabella 4.6 Percentuale di massa partecipante dei primi tre modi di vibrare.

Modo N°	f [Hz]	% Massa Partecipante					
		TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z	ROTN-X	ROTN-Y	ROTN-Z
1	3,7637	81,2478	0,0000	0,0000	0,0000	1,8160	0,2483
2	7,4653	0,0053	76,8056	0,0029	4,0099	0,0003	0,3901
3	7,7975	1,1758	0,3578	0,0000	0,0209	0,0602	78,6355

Risultati dell'analisi pushover

Di seguito si riportano le curve di capacità relative ad una distribuzione delle forze proporzionali al primo modo di vibrare e alle masse, sia secondo la direzione X che alla direzione Y.

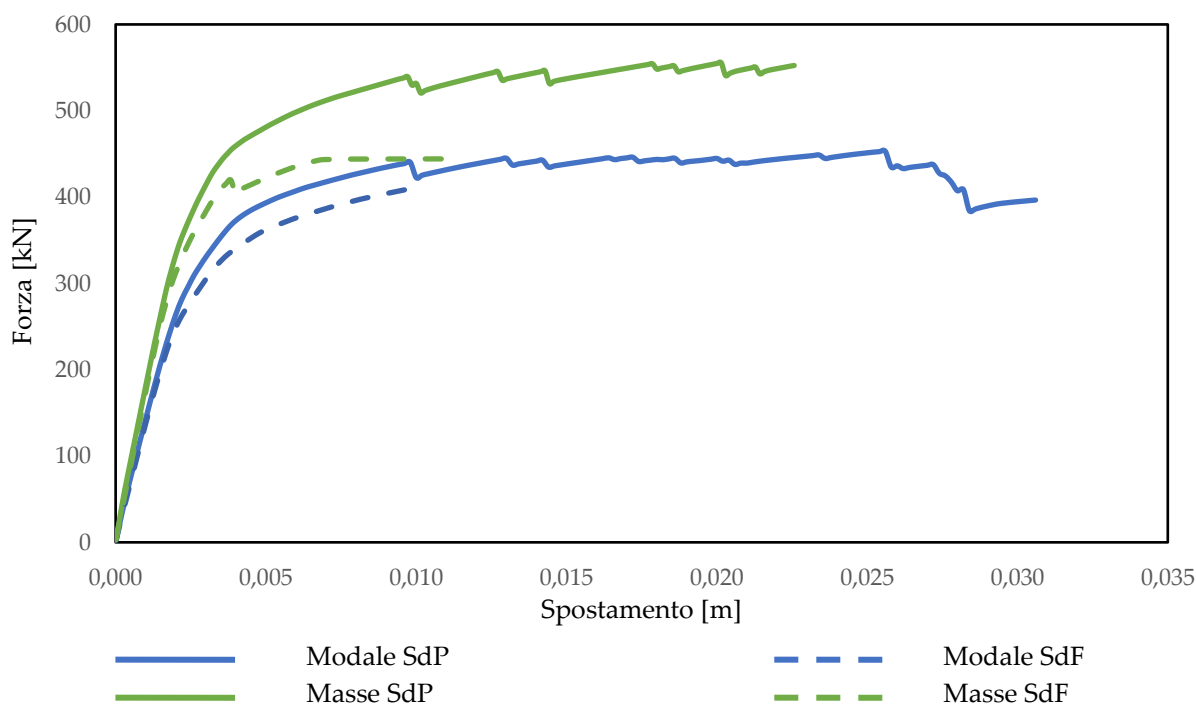


Figura 4.32 Risultati curve di capacità con sistemi di carico in direzione X, a confronto con lo stato di fatto.

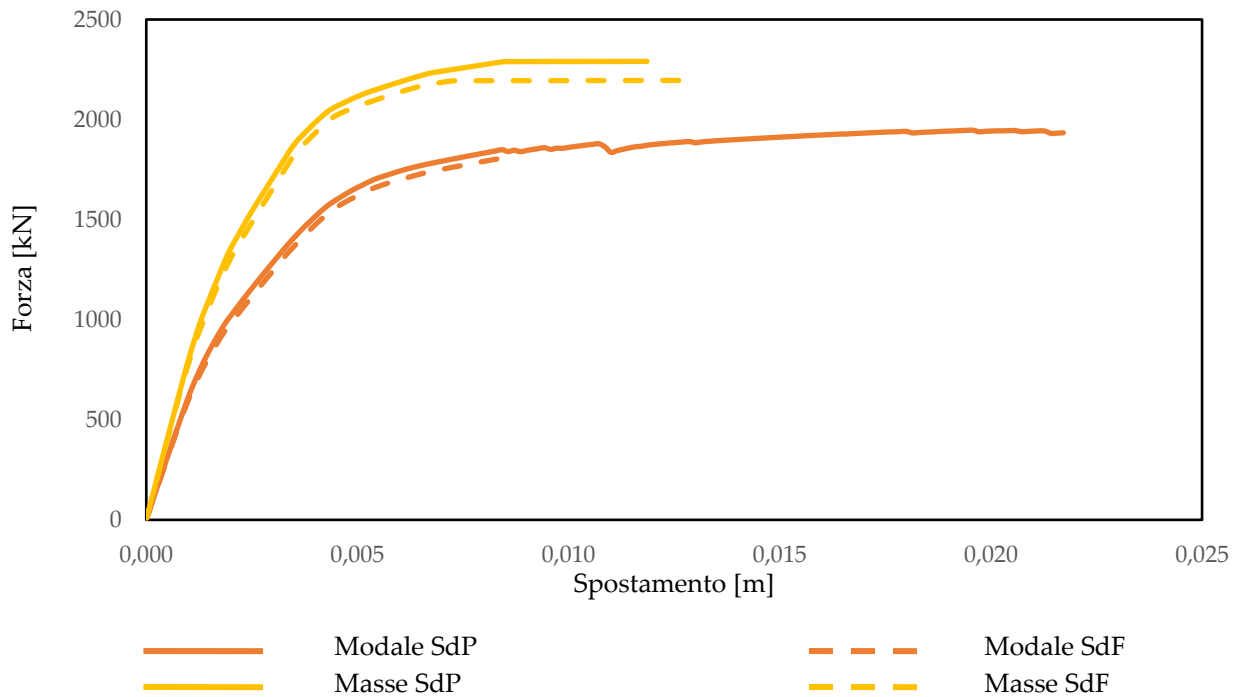


Figura 4.33 Risultati curve di capacità con sistemi di carico in direzione Y, a confronto con lo stato di fatto.

Nella direzione X l'incremento di duttilità è molto più marcato che nella direzione Y (mediamente 129,91% in direzione X e 77,77% in Y) così come quello di resistenza, per effetto dell'incremento di proprietà meccaniche del materiale e della resistenza residua delle cerniere. La rigidità delle curve di progetto rimane invariata poiché il coefficiente correttivo non si applica al modulo elastico.

4.2.4 Confronto curve di capacità pre e post-intervento

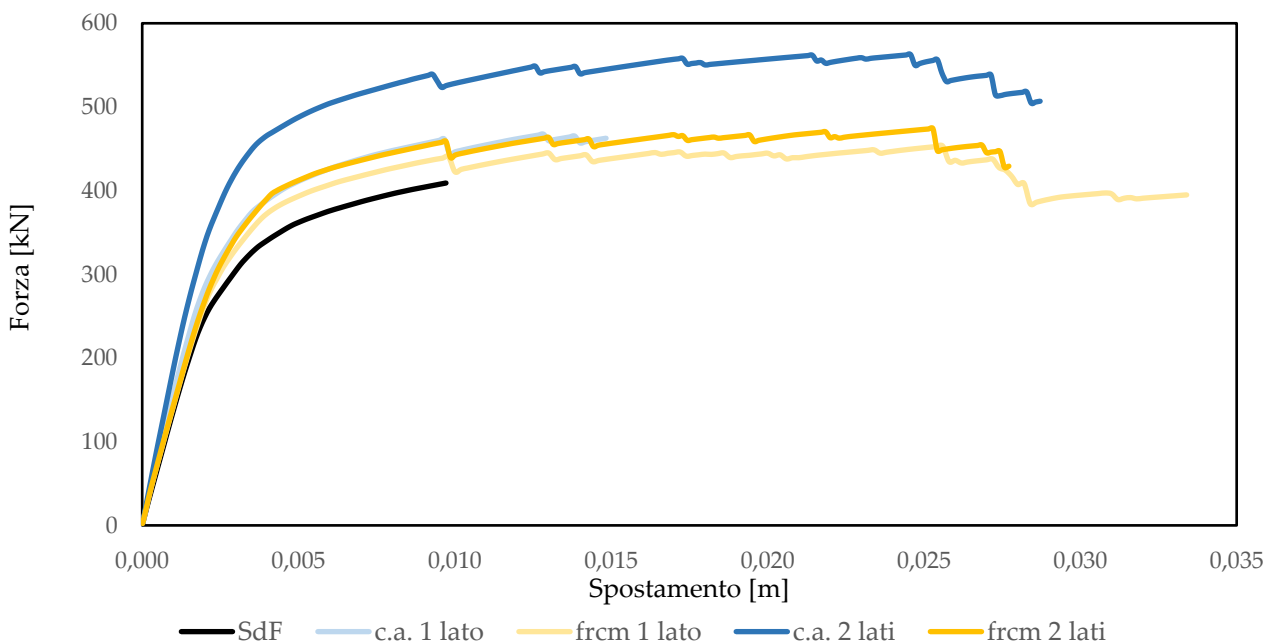


Figura 4.34 Curve di capacità con carico modale in direzione X.

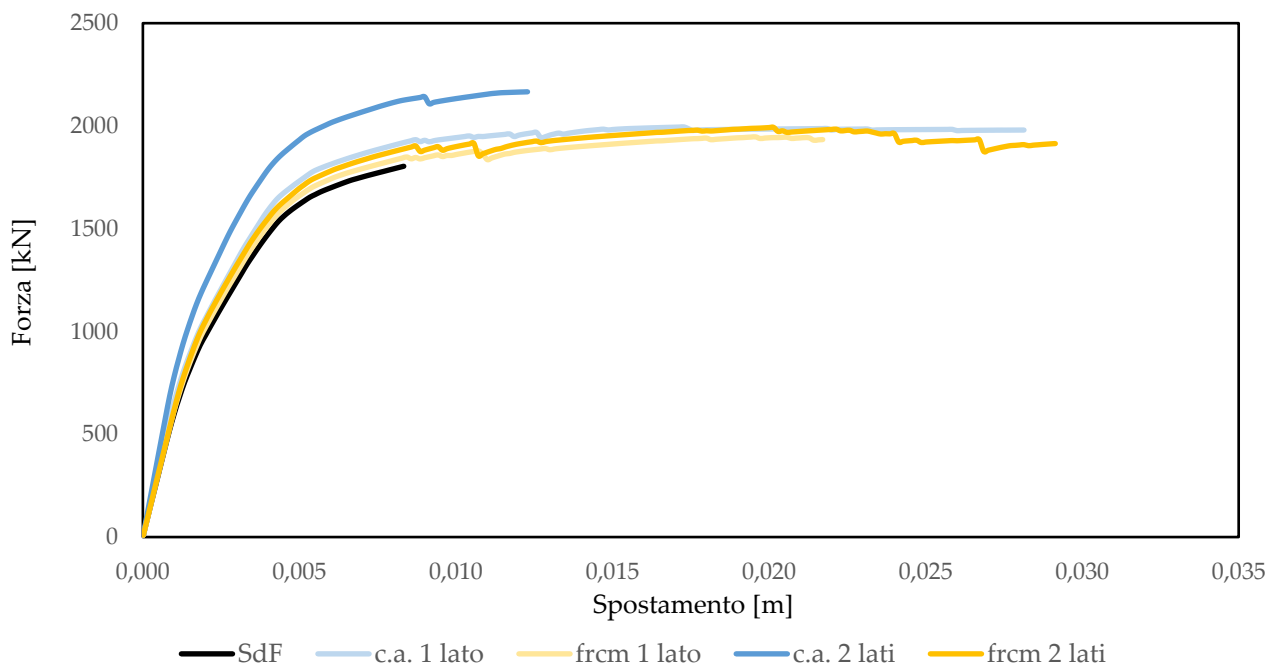


Figura 4.35 Curve di capacità con carico modale in direzione Y.

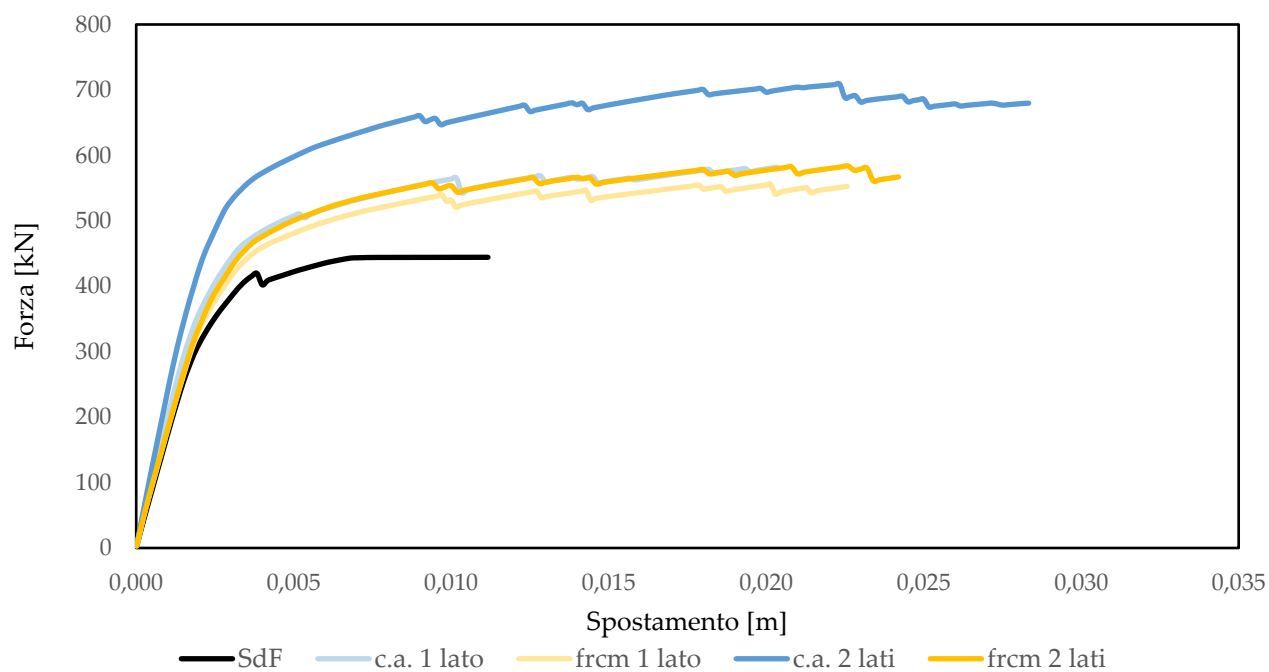


Figura 4.36 Curve di capacità con carico uniforme in direzione X.

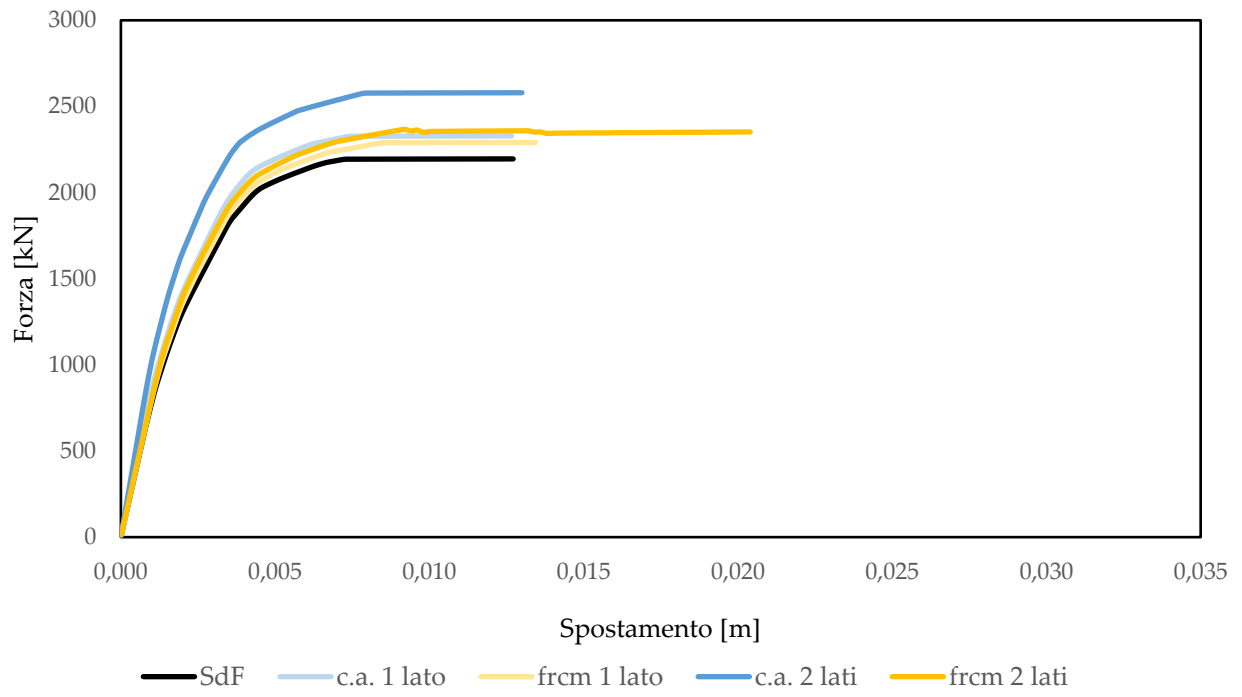


Figura 4.37 Curve di capacità con carico uniforme in direzione Y.

