

POLITECNICO DI TORINO

Corso di laurea
in ingegneria civile

Tesi di Laurea Magistrale

Ottimizzazione del rinforzo sismico di strutture in muratura mediante algoritmi genetici



**Politecnico
di Torino**

Relatore:

Prof. Ing. Fabio Di Trapani

Candidato:

Dario Coletta

Correlatore:

Dott. Ing. Antonio Pio Sberna

Anno accademico 2020/2021

Indice

1	Introduzione.....	13
2	Ottimizzazione strutturale.....	15
2.1	Sviluppo storico e classificazione.....	17
2.2	Formulazione del problema di ottimizzazione.....	19
3	Algoritmi genetici.....	21
3.1	Selezione.....	25
3.2	Crossover.....	27
3.3	Mutazione.....	28
4	Letteratura pregressa sull'ottimizzazione strutturale.....	29
5	Le strutture in muratura.....	32
5.1	Livello di conoscenza e fattori di confidenza.....	37
5.2	Modellazione parete muratura.....	41
5.3	Resistenza a pressoflessione.....	44
5.4	Resistenza a taglio.....	46
6	Tecniche di consolidamento.....	50
6.1	Intonaco armato.....	50
6.2	Il sistema CAM®.....	58
6.2.1	Effetto del confinamento.....	61
6.2.2	Resistenza a pressoflessione nel piano di un pannello consolidato con sistema CAM®.....	65
6.2.3	Resistenza a taglio di un pannello rinforzato con Sistema CAM®.....	67
7	Metodologia.....	69
7.1	Vettore di progetto.....	73
7.2	Operatori genetici.....	74

7.3	Funzione obiettivo	77
7.3.1	Intonaco armato	78
7.3.2	CAM®	80
7.4	Modellazione strutturale	82
7.4.1	Modello con OpenSees	82
8	Caso studio 1	90
8.1	Definizione dei materiali	92
8.2	Definizione dei carichi verticali	93
8.3	Azione sismica	95
8.4	Combinazioni delle azioni	97
8.5	Stato di fatto	98
8.5.1	Sisma prevalente direzione X	99
8.5.2	Sisma prevalente in direzione Z	102
8.6	Risultati ottimizzazione	105
8.6.1	Intonaco armato	105
8.6.2	CAM®	113
9	Caso studio 2	122
9.1	Definizione dei carichi verticali	124
9.2	Azione sismica	126
9.3	Stato di fatto	129
9.4	Sisma prevalente direzione X ⁺	130
9.5	Sisma prevalente direzione Z	134
9.6	Risultati ottimizzazione	139
9.6.1	Intonaco armato	139
9.6.2	CAM®	143
10	Conclusioni	145

11	Bibliografia e sitografia	147
-----------	--	------------

Indice delle figure

Figura 2.1 Metodi moderni di ottimizzazione	18
Figura 2.2 Differenza tra i due metodi di ottimizzazione.....	18
Figura 2.3 Relazione modello di simulazione - algoritmo di ottimizzazione.....	20
Figura 3.1 Definizione degli elementi oggetto dell'algoritmo genetico	22
Figura 3.2 Schema soluzione del problema di ottimizzazione mediante algoritmi genetici	23
Figura 3.3 Schema funzionamento del processo di selezione del torneo	26
Figura 3.4 Crossover uniforme	27
Figura 3.5 Esempio di mutazione	28
Figura 5.1 Schematizzazione di una parete in muratura [18]	33
Figura 5.2 Esempio di rottura nel piano di una parete, crisi per taglio del maschio [18]	33
Figura 5.3 Esempio di collasso fuori dal piano [18].....	34
Figura 5.4 Comportamento scatolare.....	35
Figura 5.5 Crisi muratura: (a) scorrimento lungo i giunti orizzontali; (b) fessurazione diagonale, con scorrimento lungo i giunti verticali ed orizzontali; (c) fessurazione diagonale, con rottura degli elementi in laterizio	35
Figura 5.6 Diagramma interazione pannello murario.....	36
Figura 5.7 Schematizzazione parete	41
Figura 5.8 Parete con collasso delle fasce di piano	42
Figura 5.9 Parete con collasso dei maschi murari	43
Figura 5.10 Differenza in termini di sollecitazioni nei due modelli [20]	43
Figura 5.11 Schematizzazione sollecitazioni singolo maschio [20].....	44
Figura 5.12 Diagramma interazione resistenza a pressoflessione tensione normale media	45
Figura 5.13 Sulla sinistra fessurazione diagonale con giunti deboli; sulla destra fessurazione diagonale con giunti resistenti	46
Figura 5.14 Schema del pannello soggetto ad azioni verticali e taglienti [23].....	48
Figura 5.15 Diagramma interazione taglio - tensione normale	48
Figura 6.1 Disposizione corretta dell'intonaco armato [23]	50

Figura 6.2 Posizionamento dei connettori trasversali (fase C) e della rete (fase D)	52
Figura 6.3 Dominio d'interazione a pressoflessione (sinistra) e a taglio (destra).....	57
Figura 6.4 Schema sistema di confinamento con tecnologia CAM® [24].....	58
Figura 6.5 Disposizione a quinconce: le forature sono sfalsate [24].....	60
Figura 6.6 Vista in prospettiva di una disposizione a quinconce [24]	62
Figura 6.7 Vista in pianta dell'effetto confinante [24].....	62
Figura 6.8 Efficienza orizzontale [24].....	63
Figura 6.9 Efficienza verticale [24].....	64
Figura 6.10 Possibile disposizione dei nastri in un pannello sollecitato a pressoflessione	65
Figura 6.11 Dominio di resistenza [24].....	66
Figura 6.12 Schema di calcolo muratura armata con sistema CAM®	68
Figura 7.1 Collegamento Matlab OpenSees	69
Figura 7.2 Schema di flusso dell'algoritmo	69
Figura 7.3 Sequenza funzionamento algoritmo	71
Figura 7.4 Criterio di selezione del torneo	74
Figura 7.5 Crossover ad un punto [26].....	75
Figura 7.6 Crossover a due punti [26]	75
Figura 7.7 Crossover uniforme.....	75
Figura 7.8 Mutazione ad un punto [26]	76
Figura 7.9 Mutazione a due punti [26]	76
Figura 7.10 Calibrazione peso funzione penalty, Fitness-Generazioni (intonaco armato)	78
Figura 7.11 Calibrazione peso funzione penalty, andamento Peso – Generazione.....	79
Figura 7.12 Calibrazione peso funzione penalty, Fitness - Generazioni (CAM)	81
Figura 7.13 Calibrazione peso funzione penalty, Peso - Generazione	81
Figura 7.14 Definizione altezza efficace maschio murario secondo Dolce	83
Figura 7.15 Schema esempio trasformazione.....	85
Figura 7.16 Rappresentazione tridimensionale struttura	87
Figura 7.17 Schematizzazione elementi telaio	87

Figura 7.18 LoadPattern [31]	88
Figura 8.1 Pianta caso studio 1	90
Figura 8.2 Rappresentazione tridimensionale caso studio 1	91
Figura 8.3 Attribuzione aree di competenza muri	94
Figura 8.4 Spettro elastico - spettro di progetto	96
Figura 8.5 Numerazione maschi	98
Figura 8.6 Schema applicazione sisma direzione X^+	99
Figura 8.7 Esito verifiche sisma direzione X^+	99
Figura 8.8 Schema applicazione sisma direzione X^-	100
Figura 8.9 Esito verifiche sisma direzione X^-	100
Figura 8.10 Schema applicazione sisma direzione Z^+	102
Figura 8.11 Esito verifiche sisma direzione Z^+	102
Figura 8.12 Schema applicazione sisma direzione Z^-	103
Figura 8.13 Esito verifiche sisma direzione Z^-	103
Figura 8.14 Configurazione rinforzo 1, intonaco armato (analisi Z^+)	106
Figura 8.15 Configurazione rinforzo 2, intonaco armato (analisi Z^+)	107
Figura 8.16 Andamento fitness minimi nelle generazioni (sinistra) - plot stagnazione (destra) Z^+	107
Figura 8.17 Configurazione rinforzo 1, intonaco armato (analisi Z^-)	108
Figura 8.18 Configurazione rinforzo 2, intonaco armato (analisi Z^-)	109
Figura 8.19 Andamento fitness minimi nelle generazioni (sinistra) - plot stagnazione (destra) Z^-	109
Figura 8.20 Configurazione di rinforzo (analisi doppia direzione)	110
Figura 8.21 Andamento fitness minimi nelle generazioni (sinistra) - plot stagnazione (destra)	111
Figura 8.22 Analisi di sensibilità	114
Figura 8.23 Soluzione analisi GA nella direzione Z^+ con tecnologia CAM	115
Figura 8.24 Andamento fitness minimi nelle generazioni (sinistra) - plot stagnazione (destra)	116
Figura 8.25 Soluzione analisi GA nella direzione Z^- con tecnologia CAM	117

Figura 8.26 Andamento fitness minimi nelle generazioni (sinistra) - plot stagnazione (destra).....	118
Figura 8.27 Caratteristiche GA CAM	118
Figura 8.28 Configurazione di rinforzo	119
Figura 8.29 Andamento fitness nelle generazioni (CAM)	119
Figura 8.30 Plot stagnazione (CAM).....	120
Figura 8.31 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione (struttura rinforzata)....	121
Figura 9.1 Pianta caso studio 2	122
Figura 9.2 Rappresentazione tridimensionale caso studio 2	123
Figura 9.3 Attribuzione aree di competenza muri	125
Figura 9.4 Spettro di progetto- elastico caso studio 2	127
Figura 9.5 Numerazione maschi.....	129
Figura 9.6 Schema applicazione sisma direzione X^+	130
Figura 9.7 Esito verifiche sisma direzione X^+	130
Figura 9.8 Schema applicazione sisma direzione X^-	132
Figura 9.9 Esito verifiche sisma direzione X^-	132
Figura 9.10 Schema applicazione sisma direzione Z^+	134
Figura 9.11 Esito verifiche sisma direzione Z^+	134
Figura 9.12 Schema applicazione sisma direzione Z^-	136
Figura 9.13 Esito verifiche sisma direzione Z^-	136
Figura 9.14 Esito verifiche nelle quattro direzioni	138
Figura 9.15 Configurazione di rinforzo	139
Figura 9.16 Andamento fitness nelle generazioni (intonaco armato).....	140
Figura 9.17 Plot stagnazione (intonaco armato).....	140
Figura 9.18 Configurazione con tutti i pannelli non verificati rinforzati	141
Figura 9.19 Configurazione topologica maglia CAM.....	143
Figura 9.20 Andamento fitness nelle generazioni (CAM)	144
Figura 9.21 Plot stagnazione (CAM).....	144

Indice delle tabelle

Tabella 5-1 Caratteristiche meccaniche della muratura [13].....	38
Tabella 5-2 Coefficienti correttivi muratura [16].....	39
Tabella 5-3 Fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza	40
Tabella 5-4 Schema LC - FC.....	40
Tabella 6-1 Fattori correttivi parametri meccanici e moduli elastici [16].....	52
Tabella 6-2 Caratteristiche muratura esempio.....	54
Tabella 6-3 Caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti del sistema CAM®	59
Tabella 7-1 Costo maglia CAM	80
Tabella 7-2 Trasformazioni geometriche	85
Tabella 8-1 Caratteristiche meccaniche della muratura [13].....	92
Tabella 8-2 Caratteristiche meccaniche muratura caso studio 1	93
Tabella 8-3 Carichi verticali	93
Tabella 8-4 Caratteristiche forma dello spettro	96
Tabella 8-5 Periodo proprio - pseudo-accelerazione.....	97
Tabella 8-6 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione sisma direzione X (stato di fatto)	101
Tabella 8-7 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione sisma direzione Z (stato di fatto)	104
Tabella 8-8 Incremento parametri meccanici con intonaco armato	105
Tabella 8-9 Caratteristiche GA intonaco armato, sisma direzione Z ⁺	106
Tabella 8-10 Caratteristiche GA intonaco armato, sisma direzione Z ⁻	108
Tabella 8-11 Caratteristiche GA intonaco armato (analisi con doppia direzione)	110
Tabella 8-12 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione (struttura rinforzata)..	112
Tabella 8-13 Caratteristiche GA analisi di sensibilità.....	113
Tabella 8-14 Output analisi sensibilità sul crossover	114
Tabella 8-15 Caratteristiche GA CAM, analisi Z ⁺	115
Tabella 8-16 Caratteristiche GA CAM, analisi Z ⁻	117
Tabella 9-1 Carichi verticali	124
Tabella 9-2 Caratteristiche forma dello spettro	127

Tabella 9-3 Periodo proprio - pseudo accelerazione	128
Tabella 9-4 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione sisma direzione X^+ (stato di fatto)	131
Tabella 9-5 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione sisma direzione X^- (stato di fatto)	133
Tabella 9-6 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione sisma direzione Z^+ (stato di fatto)	135
Tabella 9-7 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione sisma direzione Z^- (stato di fatto)	137
Tabella 9-8 Caratteristiche GA intonaco armato	139
Tabella 9-9 Confronto superfici consolidate	142
Tabella 9-10 Caratteristiche GA sistema CAM®.....	143

1 Introduzione

La muratura è sempre stata in passato una delle tecniche costruttive più impiegata soprattutto in Italia; infatti la maggior parte del patrimonio edilizio italiano è realizzato proprio in muratura.

Il principale problema che si riscontra con questa tipologia di costruzione è la vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche. Molto spesso, infatti, si ha la necessità d'intervenire con attività di consolidamento più o meno invasive a seconda della situazione e del contesto strutturale per soddisfare le prescrizioni stabilite dalla normativa e quindi garantire la sicurezza dell'opera stessa. Gran parte di questi interventi comportano da un lato l'incremento di massa, con il conseguente aumento delle forze indotte dal sisma, ma allo stesso tempo si ha anche una variazione di rigidità nella zona d'intervento, che ha come conseguenza una modifica della distribuzione delle forze e quindi delle relative sollecitazioni a cui un generico elemento è sottoposto. È proprio quest'ultimo concetto a rendere più complicato il posizionamento del rinforzo, per cui nasce il problema relativo al dove applicare il sistema di consolidamento.

Attualmente, la progettazione di questi interventi è basata principalmente sull'intuizione e l'esperienza del tecnico che porta a un sovradimensionamento dell'intervento di consolidamento e conseguentemente incremento del costo di realizzazione.

Il presente lavoro di tesi si propone di sviluppare uno strumento formale che sia a supporto dell'ingegnere nell'identificare la configurazione ottimale di rinforzo che minimizzi le risorse economiche impiegate consentendo il soddisfacimento dei criteri di sicurezza stabiliti dalla normativa.

Nella fattispecie il framework sviluppato si basa su un *Algoritmo Genetico* (GA), una tecnica di ottimizzazione metaeuristica ispirata dalla teoria evolutiva di Darwin, tale algoritmo ha come obiettivo l'identificazione della soluzione più economica all'interno di uno spazio di ricerca (insieme di tutte le possibili soluzioni), la fitness di ogni candidato viene opportunamente valutata mediante una funzione obiettivo che computa il costo di realizzazione dell'intervento. Le prestazioni strutturali di ogni configurazione di tentativo vengono valutate mediante un'analisi elastica lineare applicata su un modello creato in OpenSees con cui l'algoritmo si interfaccia.