5 CAPITOLO

Valutazione della classe di rischio sismico

Con la Legge di Bilancio 2017 (MIT, 2017), è stata avviata una campagna volta al miglioramento sismico delle strutture esistenti denominata “Sismabonus”, che ha come fine principale quello di stimolare, nei cittadini, un piano volontario per la valutazione e prevenzione del rischio sismico degli edifici. L’obiettivo principale del decreto Sismabonus è quello di promuovere, attraverso facilitazioni di carattere economiche, la prevenzione sismica.

Le principali facilitazioni sono:

- L’estensione della zona sismica 3, oltre alle zone sismiche 1 e 2 previste dalla normativa precedente, dall’applicabilità della normativa;
- Le detrazioni in 5 anni e quindi un ritorno economico certamente più conveniente rispetto ai 10 anni previsti in precedenza;
- Importo massimo pari a €96000 per unità abitativa, con possibile cessione del credito.

Per accedere al beneficio fiscale, il proprietario dell’immobile dovrà incaricare un professionista per la valutazione della classe di rischio dell’edificio.

In questo sotto-capitolo verrà quindi approfondito questo tema, illustrando i procedimenti che portano alla definizione della classe di rischio sismico per un edificio.

Il rischio sismico è la misura ingegneristica delle conseguenze del danno atteso a seguito di un possibile evento sismico. Esso dipende da un’iterazione di fattori ed è funzione, principalmente, della pericolosità sismica del sito e della vulnerabilità dell’edificio (Biblus-net, Classificazione rischio sismico degli edifici, 2017). Calcolare la classe di rischio sismico permette di comprendere quali sono gli interventi e i costi per consentire alla struttura di avvicinarsi al grado di sicurezza previsto dalla norma.

5.1 Classe di Rischio sismico a Mestre

5.1.1 Classe di Rischio sismico edificio allo stato di fatto

Calcolo della PGA di capacità

Per calcolare la PGA di capacità, viene scalato in modo iterativo lo spettro di domanda fino ad ottenere uno per cui lo spostamento richiesto sia uguale allo spostamento ultimo della struttura:

- Si riportano nel piano ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) lo spettro di domanda e la curva di capacità pushover;

- Si individua sulla curva pushover lo spostamento ultimo e la resistenza massima del sistema;
- Si bilinearizza la curva;
- Si determinano lo spostamento ultimo S_{ue} e lo spostamento richiesto S_{De} ;
- Si scala lo spettro di domanda fino a quando $S_{ue} = S_{De}$.

La PGA di capacità non è altro che il punto di ancoraggio di quest'ultimo spettro.

Nella Tabella 5.1 vengono rappresentate le PGA di capacità, corrispondenti alle quattro curve di capacità ottenute nel paragrafo §4.1.1.

Tabella 5.1 PAGc per curva di capacità.

STATO DI FATTO	a_g [g]				
	SLO	SLD	SLV	SLC	
modle	0,0322	0,0404	0,0681	0,0870	
masse	dir. X	0,0943	0,1399	0,1804	0,2133
modale	dir. Y	0,0391	0,0491	0,1088	0,1375
masse		0,1204	0,1787	0,3291	0,3940

La PGA di capacità, caratterizzante l'edificio oggetto di studio allo stato di fatto, è definita dai valori più bassi delle PGA di capacità corrispondenti ai vari sistemi di carico utilizzati per l'analisi pushover e ottenere le quattro curve di capacità, come indicato nel paragrafo §4.1.1.

La PGA di capacità dell'edificio è rappresentata nella Tabella 5.2.

Tabella 5.2 PGA di capacità edificio, allo stato di fatto.

a_g [g]			
SLO	SLD	SLV	SLC
0,0322	0,0404	0,0681	0,0870

Calcolo dei periodi di ritorno T_{rc}

Per determinare i periodi di ritorno T_{rc} associati alle PGA di capacità si utilizza l'Eq.1.8.

La relazione fornita è media sull'intero territorio nazionale; per riferirsi più puntualmente all'intensità sismica di appartenenza si possono usare le formule appresso riportate, con riferimento all'accelerazione massima su roccia a_g . I valori sono:

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

Per definire i periodi di ritorno di domanda T_{rD} e a_g , si utilizza il foglio elettronico Excel "Spettri NTC" considerando una vita nominale di 30 anni, una categoria di sottosuolo A e categoria topografica T1.

Nella Tabella seguente vengono riportati i risultati ottenuti.

Tabella 5.3 Calcolo del periodo di ritorno T_{rC}

STATO LIMITE	DOMANDA		CAPACITA'		η
	T_{rD} [anni]	a_g [g]	T_{rC} [anni]	a_g [g]	
SLO	30	0,030	36,87	0,0322	2,9412
SLD	35	0,032	69,47	0,0404	2,9412
SLV	332	0,076	243,92	0,0681	2,8090
SLC	682	0,100	461,21	0,0870	2,8090

Calcolo frequenza media annua di superamento $\lambda = 1 / T_{rC}$

Tabella 5.4 Calcolo della frequenza media annua di superamento λ .

STATO LIMITE	T_{rC}	λ
SLO	36,87	0,0271
SLD	69,47	0,0144
SLV	243,92	0,0041
SLC	461,21	0,0022

Calcolo classe di rischio PAM

Tabella 5.5 Percentuale del costo di ricostruzione CR associata al raggiungimento di ciascun stato limite.

STATO LIMITE	CR (%)	λ
SLR	100%	0,22%
SLC	80%	0,22%
SLV	50%	0,41%
SLD	15%	1,44%
SLO	7%	2,71%
SLID	0%	10,00%

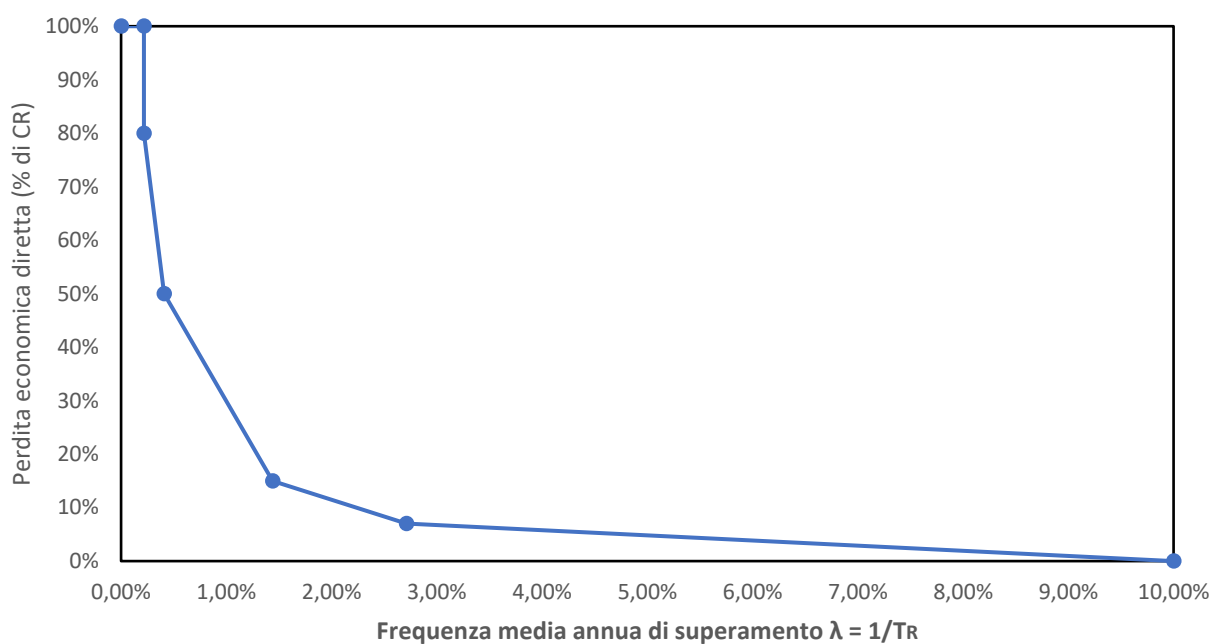


Figura 5.1 Andamento della PAM.

PAM = 1,07%

Classe PAM = B_{PAM}

Calcolo classe di rischio IS-V

IS-V = $PGA_{C,SLV} / PGA_{D,SLV} = 0.0681/0,076 * 100 = 90 \%$

IS-V = 90%

Classe IS-V = A_{IS-V}

Calcolo Classe di Rischio edificio

La Classe di Rischio della costruzione è la peggiore tra la Classe PAM e la Classe IS-V, quindi B.

5.1.2 Classe di Rischio sismico edifico post-intervento

In Tabella si riportano i risultati ottenuti con gli interventi di miglioramento sismico:

Tabella 5.6 PAG_c per curva di capacità.

INTERVENTI			a _g [g]			
			SLO	SLD	SLV	SLC
c.a. 1 lato	mode shape	dir. X	0,0348	0,0437	0,1138	0,1432
	masse		0,0472	0,0592	0,2085	0,2616
	mode shape	dir. Y	0,1082	0,1606	0,4805	0,5839
	masse		0,1267	0,1880	0,3545	0,4229
frcm 1 lato	mode shape	dir. X	0,0358	0,0449	0,0846	0,1076
	masse		0,0468	0,0587	0,2202	0,2764
	mode shape	dir. Y	0,0980	0,1454	0,2374	0,2825
	masse		0,1265	0,1876	0,3632	0,4350

c.a. 2 lati	mode shape	dir. X	0,0401	0,0503	0,2257	0,2824
	masse		0,0501	0,0628	0,3113	0,3889
	mode shape	dir. Y	0,1060	0,1572	0,2681	0,3186
	masse		0,1303	0,1934	0,3827	0,4561
frcm 2 lati	mode shape	dir. X	0,0385	0,0484	0,1964	0,2468
	masse		0,0494	0,0620	0,2254	0,2831
	mode shape	dir. Y	0,1033	0,1532	0,4933	0,6003
	masse		0,1298	0,1926	0,5007	0,6051

Tabella 5.7 PGAc edificio post-interventi.

INTERVENTI	a_g [g]			
	SLO	SLD	SLV	SLC
c.a. 1 lato	0,0348	0,0437	0,1138	0,1432
frcm 1 lato	0,0358	0,0449	0,0846	0,1076
c.a. 2 lati	0,0401	0,0503	0,2257	0,2824
frcm 2 lati	0,0385	0,0484	0,1964	0,2468

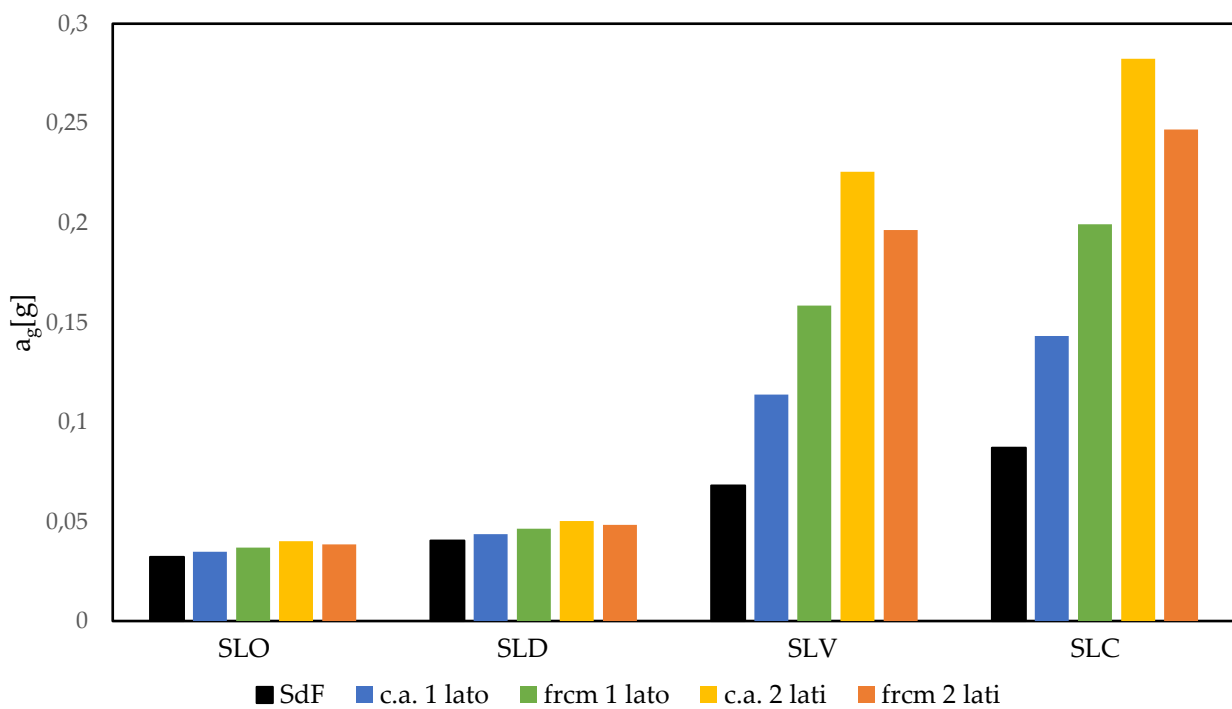


Figura 5.2 Rappresentazione delle PGAc in funzione degli stati limite e dell'intervento realizzato.

Tabella 5.8 Calcolo del periodo di ritorno T_{rc}

INTERVENTI	STATO LIMITE	DOMANDA		CAPACITA'		η
		T_{rD} [anni]	a_g [g]	T_{rc} [anni]	a_g [g]	
c.a. 1 lato	SLO	30	0,03	46,34	0,0348	2,9412
	SLD	35	0,032	87,34	0,0437	2,9412
	SLV	332	0,076	1031,89	0,1138	2,8090
	SLC	682	0,1	1869,94	0,1432	2,8090
frcm 1 lato	SLO	30	0,03	55,15	0,0369	2,9412
	SLD	35	0,032	103,93	0,0463	2,9412
	SLV	332	0,076	2612,41	0,1584	2,8090
	SLC	682	0,1	4725,90	0,1992	2,8090
c.a. 2 lati	SLO	30	0,03	70,33	0,0401	2,9412
	SLD	35	0,032	132,36	0,0503	2,9412
	SLV	332	0,076	7063,14	0,2257	2,8090
	SLC	682	0,1	12596,74	0,2824	2,8090
frcm 2 lati	SLO	30	0,03	62,63	0,0385	2,9412
	SLD	35	0,032	117,98	0,0484	2,9412
	SLV	332	0,076	4779,28	0,1964	2,8090
	SLC	682	0,1	8627,35	0,2468	2,8090

Tabella 5.9 Calcolo della frequenza media annua di superamento λ .

STATO LIMITE	c.a. 1 lato		frcm 1 lato		c.a. 2 lati		frcm 2 lati	
	T_{rc}	λ	T_{rc}	λ	T_{rc}	λ	T_{rc}	λ
SLO	46,34	0,0216	55,15	0,0181	70,33	0,0142	62,63	0,0160
SLD	87,34	0,0114	103,93	0,0096	132,36	0,0076	117,98	0,0085
SLV	1031,89	0,0010	2612,41	0,0004	7063,14	0,0001	4779,28	0,0002
SLC	1869,94	0,0005	4725,90	0,0002	12596,74	0,0001	8627,35	0,0001

Tabella 5.10 Percentuale del costo di ricostruzione CR associata al raggiungimento di ciascun stato limite.

STATO LIMITE	CR (%)	λ			
		c.a. 1 lato	frcm 1 lato	c.a. 2 lati	frcm 2 lati
SLR	100%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
SLC	80%	0,05%	0,02%	0,01%	0,01%
SLV	50%	0,05%	0,02%	0,01%	0,01%
SLD	15%	0,10%	0,04%	0,01%	0,02%
SLO	7%	1,14%	0,96%	0,76%	0,85%
SLID	0%	2,16%	1,81%	1,42%	1,60%

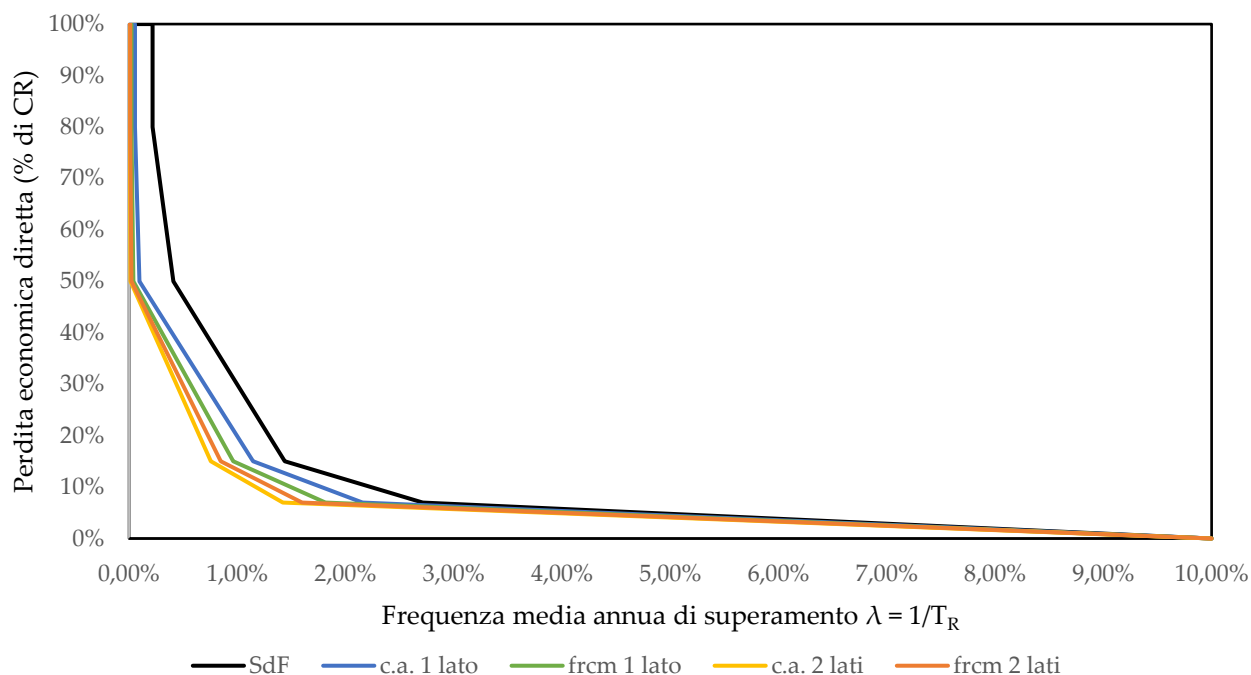


Figura 5.3 Andamento delle PAM.