Il presente lavoro è strutturato fondamentalmente in due parti: la prima dove vengono introdotti i concetti teorici relativi sia all'ottimizzazione in generale (capitolo 2) che gli algoritmi genetici (capitolo 3); inoltre viene riportata una panoramica generale riguardante i principi che consentono l'analisi e la valutazione di strutture in muratura esistenti (capitolo 5) e le relative tecniche di consolidamento implementate nell'algoritmo, ovvero l'intonaco armato e il sistema CAM® (*Cuciture Attive dei Manufatti*) (capitolo 6). La seconda parte del lavoro riguarda invece, l'aspetto più applicativo infatti viene presentato l'algoritmo vero e proprio in tutti i suoi aspetti (capitolo 7) ed in seguito vengono esposti i due casi studio (capitoli 8 e 9), i quali presentano caratteristiche aderenti a quelle che generalmente un tecnico incontra durante la propria attività professionale. Per ognuno di essi sono state affrontate due tipologie di ottimizzazione: nel caso dell'intonaco armato si è svolto un problema di natura topologica (identificazione della posizione ottimale di rinforzo); mentre nel caso del sistema CAM® oltre all'ottimizzazione topologica si è eseguita un'ottimizzazione di dimensionamento identificando il passo ottimale della nastratura di rinforzo.

Come si specificherà nel corso del lavoro, i temi trattati appartengono ad una branca nuova e completamente inesplorata ovvero quella dell'ottimizzazione topologica e dimensionale di strutture in muratura. Tale progetto si prefigge di introdurre la ricerca in questo campo che può, in un prossimo futuro, portare a dei grossi benefici soprattutto nel campo professionale aiutando il tecnico nella progettazione degli interventi e nella minimizzazione delle risorse impiegate.

2 Ottimizzazione strutturale

La sempre più crescente richiesta da parte del mercato di creare/progettare prodotti più economici ha spinto gli ingegneri a cercare degli appositi metodi decisionali, quali appunto le tecniche di ottimizzazione, per avere dei prodotti che siano contemporaneamente economici ed efficienti.

Le tecniche di ottimizzazione sono degli appositi strumenti volti alla ricerca della migliore soluzione considerando appositi vincoli. Nella progettazione, nella costruzione, nel monitoraggio di un qualsiasi sistema ingegneristico, l'ingegnere ha il compito di prendere delle decisioni tecnologiche e manageriali nelle diverse fasi, lo scopo ultimo di queste decisioni è quello di minimizzare da un lato lo sforzo e quindi il costo e dall'altro garantire il massimo del beneficio.

Queste due quantità possono essere rappresentate come delle funzioni caratterizzate da un certo numero di variabili decisionali, l'ottimizzazione si può definire quindi come quel processo che si propone di identificare il massimo o il minimo di tali funzioni.

Ovviamente non esiste un singolo metodo di soluzione per un problema di questo tipo, per tale motivo sono stati sviluppati nel tempo diverse metodologie che consentono di risolvere diversi tipi di ottimizzazione. I metodi di ricerca ottimale sono detti anche tecniche di programmazione matematica e sono studiati all'interno della ricerca operativa.

La ricerca operativa è una branca della matematica che consiste nell'applicazione di metodi e tecniche scientifiche con il fine di risolvere problemi decisionali e stabilire quale sia la soluzione ottimale. I primi studi della ricerca operativa risalgono al periodo della Seconda Guerra Mondiale. Durante la guerra, i militari britannici avevano la necessità di minimizzare le risorse (radar, sottomarini etc.) e, allo stesso tempo, distribuirle su larga scala per massimizzarne l'utilizzo, poiché non esisteva un metodo sistematico per risolvere il problema di allocazione delle risorse, fu incaricata una commissione di matematici con il compito di sviluppare dei metodi che fossero in grado di risolvere tale quesito in maniera scientifica. Il sistema che fu sviluppato da questo team di matematici divenne noto come metodo della ricerca operativa [1].

Al giorno d'oggi l'ottimizzazione viene applicata in tantissimi ambiti ingegneristici tra cui [1]:

- Progettazione di strutture quali ad esempio: telai, fondazioni, ponti, torri, dighe per minimizzare il costo;
- Minimizzazione della massa di una struttura per minimizzare le forze indotte da sismi o comunque minimizzazione di qualsiasi altra tipologia di carico;
- Ottimizzazione del progetto plastico di strutture;
- Progettazione di sistemi di controllo;
- Progettazione di aerei per la minimizzazione del peso;
- Ricerca della traiettoria di veicoli spaziali;
- Progettazione di pompe, turbine;
- Identificazione di un sito per un'industria.

Come si può notare l'utilizzo di tecniche di ottimizzazione nell'ingegneria ed in particolar modo in quella strutturale risulta essere abbastanza diffuso, in tale ambito ingegneristico i problemi di ottimizzazione vengono suddivisi in tre grandi categorie [2]:

- **Ottimizzazione di forma:** ha come scopo ultimo l'ottimizzazione della forma o del contorno del sistema strutturale, nella quale l'aspetto topologico rimane fisso;
- **Ottimizzazione topologica:** ha come scopo l'individuazione del layout ottimale della struttura all'interno di uno spazio di progetto, per certi valori di carico e date condizioni al contorno in modo da massimizzare le performance della struttura;
- **Ottimizza dimensionale:** ha come scopo l'ottimizzazione dei parametri geometrici quali ad esempio: lunghezza, spessore, peso nella quale la topologia e la forma del sistema strutturale rimangono invariate.

2.1 Sviluppo storico e classificazione

L'esistenza di metodi di ottimizzazione può essere ricondotta già al periodo di Newton, Lagrange e Cauchy. Lo sviluppo del calcolo differenziale e dei metodi di ottimizzazione fu possibile grazie al contributo offerto da Newton e Leibnitz ma anche grazie alle basi del calcolo variazionale, sul quale si basa la minimizzazione delle funzioni, ad opera di Bernoulli, Eulero, Lagrange e Weirstrass. Il problema di ottimizzazione vincolata, invece, divenne noto con il nome del suo inventore, Lagrange mentre si deve a Cauchy la prima applicazione di un metodo che consentisse la risoluzione di un problema non vincolato, tali metodi basati principalmente sul calcolo differenziale presero il nome di *metodi di ottimizzazione tradizionali* [1].

Nonostante questi primi contributi avvennero molto presto, lo sviluppo di questa disciplina fu abbastanza lento fino alla metà del Ventesimo secolo, quando l'avvento di computer digitali ad alta velocità resero possibile l'implementazione dei processi di ottimizzazione e stimolarono lo studio di nuovi modelli e ricerche.

Particolare menzione va al lavoro di Bellman sull'ottimizzazione vincolata, il contributo di Zoutendijk e Rosen per la programmazione non lineare ed il lavoro di Gomory nella programmazione intera.

Infine, nel corso del Novecento si affermano i cosiddetti *metodi moderni di ottimizzazione*, (detti anche *metodi di ottimizzazione non tradizionali*) quali ad esempio “*genetic algorithms, simulated annealing, particle swarm optimization, neural network-based optimization, fuzzy optimization*” [1], che trovarono e trovano tuttora un largo utilizzo per la soluzione dei problemi più complessi.

La principale classificazione che può essere fatta per quanto riguarda i principali metodi di ottimizzazione è la seguente:

- **Metodi classici di ottimizzazione (hard-computing)**: questa categoria di elementi è riconducibile ai lavori di Newton, Cauchy, Bernoulli, Weirstrass etc.

I metodi classici di ottimizzazione sono utili per trovare la soluzione ottimale di funzioni continue e differenziabili. Questi metodi sono prettamente analitici e fanno ausilio di tecniche di calcolo differenziale. Il problema principale di questa tipologia sta nel fatto che gran parte delle problematiche reali coinvolge funzioni

che molto spesso non sono continue motivo per cui il loro utilizzo nei casi pratici risulta essere piuttosto limitato.

- **Metodi moderni di ottimizzazione (soft-computing):** molti dei metodi ricadenti in questa categoria si basano sulle caratteristiche e il comportamento biologico, molecolare, ma anche sugli insetti. Molti di questi sistemi sono stati sviluppati negli ultimi anni per permettere la risoluzione di complessi problemi d'ingegneria. Questi algoritmi lavorano in maniera iterativa muovendosi nello spazio di ricerca al fine di identificare la soluzione migliore senza conoscere tutte le caratteristiche del sistema ma solo alcuni valori puntuali.

Nella figura sottostante vengono riportati in maniera schematica i principali metodi ricadenti in questa categoria (figura tratta da [3])

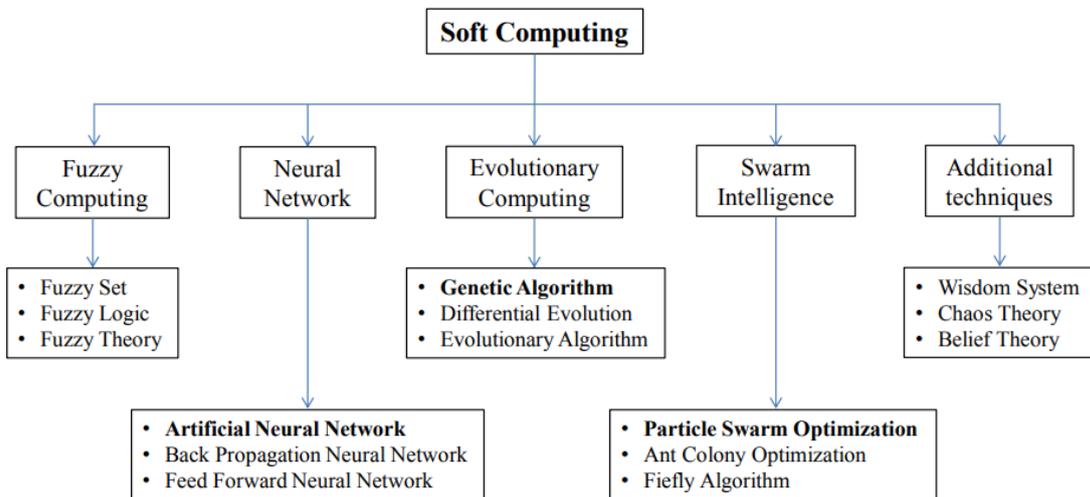


Figura 2.1 Metodi moderni di ottimizzazione

Di seguito si riporta un ulteriore schema che riassume le differenze tra le due famiglie [2]:

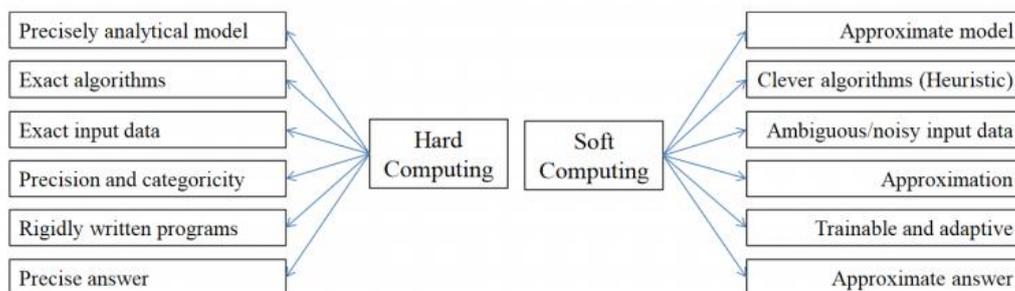


Figura 2.2 Differenza tra i due metodi di ottimizzazione

Infine, le tecniche di ottimizzazione possono essere ulteriormente divise in base al numero di funzioni da minimizzare allo stesso tempo (singolo o multi-obiettivo); la natura dell'equazioni coinvolte (lineare o non lineari) ed infine la natura delle variabili coinvolte (deterministiche oppure stocastiche).

2.2 Formulazione del problema di ottimizzazione

Dal punto di vista generale il problema di ottimizzazione può essere formulato nel seguente modo [1]:

$$\text{trovare } \mathbf{X} = \left\{ \begin{array}{c} x_1 \\ x_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ x_n \end{array} \right\} \text{ che minimizzi } f(\mathbf{X})$$

Soggetta ai seguenti vincoli:

$$\begin{aligned} g_j(\mathbf{X}) &\leq 0, & j &= 1, 2, \dots, m \\ l_j(\mathbf{X}) &= 0, & j &= 1, 2, \dots, p \end{aligned}$$

Dove \mathbf{X} è un vettore di dimensione n chiamato *vettore di progetto (design vector)*, $f(\mathbf{X})$ è detta funzione obiettivo (*objective function*), mentre $g_j(\mathbf{X})$ e $l_j(\mathbf{X})$ rappresentano rispettivamente dei vincoli di ineguaglianza e di uguaglianza, così formulato il problema è detto di *ottimizzazione vincolata*.

Ci sono anche dei problemi che non considerano vincoli:

$$\text{trovare } \mathbf{X} = \left\{ \begin{array}{c} x_1 \\ x_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ x_n \end{array} \right\} \text{ che minimizzi } f(\mathbf{X})$$

Problemi così fatti sono detti di *ottimizzazione non vincolata*.

Il numero delle variabili decisionali (n), che definiscono la dimensione del problema, e il numero dei vincoli (m, p) non devono essere in alcun modo correlati.

Le principali fasi che riassumono sinteticamente il problema d'ottimizzazione sono:

1. Definizione del problema d'interesse;
2. Creazione di un modello matematico che rappresenti il problema;
3. Sviluppo di una procedura (*computer-based procedure*) che consenta di giungere ad una soluzione partendo dal modello;
4. Test ed eventuale raffinamento se necessario.

Nella figura che viene si riporta in maniera schematica la relazione che sussiste tra il modello di simulazione e l'algorithmo di ottimizzazione [4]:

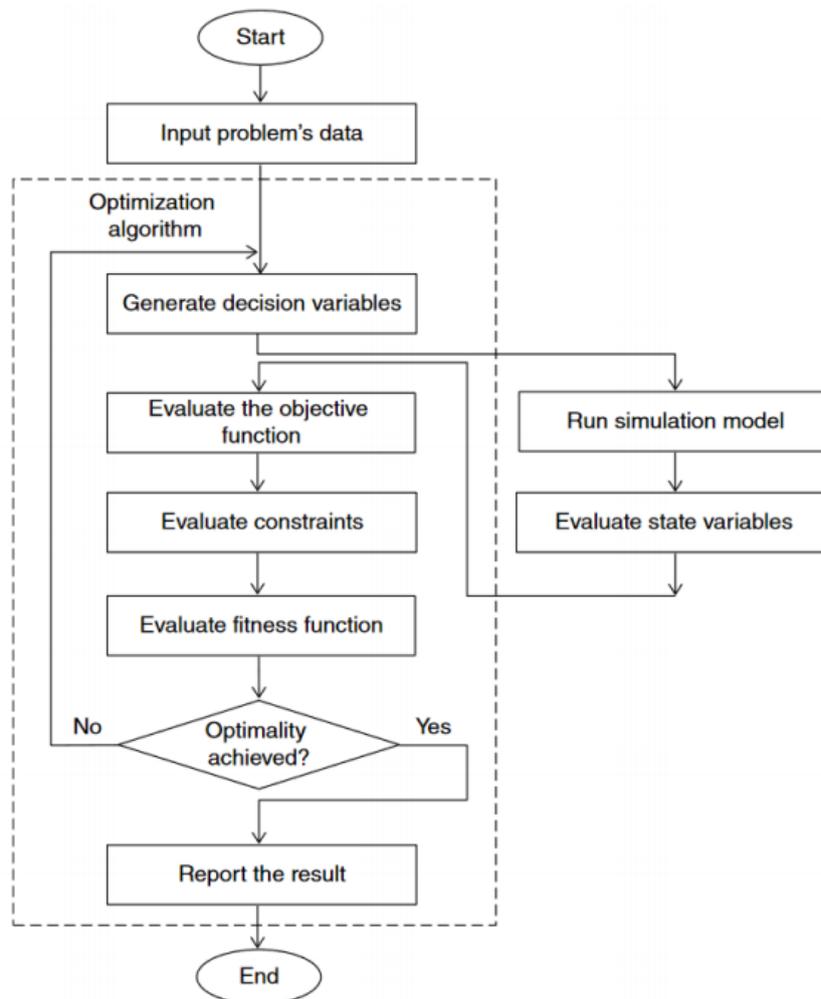


Figura 2.3 Relazione modello di simulazione - algoritmo di ottimizzazione

3 Algoritmi genetici

Gli algoritmi genetici (GAs) rientrano nella categoria degli “*algoritmi non tradizionali*” e furono presentati per la prima volta da John Henry Holland [5], ma l’idea di base di analisi e progetto basato sui concetti dell’evoluzione biologica possono essere ritrovati già nel lavoro di Rechenberg [6].