Tabella 5.11 Classi di Rischio

INTERVENTI	PAM	IS-V	Classe PAM	Classe IS-V	Classe di Rischio
SdF	1,07%	90 %	B _{PAM}	A _{IS-V}	B
c.a. 1 lato	0,81%	150%	A _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}	A
frcm 1 lato	0,71%	208%	A _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}	A
c.a. 2 lati	0,63%	297%	A _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}	A
frcm 2 lati	0,66%	258%	A _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}	A

Rispetto allo stato di fatto, con l'intervento di miglioramento sismico è stato realizzato il "salto" di una classe di rischio sismico.

5.2 Classe di Rischio sismico a Pordenone

Avendo studiato la capacità dell'edificio a resistere all'azione sismica nella località di Mestre, e analizzato la validità degli interventi di miglioramento sismico progettati, si verifica l'efficacia degli stessi interventi in un'area a più elevata sismicità, come può essere il comune di Pordenone.

La PGA di capacità è legata alle caratteristiche intrinseche dell'edificio e non al sito dove è ubicato, quindi, rimangono validi i risultati precedentemente illustrati.

Per definire i periodi di ritorno di domanda T_{RD} e a_g , abbiamo utilizzato il foglio elettronico Excel "Spettri NTC" considerando una vita nomina di 30 anni, una categoria di sottosuolo A e categoria topografica T1, con il comando "ricerca per comune".

Tabella 5.12 Rappresentazione del T_r e a_g di domanda e capacità.

INTERVENTI	STATO LIMITE	DOMANDA		CAPACITA'		η
		T_{rD} [anni]	a_g [g]	T_{rC} [anni]	a_g [g]	
SdF	SLO	30	0,054	7,01	0,0322	2,8090
	SLD	35	0,058	12,67	0,0404	2,8090
	SLV	332	0,169	40,10	0,0681	2,3256
	SLC	682	0,227	73,31	0,0870	2,3256
c.a. 1 lato	SLO	30	0,054	8,72	0,0348	2,8090
	SLD	35	0,058	15,77	0,0437	2,8090
	SLV	332	0,169	132,35	0,1138	2,3256
	SLC	682	0,227	233,60	0,1432	2,3256
frcm 1 lato	SLO	30	0,054	10,29	0,0369	2,8090
	SLD	35	0,058	18,62	0,0463	2,8090
	SLV	332	0,169	285,57	0,1584	2,3256
	SLC	682	0,227	503,31	0,1992	2,3256
c.a. 2 lati	SLO	30	0,054	12,99	0,0401	2,8090
	SLD	35	0,058	23,46	0,0503	2,8090
	SLV	332	0,169	650,63	0,2257	2,3256
	SLC	682	0,227	1133,29	0,2824	2,3256
frcm 2 lati	SLO	30	0,054	11,62	0,0385	2,8090
	SLD	35	0,058	21,02	0,0484	2,8090
	SLV	332	0,169	470,86	0,1964	2,3256
	SLC	682	0,227	828,41	0,2468	2,3256

Tabella 5.13 Calcolo della frequenza media annua di superamento λ .

STATO LIMITE	SdF		c.a. 1 lato		frcm 1 lato		c.a. 2 lati		frcm 2 lati	
	T_{rC}	λ	T_{rC}	λ	T_{rC}	λ	T_{rC}	λ	T_{rC}	λ
SLO	7,01	0,1427	8,72	0,1147	10,29	0,0971	12,99	0,0770	11,62	0,0860
SLD	12,67	0,0789	15,77	0,0634	18,62	0,0537	23,46	0,0426	21,02	0,0476
SLV	40,10	0,0249	132,35	0,0076	285,57	0,0035	650,63	0,0015	470,86	0,0021
SLC	73,31	0,0136	233,60	0,0043	503,31	0,0020	1133,29	0,0009	828,41	0,0012

Tabella 5.14 Percentuale del costo di ricostruzione CR associata al raggiungimento di ciascun stato limite.

STATO LIMITE	CR (%)	λ				
		SdF	c.a. 1 lato	frcm 1 lato	c.a. 2 lati	frcm 2 lati
SLR	100%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
SLC	80%	1,36%	0,43%	0,20%	0,09%	0,12%
SLV	50%	1,36%	0,43%	0,20%	0,09%	0,12%
SLD	15%	2,49%	0,76%	0,35%	0,15%	0,21%
SLO	7%	7,89%	6,34%	5,37%	4,26%	4,76%
SLID	0%	10,00%	10,00%	9,71%	7,70%	8,60%

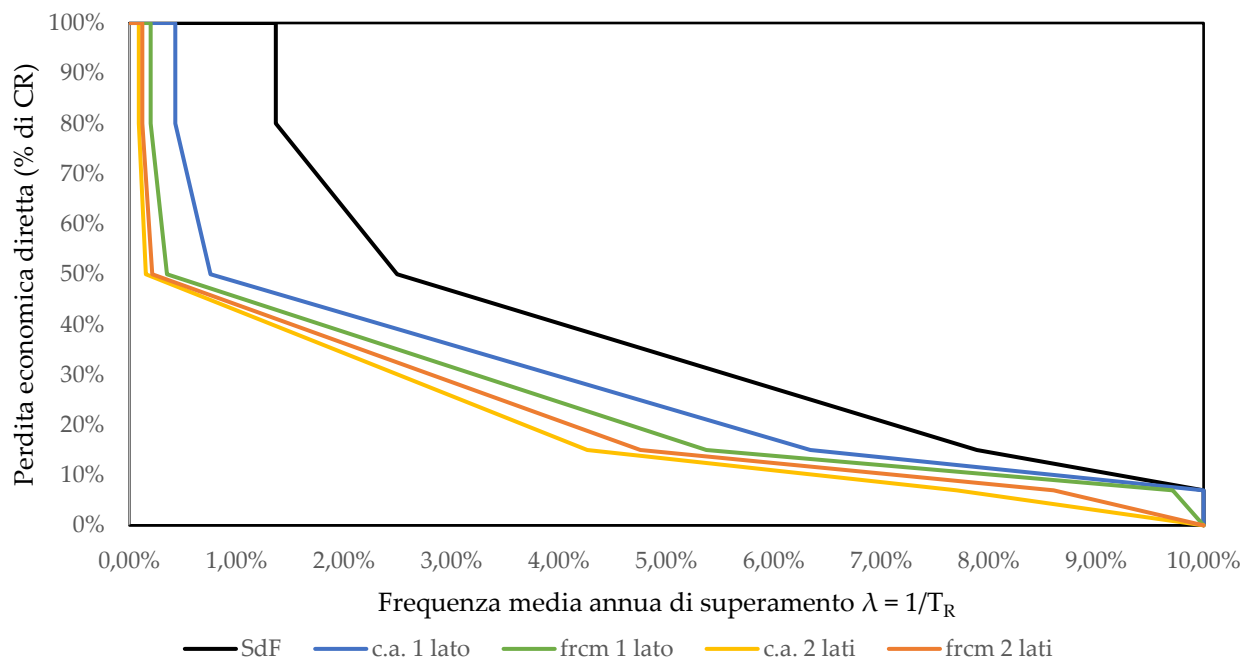


Figura 5.4 Andamento delle PAM.

Tabella 5.15 Classi di Rischio

INTERVENTI	PAM	IS-V	Classe PAM	Classe IS-V	Classe di Rischio
SdF	4,08%	40%	E _{PAM}	D _{IS-V}	E
c.a. 1 lato	2,86%	67%	D _{PAM}	B _{IS-V}	D
frcm 1 lato	2,42%	93,7%	C _{PAM}	A _{IS-V}	C
c.a. 2 lati	1,92%	134%	C _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}	C
frcm 2 lati	2,13%	116,2%	C _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}	C

L'efficacia degli interventi è più marcata rispetto a Mestre, infatti si riesce ad apportare un miglioramento di due Classi di Rischio all'edificio, ad eccezione dell'intervento con l'intonaco armato con rete elettrosaldata su un lato, dove il benefico è solo di una Classe.

5.3 Classe di Rischio simico a Tolmezzo

Si replica il procedimento appena visto considerando come nuova localizzazione il comune di Tolmezzo.

Tabella 5.16 Rappresentazione del T_r e a_g di domanda e capacità.

INTERVENTI	STATO LIMITE	DOMANDA		CAPACITA'		η
		T_{rD} [anni]	a_g [g]	T_{rC} [anni]	a_g [g]	
SdF	SLO	30	0,061	4,98	0,0322	2,8090
	SLD	35	0,068	8,11	0,0404	2,8090
	SLV	332	0,206	25,30	0,0681	2,3256
	SLC	682	0,279	63,24	0,0870	2,0408

c.a. 1 lato	SLO	30	0,061	6,19	0,0348	2,8090
	SLD	35	0,068	10,09	0,0437	2,8090
	SLV	332	0,206	83,52	0,1138	2,3256
	SLC	682	0,279	174,84	0,1432	2,0408
frcm 1 lato	SLO	30	0,061	7,31	0,0369	2,8090
	SLD	35	0,068	11,91	0,0463	2,8090
	SLV	332	0,206	180,20	0,1584	2,3256
	SLC	682	0,279	342,91	0,1992	2,0408
c.a. 2 lati	SLO	30	0,061	9,22	0,0401	2,8090
	SLD	35	0,068	15,01	0,0503	2,8090
	SLV	332	0,206	410,56	0,2257	2,3256
	SLC	682	0,279	699,07	0,2824	2,0408
frcm 2 lati	SLO	30	0,061	8,25	0,0385	2,8090
	SLD	35	0,068	13,44	0,0484	2,8090
	SLV	332	0,206	297,12	0,1964	2,3256
	SLC	682	0,279	531,00	0,2468	2,0408

Tabella 5.17 Calcolo della frequenza media annua di superamento λ .

STATO LIMITE	SdF		c.a. 1 lato		frcm 1 lato		c.a. 2 lati		frcm 2 lati	
	T _{rc}	λ	T _{rc}	λ	T _{rc}	λ	T _{rc}	λ	T _{rc}	λ
SLO	4,98	0,2009	6,19	0,1615	7,31	0,1368	9,22	0,1085	8,25	0,1212
SLD	8,11	0,1233	10,09	0,0991	11,91	0,0840	15,01	0,0666	13,44	0,0744
SLV	25,30	0,0395	83,52	0,0120	180,20	0,0055	410,56	0,0024	297,12	0,0034
SLC	63,24	0,0158	174,84	0,0057	342,91	0,0029	699,07	0,0014	531,00	0,0019

Tabella 5.18 Percentuale del costo di ricostruzione CR associata al raggiungimento di ciascun stato limite.

STATO LIMITE	CR (%)	λ				
		SdF	c.a. 1 lato	frcm 1 lato	c.a. 2 lati	frcm 2 lati
SLR	100%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
SLC	80%	1,58%	0,57%	0,29%	0,14%	0,19%
SLV	50%	1,58%	0,57%	0,29%	0,14%	0,19%
SLD	15%	3,95%	1,20%	0,55%	0,24%	0,34%
SLO	7%	10,00%	9,91%	8,40%	6,66%	7,44%
SLID	0%	10,00%	10,00%	10,00%	10,00%	10,00%

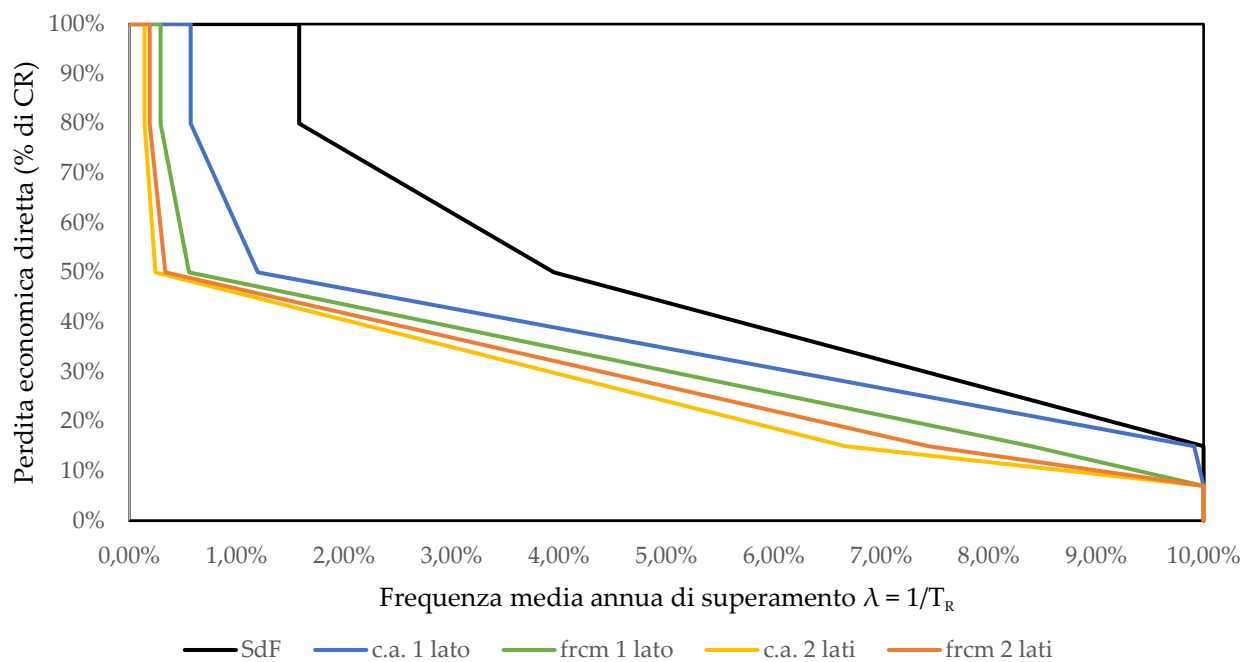


Figura 5.5 Andamento delle PAM.

Tabella 5.19 Classi di Rischio

INTERVENTI	PAM	IS-V	Classe PAM	Classe IS-V	Classe di Rischio
SdF	5,09%	33,1%	F _{PAM}	D _{IS-V}	E
c.a. 1 lato	3,82%	55,2%	E _{PAM}	C _{IS-V}	D
frcm 1 lato	3,19%	76,9%	D _{PAM}	B _{IS-V}	C
c.a. 2 lati	2,66%	109,6%	D _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}	C
frcm 2 lati	2,87%	95,3%	D _{PAM}	A _{IS-V}	C

L'efficacia degli interventi è più marcata rispetto a Mestre, infatti si riesce ad apportare un miglioramento di due Classi di Rischio all'edificio, ad eccezione dell'intervento con l'intonaco armato con rete elettrosaldata su un lato, dove il benefico è solo di una Classe.

6 CAPITOLO

Valutazione economica degli interventi

Il capitolo tratta della scelta dei prezziari per la valutazione economica e l'estensione su scala nazionale dei risultati relativi agli interventi di miglioramento sismico progettati. Si procede con la stima del risparmio sulla perdita annuale media PAM dell'edificio post-intervento.

Si rende, quindi, necessario la definizione delle norme tecniche di misurazione e la determinazione del costo di ricostruzione CR.

6.1 Prezzari e norme tecniche per la misurazione delle opere

Per stimare il costo di realizzazione degli interventi di miglioramento sismico descritti al capitolo 5, si rende necessario la stesura del computo metrico estimativo (CME). Nel redigere il CME sono stati utilizzati i prezziari della Regione Veneto¹³ e della società Dei-Tipografia del Genio Civile¹⁴, al fine di definire al meglio il possibile costo di mercato dei prezzi unitari e ottenere dei risultati validi su tutto il territorio nazionale.

In particolare, i prezziari Dei per l'edilizia sono frutto di un'approfondita indagine di mercato e analisi costi su tutto il territorio nazionale che riguarda materiali, costi orari macchina e attrezzature, manodopera, opere compiute, bioedilizia, risparmio energetico, antincendio, opere di sicurezza. Quindi, risultano la scelta più ragionevole per estendere la validità della stima economica di un intervento a un'area qualsiasi nel territorio nazionale.

L'utilizzo del prezzario regionale è finalizzato a confermare l'importo dei lavori stimato con il prezzario Dei e a osservare possibili discostamenti da quest'ultimo, in quanto è frutto delle indagini di mercato e analisi costi specifiche per il territorio regionale, dove sorge l'edificio oggetto di studio.