Filosoficamente parlando gli algoritmi genetici prendono ispirazione dalla genetica naturale e soprattutto dal concetto di selezione naturale, quest’ultimo fu introdotto per la prima volta da Charles Darwin nel 1859 che la definì nel seguente modo [7]:

«la conservazione delle differenze e variazioni individuali favorevoli e la distruzione di quelle nocive sono state da me chiamate “selezione naturale” o “sopravvivenza del più adatto”. Le variazioni che non sono né utili né nocive non saranno influenzate dalla selezione naturale, e rimarranno allo stato di elementi fluttuanti, come si può osservare in certe specie polimorfe, o infine, si fisseranno, per cause dipendenti dalla natura dell'organismo e da quella delle condizioni».

Prima di addentrarci nella descrizione di questi strumenti è doveroso introdurre una serie di definizioni, le quali traggono origine proprio dalla genetica:

- **Individuo**: soluzione di tentativo codificata da un vettore detto *cromosoma*;
- **Gene**: singolo elemento del cromosoma (variabili decisionali);
- **Popolazione**: insieme di tutti gli individui;
- **Fitness**: valore che identifica le performance del singolo individuo, cioè un valore rappresentativo della bontà della singola soluzione di tentativo.

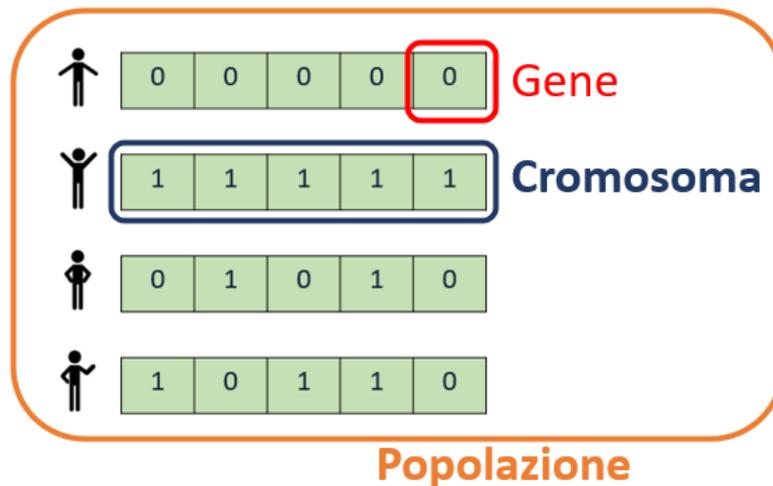


Figura 3.1 Definizione degli elementi oggetto dell'algoritmo genetico

Ma come funziona effettivamente un algoritmo genetico?

La soluzione di un problema di ottimizzazione mediante algoritmi genetici parte dalla generazione di una popolazione di individui, ognuno di essi codificato da una stringa casuale (vettore di progetto). Generalmente la dimensione della popolazione è fissa. Per ogni singola soluzione di tentativo viene valutato il valore della funzione obiettivo o fitness, successivamente l'algoritmo genera una nuova popolazione partendo da quella precedente mediante una serie di operazioni che traggono ispirazione dall'evoluzione biologica naturale:

- *Selezione;*
- *Ricombinazione (Crossover);*
- *Mutazione.*

Una volta che una nuova popolazione è stata creata si procede alla valutazione del valore della fitness per ogni nuovo individuo generato. Un ciclo di queste tre operazioni, all'interno dell'algoritmo prende il nome di generazione. Tutti questi processi vengono ripetuti finché non si arriva a soddisfare appositi criteri di convergenza definiti a monte dell'analisi.

Sinteticamente il processo che porta alla soluzione del problema può essere riassunto in tre fasi:

- Generazione di una popolazione di individui codificati da una stringa;
- Valutazione della fitness o funzione obiettivo;
- Applicazione degli operatori genetici per generare nuove popolazioni.

È importante tenere a mente che la soluzione ottenuta dagli algoritmi evolutivi, cui appartiene anche il GA, non è detto che rappresenti quella di minimo o massimo assoluto, ma inevitabilmente risulterà essere una soluzione che ingegneristicamente parlando può essere considerata accettabile.

Nella figura sottostante viene riportata in maniera schematica il processo che porta alla definizione del problema di ottimizzazione mediante algoritmi genetici [8]:

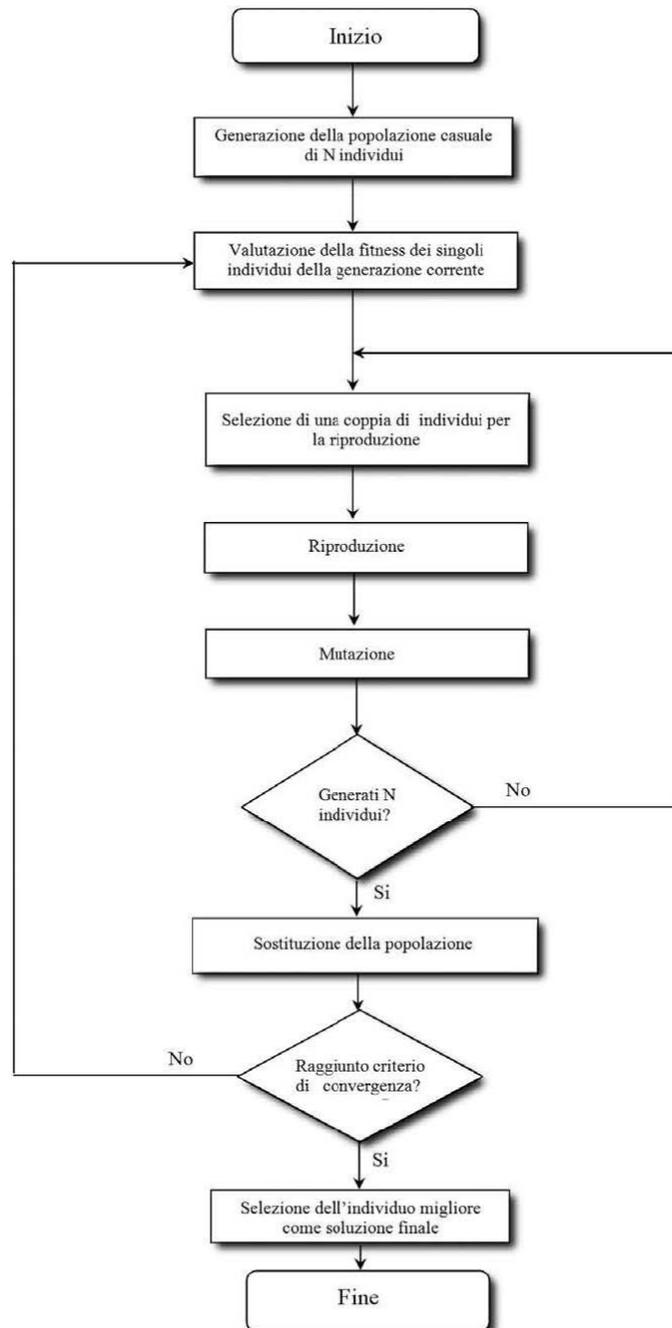


Figura 3.2 Schema soluzione del problema di ottimizzazione mediante algoritmi genetici

Il GA differisce dai tradizionali metodi di ottimizzazione per i seguenti punti [1]:

1. Per inizializzare il processo viene utilizzata una popolazione di punti (vettori di progetto di tentativo) piuttosto che un singolo vettore di progetto. Generalmente se il numero di variabili decisionali, che compongono il vettore di progetto, è pari ad n la dimensione della popolazione utilizzata è $2n$ o $4n$. Ovviamente più sarà elevato il valore della popolazione più difficilmente l'algoritmo incapperà in minimi locali;
2. Il GA utilizza solo il valore della funzione obiettivo (fitness). Le derivate non sono utilizzate durante la fase di ricerca;
3. Nel GA le variabili di progetto sono rappresentate da stringhe formate da binari le quali corrispondono ai cromosomi della genetica. Naturalmente questi tipi di algoritmi si sposano molto bene per la soluzione di problemi discreti, ma allo stesso tempo essi si adattano anche al caso di variabili decisionali continue, infatti la lunghezza della stringa può essere variata fintantoché non si raggiunga la risoluzione richiesta;
4. Il valore della funzione obiettivo corrispondente ad un vettore di progetto rappresenta l'omologo della fitness nella genetica naturale;
5. In ogni nuova generazione, viene prodotto un nuovo set di stringhe utilizzando una procedura random di selezione dei genitori ("*parents selection*") e crossover da vecchie generazioni (precedenti set di stringhe). Gli algoritmi genetici non sono un semplice strumento di ricerca casuale, essi esplorano efficientemente le nuove combinazioni con la loro conoscenza disponibile, con il fine di cercare una nuova generazione con una fitness migliore.

3.1 Selezione

La selezione è la prima operazione applicata alla popolazione per individuare i cromosomi migliori che passeranno poi alla fase di crossover, esistono diverse tipologie di questo operatore genetico nel seguito verrà descritta la *selezione del torneo* (*tournament selection*) in quanto è quest'ultima quella implementata nel presente lavoro di tesi.

In questa strategia vengono selezionati in maniera random dalla popolazione k individui e viene “*organizzato*” un torneo tra di loro. Solo il candidato più adatto cioè quello dotato della fitness più elevata viene trasmesso alla generazione successiva [9].

Come si può pensare, in questa fase gioca un ruolo fondamentale il parametro k che rappresenta la dimensione del torneo, possiamo considerare due casi estremi:

- $k = 1$
- $k =$ intera popolazione

maggiore sarà il valore del parametro k maggiore sarà la selezione, cioè viene data meno probabilità agli individui peggiori (dotati di una fitness più bassa) di accedere alla generazione successiva.

Sinteticamente il processo di selezione del torneo può essere sintetizzato nei seguenti passi:

1. vengono selezionati k individui dalla popolazione e tra di loro viene svolto il torneo;
2. selezione degli individui con fitness migliore;
3. i processi 1 e 2 vengono ripetuti fino al raggiungimento del quantitativo di individui della popolazione.

➤ **Esempio**

Si suppone di prendere in considerazione una popolazione formata da 12 individui caratterizzati dal proprio valore di fitness, si assume inoltre un valore di k (dimensione del torneo) pari a 3.

Vengono selezionati in maniera casuale k individui (E, D e X) e tra questi viene *organizzato* un torneo il cui vincitore, che accederà all'operazione successiva, sarà quello caratterizzato dal valore di fitness più alto (o più basso a seconda della tipologia di problema):

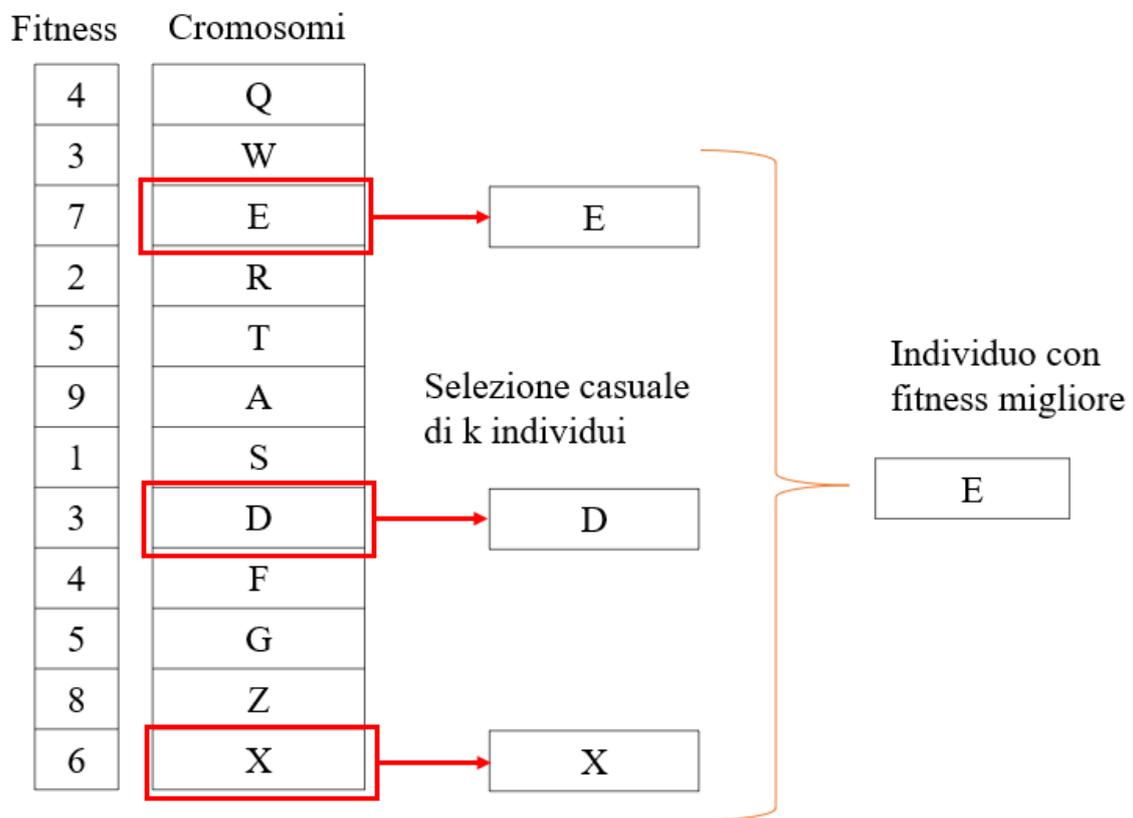


Figura 3.3 Schema funzionamento del processo di selezione del torneo

3.2 Crossover

L'operazione successiva alla selezione è il crossover, il cui scopo è quello di creare una nuova stringa estraendo le informazioni da quelle ottenute nella fase precedente (selezione). Fondamentalmente consiste nel selezionare due individui detti “genitori” e generare “figli” cioè nuovi individui con caratteristiche ereditate da entrambi i “parenti”.

Esistono diverse tipologie di crossover tra cui si ha:

- **Crossover ad un punto:** i cromosomi dei due genitori vengono tagliati in un medesimo punto (identificato in un modo del tutto casuale), si opera in seguito una ricombinazione ovvero la prima parte della stringa del genitore 1 con la seconda porzione del cromosoma del genitore 2 (e viceversa);

Di seguito si riporta un esempio tratto da [1]:

$$(\text{Genitore 1}) \quad X_1 = \{0 \ 1 \ 0 \ | \ 1 \ 0 \ 1 \ 1 \ 0 \ 1 \ 1\}$$

$$(\text{Genitore 2}) \quad X_2 = \{1 \ 0 \ 0 \ | \ 0 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0\}$$

$$(\text{Figlio 1}) \quad X_3 = \{0 \ 1 \ 0 \ | \ 0 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0\}$$

$$(\text{Figlio 2}) \quad X_4 = \{1 \ 0 \ 0 \ | \ 1 \ 0 \ 1 \ 1 \ 0 \ 1 \ 1\}$$

- **Crossover uniforme:** questa tipologia di crossover prevede che i geni che formeranno il cromosoma del figlio vengano presi dal genitore 1 o dal genitore due in un modo del tutto casuale.