Per confrontare le singole lavorazioni e i risultati ottenuti con i due prezziari occorre definire delle norme tecniche di misurazione di validità comune. In particolare, si rende necessario adottare le seguenti semplificazioni:

- Nella demolizione degli intonaci vengono considerate le superfici nette soggette a demolizione/rimozione;
- La superficie soggetta a intonaco armato viene calcolata "vuoto per pieno", decurtando le sole aperture > 4 m²;
- Nella lavorazione di intonaco armato con rete elettrosaldata prevista dal prezzario Regione Veneto non si considera ponteggio;
- Nella lavorazione di intonaco armato con rete elettrosaldata previsto dal prezzario Dei non si considera compresa la rimozione dell'intonaco esistente;

¹³ regione.veneto.it, <https://www.regione.veneto.it/web/lavori-pubblici/prezzario-regionale>

¹⁴ build.it, <https://www.build.it/prezzari/dei/>

- Per le opere da pittore vengono conteggiate le superfici “vuoto per pieno”, decurtando le aperture > 4 m²;

6.2 Struttura CME

Il procedimento analitico di stima del costo di miglioramento sismico prevede di suddividere l'intervento nelle seguenti voci:

1. Opere provvisoriale e di sicurezza;
2. Preparazione superficie interne per la successiva posa dell'intonaco armato;
3. Preparazione superficie esterna per la successiva posa dell'intonaco armato;
4. Esecuzione dell'intonaco armato;
5. Opere accessorie ambiente interno per intervento a regola d'arte;
6. Opere accessorie ambiente esterno per intervento a regola d'arte;
7. Costi di progettazione, pratica edilizia, direzione lavori e asseverazione della congruità delle spese.

Nella valutazione dell'intonaco armato con applicazione su un solo lato della parete, tale procedimento si semplifica in quanto non prevede il punto 2 e 5, con conseguente riduzione dell'importo dei lavori.

6.2.1 CME intonaco armato con rete elettrosaldata: applicazione su due lati

Di seguito viene descritto il computo metrico estimativo, realizzato utilizzando il prezzario Dei 2023, relativo all'intervento di miglioramento sismico con intonaco armato con rete elettrosaldata e applicazione su entrambi i lati del paramento murario.

Tabella 6.1 CME opere provvisoriale e di sicurezza.

Codice	Descrizione	umi	qta	Imp.unit. [€]	Importo [€]
SR5021	Recinzione realizzata con rete in polietilene alta densità, peso 240 g/mq.	m	28,00	2,12	59,36
SR5021 e	Allestimento in opera e successiva rimozione, per ogni metro di recinzione realizzata.	m	28,00	6,88	192,64
SR5014	Bagno chimico portatile, costo di utilizzo mensile.	cad	5,00	132,92	664,60
SR5001	Manutenzione e pulizia di alloggiamenti, baraccamenti e servizi, valutata al mq/mese.	m ² /mese	6,05	16,12	97,53
SR5028 c	Cartelli di divieto	cad	5,00	0,93	4,65
SR5027 d	Cartelli di pericolo	cad	5,00	0,69	3,45
SR5029 b	Cartelli di obbligo	cad	5,00	0,93	4,65
SR5201 b	Cartelli per le attrezzature antincendio	cad	5,00	1,38	6,90
075001 a	Corda in rame nudo, sezione nominale 6 mm ² .	m	1,00	3,65	3,65

075022 a	Dispersore a croce in profilato di acciaio dolce zincato	cad	1,00	110,83	110,83
075029	Cartello in alluminio per segnalare le prese di terra	cad	1,00	12,10	12,10
033421 a	Quadro mobile per cantiere	cad	1,00	688,71	688,71
023055 e	Cavo flessibile H07RN-F isolato in gomma	m	30,00	8,82	264,48
033049 p	Presa CEE mobile con corpo	cad	4,00	34,09	136,37
015023 b	Tubo multistrato in polietilene reticolato Tipo C	m	10,00	12,87	128,70
015061 b	Rubinetto di erogazione in ottone cromato	cad	1,00	40,80	40,80
SR5091 d	Estintore a polvere	cad	5,00	2,91	14,55
SR5197 b	Cassetta in abs completa di presidi chirurgici e farmaceutici	cad	5,00	3,88	19,40
SR5099 b	Elmetto in polietilene	cad	20,00	1,52	30,40
SR5108	Occhiale di protezione	cad	20,00	3,05	61,00
SR5113	Cuffia antirumore in ABS	cad	20,00	1,53	30,60
SR5126 a	Mascherina facciale per la protezione contro polveri sottili	cad	100,00	1,67	167,00
SR5144 d	Guanti in filato leggero	paio	100,00	1,83	183,00
SR5152 a	Scarpa a norma UNI EN ISO 20345	paio	20,00	7,41	148,20
SR5178 a	Imbracatura anticaduta	cad	20,00	2,90	58,00
SR5178 b	Cordino di ancoraggio regolabile con moschettone, peso 900 g.	cad	20,00	0,88	17,60
SR5182	Linea di ancoraggio anticaduta orizzontale	cad	20,00	4,07	81,40
SR5189 c	Pinza di ancoraggio con stretta sicura	cad	20,00	2,30	46,00
SR5190 a	Moschettone ovale in lega leggera	cad	20,00	0,52	10,40
A15022 a	Montaggio ponteggio a telaio con altezze anche oltre i 20 m	m ²	605,38	13,26	8027,34
A15022 b	Noleggio per ogni mese o frazione di mese successivo (non inferiore a 25 giorni)	m ²	2421,52	3,81	9225,99
A15025 a	Piano di lavoro per ponteggi costituito da tavole metalliche prefabbricate	m ²	605,38	3,72	2252,01
A15025 b	Noleggio per ogni mese o frazione di mese successivo (non inferiore a 25 giorni).	m ²	2421,52	0,98	2373,09
A15027	Rete in fibra sintetica, per la protezione delle impalcature edili in vista	m ²	605,52	3,64	2203,58
A15022 c	Smontaggio a fine lavoro compreso calo in basso, accantonamento provvisorio, carico e trasporto di allontanamento dal cantiere.	m ²	605,52	5,52	3341,70
TOT opere provvisionali e di sicurezza				30710,68	

Tabella 6.2 CME preparazione ambiente interno

Codice	Descrizione	umi	qta	Imp.unit. [€]	Importo [€]
A25043	Spicconatura e scrostamento di intonaco a vivo di muro, di spessore fino a 3 cm	m ²	349,32	16,90	5620,56
M01004 b	Edile comune: Mano d'opera per il carico del materiale di risulta sul mezzo di trasporto per invio alle discariche autorizzate	h	10,48	32,18	337,23
A25130	Trasporto in discarica controllata	m ³	10,48	57,79	605,62
A25136 a	Compenso alle discariche autorizzate	t	15,72	18,00	282,95
M01024b	Installatore 5° categoria: Ore in economia elettricista per adeguamento prese, punti luce e apparecchiature interessate dalla esecuzione dell'intonaco armato.	h	40,00	36,50	1460,00
TOT preparazione ambiente interno					8306,36

Tabella 6.3 CME preparazione ambiente esterno.

Codice	Descrizione	umi	qta	Imp.unit. [€]	Importo [€]
A25126 b	Rimozione di canne fumarie	m	12,80	71,26	912,13
M01024b	Installatore 5° categoria: smontaggio macchine esterne climatizzatori e spostamento tubi gas metano	h	40,00	36,50	1460,00
M01004 b	Edile comune: smontaggio e accatastamento in opportuna sede di tende a braccio esterne e pluviali, con successivo montaggio a lavori ultimati	h	60,00	32,18	1930,80
NP	Intervento personale ENEL per spostamento linea elettrica	a corpo	1,00	2500,00	2500,00
A25043	Spicconatura e scrostamento di intonaco a vivo di muro, di spessore fino a 3 cm	m ²	456,06	16,90	7338,01
M01004 b	Edile comune: Mano d'opera per il carico del materiale di risulta sul mezzo di trasporto per invio alle discariche autorizzate	h	26,64	32,18	857,37
A25130	Trasporto in discarica controllata	m ³	26,64	57,79	1539,70
A25136 a	Compenso alle discariche autorizzate	t	39,96	18,00	719,36
TOT preparazione ambiente esterno					17257,37

Tabella 6.4 CME realizzazione di intonaco armato con rete elettrosaldata.

Codice	Descrizione	umi	qta	Imp.unit. [€]	Importo [€]
A95072	Betoncino su due lati della parete	m ²	486,86	234,14	113993,40
A95072	Betoncino su un lato della parete	m ²	56,32	121,75	6857,12
TOT preparazione ambiente interno					120850,52

Nel definire l'importo unitario del betoncino con applicazione su un lato della parete, non trovando riscontro all'interno del prezzario Dei 2023, è stata eseguita un'analisi dei prezzi semplificata con riferimento all'analisi condotta dal prezzario regione Veneto 2023. In quest'ultimo il prezzo unitario del betoncino con applicazione su un lato è pari al 52% dell'importo unitario del betoncino con applicazione su due lati, definendo così il costo unitario indicato in Tabella 6.4.

Tabella 6.5 CME opere accessorie ambiente interno.

Codice	Descrizione	umi	qta	Imp.unit. [€]	Importo [€]
A75015 b	Strato finale di intonaco, realizzato mediante la stesura di colla di malta	m ²	430,56	13,94	6002,01
B45237 e	Zoccolino di gres porcellanato smaltato	m	122,40	29,89	3658,54
B65005	Fondo impregnante all'acqua a base di silicati	m ²	1386,92	2,85	3952,72
B65023 a	Pittura per interni al sol di silicato	m ²	1386,92	7,43	10340,82
TOT preparazione ambiente interno					23918,08

Tabella 6.6 CME opere accessorie ambiente esterno.

Codice	Descrizione	umi	qta	Imp.unit. [€]	Importo [€]
B65006 b	Fondo riempitivo minerale ai silicati, per facciata stesura di colla di malta	m ²	430,56	25,22	5219,96
B65033 b	Pittura in dispersione a base di resine silossaniche con particelle di nano-quarzo	m	122,40	29,89	4242,42
B85004 b	Condotta fumario in acciaio inox a doppia parete coibentata	m	14,00	303,03	4242,42
B45237 e	Zoccolino di gres porcellanato smaltato	m	35,38	29,86	1056,45
TOT preparazione ambiente interno					24217,83

I costi di progettazione, pratica edilizia, direzione e asseverazione della congruità delle spese sono stati definiti come 20% dell'importo delle opere edili, quindi pari a 45052,17 Euro.

L'importo generale dei lavori risulta essere di 270312,99 Euro.

6.2.2 CME intonaco armato con rete elettrosaldata: applicazione su un lato

La struttura del computo metrico estimativo dell'intonaco armato con rete elettrosaldata con applicazione su un solo lato del paramento murario differisce rispetto a quella con applicazione su due lati di:

- Assenza dell'intervento di preparazione delle superfici interne e delle opere accessorie associate al loro ripristino;
- Importo unitario dell'intervento.

Quindi, rimangono inalterati gli importi delle lavorazioni per le opere provvisionali e di sicurezza, per la preparazione delle superfici esterne e delle opere accessorie dell'ambiente esterno, mentre cambia l'importo della lavorazione dell'intonaco armato (Tabella 6.7) e delle spese tecniche, essendo definite pari al 20% dell'importo complessivo dei lavori.

Tabella 6.7 CME realizzazione di intonaco armato con rete elettrosaldata.

Codice	Descrizione	umi	qta	Imp.unit. [€]	Importo [€]
A95072	Betoncino su un lato della parete	m ²	543,18	121,75	66133,69
TOT preparazione ambiente interno					66133,69

L'importo generale dei lavori è pari 165983,47 euro, come riportato nella tabella sottostante.

Tabella 6.8 Quadro economico.

Interventi	Importo [€]
Opere provvisionali e di sicurezza	30710,68
Preparazione superficie esterna per la successiva posa dell'intonaco armato	17257,37
Esecuzione dell'intonaco armato	66133,69
Opere accessorie ambiente esterno per intervento a regola d'arte	24217,83
Costi di progettazione, pratica edilizia, direzione lavori e asseverazione della congruità delle spese	27663,91
TOT generale	165983,47

6.2.3 CME intonaco armato con rete FRCM: applicazione su 2 lati

Rimangono inalterati gli importi delle lavorazioni per le opere provvisionali e di sicurezza, per la preparazione delle superfici interne ed esterne, le opere accessorie dell'ambiente interno ed esterno, mentre cambia l'importo della lavorazione dell'intonaco armato (Tabella 6.9) e delle spese tecniche, essendo definite pari al 20% dell'importo complessivo dei lavori.

Tabella 6.9 CME realizzazione di intonaco armato con rete FRCM.

Codice	Descrizione	umi	qta	Imp.unit. [€]	Importo [€]
A95058 a	Intonaco FRCM su due lati	m ²	486,86	232,81	113345,88
A95057 a	Intonaco FRCM su un lato	m ²	56,32	120,80	6803,46
TOT preparazione ambiente interno					120149,33

L'importo generale dei lavori è pari 269471,77euro, come riportato nella tabella sottostante.

Tabella 6.10 Quadro economico.

Interventi	Importo [€]
Opere provvisionali e di sicurezza	30710,68
Preparazione superfici interne per la successiva posa dell'intonaco armato	8306,36
Preparazione superfici esterne per la successiva posa dell'intonaco armato	17257,37
Esecuzione dell'intonaco armato	120149,33
Opere accessorie ambiente interno per intervento a regola d'arte	23918,08
Opere accessorie ambiente esterno per intervento a regola d'arte	24217,83
Costi di progettazione, pratica edilizia, direzione lavori e asseverazione della congruità delle spese	44911,93
TOT generale	269471,77

6.2.4 CME intonaco armato con rete FRM: applicazione su un lato

La struttura del computo metrico estimativo dell'intonaco armato con rete FRM con applicazione su un solo lato del paramento murario differisce rispetto a quella con applicazione su due lati a causa di:

- Assenza dell'intervento di preparazione superfici interne e delle opere accessorie per il loro ripristino;
- Importo unitario dell'intervento.

Quindi, rimangono inalterati gli importi delle lavorazioni per le opere provvisionali e di sicurezza, per la preparazione delle superfici esterne e delle opere accessorie dell'ambiente esterno, mentre cambia l'importo della lavorazione dell'intonaco armato (Tabella 6.11) e delle spese tecniche, essendo definite pari al 20% dell'importo complessivo dei lavori.

Tabella 6.11 CME realizzazione di intonaco armato con rete FRM.

Codice	Descrizione	umi	qta	Imp.unit. [€]	Importo [€]
A95075 a	Intonaco FRM su un lato	m ²	543,18	120,80	65616,14
TOT preparazione ambiente interno					65616,14

L'importo generale dei lavori è pari 165362,62 Euro, come riportato nella tabella sottostante.

Tabella 6.12 quadro economico.

Interventi	Importo [€]
Opere provvisionali e di sicurezza	30710,68
Preparazione superfici esterne per la successiva posa dell'intonaco armato	17257,37
Esecuzione dell'intonaco armato	65616,14
Opere accessorie ambiente esterno per intervento a regola d'arte	24217,83
Costi di progettazione, pratica edilizia, direzione lavori e asseverazione della congruità delle spese	27560,40
TOT generale	165362,62

6.2.5 Confronto dei costi di intervento

La decisione di utilizzare il prezzario Dei 2023 nella stesura dei computi metrici estimativo è motivata dall'esigenza di ottenere dei risultati validi su tutto il territorio nazionale. Il confronto con i valori previsti dal prezzario della Regione Veneto evidenzia che l'intervento più economico è l'intonaco armato con rete elettrosaldata applicato a un lato della parete. Il costo dei singoli interventi è caratterizzato dal costo di esecuzione dell'intonaco armato, mentre rimangono inalterate le stime delle altre lavorazioni. Inoltre, si osserva l'inadeguatezza del prezzario della Regione Veneto per la stima di interventi eseguiti al di fuori del territorio Regionale, in quanto ha subito un incremento degli importi unitari delle lavorazioni più del 50% tra il 2021 e 2023 (effetto "SismaBonus") contro un 25% di incremento per il prezzario Dei.

Tabella 6.13 Confronto tra prezzario Dei e Regione Veneto per l'anno 2021 e 2023.

Interventi	Prezzari			
	Anno 2021		Anno 2023	
	Regione Veneto [€]	Dei [€]	Regione Veneto [€]	Dei [€]
Intonaco c.a. 1 lato	91306,39	149447,42	130044,50	165983,47
Intonaco frcm 1 lato	101116,22	150350,83	133479,57	165983,47
Intonaco c.a. 2 lati	162489,67	247738,74	222530,61	270312,99
Intonaco frcm 2 lati	169612,04	249538,37	247634,85	269471,57

6.3 Costo di Ricostruzione

Il costo di ricostruzione di un'opera esistente è rappresentato dalla somma delle spese che, alla data della stima, un'impresa edilizia deve sostenere per realizzare un'uguale o equivalente opera attraverso un processo edilizio.

Il parametro PAM può essere assimilato al costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifestano nel corso della vita della costruzione (paragrafo §1.1.7), ripartendolo annualmente ed esprimendolo come percentuale del costo di ricostruzione. Quindi per determinare il valore economico delle annualità e successivamente valutare i benefici legati agli interventi di miglioramento sismico si rende necessario definire il valore del costo di ricostruzione dell'edificio.

La stima del costo di ricostruzione è stata eseguita in modo parametrico utilizzando i costi parametrici (Figura 6.1), riferiti all'anno 2021¹⁵, come il prodotto tra il costo dell'opera a mq e la superficie complessiva dell'edificio.