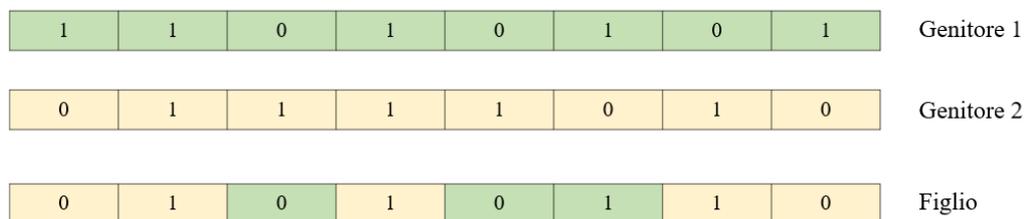


Figura 3.4 Crossover uniforme

3.3 Mutazione

La mutazione è l'operatore utilizzato per apportare cambiamenti casuali nella popolazione, la necessità di questo processo sta nel fatto che si vuole mantenere delle diversità all'interno della popolazione. Questa operazione viene svolta con lo scopo di andare a ricercare aree nello spazio di ricerca inesplorate per così evitare una convergenza prematura e quindi un minimo locale.

Allo stesso tempo, bisogna prestare attenzione al fatto che incrementare la frequenza di questa operazione può portare alla distruzione delle informazioni genetiche dei "figli" per cui la probabilità di mutazione è mantenuta generalmente bassa.

La mutazione nel caso di *vettori di progetto* formati da stringhe di binari, consiste nel sostituire il gene da 0 a 1 e viceversa. Esistono diverse tipologie di questo operatore genetico, ad esempio la **mutazione a singolo punto**, nella quale viene scelto un gene all'interno della stringa dell'individuo in maniera del tutto casuale e su di esso viene applicata l'operatore cambiando il suo valore da 0 a 1 o viceversa.

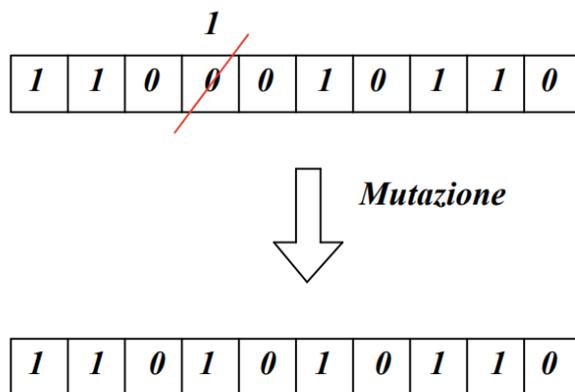


Figura 3.5 Esempio di mutazione

4 Letteratura pregressa sull'ottimizzazione strutturale

Durante gli ultimi trent'anni differenti metodi di ottimizzazione sono stati utilizzati per risolvere svariati problemi d'ingegneria strutturale. Tipiche problematiche analizzate che presuppongono l'utilizzo di algoritmi metaeuristici riguardano principalmente l'ottimizzazione di forma dei ponti ma anche consolidamento di strutture in generale.

Tra le principali attività si ricorda l'ottimizzazione delle caratteristiche e della posizione di smorzatori viscosi oppure di sistemi a masse accordate TMD (*"Tuned Mass Dumpers"*).

Solo negli ultimi anni si sono introdotti, nella letteratura scientifica, i primi lavori riguardanti l'ottimizzazione topologica del rinforzo sismico di strutture esistenti realizzate principalmente in calcestruzzo armato.

Il primo lavoro pubblicato è quello di Seo et al. (2018) [10] nella quale è stato utilizzato un'ottimizzazione topologica basata su colonie di formiche ACO (*"Ant Colony Optimization"*) applicata su un edificio scolastico esistente. La struttura realizzata in cemento armato, si compone, di un telaio formato da tre piani ed è stata analizzata con un'analisi dinamica non lineare (*time-history dynamic analysis*). Gli autori conclusero che l'algoritmo ACO ha mostrato dei risultati affidabili; infatti, il processo di ottimizzazione mostrò che rinforzando circa il 60% delle colonne, il sistema era in grado di sopportare un'accelerazione di picco pari a 0.2g con un evidente risparmio economico rispetto ad una situazione nella quale tutte le colonne sono rinforzate.

Cronologicamente, il secondo lavoro proposto sull'ottimizzazione del rinforzo sismico riguarda la pubblicazione ad opera di Falcone et al. nel 2019 [11]. Nella seguente pubblicazione gli autori presentano due tipologie di rinforzi: uno locale che consisteva nel confinamento delle colonne mediante FRP (*fiber-reinforced polymer*) ed uno globale dato dall'introduzione di controventature in acciaio, applicati ad una struttura in cemento armato ordinario. Le tipologie di ottimizzazione affrontate furono quella topologica e dimensionale.

Il terzo lavoro, che viene proposto, riguarda il paper pubblicato da Mahdavi et al (2019) [12] nel quale viene sempre presa in considerazione una struttura in cemento armato ma

vengono utilizzati contemporaneamente due algoritmi metaeuristici: quelli genetici ed i cosiddetti “particle swarm”. Anche in questo caso la tecnica di consolidamento utilizzata è la FRP e l'obiettivo che si proposero gli autori era quello di minimizzare il numero di fogli di FRP da applicare per consentire di ottenere una certa capacità di rotazione delle cerniere plastiche uniforme per tutte le colonne.

Nel 2020 Di Trapani et al. [13] proposero un approccio tramite algoritmi genetici per la minimizzazione dell'intervento di steel-jacketing su un telaio realizzato in calcestruzzo armato analizzato con un'analisi statica non lineare (*pushover analysis*). L'obiettivo che si proposero gli autori riguarda la scrittura di un framework basato su algoritmi genetici che consentisse di identificare la posizione ottimale del rinforzo (ottimizzazione topologica) e il passo dello stesso (ottimizzazione dimensionale) andando a minimizzare il materiale d'applicare con un conseguente risparmio dal punto di vista economico.

Nel 2021 Di Trapani et al. [14] presentarono un ulteriore framework basato su algoritmi genetici che consentisse il rinforzo di colonne appartenenti a telai di strutture in cemento armato, caratterizzate da problemi di duttilità e taglio. La tecnica di consolidamento implementata è quella dello steel-jacketing ed in output il sistema fornisce posizione e passo dell'armatura di rinforzo (ottimizzazione topologica e dimensionale) con l'obiettivo di minimizzare il materiale da impiegare.

Nel 2021 Minafò et al [15] presentarono un ulteriore lavoro sull'ottimizzazione del rinforzo sismico di strutture in cemento armato tramite algoritmi genetici, che presupponevano un sistema di consolidamento formato da controventi ad instabilità impedita (*Buckling restrained braces BRBs*). Il sistema proposto dagli autori consente di ottenere in output la posizione del rinforzo (ottimizzazione topologica) garantendo allo stesso tempo sia i livelli di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche ma anche una minimizzazione del materiale impiegato e quindi del costo.

È in questo contesto scientifico che si colloca il presente lavoro di tesi.

Come si può notare tutte le tematiche affrontate riguardano principalmente le strutture in cemento armato ed inoltre risultano essere pubblicazioni recenti, motivo per il quale la tematica è d'interesse e la ricerca in tale campo risulta essere molto aperta.

Il lavoro che viene proposto risulta essere un argomento pionieristico in una branca nuova e completamente inesplorata, cioè quella dell'ottimizzazione topologica e dimensionale di strutture in muratura.

Infatti, la totalità dei lavori presenti nella letteratura scientifica riguardano le strutture in cemento armato mentre la muratura non è stata, per il momento, analizzata.

Con questo lavoro si intende dare il via ad una branca che può portare a risultati incoraggianti ed essere, in un prossimo futuro, introdotta nelle attività professionali per aiutare i tecnici nel rinforzare le strutture murarie e minimizzare i costi.

5 Le strutture in muratura

La circolare 21 gennaio 2019 al capitolo 8.5.3.1 [16] ci fornisce la seguente definizione di struttura muraria esistente: “*La muratura in una costruzione esistente è data dall’assemblaggio di materiali differenti, in cui le modalità di posa in opera, la tecnica costruttiva, le proprietà meccaniche dei materiali costituenti e il loro stato di conservazione, determinano il comportamento della struttura*”.

Il tema del consolidamento di strutture in muratura in Italia è particolarmente sentito in quanto gran parte del patrimonio architettonico è realizzato proprio con questa tipologia di materiale. Inoltre, c’è da aggiungere che la muratura risulta essere un materiale caratterizzato da una buona resistenza a compressione ma allo stesso tempo la sua capacità di resistere a sforzi di trazione è talmente bassa da poterla trascurare.

Una struttura in muratura può essere immaginata come formata da una serie di pareti/muri forati per consentire la realizzazione di aperture, che si intersecano tra loro (nella maggior parte delle situazioni) in maniera perpendicolare. In aggiunta le pareti vengono collegate tra di loro anche a livello di piano mediate gli orizzontamenti (solai, volte etc) [17].

Le pareti hanno un duplice scopo: quello di portare i carichi verticali (indotti dal peso proprio e dai carichi variabili) ma allo stesso tempo devono essere in grado di resistere anche alle azioni orizzontali in particolare le forze indotte dal sisma. Nella singola parete inoltre è possibile individuare i seguenti elementi [17]:

1. **Maschi murari:** elementi resistenti verticali la cui estensione dipenderà dalla posizione e dalla dimensione delle aperture (questi elementi sono assimilabili a dei setti caratterizzati da una dimensione molto più grande rispetto all’altra);
2. **Fasce di piano:** elemento compreso tra due aperture sovrapposte su piani successivi, anche in questo caso una delle due dimensioni è molto più grande rispetto all’altra;
3. **Nodo rigido:** zona d’intersezione tra maschio e fascia, ed è supposta zona indeformabile (non suscettibile di danneggiamento).

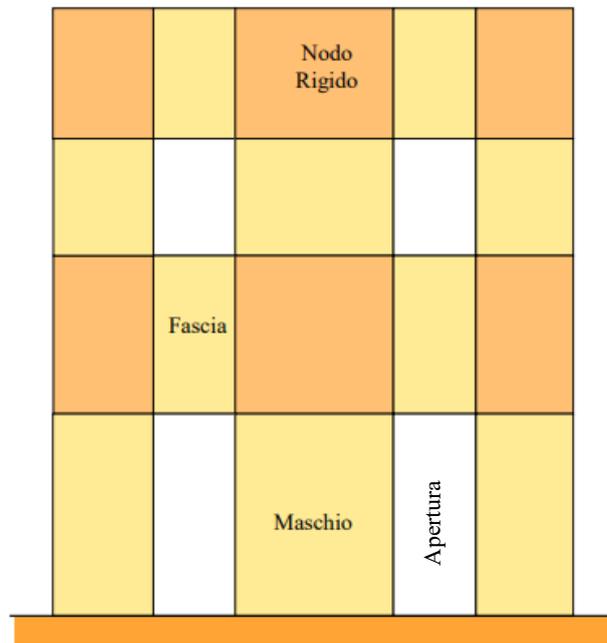


Figura 5.1 Schematizzazione di una parete in muratura [18]

Data la particolare conformazione delle sezioni identificabili in questa tipologia strutturale, è possibile fare un distinguo anche dal punto di vista delle resistenze offerte dalle stesse nelle due direzioni e si parlerà di resistenza nel piano nella direzione di sviluppo della sezione e di resistenza fuori dal piano nella direzione ortogonale ad essa.

Dopo questa premessa sulle dimensioni delle sezioni e le loro relative resistenze nelle due direzioni si possono introdurre i principali tipi di collasso a cui una struttura in muratura soggetta ad azioni sismiche può andare in contro:

- Collasso della parete nel piano
- Collasso della parete fuori dal piano



Figura 5.2 Esempio di rottura nel piano di una parete, crisi per taglio del maschio [18]

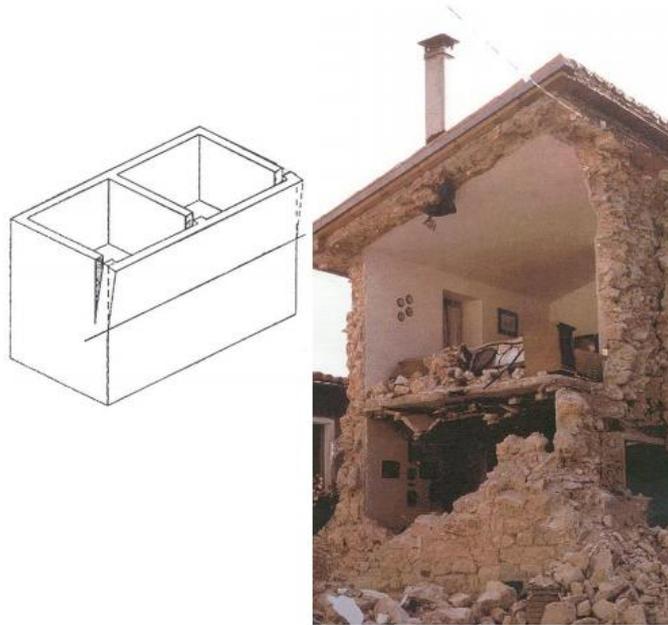


Figura 5.3 Esempio di collasso fuori dal piano [18]

Data la scarsa resistenza offerta dalla struttura nei confronti dei meccanismi di collasso fuori dal piano, affinché ci sia un buon comportamento del sistema nei confronti delle azioni sismiche è necessario evitare l'insorgere di meccanismi di questo genere, per questo è importante che si verifichi il trasferimento delle azioni dagli elementi meno resistenti a quelli più resistenti, ovvero quelli paralleli alla direzione dell'azione stessa. Questo comportamento dipende da tre principali fattori [17]:

1. Resistenza dei collegamenti tra pareti;
2. Resistenza dei collegamenti tra le pareti e gli orizzontamenti;
3. La rigidezza degli orizzontamenti.

Di fondamentale importanza è che ci sia un efficiente grado di ammassamento tra le pareti ortogonali per evitare l'insorgere di dannosi cinatismi fuori dal piano (per esempio il ribaltamento), infatti realizzare collegamenti efficaci consente il trasferimento della forza dalle pareti orientate nella direzione ortogonale del sisma a quelli paralleli alla stessa. Altri elementi di primaria importanza sono la presenza di buoni collegamenti a livello di piano ed orizzontamenti dotati di adeguata rigidezza per consentire la ripartizione delle forze in base alla rigidezza, così facendo i muri più resistenti vanno ad assorbire un'aliquota di forza maggiore rispetto a quelli più deboli.

La presenza contemporanea di questi fattori porta alla realizzazione del famoso comportamento *scatolare*.

Di seguito viene riportata un'immagine esplicativa di tale comportamento (immagine tratta da [19]):

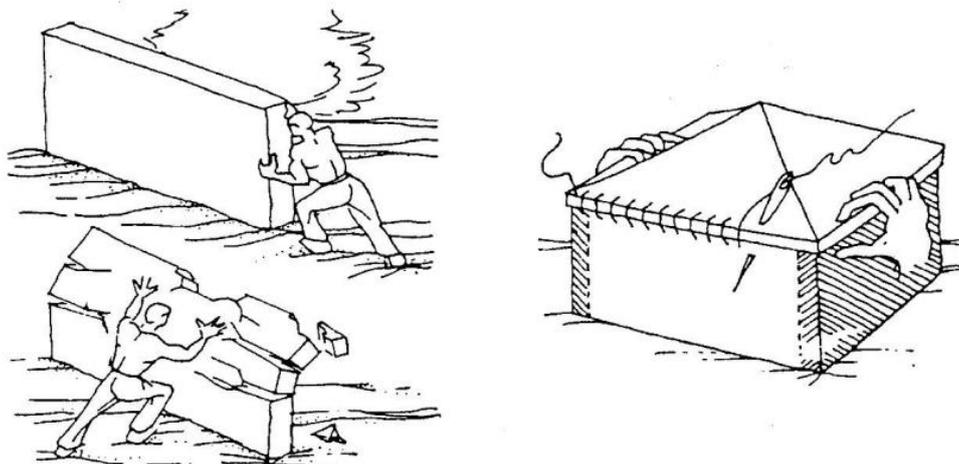


Figura 5.4 Comportamento scatolare

Oltre ai meccanismi fuori dal piano vanno attentamente analizzate le crisi nel piano che portano al collasso la struttura, esse sono:

- Rottura per scorrimento lungo i giunti orizzontali;
- Rottura per fessurazione diagonale, con scorrimento lungo i giunti verticali e orizzontali;
- rottura per fessurazione diagonale, associata alla frattura degli elementi in laterizio;
- rottura flessionale, detta anche rocking.

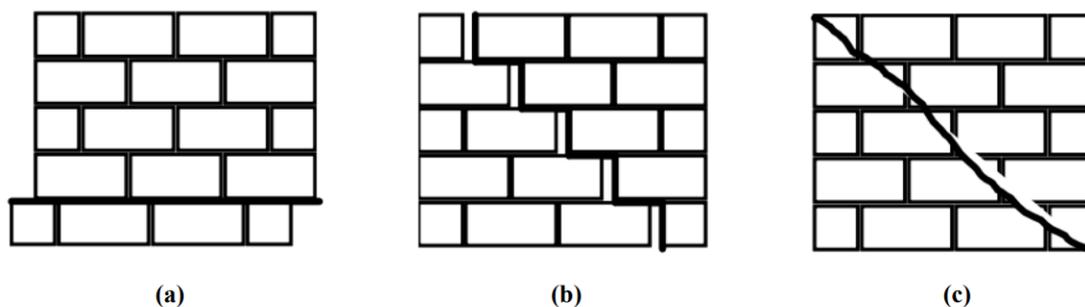


Figura 5.5 Crisi muratura: (a) scorrimento lungo i giunti orizzontali; (b) fessurazione diagonale, con scorrimento lungo i giunti verticali ed orizzontali; (c) fessurazione diagonale, con rottura degli elementi in laterizio

L'insorgere di una crisi piuttosto che un'altra non è sempre distinguibile con chiarezza, comunque è possibile identificare una serie di fattori che incidono sulla formazione di un meccanismo piuttosto che un altro: la qualità del mattone e della malta, l'entità del carico verticale, rapporto di snellezza del maschio murario o della fascia di piano che si sta considerando, la tessitura della muratura [17] [18].

Di seguito viene riportato un esempio di diagramma di interazione di un pannello murario dove viene mostrato come varia, in funzione dello stato di sollecitazione del pannello, il tipo di rottura [18]:

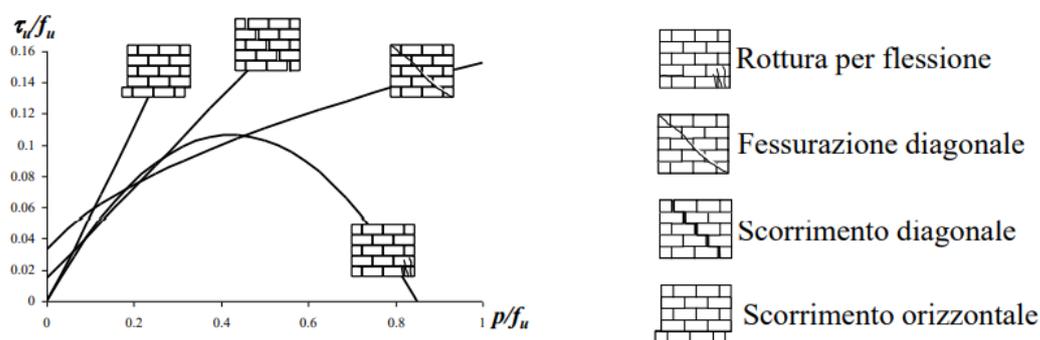


Figura 5.6 Diagramma interazione pannello murario

5.1 Livello di conoscenza e fattori di confidenza

Quando si lavora con le strutture esistenti è di fondamentale importanza conoscere, in tutte le sue caratteristiche, il fabbricato. A tale scopo la normativa definisce tre livelli di conoscenza (LC1, LC2 ed LC3) in relazione al grado di approfondimento.

Il raggiungimento di un certo livello dipenderà dalle seguenti operazioni:

- analisi-storico critica;
- rilievo;
- indagini sperimentali sui materiali.

La prima operazione, come dice la parola stessa, è un'analisi volta allo studio della storia del fabbricato e quindi all'individuazione dell'epoca in cui esso è stato costruito, le tecniche di realizzazione utilizzate, eventuali modifiche adoperato dall'uomo nel corso degli anni, interventi di consolidamento pregressi etc.

Durante la fase di rilievo, invece, si procede ad effettuare delle indagini sul fabbricato al fine di approfondirne la geometria, individuarne l'organismo resistente, identificarne i carichi etc. Durante questa operazione possono essere intrapresi tre livelli d'indagine in relazione al grado di approfondimento [16]:

- ***Indagini limitate;***
- ***Indagini estese;***
- ***Indagini esaustive.***

Muovendosi dalla prima all'ultima aumenta il grado di dettaglio e il numero di prove di caratterizzazione richieste.

Altro elemento fondamentale è lo studio dei dettagli costruttivi ovvero: la qualità del collegamento tra pareti ortogonali e tra pareti ed orizzontamenti, verifica della presenza di un cordolo di piano e di architravi sulle aperture, accertamenti sulla tipologia di muratura.

A seconda del tipo d'indagine che viene effettuata devono essere svolte delle apposite prove di caratterizzazione meccanica del materiale in situ o in laboratorio, ulteriori informazioni possono essere tratte da prove non distruttive le quali potrebbero essere anche utili per estendere i valori ottenuti al livello locale all'intero edificio.

La normativa al C.8.5.3.1 [16] riporta una tabella in cui vengono indicate le più diffuse tipologie di muratura nel territorio nazionale con i relativi parametri meccanici. Vengono elencati i valori minimi e massimi del modulo elastico normale (E), del modulo a taglio (G), della resistenza media a compressione (f_m), della resistenza media a taglio in assenza di carichi verticali (τ_0 , f_{v0}), della resistenza media a taglio in assenza di carichi verticali (f_{v0}) ed il valore del peso di volume (w):

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

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

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

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{p0} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

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

Tabella 5-1 Caratteristiche meccaniche della muratura [13]

Nel caso in cui la struttura muraria in esame si trovi in delle condizioni migliori oppure subisca degli interventi di consolidamento, le caratteristiche riportate nella tabella soprastante possono essere incrementate tramite degli appositi coefficienti definiti dalla normativa al C.8.5.3.1 [16]:

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

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

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

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

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,33}$ (f_m in N/mm²).

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

Tabella 5-2 Coefficienti correttivi muratura [16]

Per la scelta dei parametri meccanici indicati nella tabella C8.5.1 [16] bisogna fare riferimento al livello di conoscenza raggiunto in particolare:

- **Livello di conoscenza LC1:** si assumono, per quanto riguarda i parametri di resistenza i valori minimi riportati nella tabella, mentre per i moduli elastici i valori medi;

$$\begin{cases} f_m = f_{m,min} \\ \tau_0 = \tau_{0,min} \\ f_{v0} = f_{v0,min} \end{cases}$$

$$\begin{cases} E = \frac{E_{min} + E_{max}}{2} \\ G = \frac{G_{min} + G_{max}}{2} \end{cases}$$

- **Livello di conoscenza LC2:** sia assumono sia per quanto riguarda i parametri di resistenza che per i moduli elastici i valori medi;

$$\begin{cases} f_m = \frac{f_{m,min} + f_{m,max}}{2} \\ \tau_0 = \frac{\tau_{0,min} + \tau_{0,max}}{2} \\ f_{v0} = \frac{f_{v0,min} + f_{v0,max}}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} E = \frac{E_{min} + E_{max}}{2} \\ G = \frac{G_{min} + G_{max}}{2} \end{cases}$$

- **Livello di conoscenza LC3:** in questo caso sono obbligatorie delle apposite prove, per cui i parametri da assumere dipenderanno dai valori ottenuti e dalla tipologia di prova effettuata.

Ulteriore elemento fondamentale da andare a considerare sono i fattori di confidenza, i quali altro non sono che dei coefficienti di sicurezza utilizzati per ridurre i parametri meccanici e possono essere interpretati come un sorta di livello di approfondimento raggiunto.

Tali coefficienti dipendono essenzialmente dal livello di conoscenza raggiunto:

	LC1	LC2	LC3
FC	1,35	1,20	1,00

Tabella 5-3 Fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza

Infine, il livello di conoscenza incide anche sulla tipologia di analisi che può essere effettuata come descritto nella tabella che segue [16]:

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Tabella 5-4 Schema LC - FC

5.2 Modellazione parete muratura

Per lo studio di strutture in muratura vengono di solito adottati modelli numerici di vario tipo, per lo più basati su una formulazione agli elementi finiti, che sono in grado di cogliere con differente precisione il comportamento reale della muratura [17].

Utilizzando modellazioni più raffinate, ovviamente, si ottengono dei risultati sempre migliori per contro però c'è la necessità di avere a disposizione delle informazioni sulla struttura stessa via via sempre più approfondite.

La capacità del modello di fornire risultati rappresentativi è però ostacolata dalle numerose incertezze che si ritrovano nel mondo delle strutture in muratura quali ad esempio la variabilità del materiale, eventuale innesco di fenomeni di collasso locale, distribuzione di masse e rigidezze etc. Un'errata valutazione di uno o più fattori può portare ad una sottostima o sovrastima delle sollecitazioni agenti sui diversi elementi strutturali intaccando inevitabilmente la sicurezza della struttura.

Fondamentalmente, una volta che sono note le forzanti esterne, la singola parete può essere studiata principalmente in due modi (oltre che con una modellazione FEM): nel primo caso si considerano delle strisce di muratura continue che partono dalla fondazione fino a giungere la sommità della struttura, al livello di piano gli elementi resistenti verticali sono collegati solo ai fini traslazionali (b); oppure nel secondo caso si va a realizzare un vero e proprio telaio (c) [20] [21]:

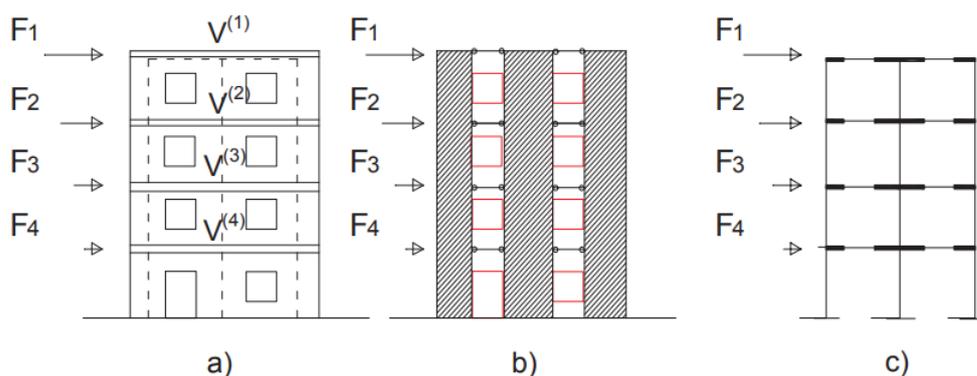


Figura 5.7 Schematizzazione parete

Al capitolo 8.1.5.2 dell'allegato 2 dell'OPCM [21] viene affermato che nel caso in cui il solaio ivi presente nella struttura, possa essere assunto come infinitamente rigido nel proprio piano, si può utilizzare un modello nella quale gli elementi resistenti verticali sono collegati tra di loro al livello di solaio solo ai fini traslazionali (b); in alternativa se il collegamento tra pareti avviene mediante la presenza di travi o cordoli in cemento armato questi possono essere inseriti all'interno del modello (c) a patto che vengano verificati in termini di sicurezza. Discorso a parte deve essere fatto nel caso in cui ci si trovi a lavorare con travi di accoppiamento in muratura in questo caso, quest'ultime possono essere considerate all'interno del modello (e poi ovviamente sottoposte a verifica di sicurezza) solo se sono sorrette da un cordolo di piano oppure un architrave che sia in grado di offrire una resistenza a flessione.

Di seguito si vuole enfatizzare la differenza tra i due modelli sia in termini di meccanismi globale che si vengono ad innescare sia in termini di sollecitazioni che un modello può portare rispetto all'altro:

nel caso del modello (a) implicitamente si assume che, ai fini delle verifiche globali, la resistenza offerta dalle fasce sia nulla e che quindi il loro collasso precede quello dei maschi murari senza però compromettere la stabilità globale della struttura [20]:

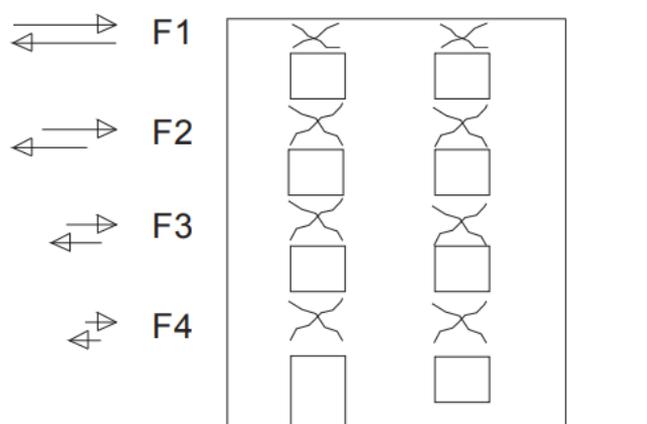


Figura 5.8 Parete con collasso delle fasce di piano

Caso opposto si verifica nel caso del modello a telaio equivalente (c) dove il collasso dei maschi murari precede quello delle fasce di piano come mostrato in figura [20]:

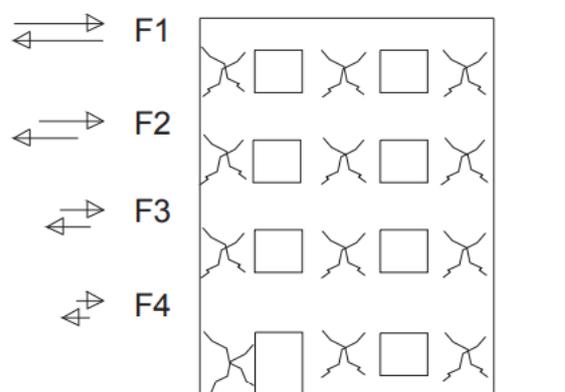


Figura 5.9 Parete con collasso dei maschi murari

Al livello di sollecitazioni i due modelli portano a delle situazioni sensibilmente differenti nei maschi murari, infatti, nel modello (b) si hanno dei valori di sollecitazione flettente via via più elevati man mano che ci si avvicina alle fondazioni mentre lo sforzo normale è praticamente nullo; nel telaio equivalente (c), invece, il sistema è interessato da momenti flettenti inferiori rispetto al caso precedente mentre lo sforzo normale assume dei valori non trascurabili. Per quanto riguarda infine il taglio le sollecitazioni che si ottengono nei due modelli sono confrontabili.