¹⁵ Regione.veneto.it, <https://www.regione.veneto.it/web/lavori-pubblici/prezzario-on-line-2021>

TABELLE DEI COSTI PERCENTUALI			
EDILIZIA ECONOMICA			
EDIFICIO RESIDENZIALE PLURIPIANO			
SVILUPPO mq:			VOLUME mc.:
3,200			10,500
codice	lavorazioni	incidenza %	COSTO
1	Scavi e rinterrì	1.75	€ 68,345.17
2	Opere in c.a.	30.7	€ 1,199,364.58
3	Vespai, sottofondi e pavimenti	5.2	€ 203,326.82
4	Isolamento e impermeabilizzazioni	5.21	€ 203,676.78
5	Murture e tavolati	7.28	€ 284,394.03
6	Intonaci	7.48	€ 292,319.60
7	Canne e fognè	0.93	€ 36,437.05
8	Rivestimenti	3.39	€ 132,254.05
9	Opere carpenteria metallica e serramenti alluminio	10.82	€ 422,525.32
10	Impianto di riscaldamento	6.25	€ 244,055.99
11	Impianto idrosanitario	9.22	€ 360,047.16
12	Impianto elettrico	5.11	€ 199,786.04
13	Impianto ascensori	2.42	€ 94,695.10
14	Impianto gas e antincendio	1.7	€ 66,492.44
15	Opere varie	2.53	€ 98,657.88
PERCENTUALE		100.00	
COSTO COMPLESSIVO			€ 3,906,378.00

RIEPILOGO	
COSTO DELL'OPERA A MQ.	1,220.74 €
COSTO DELL'OPERA A MC.	372.04 €

Figura 6.1 Costi parametrici edilizia economica.

La superficie complessiva (S_c) per gli interventi di nuova edificazione è costituita dalla somma delle superfici utili abitabili, aumentata del 60% della somma delle superfici non residenziali e delle superfici parcheggi:

$$S_c = S_u + 60\% (S_{nr} + S_p) \quad (7.1)$$

dove:

- Superficie utile abitabile (S_u) – si intende la superficie di pavimento degli alloggi misurata al netto dei muri perimetrali e di quelli interne, delle soglie di passaggio e degli sguinci di porte e finestre. La superficie della scala interna ai vari piani degli alloggi dislocati a più livelli viene computata nella sua proiezione orizzontale;
- Superficie non residenziale (S_{nr}) – si intende la superficie, misurata al netto dei muri perimetrali e di quelli interni, risultate dalla somma delle superfici di pertinenza degli alloggi, quali: logge, balconi, cantinole e soffitte, e di quelle di pertinenza dell'organismo abitativo, qualità: androni d'ingresso, porticati liberi, volumi tecnici, centrali termiche ed altri locali a stretto servizio della residenza. Deve essere contenuta entro il 45% della superficie utile;

- Superficie parcheggi (Sp) – si intende la superficie da destinare ad autorimesse o posti macchina coperti di pertinenza dell'organismo abitativo, comprensiva degli spazi di manovra coperti. Deve essere contenuta entro il 45% della superficie utile.

Nella Tabella 7.14 vengono riportati la superficie utile, non residenziale e parcheggi di ogni piano di cui l'edificio è costituito.

Tabella 6.14 Determinazione superficie utile abitabile, non residenziale e parcheggi dell'edificio.

Piano	Su [m ²]	Snr [m ²]	Sp [m ²]
Terra	-	20,11	109,50
Primo	119,64	20,53	-
Secondo	119,64	20,53	-
Terzo	119,64	20,53	-
Sottotetto	-	142,06	-
TOT	358,92	218,29	109,50

La superficie non residenziale deve essere $\leq 45\%Su = 161,51 \text{ m}^2$.

Quindi, la superficie complessiva, calcolata con la formula 7.1 risulta essere pari a $521,53 \text{ m}^2$.

Infine, il costo di costruzione $CR = 1220,74 \text{ €/m}^2 \cdot 521,53 \text{ m}^2 = 636652,53 \text{ €}$.

7 CAPITOLO

Valutazione delle emissioni di CO₂

Il capitolo presenta la metodologia per la stima monetaria delle emissioni di anidride carbonica (CO₂) legate alle lavorazioni di miglioramento sismico con l'intonaco armato negli edifici esistenti in muratura.

7.1 Emissioni CO₂ interventi di miglioramento sismico

Il calcolo delle emissioni di cantiere è stato effettuato ricavando le quantità di materiale e ore necessarie poi moltiplicate con i rispettivi fattori equivalenti. Al fine di chiarire la formazione delle voci in tabella, viene descritto come sono stati ricavati i valori delle emissioni computate:

- Per le opere provvisoriale e di sicurezza è stato ipotizzato l'utilizzo di un autocarro ribaltabile per le consegne e il ritiro del ponteggio e delle attrezzature, stimato pari a 12 ore, con un fattore equivalente pari a 140,32 kgCO₂eq./h (Guastalegname, 2012).
- Per le perforazioni eseguite con trapano a mano per l'ancoraggio del ponteggio e l'inserimento dei connettori dell'intonaco armato è stato utilizzato un fattore equivalente pari a 0,29 kgCO₂eq./h (Guastalegname, 2012).
- Per la demolizione dell'intonaco è stata ipotizzata, sulla base dell'analisi dei prezzi della Regione Veneto (2023), una lavorazione di 51,70 ore per le superfici interne e di 64,76 per le superfici esterne, mediante l'uso di martello demolitore ad aria compressa, con fattore equivalente di 0.80 kgCO₂eq./h.
- Il trasporto in discarica del materiale di risulta è stato ipotizzato con autocarro ribaltabile, con utilizzo stimato pari a 3.49 ore per l'intonaco esterno e 6,38 per l'intonaco interno, e fattore equivalente pari a 140,32 kgCO₂eq./h (Guastalegname, 2012).
- Da computo metrico sono ricavati i m² di intervento per l'intonaco armato, sono stati poi calcolati i kg di materiale utilizzato da schede tecniche, e infine calcolato l'impatto in base ai fattori equivalenti corrispondenti da schede tecniche.
- La quantità di resina bicomponente iniettata per l'ammorsamento dei connettori trasversali è stata stimata sottraendo al volume del foro realizzato con il trapano elettrico quello del connettore.

7.1.1 Emissioni CO₂ intonaco armato con rete elettrosaldata: applicazione su due lati

Dall'analisi condotta sulle emissioni delle lavorazioni previste si determina un impatto dell'intervento pari a 32561.97 kgCO₂. Vengono riportati di seguito, il calcolo delle emissioni di CO₂ relativo all'utilizzo di mezzi e strumenti (Tabella 7.1), e del materiale di consumo (Tabella 7.2) delle voci di capitolato da computo metrico estimativo.

Tabella 7.1 Emissioni CO₂ legate all'utilizzo dei mezzi e strumenti.

MEZZI E STRUMENTI	h	KgCO ₂ eq	kgCO ₂
Autocarri ribaltabile da mc 15 con operatore: consegna e ritiro dal cantiere ponteggio e attrezzature	12,00	140,32	1683,84
Trapano a mano: realizzazione fori di ancoraggio ponteggio	1,00	0,30	0,30
Martello demolitore della potenza di l/min. 1200 e del peso di Kg 10: rimozione intonaco interno	51,70	0,80	41,10
Autocarri ribaltabile da mc 15 con operatore: trasporto a discarica materiale di risulta	3,49	140,32	490,17
Idropulitrice per saturazione superfici esterne	1,00	0,80	0,80
Martello demolitore della potenza di l/min. 1200 e del peso di Kg 10: rimozione intonaco esterno	64,76	0,80	51,48
Autocarri ribaltabile da mc 15 con operatore: trasporto a discarica materiale di risulta	6,38	140,32	895,92
Idropulitrice per saturazione superfici interne	1,00	0,80	0,80
Trapano a mano: realizzazione fori per connettori trasversali	9,70	0,30	2,88
TOT EMISSIONI MEZZI E STRUMENTI [kgCO₂]			3167,29

Tabella 7.2 Emissioni CO₂ legate al consumo di materiale.

MATERIALE	kg	KgCO ₂ eq	kgCO ₂
Rete elettrosaldata a maglia quadrata 20x20 cm	2286,69	0,75	1705,96
Resina per inghisaggio connettori trasversali	144,26	5,80	836,72
Connettori trasversali in barre di acciaio FeB44K	272,55	0,75	203,33
Conglomerato cementizio C25/30	57682,24	0,36	20477,20
Idropittura per interni	554,77	0,62	345,18
Battiscopa in gres porcellanato interno	206,12	12,77	2632,03
Fondo silossanico pigmentato prospetti esterni	67,90	0,05	3,31
Rivestimento silossanico pigmentato prospetti esterni	1140,68	1,13	1288,97
Battiscopa in gres porcellanato esterno	148,95	12,77	1901,98
TOT EMISSIONI MATERIALE [kgCO₂]			29394,68

7.1.2 Emissioni CO₂ intonaco armato con rete elettrosaldata: applicazione su un lato

L'impatto delle emissioni di CO₂ risulta pari a 18282,96 kgCO₂, come si può vedere dal calcolo delle emissioni di CO₂ relativo all'utilizzo di mezzi e strumenti (Tabella 7.3), e del materiale di consumo (Tabella 7.4) delle lavorazioni previste.

Tabella 7.3 Emissioni CO₂ legate all'utilizzo dei mezzi e strumenti.

MEZZI E STRUMENTI	h	KgCO ₂ eq	kgCO ₂
Autocarri ribaltabile da mc 15 con operatore: consegna e ritiro dal cantiere ponteggio e attrezzature	12,00	140,32	1683,84
Trapano a mano: realizzazione fori di ancoraggio ponteggio	1,00	0,30	0,30
Martello demolitore della potenza di l/min. 1200 e del peso di Kg 10: rimozione intonaco esterno	64,76	0,80	51,48
Autocarri ribaltabile da mc 15 con operatore: trasporto a discarica materiale di risulta	6,38	140,32	895,92
Idropulitrice per saturazione superfici	1,00	0,80	0,80
Trapano a mano: realizzazione fori per connettori trasversali	9,70	0,30	2,88
TOT EMISSIONI MEZZI E STRUMENTI [kgCO₂]			2635,22

Tabella 7.4 Emissioni CO₂ legate al consumo di materiale.

MATERIALE	kg	KgCO ₂ eq	kgCO ₂
Rete elettrosaldata a maglia quadrata 20x20 cm	1205,86	0,75	899,62
Resina per inghisaggio connettori trasversali	118,42	5,80	686,84
Connettori trasversali in barre di acciaio FeB44K	91,96	0,75	68,60
Conglomerato cementizio C25/30	30418,08	0,36	10798,42
Fondo silossanico pigmentato	67,90	0,05	3,31
Rivestimento silossanico pigmentato	1140,68	1,13	1288,97
Battiscopa in gres porcellanato	148,95	12,77	1901,98
TOT EMISSIONI MATERIALE [kgCO₂]			15647,74

7.1.3 Emissioni CO₂ intonaco armato con rete FRM: applicazione su due lati

L'analisi di impatto ambientale in termini di CO₂ della lavorazione in cantiere ha evidenziato un'emissione pari a 25425,75 kgCO₂, di cui 3167,45 kgCO₂ sono emissioni relative all'utilizzo di mezzi e strumenti (Tabella 7.5), mentre 22285,30 kgCO₂ sono relative al materiale di consumo (Tabella 7.6).

Tabella 7.5 Emissioni CO₂ legate all'utilizzo dei mezzi e strumenti.

MEZZI E STRUMENTI	h	KgCO ₂ eq	kgCO ₂
Autocarro ribaltabile da mc 15 con operatore: consegna e ritiro dal cantiere ponteggio e attrezzature	12,00	140,32	1683,84
Trapano a mano: realizzazione fori di ancoraggio ponteggio	1,00	0,30	0,30
Martello demolitore della potenza di l/min. 1200 e del peso di Kg 10: rimozione intonaco interno	51,70	0,80	41,10
Autocarro ribaltabile da mc 15 con operatore: trasporto a discarica materiale di risulta	3,49	140,32	490,17
Idropulitrice per saturazione superfici interne	1,00	0,80	0,80
Martello demolitore della potenza di l/min. 1200 e del peso di Kg 10: rimozione intonaco esterno	64,76	0,80	51,48
Autocarro ribaltabile da mc 15 con operatore: trasporto a discarica materiale di risulta	6,38	140,32	895,92
Idropulitrice per saturazione superfici interne	1,00	0,80	0,80
Trapano a mano: realizzazione fori per connettori trasversali	10,25	0,30	3,04
TOT EMISSIONI MEZZI E STRUMENTI [kgCO₂]			3167,45

Tabella 7.6 Emissioni CO₂ legate al consumo di materiale.

MATERIALE	kg	KgCO ₂ eq	kgCO ₂
Malta fibrorinforzata a elevata duttilità: prima mano	19055,74	0,36	6930,76
Rete in fibra di vetro AR	164,81	0,42	69,95
Resina parte sfioccata	17,58	5,80	101,99
Resina per inghisaggio foro	150,82	5,80	874,78
Connettori in fibra	218,37	5,52	1205,59
Malta fibrorinforzata a elevata duttilità: seconda mano	19055,74	0,36	6930,76
Idropittura per superfici interne	554,77	0,62	345,18
Battiscopa in gres porcellanato interno	206,12	12,77	2632,03
Fondo silossanico pigmentato prospetti esterni	67,90	0,05	3,31
Rivestimento silossanico pigmentato prospetti esterni	1140,68	1,13	1288,97
Battiscopa in gres porcellanato esterno	148,95	12,77	1901,98
TOT EMISSIONI MATERIALE [kgCO₂]			22285,30

7.1.4 Emissioni CO₂ intonaco armato con rete FRCM: applicazione su un lato

Il calcolo delle emissioni prodotto in cantiere da questa lavorazione è risultato pari a 14865,55 kgCO₂. In Tabella 7.7 si riportano le emissioni relative all'utilizzo di mezzi e strumenti, mentre nella Tabella 7.8 quelle relative al consumo di materiale.

Tabella 7.7 Emissioni CO₂ legate all'utilizzo dei mezzi e strumenti.

MEZZI E STRUMENTI	h	KgCO ₂ eq	kgCO ₂
Autocarri ribaltabile da mc 15 con operatore: consegna e ritiro dal cantiere ponteggio e attrezzature	12,00	140,32	1683,84
Trapano a mano: realizzazione fori di ancoraggio ponteggio	1,00	0,30	0,30
Martello demolitore della potenza di l/min. 1200 e del peso di Kg 10: rimozione intonaco esterno	64,76	0,80	51,48
Autocarri ribaltabile da mc 15 con operatore: trasporto a discarica materiale di risulta	6,38	140,32	895,92
Idropulitrice per saturazione superfici	1,00	0,80	0,80
Trapano a mano: realizzazione fori per connettori trasversali	10,25	0,30	3,04
TOT EMISSIONI MEZZI E STRUMENTI [kgCO₂]			2635,38

Tabella 7.8 Emissioni CO₂ legate al consumo di materiale.

MATERIALE	kg	KgCO ₂ eq	kgCO ₂
Malta fibrorinforzata a elevata duttilità: prima mano	10048,83	0,36	3654,86
Rete in fibra di vetro AR	86,91	0,42	36,89
Resina parte sfioccata	9,66	5,80	56,00
Resina per inghisaggio foro	125,14	5,80	725,78
Connettori in fibra	164,38	5,52	907,52
Malta fibrorinforzata a elevata duttilità: seconda mano	10048,83	0,36	3654,86
Fondo silossanico pigmentato	67,90	0,05	3,31
Rivestimento silossanico pigmentato	1140,68	1,13	1288,97
Battiscopa in gres porcellanato	148,95	12,77	1901,98
TOT EMISSIONI MATERIALE [kgCO₂]			12230,17

7.2 Conversione della PAM in emissioni di CO₂ a Mestre

La conversione del rischio sismico in emissioni è stata svolta seguendo il procedimento descritto al §7.5. A partire dalla PAM stimata per lo stato di fatto, pari a 1,07%, è stata calcolata un'emissione di 3,607 tCO₂eq/anno, mentre le emissioni in tCO₂eq/anno corrispondenti agli interventi di miglioramento sono:

- 2,720 per l'intonaco armato con rete elettrosaldata con applicazione su un lato;
- 2,108 per applicazione su due lati dell'intonaco armato con rete elettrosaldata;
- 2,398 per l'intonaco armato con rete FRCM e applicazione su un lato;
- 2,230 per applicazione su due lato dell'intonaco armato con rete FRCM.

Di seguito vengono riportati i risultati delle emissioni di CO₂ associate alla PAM dello stato di fatto e di progetto dell'edificio oggetto di studio, di superficie pari a 686,71 mq e localizzato a Mestre (VE).

Tabella 7.9 PAM CO₂ con edificio localizzato a Mestre.

INTERVENTI	PAM [%]	E _i [tCO ₂]
SdF	1,07	3,607
c.a. 1 lato	0,81	2,720
frcm 1 lato	0,71	2,398
c.a. 2 lati	0,63	2,108
frcm 2 lati	0,66	2,230

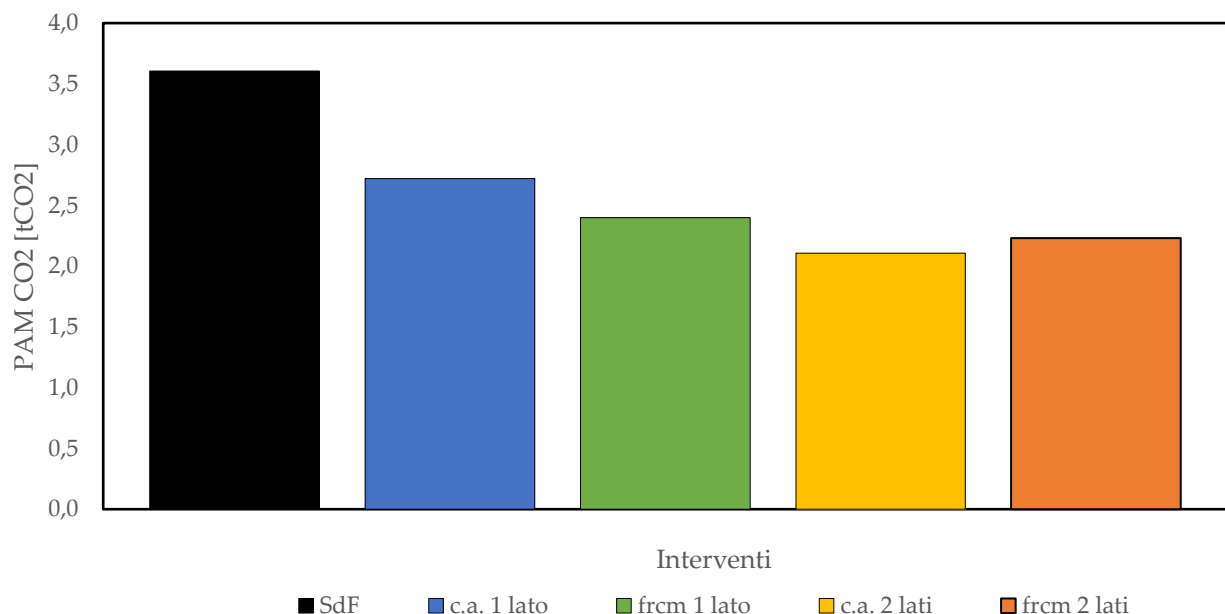


Figura 7.1 Rappresentazione grafica andamento PAM CO₂ [tCO₂] a Mestre per anno.