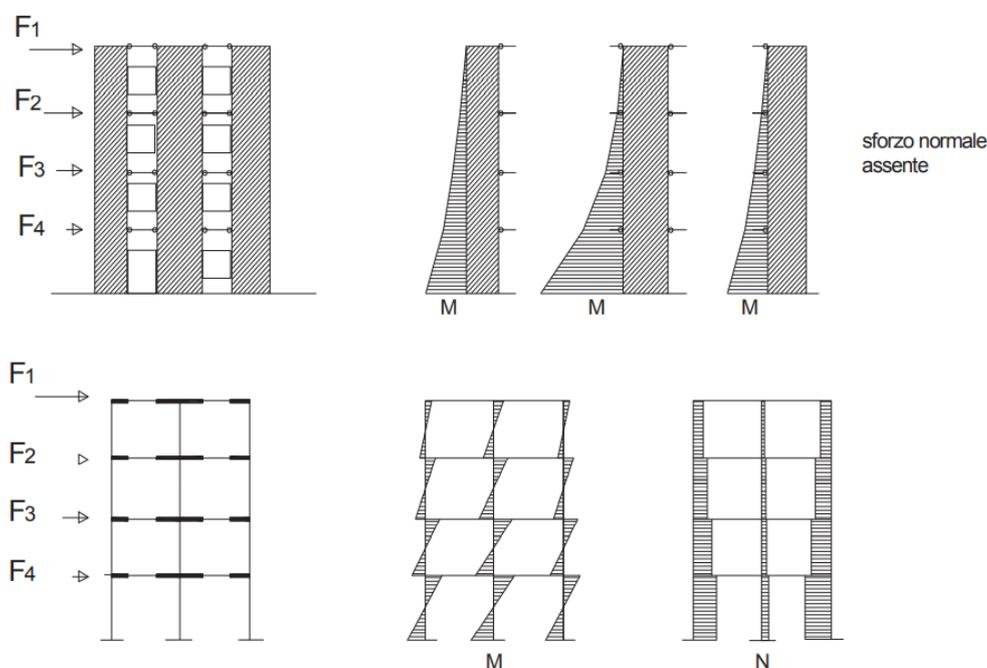


Figura 5.10 Differenza in termini di sollecitazioni nei due modelli [20]

5.3 Resistenza a pressoflessione

La generica parete può essere schematizzata, in termini di sollecitazioni, come nella figura che segue [20]:

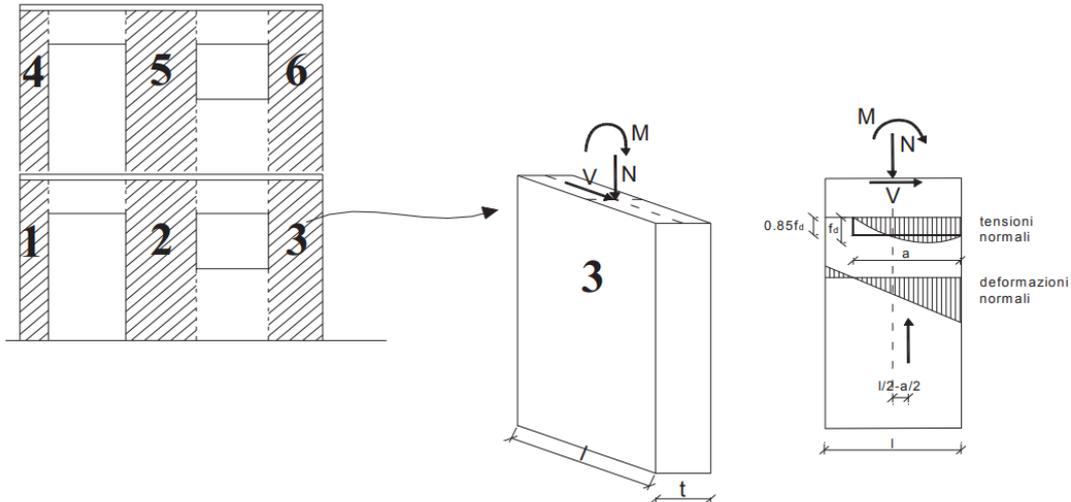


Figura 5.11 Schematizzazione sollecitazioni singolo maschio [20]

Affinché la verifica sia soddisfatta in accordo con le normative in vigore, il momento agente di calcolo M_{sd} dovrà essere inferiore alla resistenza offerta dal maschio:

$$M_u \geq M_{sd}$$

Coerentemente con quanto viene definito nelle N.T.C. 2018 (C.7.8.2.2.1) [22], nel caso di sezione rettangolare e diagramma delle compressioni rettangolare con resistenza pari a $0,85 \cdot f_d$ il momento resistente viene valutato nel seguente modo:

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

Dove:

- M_u → momento ultimo relativo al collasso per pressoflessione;
- t → spessore della parte compressa della parete;
- l → lunghezza complessiva della parete;
- σ_0 → tensione normale media, pari al rapporto tra la forza assiale N (assunta positiva se di compressione e nulla nel caso in cui sia di trazione) e l'area complessiva della sezione;

- $f_d \rightarrow$ resistenza a compressione di calcolo della muratura che varia a seconda della tipologia di analisi:

$$- f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot FC} \quad \text{Analisi lineare}$$

$$- f_d = \frac{f_k}{FC} \quad \text{Analisi non lineare}$$

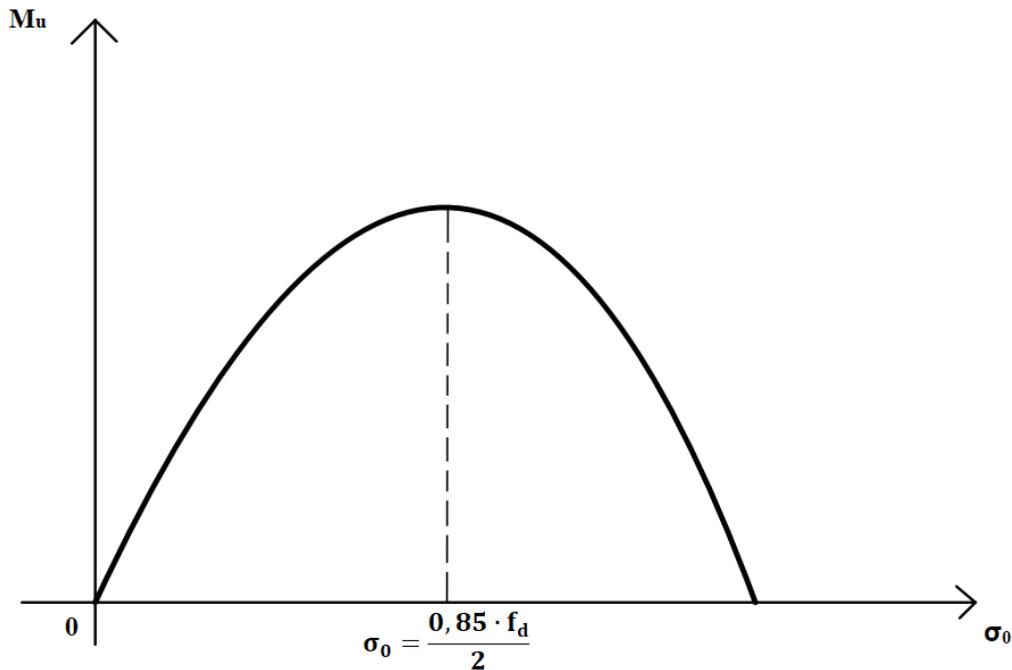


Figura 5.12 Diagramma interazione resistenza a pressoflessione tensione normale media

Nella figura soprastante è stato riportato l'andamento della resistenza a pressoflessione del maschio in funzione della tensione normale media σ_0 la quale a sua volta dipende dal valore dello sforzo normale. Come si può notare dal grafico la resistenza a pressoflessione è nulla in presenza di una tensione pari a zero o negativa (trazione), mentre incrementando la compressione (aumentando σ_0) si raggiunge il massimo valore di resistenza a pressoflessione in corrispondenza di $\frac{0,85 \cdot f_d}{2}$.

5.4 Resistenza a taglio

Per la valutazione della resistenza a taglio nei maschi, ma il concetto può essere esteso anche alle fasce di piano, bisogna effettuare una suddivisione tra le principali famiglie di muratura [16]:

- **Murature a tessitura regolare:** la fessurazione che si viene a formare può essere di due tipi: nel primo caso si ha un andamento diagonale attraverso i giunti di malta (fenomeno governato f_{v0} , parametro al quale idealmente viene associata la crisi dei giunti); nel secondo la fessura può essere diagonale attraverso gli inerti della muratura (governato dal parametro $f_{v,lim}$);

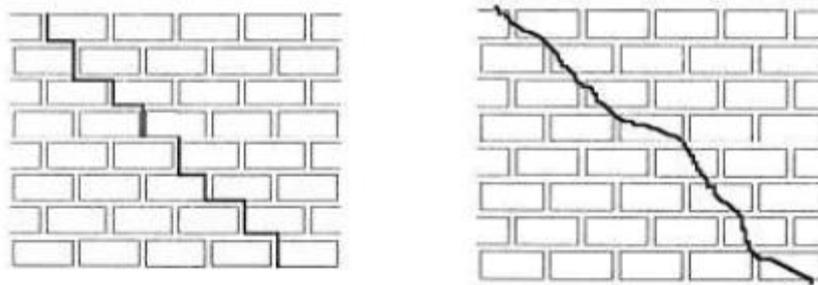


Figura 5.13 Sulla sinistra fessurazione diagonale con giunti deboli; sulla destra fessurazione diagonale con giunti resistenti

- **Murature a tessitura irregolare:** nella quale la rottura avviene per fessurazione diagonale ed il fenomeno è governato dal parametro τ_0 .

Da notare che tutti questi parametri di resistenza vengono definiti a priori dalla normativa nella tabella C.8.5.I [16]; per cui già la preventiva identificazione della tipologia di muratura permette di individuare il criterio di verifica più adeguato. Nel seguito vengono riportate le due tipologie di formulazioni da applicare nei diversi casi.

Nell'ipotesi in cui ci si trovi a lavorare con murature irregolari, la resistenza di calcolo nei confronti del taglio viene valutata nel seguente modo [16]:

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

Dove:

- $l \rightarrow$ lunghezza del pannello;
- $t \rightarrow$ spessore del pannello;
- f_{td} e $\tau_{0d} \rightarrow$ rappresentano rispettivamente i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della relativa resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_{td} = 1,5\tau_{0d}$);
- $\sigma_0 \rightarrow$ tensione normale media, pari al rapporto tra la forza assiale N (assunta positiva se di compressione e nulla nel caso in cui sia di trazione) e l'area complessiva della sezione;
- $b \rightarrow$ è il rapporto tra l'altezza della singola parete (h) e la sua lunghezza (l), tale coefficiente correttivo dipende dalla distribuzione degli sforzi sulla sezione e dalla snellezza della parete. Il parametro b comunque non può essere superiore a 1,5 e non inferiore a 1:

$$1 \leq b = \frac{h}{l} \leq 1,5$$

Tale criterio è noto con il nome di “*criterio di Turnesek e Cacovic*” e si verifica quando nei maschi murari che sono sollecitati a sforzo normale e taglio viene raggiunta la resistenza convenzionale a trazione della muratura generando delle fessure, principalmente nella zona centrale dell'elemento, che hanno un'inclinazione di circa 45° rispetto all'asse dell'elemento stesso.

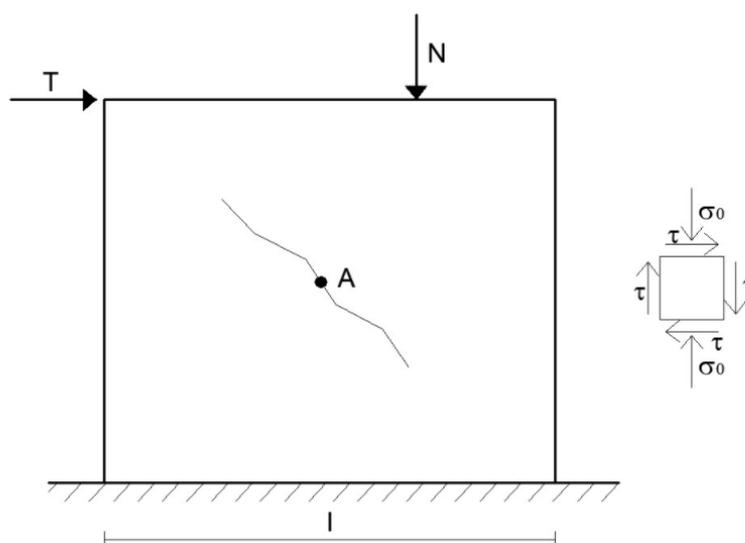


Figura 5.14 Schema del pannello soggetto ad azioni verticali e taglienti [23]

Così come avveniva nella pressoflessione anche nella resistenza a taglio sussiste un legame con la tensione normale media σ_0 . Fondamentalmente quella che si verifica è un incremento della resistenza a taglio all'aumentare della compressione. A differenza del caso della pressoflessione, nel momento in cui la tensione viene ad annullarsi la resistenza a taglio presenta un valore non nullo. Di seguito viene riportato un possibile legame

$V_t - \sigma_0$:

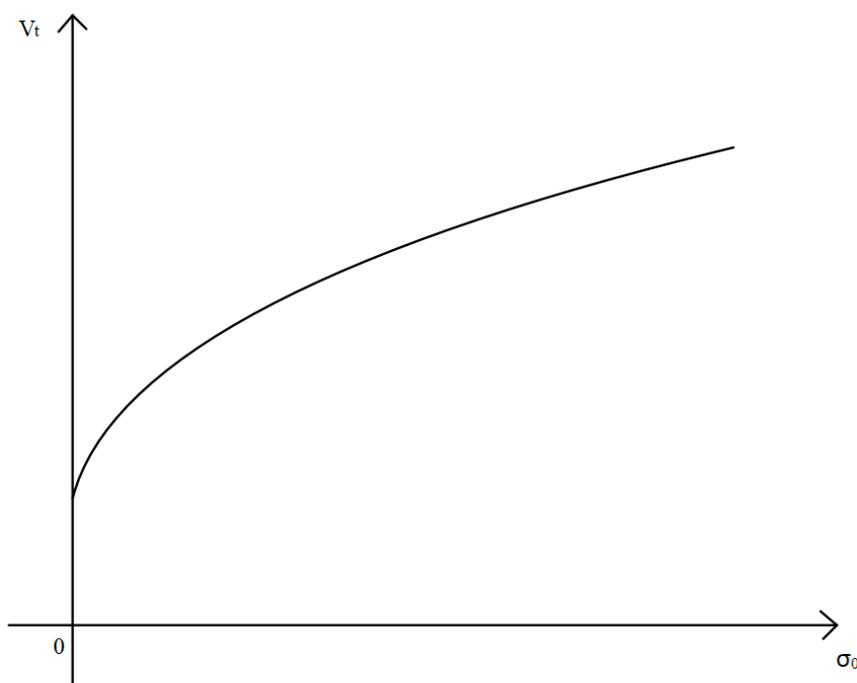


Figura 5.15 Diagramma interazione taglio - tensione normale

Nel caso in cui si parli di muratura regolare si può utilizzare la formulazione indicata precedentemente per la tipologia irregolare, oppure fare riferimento alla seguente espressione [13]:

$$V_t = \frac{l \cdot t}{b} (\widetilde{f}_{v0d} + \widetilde{\mu} \sigma_0) = \frac{l \cdot t}{b} \left(\frac{f_{v0d}}{1 + \mu \phi} + \frac{\mu}{1 + \mu \phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim}$$

Dove in aggiunta ai parametri definiti precedentemente si ha:

- \widetilde{f}_{v0d} → resistenza equivalente a taglio della muratura;
- $\widetilde{\mu}$ → coefficiente di attrito equivalente il quale dipende dai parametri di resistenza locale del giunto (coesione e tessitura);
- μ → coefficiente d'attrito locale;
- ϕ → coefficiente d'ingranamento murario, dato dal rapporto tra l'altezza del blocco e la lunghezza di sovrapposizione minima dei blocchi di due ricorsi consecutivi.

Per quanto riguarda il limite superiore $V_{t,lim}$, viene valutato nel seguente modo:

$$V_{t,lim} = \frac{l \cdot t}{b} \cdot \frac{f_{btd}}{2,3} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{btd}}}$$

Dove f_{btd} rappresenta la rottura a trazione dei blocchi e può essere ricavata da:

- prove di caratterizzazione diretta in laboratorio su campioni prelevati in situ;
- dati di letteratura;
- stime partendo dalla resistenza a compressione f_b ($f_{bt}=0,1 f_b$).

6 Tecniche di consolidamento

Nel seguito vengono illustrate due tecniche di consolidamento (intonaco armato e metodo delle cuciture attive) per le strutture in muratura che sono state utilizzate per l'analisi dei casi studio.

6.1 Intonaco armato

La tecnica di consolidamento mediante intonaco armato consiste, nella realizzazione di due lastre in calcestruzzo caratterizzate da uno spessore che varia tra i 3 e i 5 cm, armate con una rete metallica oppure in fibra di vetro o carbonio.

Affinché tale trattamento risulti realmente efficace è necessario che lo strato di calcestruzzo sia presente in entrambe le estremità e che soprattutto siano presenti dei connettori trasversali in acciaio che consentano di collegare il paramento murario con le due lastre in calcestruzzo [23].

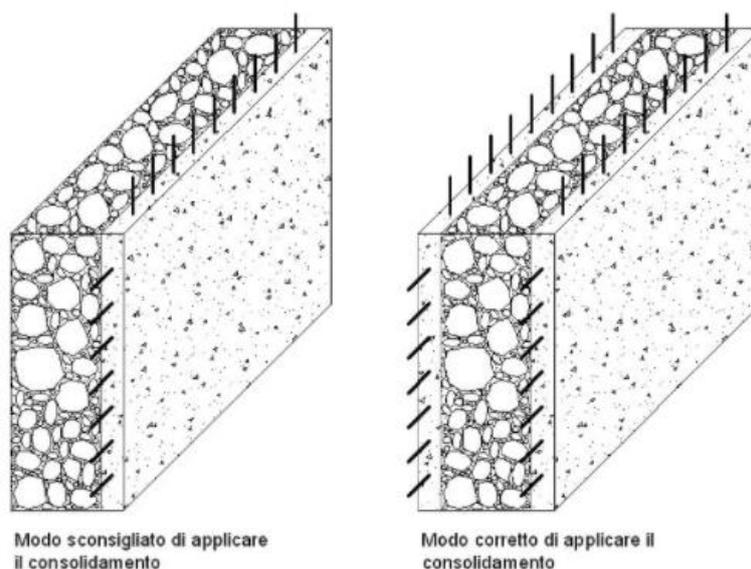


Figura 6.1 Disposizione corretta dell'intonaco armato [23]

Questa tipologia d'intervento si presta molto bene per murature particolarmente danneggiate o incoerenti nella quale sussiste l'impossibilità di utilizzo di altre tecniche.

Il sistema di consolidamento mediante intonaco armato presenta, allo stesso tempo, sia dei vantaggi che degli svantaggi. Per quanto riguarda i pro si ha [23]:

- Facilità di realizzazione;
- Costi dell'intervento contenuti;
- Incremento della resistenza della parete muraria sia nel piano che fuori dal piano;
- Eliminazione degli effetti indotti da lesioni isolate.

Per quanto riguarda, invece, gli svantaggi si ha [23]:

- Incremento della massa e conseguentemente incremento delle forze d'inerzia indotte dal sisma;
- Possibile corrosione degli elementi metallici se non ben protetti;
- Impossibilità di utilizzo su edifici d'interesse storico o dotati di affreschi, in quanto l'intervento comporta la distruzione dell'intonaco presente;
- Notevole irrigidimento della parete, questo comporta un'alterazione della distribuzione delle forze all'interno della struttura. Generalmente si cerca di posizionare il rinforzo in maniera più simmetrica possibile per evitare l'insorgere di eccentricità dannose;
- Alterazione dell'isolamento termico.

Il trattamento prevede, dal punto di vista realizzativo, le seguenti fasi [23] :

- A. **Preparazione della parete:** l'intonaco presente viene rimosso portando alla luce la parete muraria, in seguito si ha una fase di attenta pulizia della stessa tramite acqua oppure getti d'aria. Eventuali lesioni vengono saturate mediante iniezioni di apposite malte per evitare l'assorbimento di acqua;
- B. **Perforazioni:** realizzazione dei fori necessari per l'alloggiamento degli elementi metallici di connessione tra parete e lastre in calcestruzzo, questi fori devono essere ben distribuiti nella parete ed in seguito verranno riempiti con delle malte cementizie;
- C. **Posizionamento dei connettori:** quest'ultimi sono realizzati, di solito, con delle barre ad aderenza migliorata con un diametro che varia tra i 4 e gli 8 millimetri;
- D. **Posizionamento delle reti metalliche:** generalmente vengono utilizzate delle reti elettrosaldate con diametro compreso tra 4 e 8 millimetri, con maglie 10x10 oppure 15x15.
- E. **Getto delle lastre**

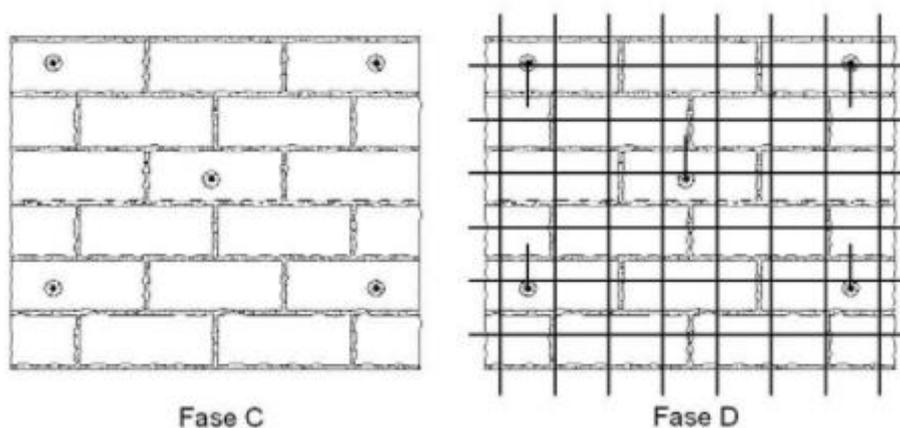


Figura 6.2 Posizionamento dei connettori trasversali (fase C) e della rete (fase D)

Dal punto di vista meccanico la Circolare 7/2019 [16] riporta nella tabella C.8.5.II dei coefficienti correttivi da applicare sia per quanto riguarda i parametri di resistenza sia per i moduli elastici:

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

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

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

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

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

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

Tabella 6-1 Fattori correttivi parametri meccanici e moduli elastici [16]

La stessa Circolare 7/2019 nel medesimo capitolo riporta [16]:

“l'effetto di questa tipologia di consolidamento può essere stimata attraverso opportune valutazioni che considerino gli spessori della parete e dell'intonaco armato, oltre che i relativi parametri meccanici.

In assenza di queste è possibile adottare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, applicabile ai valori sia dei parametri di resistenza (f , τ_0 e f_{v0}), sia ai moduli elastici (E e G).

In tal caso non si applicano i coefficienti relativi alla connessione trasversale della muratura non consolidata e alla ristilatura armata. Si rileva che il consolidamento con intonaco armato non ha alcuna efficacia in assenza di sistematiche connessioni trasversali e la sua efficacia è ridotta quando realizzata su un solo paramento. Nell'adozione degli eventuali coefficienti migliorativi si deve tener conto delle caratteristiche delle malte utilizzate (cementizie o a calce) e delle armature (metalliche o in fibra). Infine, si segnala la necessità di una preventiva verifica che il paramento non evidenzia un'eccessiva disgregazione o presenza di vuoti, tale da rendere inefficace l'accoppiamento con l'intonaco armato; in questi casi è opportuno accoppiare l'intervento con iniezioni”.

All'interno delle formulazioni di verifica bisogna tener conto sia dell'incremento dei parametri meccanici, come definito precedentemente, ma al contempo va considerato anche l'incremento di spessore dovuto alla presenza delle due lastre di calcestruzzo; l'introduzione di tali elementi si ripercuote inevitabilmente sia sulla rigidità che la massa, le quali tenderanno ad aumentare.

Nel seguito viene riportato un esempio applicativo su come stimare la resistenza nel piano a pressoflessione e a taglio di una parete consolidata con intonaco armato (esempio tratto da [23]):

Muratura in mattoni pieni e malta di calce	
Lunghezza della parete (l) [mm]	2000
Altezza della parete (h) [mm]	3000
Spessore della parete (t) [mm]	500
Livello della conoscenza	LC1
Coefficiente di sicurezza (γ_m)	2
Spessore delle lastre di intonaco armato (t_i) [mm]	30
Sforzo Normale (N_s) [KN]	500,00
Momento (M_s) [KNm]	220,00
Taglio (V_s) [KN]	95,54

Tabella 6-2 Caratteristiche muratura esempio

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

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

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

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

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

Per la muratura non consolidata, come detto sopra, i parametri relativi alle resistenze, riportati nella tabella soprastante devono essere divisi per il coefficiente di sicurezza e per il fattore di sicurezza:

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{2,60}{2 \cdot 1,35} = 0,963 \text{ MPa}$$

$$\tau_{0d} = \frac{\tau_0}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0,05}{2 \cdot 1,35} = 0,018 \text{ MPa}$$

$$f_{v0d} = \frac{f_{v0}}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0,13}{2 \cdot 1,35} = 0,048 \text{ MPa}$$

Calcolo dei valori resistenti con elementi non consolidati:

$$\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t} = \frac{500000}{2000 \cdot 500} = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_r &= \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right) = \frac{2000^2 \cdot 500 \cdot 0,5}{2} \left(1 - \frac{0,5}{0,85 \cdot 0,963}\right) \\ &= 194,58 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 194,58 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_r &= \frac{l \cdot t \cdot 1,5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} = \frac{2000 \cdot 500 \cdot 1,5 \cdot 0,018}{1,5} \sqrt{1 + \frac{0,5}{1,5 \cdot 0,018}} \\ &= 79520 \text{ N} = 79,52 \text{ KN} \end{aligned}$$

Verifiche:

$$M_r = 194,58 \text{ KNm} < M_s = 220,00 \text{ KNm} \quad \textbf{VERIFICA NON SODDISFATTA}$$

$$V_r = 79,52 \text{ KN} < V_s = 95,54 \text{ KN} \quad \textbf{VERIFICA NON SODDISFATTA}$$

A questo punto vengono determinate le resistenze considerando l'incremento dato dall'intonaco armato:

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

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

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

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

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

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

$$f_d = 0,963 \cdot 1,5 = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{0d} = 0,018 \cdot 1,5 = 0,027 \text{ MPa}$$

$$f_{v0d} = 0,048 \cdot 1,5 = 0,072 \text{ MPa}$$

$$E = 1500 \cdot 1,5 = 2250 \text{ MPa}$$

$$G = 500 \cdot 1,5 = 750 \text{ MPa}$$

A questo punto vengono nuovamente calcolate, a parità di sforzo normale, le nuove resistenze considerando i valori consolidati. In particolare, ciò che vediamo variare nelle formulazioni sono lo spessore t a cui va aggiunto il contributo dato dall'intonaco e il valore di resistenza:

$$M_r = \frac{l^2 \cdot (t + 2 \cdot t_l) \cdot \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right) = \frac{2000^2 \cdot (500 + 60) \cdot 0,5}{2} \cdot \left(1 - \frac{0,5}{0,85 \cdot 1,44}\right)$$

$$= 331,87 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 331,87 \text{ KNm}$$

$$\begin{aligned}
 V_r &= \frac{l \cdot (t + 2 \cdot t_l) \cdot 1,5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \cdot \tau_{0d}}} \\
 &= \frac{2000 \cdot (500 + 60) \cdot 1,5 \cdot 0,027}{1,5} \sqrt{1 + \frac{0,5}{1,5 \cdot 0,027}} = 110480 \text{ N} \\
 &= 110,48 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$M_r = 331,87 \text{ KNm} > M_s = 220,00 \text{ KNm} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

$$V_r = 110,48 \text{ KN} < V_s = 95,54 \text{ KN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Nel seguito vengono riportati i domini di resistenza a taglio e flessione:

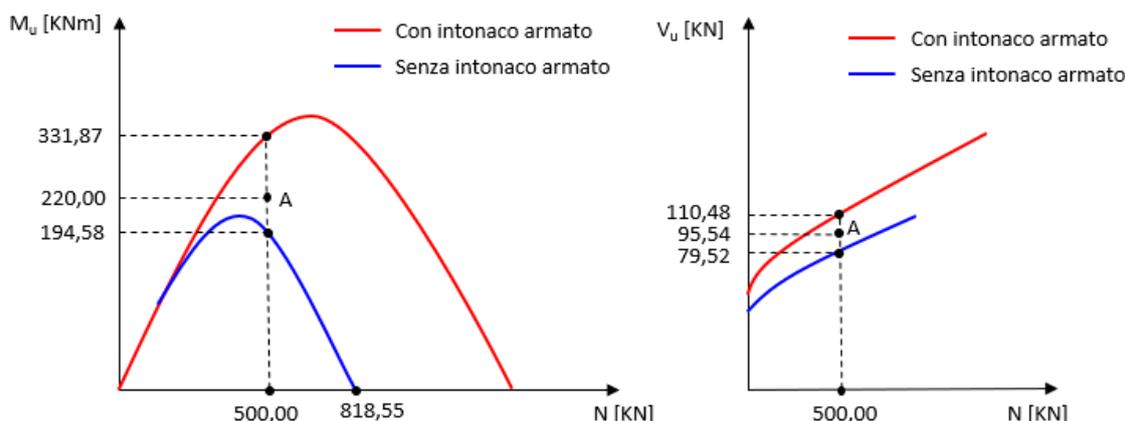


Figura 6.3 Dominio d'interazione a pressoflessione (sinistra) e a taglio (destra)

Come si può notare dai diagrammi d'interazione l'effetto benefico indotto dall'intonaco armato per quanto riguarda la resistenza a pressoflessione risulta essere ridotto per pannelli poco schiacciati, al contrario aumenta notevolmente per alti valori dello sforzo normale. Nel caso del taglio, invece, valgono le medesime considerazioni fatte in precedenza con la sola eccezione che per bassi valori di compressione il consolidamento continua ad essere efficace.

In conclusione, se la parete va in crisi a flessione il consolidamento comporta benefici solamente se la parete stessa è soggetta ad elevati valori dello sforzo normale se invece la rottura avviene per taglio il consolidamento porta ad un guadagno in termini di resistenza indipendentemente dallo stato di compressione della parete.

6.2 Il sistema CAM®

Il sistema CAM® (“*Cuciture Attive dei Manufatti*”) è un sistema di consolidamento utilizzato sia per le strutture in muratura che per le strutture in cemento armato. È realizzato mediante un reticolo tridimensionale di nastre in acciaio che vanno ad avvolgere l’elemento strutturale, consentendogli da un lato l’incremento della capacità di resistere a compressione grazie all’effetto confinante, dall’altro la presenza delle armature consente di avere nella parete muraria una resistenza a trazione [24].