Le quantità di emissioni CO₂ associate alla PAM degli interventi, rispetto allo stato di fatto, sono caratterizzate da una riduzione pari al 24,61% per il betoncino su un lato, 33,52% per l'FRCM su un lato, 41,56 per il betoncino su due lati e 38,17% per l'FRCM su due lati.

Definite le emissioni di CO₂ associate alla PAM, si determina il valore monetario a loro corrispondente (Tabella 7.10), secondo il procedimento illustrato al §2.6.

Tabella 7.10 Attualizzazione stima emissioni PAM CO₂ dovuta al danno sismico.

INTERVENTI	E _i [tCO ₂]	E _i · p _{CO₂} [€]	VA _{CO₂} (E _i) [€]
SdF	3,607	306,61	2486,87
c.a. 1 lato	2,720	231,16	1874,92
frcm 1 lato	2,398	203,84	1653,36
c.a. 2 lati	2,108	179,17	1453,26
frcm 2 lati	2,230	189,59	1537,71

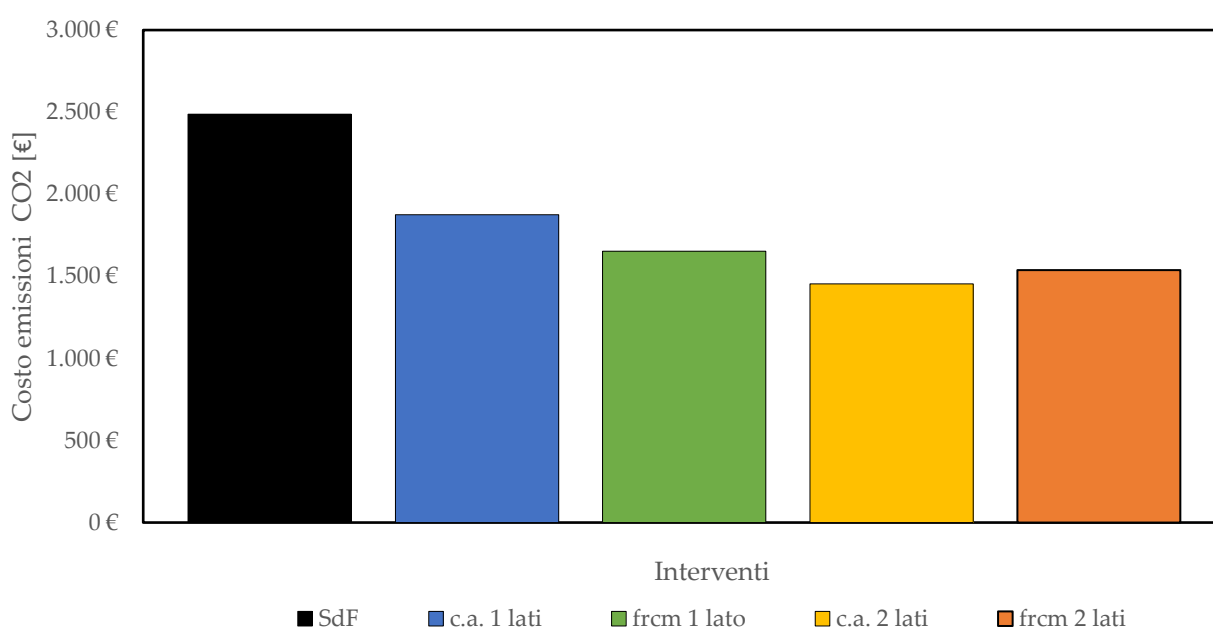


Figura 7.2 Attualizzazione stima economica emissioni PAM CO₂.

La scelta dell'intervento economicamente più vantaggioso si basa sul criterio di minimizzazione del valore attuale delle emissioni generate dell'edificio allo stato di fatto e a seguito della realizzazione degli interventi di miglioramento. Nella Tabella 7.11 e nella Figura 7.8 vengono riportati i valori di attualizzazione della stima economica delle emissioni di CO₂ legate alla PAM e agli interventi realizzati.

Tabella 7.11 Stima economica attualizzata delle emissioni di CO₂ legate alla PAM e agli interventi di miglioramento.

INTERVENTI	VA _{CO₂} (E _i) [€]	VA _{CO₂} INTERVENTI [€]	VA _{CO₂} TOT [€]
SdF	2486,87	0	2486,87
c.a. 1 lato	1874,92	1553,80	3428,97
frcm 1 lato	1653,36	1263,95	2916,93
c.a. 2 lati	1453,26	2767,60	4221,03
frcm 2 lati	1537,71	2163,25	3701,20

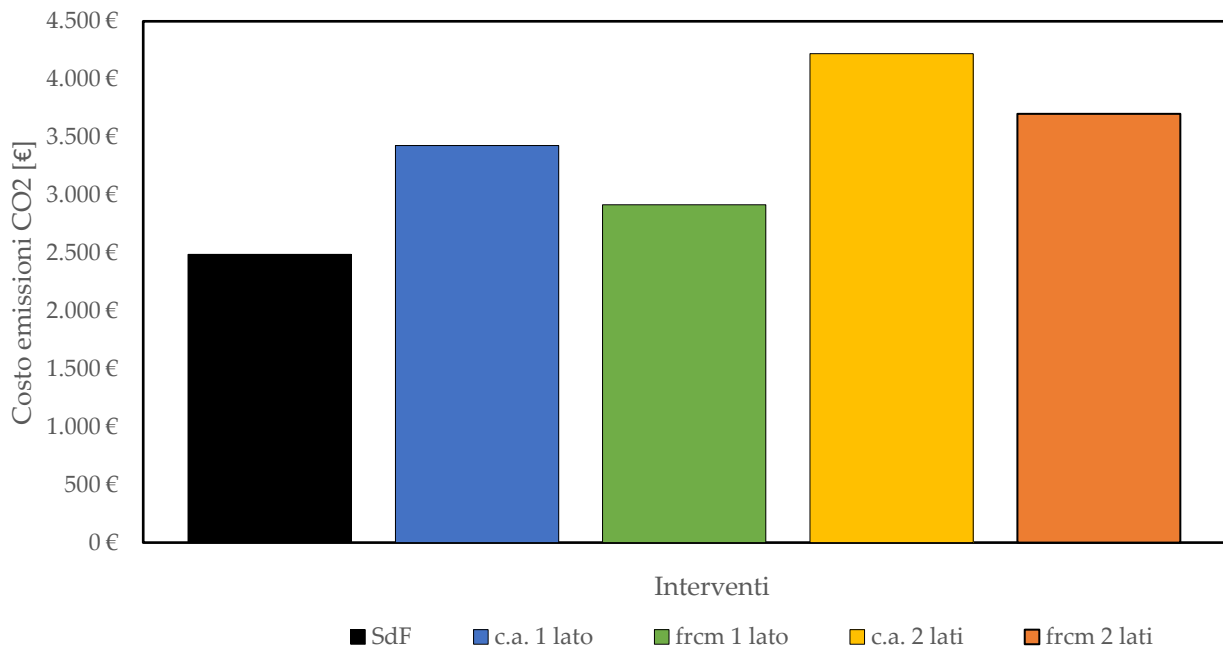


Figura 7.3 Confronto economico emissioni di CO₂ legate alla PAM e agli interventi di miglioramento.

L'intervento più vantaggioso risulta essere l'intonaco armato con rete FRCM applicata su un lato della parte. Questo è dovuto alle basse emissioni di kgCO₂ e alle limitate lavorazioni necessarie per la realizzazione delle opere, in quanto localizzate alle superfici esterne evitando interventi all'interno dell'edificio che consentono di limitare le emissioni.

7.3 Conversione della PAM di Pordenone

La procedura per la valutazione delle emissioni di CO₂ associate alla PAM dello stato di fatto e di progetto dell'edificio con localizzazione a Pordenone, è la stessa eseguita a Mestre.

Di seguito vengono riportati i risultati delle emissioni di CO₂ associate alle PAM, le emissioni prodotti dagli interventi di miglioramento e l'attualizzazione della stima economica a loro corrispondenti.

Tabella 7.12 PAM CO₂ con edificio localizzato a Pordenone.

INTERVENTI	PAM [%]	E _i [tCO ₂]
SdF	4,08	13,743
c.a. 1 lato	2,86	9,619
frcm 1 lato	2,42	8,131
c.a. 2 lati	1,92	6,477
frcm 2 lati	2,13	7,165

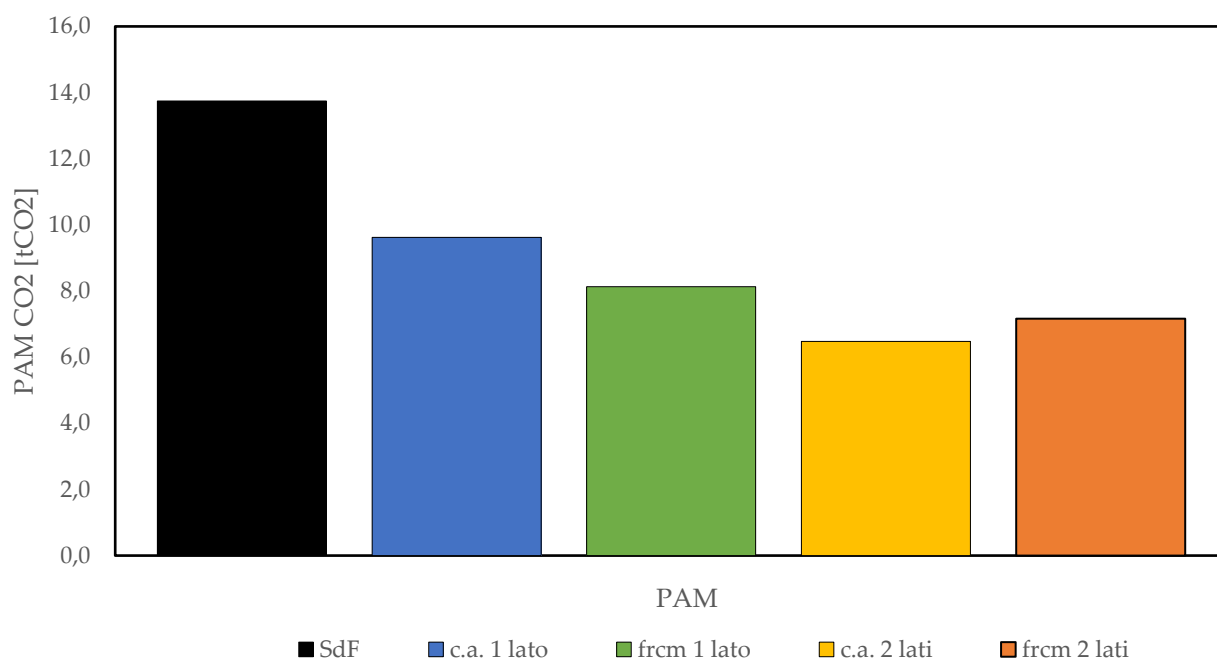


Figura 7.4 Rappresentazione grafica andamento PAM CO₂ [tCO₂] a Pordenone.

Le quantità di emissioni CO₂ associate alla PAM degli interventi, rispetto allo stato di fatto, sono caratterizzate da una riduzione pari al 30,01% per il betoncino su un lato, 40,83% per l'FRCM su un lato, 52,87 per il betoncino su due lati e 47,86% per l'FRCM su due lati.

La stima del valore monetario delle emissioni definito dalla PAM CO₂ [tCO₂] viene riportata nella Tabella 7.17.

Tabella 7.13 Attualizzazione stima economica emissioni PAM CO₂

INTERVENTI	E _i [tCO ₂]	E _{TOT} · p _{CO₂} [€]	VA _{CO₂} (E _i) [€]
SdF	13,743	1168,15	9474,78
c.a. 1 lato	9,619	817,60	6631,47
frcm 1 lato	8,131	691,15	5605,86
c.a. 2 lati	6,477	550,55	4465,49
frcm 2 lati	7,165	609,06	4940,06

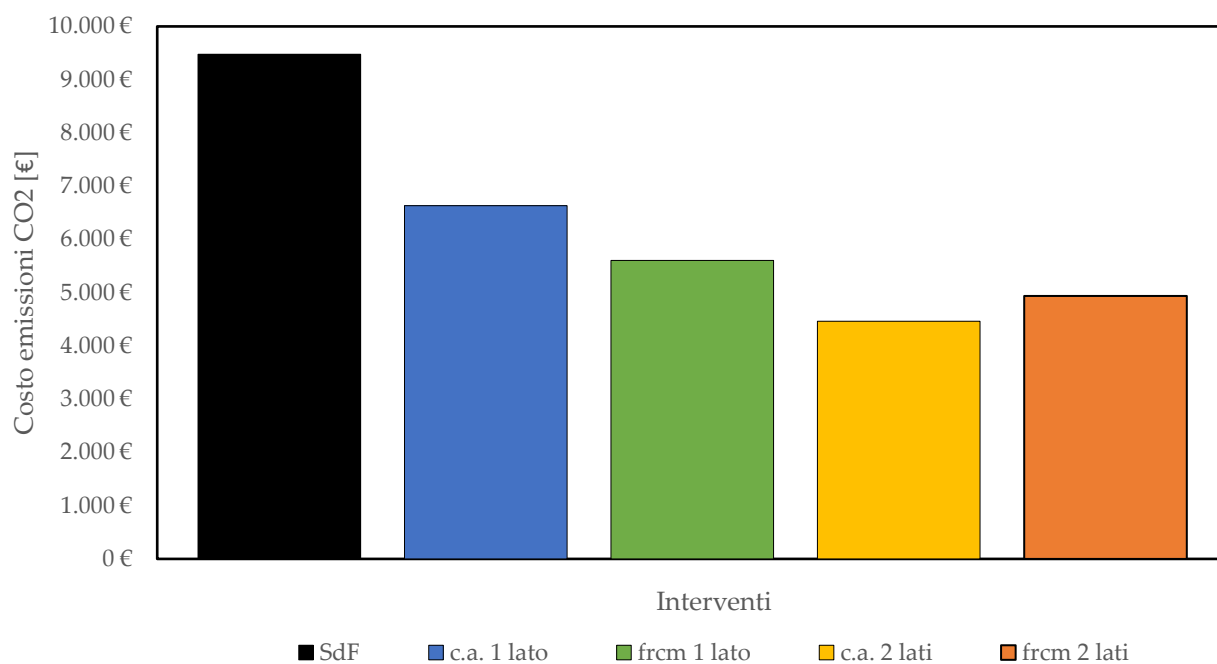


Figura 7.5 Attualizzazione stima economica emissioni PAM CO₂.

Nella Tabella 7.15 e nella Figura 7.8 vengono riportati i valori di attualizzazione della stima economica delle emissioni di CO₂ legate alla PAM e agli interventi realizzati a Pordenone al fine di valutare l'intervento economicamente più vantaggioso in termini di emissioni di CO₂.

Tabella 7.14 Stima economica attualizzata delle emissioni di CO₂ legate alla PAM e agli interventi di miglioramento.

INTERVENTI	VA _{CO₂} (E _i) [€]	VA _{CO₂} INTERVENTI [€]	VA _{CO₂} TOT [€]
SdF	9474,78	0	9474,78
c.a. 1 lato	6631,47	1553,80	8185,53
frcm 1 lato	5605,86	1263,95	6869,43
c.a. 2 lati	4465,49	2767,60	7233,25
frcm 2 lati	4940,06	2163,25	7103,55

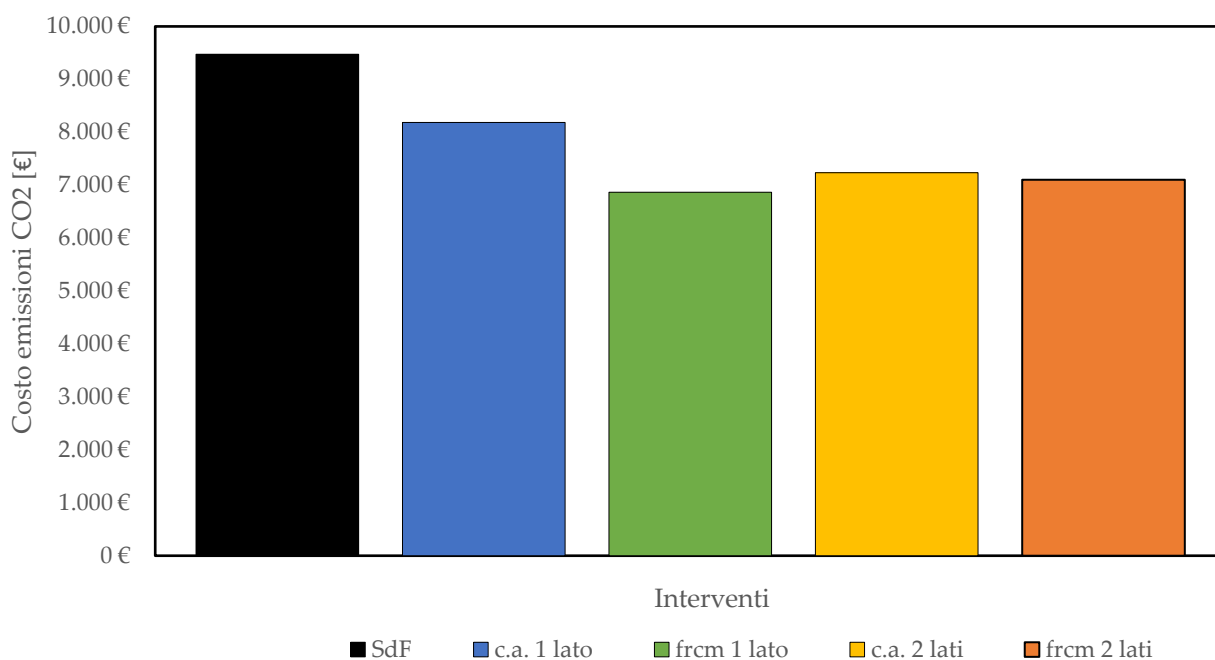


Figura 7.6 Confronto economico emissioni di CO₂ legate alla PAM e agli interventi di miglioramento.

Rispetto a quanto precedentemente visto a Mestre, in questo caso il vantaggio offerto dalla scelta dell'intonaco armato con rete FRCM applicata su un lato della parete rimane valido ma non così evidente. Infatti, nonostante la notevole differenza delle emissioni di CO₂ prodotte dalle lavorazioni previste per le applicazioni su un lato o su entrambe le superfici delle pareti, i risultati mostrano una lieve variazione del costo di emissione.

7.4 Conversione delle PAM di Tolmezzo

Replichiamo la procedura per la valutazione delle emissioni di CO₂ associate alla PAM dello stato di fatto e di progetto dell'edificio con localizzazione a Pordenone e Mestre, a Tolmezzo.

Di seguito vengono rappresentati i risultati delle emissioni di CO₂ associate alle PAM, le emissioni prodotti dagli interventi di miglioramento e l'attualizzazione della stima economica a loro corrispondenti, per definire l'intervento economicamente più vantaggioso.

Tabella 7.15 PAM CO₂ con edificio localizzato a Pordenone.

INTERVENTI	PAM [%]	E _i [tCO ₂]
SdF	5,09	17,120
c.a. 1 lato	3,82	12,855
frcm 1 lato	3,19	10,725
c.a. 2 lati	2,66	8,957
frcm 2 lati	2,87	9,672

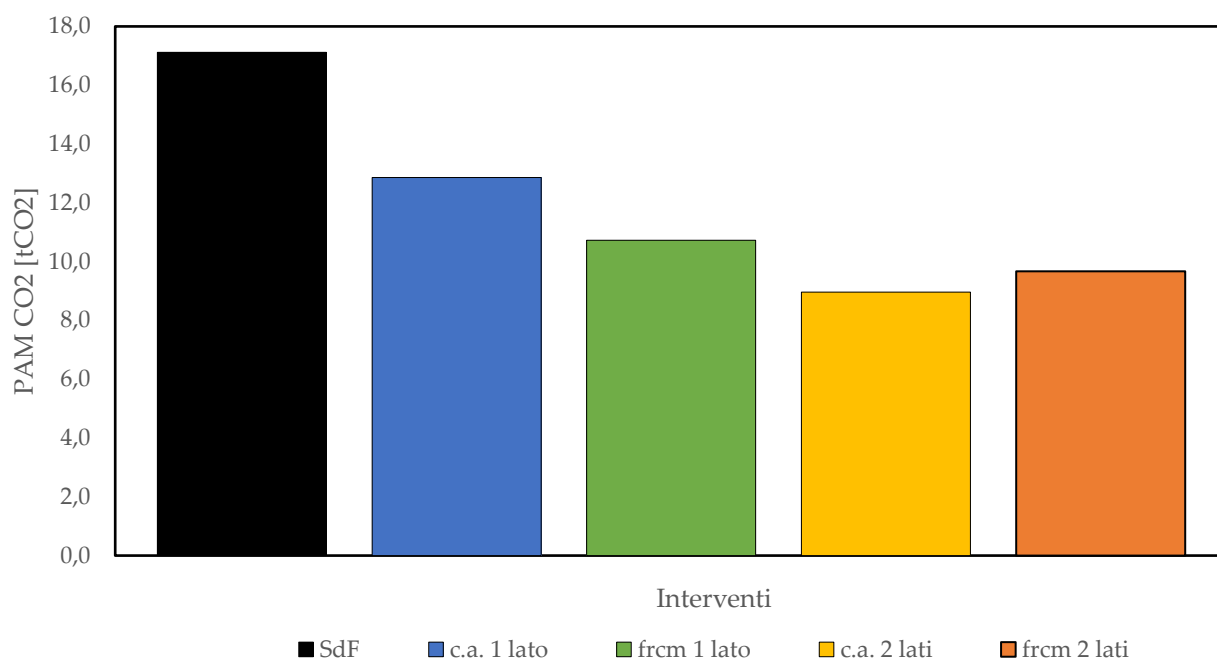


Figura 7.7 Rappresentazione grafica andamento PAM CO₂ [tCO₂] a Tolmezzo.

Le quantità di emissioni CO₂ associate alla PAM degli interventi, rispetto allo stato di fatto, sono caratterizzate da una riduzione pari al 24,91% per il betoncino su un lato, 37,35% per l'FRCM su un lato, 47,68 per il betoncino su due lati e 43,50% per l'FRCM su due lati.

Nella Tabella 7.20 viene riportata stima attualizzata del valore monetario delle emissioni definite dalla PAM CO₂ [tCO₂].

Tabella 7.16 Attualizzazione stima economica emissioni PAM CO₂

INTERVENTI	E _i [tCO ₂]	E _i · p _{CO₂} [€]	VA _{CO₂} [€]
SdF	17,120	1455,21	11803,06
c.a. 1 lato	12,855	1092,71	8862,84
frcm 1 lato	10,725	911,65	7394,31
c.a. 2 lati	8,957	761,38	6175,44
frcm 2 lati	9,672	822,16	6668,44

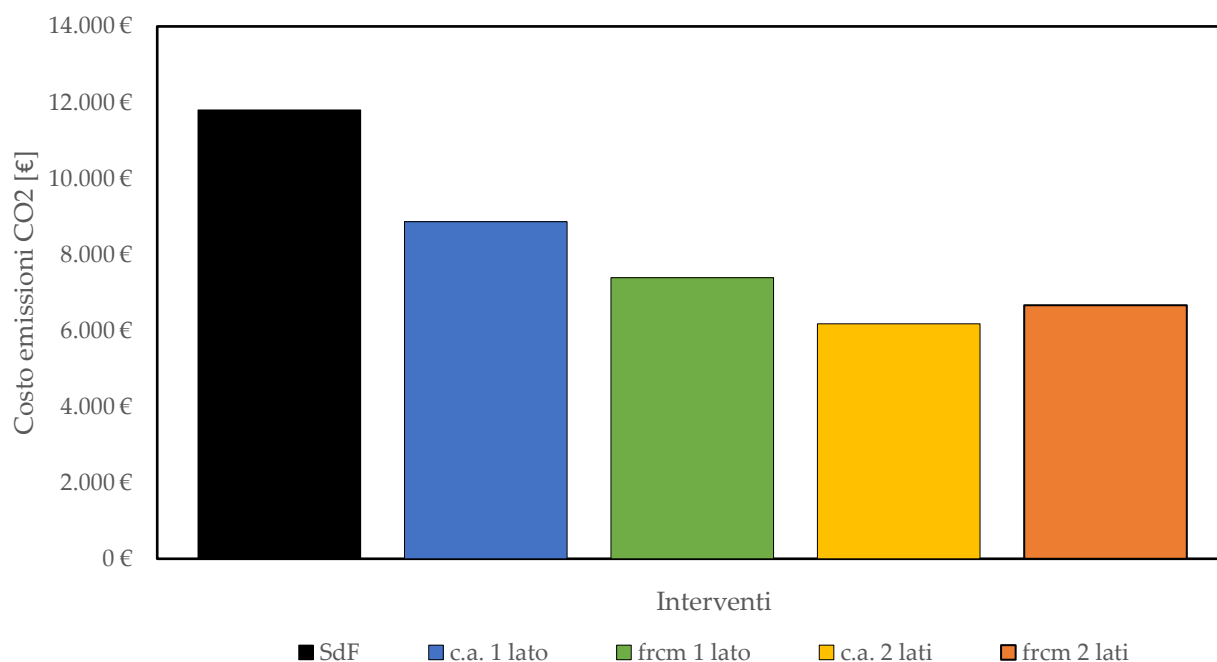


Figura 7.8 Confronto economico emissioni di CO₂ legate alla PAM e agli interventi di miglioramento.

Infine, nella Tabella 7.21 e nella Figura 7.14 riportiamo i valori attualizzati della stima economica delle emissioni di CO₂ legate alla PAM e agli interventi realizzati a Tolmezzo, al fine di valutare l'intervento economicamente più vantaggioso in termini di emissioni di CO₂.

Tabella 7.17 Stima economica attualizzata delle emissioni di CO₂ legate alla PAM e agli interventi di miglioramento.

INTERVENTI	VA _{CO₂} [€]	VA _{CO₂} INTERVENTI [€]	VA _{CO₂} TOT [€]
SdF	11803,06	0	11803,06
c.a. 1 lato	8862,84	1553,80	10416,89
frcm 1 lato	7394,31	1263,95	8657,88
c.a. 2 lati	6175,44	2767,60	8943,20
frcm 2 lati	6668,44	2163,25	8831,92

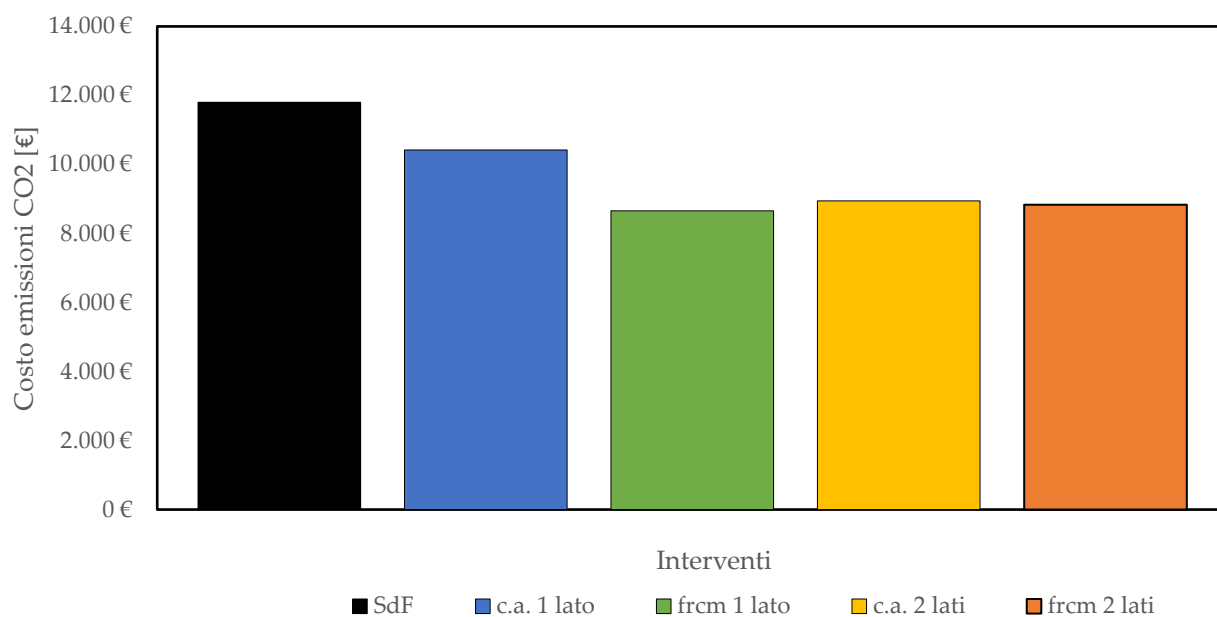


Figura 7.9 Confronto economico emissioni di CO₂ legate alla PAM e agli interventi di miglioramento.

Il vantaggio offerto dalla scelta dell'intonaco armato con rete FRCM applicata su un lato della parete rimane valido ma molto limitato. Infatti, nonostante la notevole differenza delle emissioni di CO₂ prodotte dalle lavorazioni previste per le applicazioni su un lato o su entrambe le superfici delle pareti, i risultati mostrano una lieve variazione dei costi di emissioni corrispondenti agli interventi di intonaco armato con FRCM su un lato, su due lati, e betoncino su due lati.

8 CAPITOLO

Analisi costi-benefici interventi di miglioramento

Il capitolo analizza i costi e i benefici successivi alla realizzazione degli interventi di miglioramento sismico, al fine di determinare la soluzione economicamente più vantaggiosa con l'edificio localizzato a Mestre, Pordenone e Tolmezzo rispettivamente.

8.1 Localizzazione a Mestre

La convenienza economica degli interventi di miglioramento sismico va analizzata considerando entrambe le figure coinvolte nel processo di finanziamento; lo Stato che investe concedendo detrazioni e il privato cittadino che sostiene il costo iniziale delle lavorazioni.

Per definire l'intervento economicamente più conveniente viene eseguita l'analisi costi – benefici, dove:

- I costi sono stabiliti dall'investimento iniziale per la realizzazione delle opere al netto delle detrazioni concesse dal "Sismabonus";
- I ricavi sono corrisposti dalla riduzione della perdita annuale media e di CO₂ post-intervento rispetto allo stato di fatto dell'edificio.

Poiché il costo di esecuzione degli interventi, la perdita annuale media e le emissioni di CO₂ sono generati da flussi di denaro in tempi diversi, si rende necessario la loro attualizzazione con la formula delle annualità costanti, posticipate e limitate (Figura 8.1).



Figura 8.1 Annualità costanti, posticipate, limitate.

La formula per determinare l'accumulazione iniziale è:

$$A_0 = a \frac{q^n - 1}{r \times q^n} \quad (8.1)$$

In cui:

- A₀ accumulazione finale;
- a annualità, cioè prestazioni finanziarie che si verificano ad intervalli annuali
- q coefficiente di anticipazione pari a $(1 + r)^n$
- r tasso d'interesse;
- n durata prestazioni finanziarie

È stata effettuata un'analisi per i vari interventi progettati, considerando come tasso di interesse $r = 4\%$, una durata delle prestazioni finanziari di 10 anni, considerato il valore massimo annuale della PAM del 10%

Nella Tabella 8.1 vengono rappresentate l'attualizzazione delle annualità legate alla PAM, dove le annualità sono pari al prodotto della PAM per il costo di ricostruzione CR (definito al paragrafo §7.3), mentre ΔPAM rappresenta la differenza tra le attualizzazioni delle PAM di progetto rispetto allo stato di fatto, cioè il risparmio sulla perdita annuale media post-intervento.

Tabella 8.1 Accumulazione iniziale PAM.

Intervento	PAM [%]	a [€]	A ₀ [€]	ΔPAM [€]
SdF	1,07	6824,93	55356,30	0,00
c.a. 1 lato	0,81	5145,51	41734,68	13621,61
frcm 1 lato	0,71	4537,45	36802,75	18553,55
c.a. 2 lati	0,63	3998,32	32348,85	23007,45
frcm 2 lati	0,66	4220,08	34228,65	21127,65

Le detrazioni concesse dal "Sismabonus" rappresentano il 75% del costo intervento e sono suddivise in 5 quote annuali; quindi, per confrontare il costo delle lavorazioni è necessario procedere alla loro attualizzazione (Tabella 8.2).

Tabella 8.2 Costo intervento al netto delle detrazioni.

Intervento	Costo intervento [€]	Detrazioni al 75% [€]	Annualità detrazioni [€]	A ₀ [€]	Costo al netto delle detrazioni [€]
c.a. 1 lato	149447,42	112085,57	22417,11	95958,66	53488,76
frcm 1 lato	150350,83	112763,12	22552,62	96538,73	53812,12
c.a. 2 lati	247738,74	185804,06	37160,81	159070,51	88668,23
frcm 2 lati	249538,37	187153,78	37430,76	160226,03	89312,34

Definito il costo dell'intervento con la stesura del computo metrico estimativo (vedi §7.2), il risparmio ottenuto con la PAM, il costo delle emissioni e le detrazioni riconosciute, è possibile valutare la validità dell'investimento iniziale sostenuto dal privato cittadino (Tabella 8.3), dove i costi sono considerati al netto delle detrazioni e i ricavi pari alla somma tra il risparmio della PAM e delle emissioni di CO₂.

Tabella 8.3 Analisi costi-benefici.

Intervento	Investimento [€]	Risparmio PAM [€]	Risparmio CO ₂ [€]	Costi [€]	Ricavi [€]	Utile investimento [€]
c.a. 1 lato	53488,76	13621,61	-942,10	53488,76	12679,51	-76%
frcm 1 lato	53812,12	18553,55	-430,06	53812,12	18123,49	-66%
c.a. 2 lati	88668,23	23007,45	-1734,16	88668,23	21273,29	-76%
frcm 2 lati	89312,34	21127,65	-1214,33	89312,34	19913,32	-78%

L'analisi costi-benefici riporta dei risultati negativi per l'utile, a significare che l'investimento iniziale sarà recuperabile solo in parte. Tra gli interventi proposti, l'intonaco armato con rete FRCM e applicazione su un lato del paramento murario risulta il più conveniente in quanto dà la possibilità al proprietario di recuperare il 34% dell'investimento iniziale. Tali risultati sono influenzati dalla bassa sismicità dell'area, infatti l'incremento percentuale della PAM non è mai superiore al punto percentuale.

In conclusione, interventi di questo tipo per questa località non sono economicamente convenienti.

8.2 Localizzazione a Pordenone

La valutazione dei costi-benefici degli interventi di miglioramento sismico con l'edificio localizzato a Pordenone viene eseguita con la medesima procedura analizzata per il fabbricato ubicato a Mestre.

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i risultati ottenuti:

Tabella 8.4 Accumulazione iniziale PAM.

Intervento	PAM [%]	a [€]	A ₀ [€]	ΔPAM [€]
SdF	4,08	26002,46	210903,21	0,00
c.a. 1 lato	2,86	18199,33	147612,87	63290,34
frcm 1 lato	2,42	15384,63	124783,15	86120,06
c.a. 2 lati	1,92	12255,02	99399,18	111504,04
frcm 2 lati	2,13	13557,44	109962,99	100940,23

Nella stesura dei computi metrici estimativi è stato utilizzato il prezzario Dei per determinare l'importo degli interventi, per cui il costo delle lavorazioni è uguale su tutto il territorio nazionale.

Per confrontare i risultati ottenuti su aree a diversa sismicità consideriamo le detrazioni concesse dal Sismabonus pari al 75% dell'intervento, anche per le situazioni in cui si ottiene il superamento di due classi di rischio sismico. Quindi, i risultati rappresentati in Tabella 8.2 sono validi anche per l'edificio localizzato a Pordenone.

Di seguito andiamo a rappresentare l'analisi costi-benefici per il privato cittadino (Figura 8.5).

Tabella 8.5 Analisi costi-benefici.

Intervento	Investimento [€]	Risparmio PAM [€]	Risparmio CO ₂ [€]	Costi [€]	Ricavi [€]	Utile investimento [€]
c.a. 1 lato	53488,76	63290,34	1289,25	53488,76	64579,60	18%
frcm 1 lato	53812,12	86120,06	2605,35	53812,12	88725,41	60%
c.a. 2 lati	88668,23	111504,04	2241,53	88668,23	113745,56	26%
frcm 2 lati	89312,34	100940,23	2371,23	89312,34	103311,46	13%

A differenza di quanto precedentemente ottenuto per Mestre, i risultati dell'analisi costi-benefici a Pordenone per il proprietario dell'edificio sono estremamente positivi con il recupero dell'investimento iniziale e la produzione di utile, con la soluzione più vantaggiosa rappresentata dall'intonaco armato con rete FRCM e applicazione su un lato del paramento murario.

8.3 Localizzazione a Tolmezzo

La valutazione della validità economica con l'edificio localizzato a Tolmezzo mantiene le assunzioni viste per Pordenone e ci fornisce i risultati seguenti:

Tabella 8.6 Accumulazione iniziale PAM.

Intervento	PAM [%]	a [€]	A ₀ [€]	Δ PAM [€]
SdF	5,09	32392,16	262729,43	0,00
c.a. 1 lato	3,82	24323,05	197281,76	65447,67
frcm 1 lato	3,19	20292,83	164593,04	98136,39
c.a. 2 lati	2,66	16947,78	137461,69	125267,74
frcm 2 lati	2,87	18300,77	148435,60	114293,83

Tabella 8.7 Analisi costi-benefici.

Intervento	Investimento [€]	Risparmio PAM [€]	Risparmio CO₂ [€]	Costi [€]	Ricavi [€]	Utile investimento [€]
c.a. 1 lato	53488,76	65447,67	1386,17	53488,76	66833,84	25%
frcm 1 lato	53812,12	98136,39	3145,18	53812,12	101281,57	85%
c.a. 2 lati	88668,23	125267,74	2859,86	88668,23	128127,60	45%
frcm 2 lati	89312,34	114293,83	2971,14	89312,34	117264,97	31%

I risultati ottenuti dimostrano la validità dell'investimento. In particolare, l'intervento dell'intonaco armato con rete FRCM e applicazione su un lato della parete rappresenta la soluzione più vantaggiosa, in quanto genera un utile positivo rispetto all'investimento iniziale.

Conclusioni

La riduzione del rischio sismico delle costruzioni esistenti è tra gli obiettivi del legislatore tramite schemi di incentivazione fiscale basati sulla valutazione delle perdite medie annuali attese (PAM). La tesi valuta il rapporto costi-benefici degli interventi necessari al rinforzo sismico di un edificio esistente, sia dal punto di vista economico che da quello di emissioni di gas serra. I benefici vengono calcolati con riferimento ai costi attualizzati dalla PAM e delle emissioni di ricostruzione ad essa associate nei diversi scenari dell'edificio, mentre i costi, economici e ambientali, sono determinati tramite computo metrico estimativo degli interventi.

La metodologia è stata applicata ad un edificio plurifamiliare in muratura portante realizzato negli anni '60 considerando diversi livelli di pericolosità di base (Mestre, $a_g = 0,076g$; Pordenone, $a_g = 0,169g$; Tolmezzo, $a_g = 0,206g$). L'edificio presenta solai rigidi, buona qualità muraria, ma diverse irregolarità in pianta e alzato, dovute rispettivamente alla diversa distribuzione degli elementi resistenti nelle due direzioni principali e al disallineamento delle aperture. Gli interventi previsti sono di tipo consueto, con intonaco armato con betoncino (IB), applicato su entrambi i lati delle pareti perimetrali (IB2) o solo sul lato esterno (IB1), e con intonaco armato di tipo FRCM, con applicazione su due lati (IF2) e un lato (IF1). Nel modello a telaio equivalente si è considerato l'effetto degli interventi, sia aumentando le proprietà meccaniche del materiale muratura secondo da quanto disposto da CNR 215 e da NTC, sia assegnando una resistenza meccanica residua delle cerniere plastiche per considerare l'effetto delle reti di rinforzo dopo la rottura della muratura.

Il modello allo stato di fatto presentava accelerazione normalizzata di $0,088g$ con una duttilità pari a 3,31. L'intervento IB2 comporta un incremento medio della rigidezza del 32,17% e della duttilità di 89,29%, mentre IB1 aumenta mediamente la rigidezza del 11,19% e la duttilità di 81,56%. Poiché il coefficiente correttivo non si applica al modulo elastico per l'intonaco armato con rete FRCM, si verifica un potenziamento medio della duttilità del 121,51% per IF2 e 103,84 per IF1, rimanendo invariata la rigidezza.

Dalle curve di capacità sono state determinate le accelerazioni di capacità e quindi la PAM associata allo stato di fatto e alle condizioni di intervento. Risulta che la classe di rischio a Mestre è B_{PAM} per lo stato di fatto e A_{PAM} per IB2, IB1, IF2 e IF1. A Pordenone la classe di rischio è E_{PAM} per lo stato di fatto, D_{PAM} per IB1 e C_{PAM} per IB2, IF2 e IF2. Per Tolmezzo la classe è F_{PAM} per lo stato di fatto, E_{PAM} per IB1 e D_{PAM} per IB2, IF2 e IF2.

Mediante la PAM sono stati determinati i costi attualizzati del danno come percentuale del costo di ricostruzione (stimato in 636.652,36 Euro), variabili tra 32.348,85 e 55.356,30 Euro. Tramite una proporzione con il costo ambientale, in termini di emissioni di ricostruzione, sono state stimate le emissioni annuali dovute al rischio, variabili tra 2,108 e 3,607 tCO₂ per Mestre, 6,477 e 13,743 tCO₂ per Pordenone e tra 8,957 e 17,120 tCO₂ a Tolmezzo. A loro volta le emissioni possono essere convertite in un costo economico considerando il prezzo della CO₂ nel mercato europeo di

riferimento (85euro/tCO₂), considerando costante nel futuro. Il beneficio corrispondente dunque ai mancati costi, ambientali ed economico, tra lo stato di fatto e lo scenario di intervento.

Il computo metrico estimativo degli interventi permette di determinare i costi di installazione degli interventi e le emissioni associate per i materiali e la manodopera. Nel computo sono stati considerati gli oneri per la sicurezza e gli onorari dei professionisti, ma non quelli per far fronte alla dislocazione degli abitanti durante certe lavorazioni. Dal punto di vista economico e ambientale risulta che l'intervento più costoso è IB2. L'incidenza percentuale delle voci di computo vede per gli oneri della sicurezza il 9%, per la preparazione delle superficie interne 3%, preparazione superfici esterne 7%, materiale e manodopera 46%, opere accessorie ambiente interno 9%, opere accessorie ambiente esterno 9% e per le spese tecniche il 17%. I costi degli interventi ammontano a 147.612,87 Euro per IB1, 247.738,74 Euro per IB2, 150.350,83 Euro per IF1 e 249.538,37 Euro per IF3.

Le emissioni di CO₂ relativo agli interventi ammontano a 18.282,96 kg CO₂ per IB1, 32.561,97 kg CO₂ per IB2, 14.865,55 kg CO₂ per IF1 e 25.452,75kg CO₂ per IF2.

I costi ambientali sono stati quindi convertiti in economici tramite lo stesso prezzo della CO₂ equivalente.

Infine, l'analisi costi benefici considera una finestra temporale di 10 anni, per considerare i limiti imposti alla valutazione PAM e gli incentivi fiscali concessi per l'esecuzione degli interventi su arco di 5 anni. Risulta pertanto che l'intervento economicamente più conveniente è IF1 e a seguire IB2, IF2 e IB1 in ordine decrescente.

Quindi, i risultati sono in sintonia con la manovra "Sismabonus", dove la prevenzione sismica assume maggiore importanza nei siti a più elevata sismicità (Tolmezzo) rimarcando la necessità degli interventi di miglioramento sismico, mentre è ridimensionata la validità economica dell'investimento per aree a limitata sismicità (Mestre).

Bibliografia

Belleri, A., & Marini, A. (2016). Does seismic risk affect the environmental impact of existing buildings? *Energy and Buildings*, 110, 149–158. <https://doi.org/10.1016/j.eneco.2021.105721>

Biblus-net, *Classificazione rischio sismico degli edifici*, 2017.

Binda, L., Mirabella, R. G., & Tiraboschi, C. (18-20 Settembre 1996). Problemi di misura dei parametri meccanici della muratura e dei suoi componenti. *La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto*, (pp. 45-54). Messina.

Castagnone, A., *Sismabonus: come fare. Guida per il calcolo pratico della classificazione sismica degli edifici*, STA Data, 2017.

CSPFEA. (2022). *Analisi non lineare di strutture in muratura miste*. <https://www.cspfea.net/download-documenti/>.

Di Bari, R., Belleri, A., Marini, A., Horn, R., & Gantner, J. (2020). Probabilistic Life-Cycle Assessment of Service Life Extension on Renovated Buildings under Seismic Hazard. *Buildings*, 10(3), 48. <https://doi.org/10.3390/buildings10030048>.

Di Ludovico, M., Prota, A., Moroni, C., Manfredi, G., & Dolce, M. (2017). Reconstruction process of damaged residential buildings outside historical centres after the L'Aquila earthquake: Part I— "light damage" reconstruction. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(2), 667–692. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9877-8>.

Dolce, M. (1989). Comportamento degli edifici e modellazione delle pareti per azioni fuori del piano,» in *Consolidamento degli edifici in zona sismica*.

Federici, A., Preziosi, M., & Viola, C. (2020). Rapporto annuale efficienza energetica: analisi e risultati delle policy del nostro paese (pag.405). ENEA.

FEMA 356. (2000). <https://www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf>.

Francesco, R., Bondesan, A., & Giorgi, M. (2014). Studio di zonazione geo-sismica. https://www2.difesa-suolo.provincia.venezia.it/area/eventipubblicazioni/eventi/convegno%20risve/RISVE_Rapporto_conclusivo.pdf.

Grünthal, G. (1998). *Conseil de l'Europe, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Volume 15, European Macroseismic Scale 1998*, Lussemburgo.

- Guastalegname, L., Trani, M., & Bossi, B. (2012). Sul consumo energetico delle attrezzature di cantiere. . Politecnico di Milano.
- Lagomarsino, S. Penna, A., Galasco, A., Cattari, S. (2013). TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56, 1787–1799.
- Magenes, G., & Dalla Fontana, A. (1998). “Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings”, *Proc. of the British Masonry Socitey*, Vol.8, October, pp. 190-195.
- Magenes, G., Bolognini, D., & Braggio, C. (2000). «Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura,» CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma.
- Marini, A., Belleri, A., Passoni, C., Feroldi, F., Giuliani, E. (2022). «In-Plane Capacity of Existing Post-WWII Beam-and-Clay Block Floor Systems». *Bulletin of Earthquake Engineering* 20, fasc. 3 (febbraio 2022): 1655–83. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01301-y>.
- Meletti, Stucchi, & Calvi. (2014). La classificazione sismica in Italia, oggi. *La classificazione sismica in Italia oggi*, 3, 13–23. <https://doi.org/10.7414/PS.5.3.13-23>.
- MIT. (2008). D.M. 14/01/2008, «Norme tecniche per le Costruzioni». Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- MIT. (2009). Istruzioni per l’applicazione delle « “Norme Tecniche per le costruzioni” » di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- MIT. (2017). Decreto Ministeriale n.65, "Sisma Bonus - Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni e i relativi allegati", 2017.
- MIT. (2018). D.M. 17/01/2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le Costruzioni». Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- MIT. (2019). D.M. 21/01/2019, Istruzioni per l’applicazione dell’ «Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni” » di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- Modena, C., Zavarise, M.S., Valluzzi, M.R., Aiello, M.A., Dudine, A. (1998). Modelling of stone masonry walls strengthened by r.c. Jackets. In G. N. Pande, J. Middleton, & B. Kralj (A c. Di), *Proceedings of the 4th International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry*, Florence, Italy, 3-5 September 1997 (pp. 285–292);
- Segala, P., Freddi, F., Bonetti, F. & Prandi, S. (2018). «Calssificazione sismica», CSPFea Editore.

Sandi, H. (1986). Vulnerability and Risk analysis for individual structures and systems. Proceedings of 8th European Conference on Earthquake Engineering (ECEE). Lisbon.

Valluzzi, M. R. (2000). Comportamento meccanico di murature consolidate con materiali e tecniche a base di calce. 276. Università degli Studi di Padova.

Valluzzi, M. R. (2014). Current practice and open issues in strengthening historical buildings with composites. *Materials and Structures*, 47(12), 1971–1985. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0359-7>.

Valuzzi, M., Sbrogiò, L., & Saretta, Y. (2021). Intervention Strategies for the Seismic Improvement of Masonry Buildings Based on FME Validation: The Case of a Terraced Building Struck by the 2016 Central Italy Earthquake. *Buildings*, 11(9), 404. <https://doi.org/10.3390/buildings11090404>.

Veneto, R. V. (2023). *Prezzario opere Edili Regione Veneto 2023*.

Sitografia

Dipartimento della Protezione Civile
<https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/sismico/>

INGV – Pericolosità sismica
<https://ingvterremoti.com/la-pericolosita-sismica>

ISTAT – Censimento popolazione abitazioni
<http://dati-censimentopopolazione.istat.it/index.aspx?queryid=11907>

Rinnovabili.it – Life Cycle Assessment: dalla culla alla tomba
<https://www.rinnovabili.it/ambiente/life-cycle-assessment-dalla-culla-alla-tomba>

ISPRA – Sviluppo sostenibile
<https://www.isprambiente.gov.it/it/attività/sviluppo-sostenibile/strumenti-per-lo-sviluppo-sostenibile/le-norme-della-serie-iso-14000>

Gestore Servizi Elettrici – Il mercato EU ETS
<https://www.gse.it/servizi-per-te/mercati-energetici/asteco2/sistema-eu-ets>

EURACTIV – Il prezzo della CO₂
<https://euractiv.it/section/energia/opinion/il-prezzo-della-co2-schizza-a-75-euro-a-tonnellata-ragioni-e-conseguenze/>

Trading Economics – EU Carbon Permits
<https://tradingeconomics.com/commodity/carbon>

Mapei – Schede prodotti
<https://www.mapei.com/it/it/prodotti-e-soluzioni>

CSLP – Costruzioni in zona sismica
<https://cslp.mit.gov.it/pareri/costruzioni-zona-sismica>

Regione.veneto.it – Prezzario lavori pubblici
<https://www.regione.veneto.it/web/lavori-pubblici/prezzario-regionale>

Build.it – Prezzario DEI
<https://www.build.it/prezzari/dei/>

Ringraziamenti

Mi è doveroso dedicare questo spazio del mio elaborato alle persone che hanno contribuito, con il loro instancabile supporto, alla realizzazione dello stesso.

Un ringraziamento speciale va al Ing. Amedeo Caprino e in particolare al Dr. Ing. Luca Sbrogiò, correlatori di tale elaborato: senza la loro esperienza e smisurata disponibilità difficilmente avrei raggiunto i risultati ottenuti.

Ringrazio la mia famiglia che mi ha incoraggiato e sostenuto in tutti gli anni di studio, a mia mamma che mi ha insegnato a non arrendermi mai e dare sempre il massimo per raggiungere gli obiettivi prefissati.

Voglio ringraziare una persona unica e speciale, Ilenia, mia moglie. Abbiamo affrontato insieme questo cammino, passo dopo passo, giorno dopo giorno, superando tutte le difficoltà, festeggiando insieme ogni vittoria e rialzandoci più forti di prima dopo ogni sconfitta. In questi anni ci siamo sempre sostenuti, ci siamo incoraggiati e abbiamo fatto tanti sacrifici. Grazie per essere stata sempre al mio fianco in ogni momento e anche oggi, in questo giorno importante, sei qui con me a festeggiare insieme questo mio traguardo, questa mia vittoria...che non è solo la mia, ma la nostra vittoria!