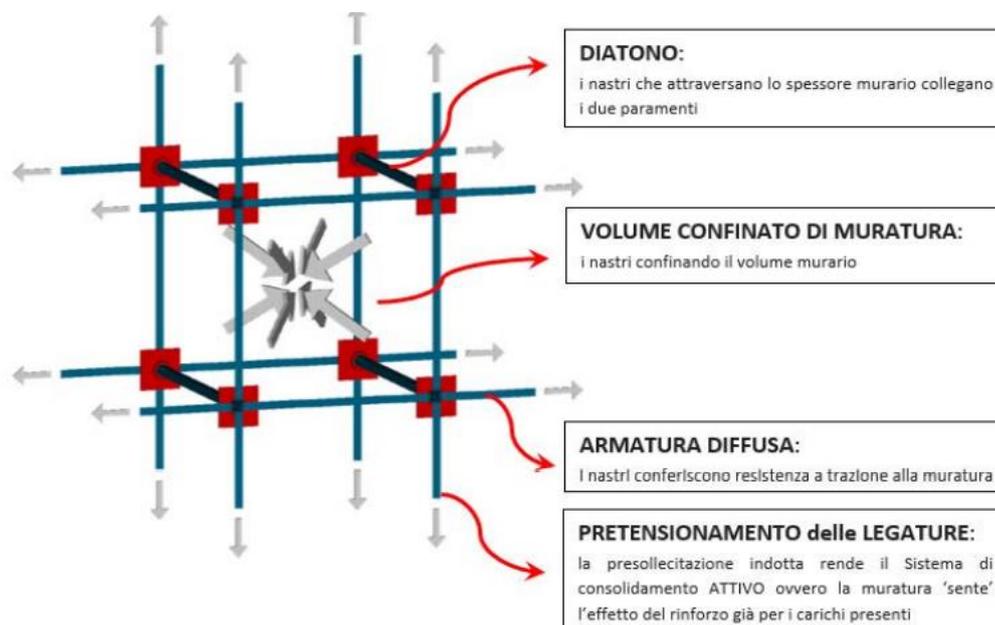


Figura 6.4 Schema sistema di confinamento con tecnologia CAM® [24]

Fondamentalmente tale sistema consiste nell’applicazione di elementi metallici, composti da nastri in acciaio di dimensione 19x0,9 mm ed uno spessore di circa 1 mm, che vengono disposte sulle due estremità e nello spessore della parete stessa, in questo modo si viene a creare un reticolo tridimensionale composto da elementi verticali, orizzontali e trasversali. Ogni tirante può essere realizzato come sovrapposizione di uno o più nastri che vengono opportunamente tesati. Vengono disposti anche degli elementi metallici speciali (piastre imbutite) che consentono di richiudere le forze agenti sul piano della parete nei punti di nodo e parallelamente ripartiscono l’azione di compressione che si attiva nella direzione trasversale [24], infine si hanno i diatoni che rappresentano le armature che attraversano lo spessore dell’elemento murario e consentono il

collegamento tra i due paramenti, le forature in cui vengono alloggiati tali elementi possono seguire una configurazione regolare o a quinconce.

Di seguito vengono riportati in maniera schematica gli elementi costituenti il sistema con le relative caratteristiche meccaniche.

Componente	Dimensione (mm)	Normativa	SIGLA	f_{tk} (MPa)	f_{ck} (MPa)	A_{so} (%)
Piatto imbutito	125x125x4(*)	UNI EN 10088-4	1.4301 – 1.4307	≥ 520	≥ 220	45
Angolare ripartitore (*)	300x100x4mm 125x60x4mm	UNI EN 10088-4	1.4301 – 1.4307	≥ 520	≥ 220	45
Nastro	19x0.90	UNI EN 10088-4	1.4318	≥ 650	≥ 350	35
Sigillo	45x55x1 (0.90)	UNI EN 10088-4	1.4301 – 1.4307	≥ 520	≥ 220	45

(*) ove necessario possono essere prodotti pezzi speciali con dimensione personalizzata.
Nella geometria si legge altezza elemento x dimensione ala simmetrica x spessore.

Tabella 6-3 Caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti del sistema CAM®

I principali vantaggi del sistema di consolidamento CAM® sono:

- Il CAM® non altera la rigidità e la massa del sistema;
- Grazie alla presenza di un'armatura diffusa si ha resistenza a trazione nell'elemento murario;
- Nascita di un confinamento del volume murario con conseguente incremento di resistenza a compressione e duttilità;
- Incremento del grado di ammorsamento tra elementi ortogonali;
- Diminuzione della vulnerabilità nei confronti di cinatismi locali.

Dal punto di vista meramente costruttivo la posa in opera del sistema prevede le seguenti fasi [24]:

- Preparazione delle superfici con rimozione totale o parziale dell'intonaco;
- Tracciatura e foratura;
- Posa in opera dei piatti imbutiti e degli angolari;
- Taglio del nastro, posa e tesatura;
- Chiusura dei fori;
- Ripristino dell'intonaco.

Di seguito si riportano una serie di nozioni utili per la successiva definizione delle formulazioni di calcolo delle resistenze:

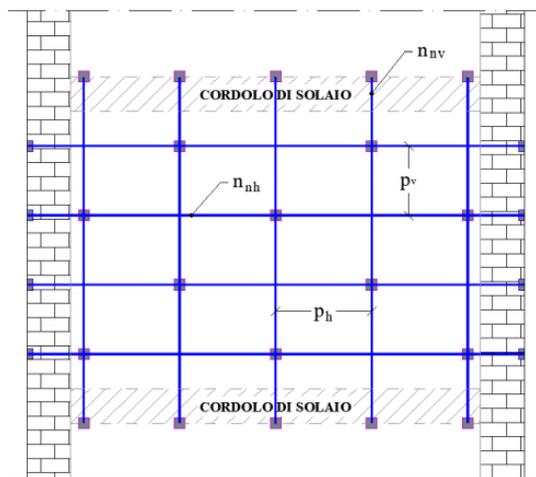


Figura 6.5 Disposizione a quinconce: le forature sono sfalsate [24]

- b_f → larghezza nastro;
- p_{fh} → interasse nastri verticali;
- p_{fv} → interasse nastri orizzontali;
- t_f → spessore nastro;
- n_{nh} → numero nastri orizzontali sovrapposti;
- n_{nv} → numero nastri verticali sovrapposti;
- t_{fht} → spessore totale dei nastri orizzontali sovrapposti;
- t_{fvt} → spessore totale dei nastri verticali sovrapposti.

La normale pratica prevede la presenza di forature con una disposizione a quinconce che dimezza il numero delle forature rispetto alla maglia regolare, il vantaggio di questa disposizione è sia di natura realizzativa che meccanica; infatti, si ha una limitazione della formazione di linee di rottura preferenziali [24].

La principale differenza tra le due disposizioni si riscontra nel confinamento. Il valore di p_{fh} e p_{fv} da utilizzare nella valutazione delle resistenze (pressoflessione e taglio) rimane il medesimo indipendentemente dalla configurazione adottata, mentre nel caso del calcolo del confinamento bisogna assumere le seguenti considerazioni:

- $p_{fh,eff} = 2 \cdot p_{fh}$
- $p_{fv,Q} = p_{fv}$

6.2.1 Effetto del confinamento

La verifica degli elementi confinati consiste nel soddisfacimento della seguente relazione:

$$N_{Sd} \leq N_{Rmc,d}$$

N_{Sd} rappresenta l'azione sollecitante mentre $N_{Rmc,d}$ rappresenta la resistenza di progetto dell'elemento confinato [24].

$$N_{Rmc,d} = A_m \cdot f_{mcd} \geq A_m \cdot f_{md}$$

Dove:

- f_{md} → resistenza a compressione della muratura non confinata;
- f_{mcd} → resistenza a compressione della muratura confinata;
- A_m → area della sezione trasversale della parete muraria.

Per quanto riguarda la resistenza dell'elemento confinato può essere determinato tramite la seguente formulazione [24]:

$$f_{mcd} = f_{md} \left[1 + k' \cdot \left(\frac{f_{1,eff}}{f_{md}} \right)^{\alpha_1} \right]$$

Dove:

- $f_{1,eff}$ → pressione di confinamento efficace;
- k' → coefficiente adimensionale;
- α_1 → coefficiente adimensionale pari a 0,5;
- $k' = \frac{g_m}{1000}$ dove g_m rappresenta il peso volumico espresso in Kg/m³.

$$f_{1,eff} = k_{eff} \cdot f_1 = k_h \cdot k_v \cdot f_1$$

Dove:

- k_h → coefficiente di efficienza orizzontale;
- k_v → coefficiente di efficienza verticale.

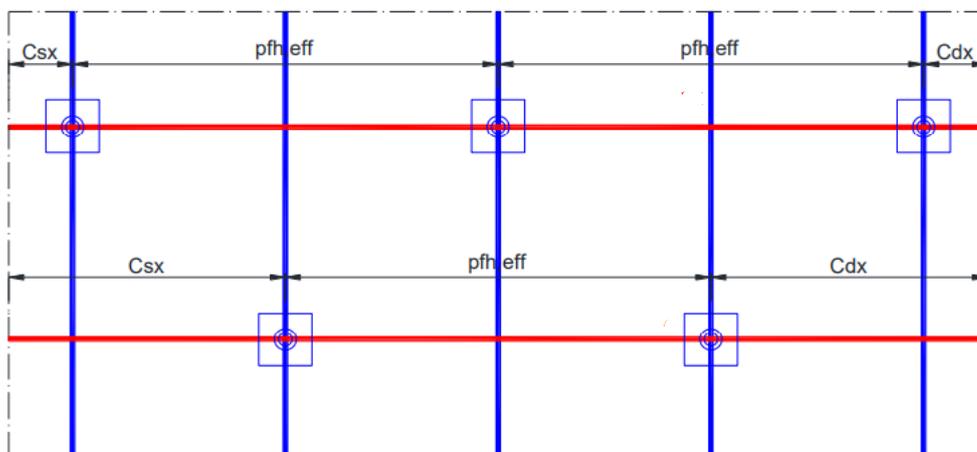


Figura 6.6 Vista in prospettiva di una disposizione a quinconce [24]

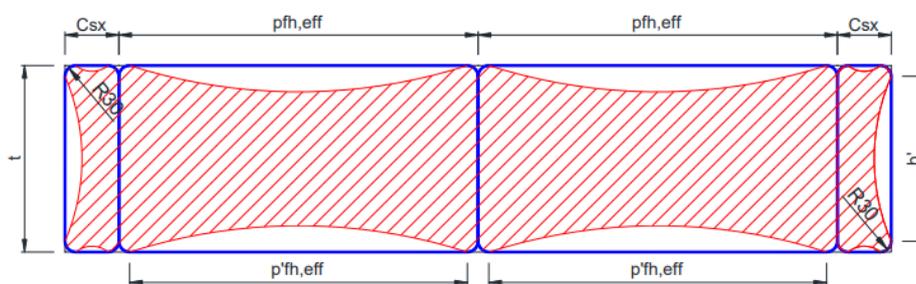


Figura 6.7 Vista in pianta dell'effetto confinante [24]

La pressione di confinamento f_1 , di un pannello che presenta una larghezza L e spessore t consolidato con sistema CAM® è pari:

$$f_1 = \frac{1}{2} \min \{ f_{yd,h} \cdot \rho_{sx} ; f_{yd,h} \cdot (\rho_{sy} + 2 \cdot \rho_{by}) \}$$

Dove:

- $\rho_{sx} = \frac{4 \cdot t_{fh} \cdot b f}{L \cdot p_{fv}}$ incidenza d'armatura CAM® in direzione parallela al pannello;
- $\rho_{sy} = \frac{4 \cdot t_{fh} \cdot b f}{t \cdot p_{fv}}$ incidenza d'armatura CAM® in direzione ortogonale al pannello;
- $\rho_{by} = \frac{n_{fori} \cdot A_b}{t \cdot p_{fh,eff}}$ incidenza d'armatura CAM® equivalente a barre trasversali.

Con A_b viene indicata l'area complessiva dei nastri passante attraverso i fori che vengono assunti equivalenti a barre. Convenzionalmente tale quantità viene è pari ad:

$$A_b = n_{fori} \cdot \left(2 \cdot t_{fht} + 2 \cdot t_{fvt} \cdot \frac{f_{yd,v}}{f_{yd,h}} \right)$$

Dove f_{yd} rappresenta la tensione di snervamento del nastro. Nel caso di costruzioni in muratura viene impiegato un nastro di tipo 1.4318 (INOX AISI 301):

$$f_{yd} = \min \left\{ \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}; \frac{0,7 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{1,1}; \frac{0,7 \cdot 1000}{1,25} \right\} = 318 \text{ MPa}$$

Il coefficiente di efficienza orizzontale è dato dal rapporto tra l'area confinata e quella totale e viene valutato mediante la seguente relazione:

$$k_h = \left\{ 1 - \frac{1}{3 \cdot L \cdot t} \cdot \left[(c_{sx} - 2 \cdot R)^2 + (p_{fh,eff} - 2 \cdot R)^2 \cdot (n_{fori} - 1) + (t - 2 \cdot R)^2 + (c_{dx} - 2 \cdot R)^2 \right] \right\}$$

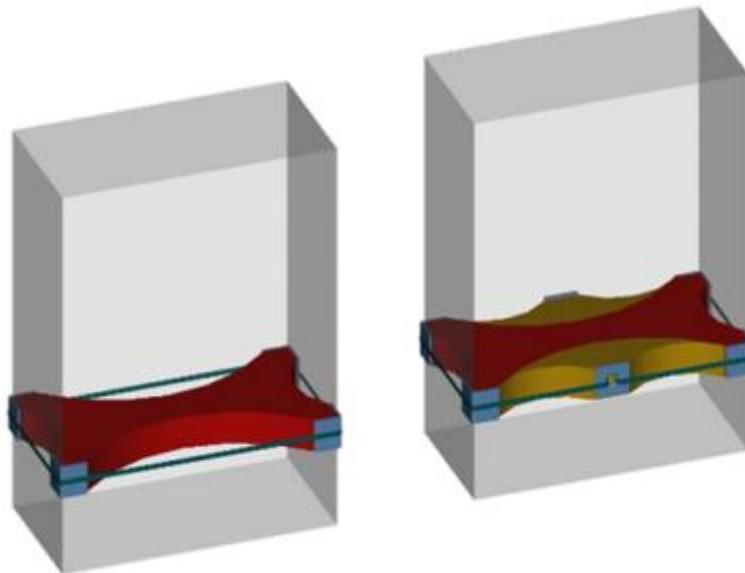


Figura 6.8 Efficienza orizzontale [24]

Il coefficiente di efficienza verticale è invece dato da:

$$k_v = \left(1 - \frac{p_{fv}'}{2 \cdot \min\{L, t\}}\right)^2 = \left(1 - \frac{p_{fv} - b_f}{2 \cdot \min\{L, t\}}\right)^2$$

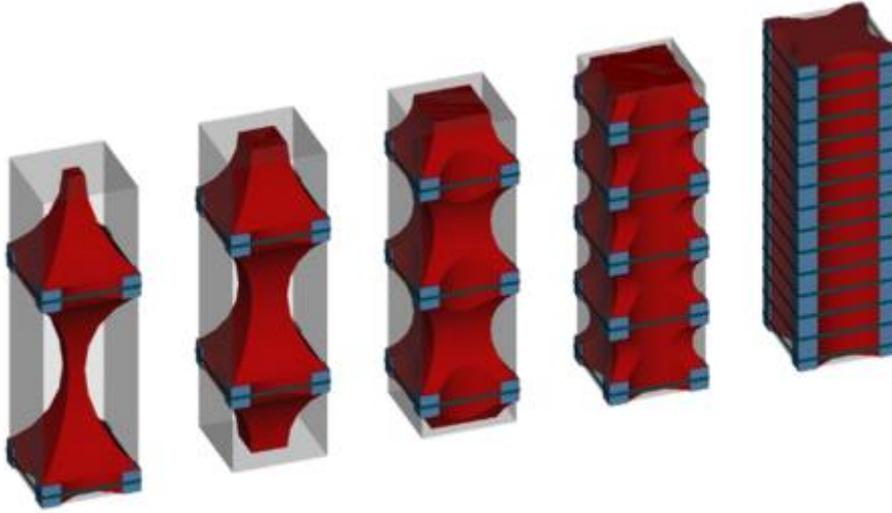


Figura 6.9 Efficienza verticale [24]

Come si può notare dalla figura all'aumentare del grado d'infiltramento dei nastri il volume di materiale confinato aumenta.

6.2.2 Resistenza a pressoflessione nel piano di un pannello consolidato con sistema CAM®

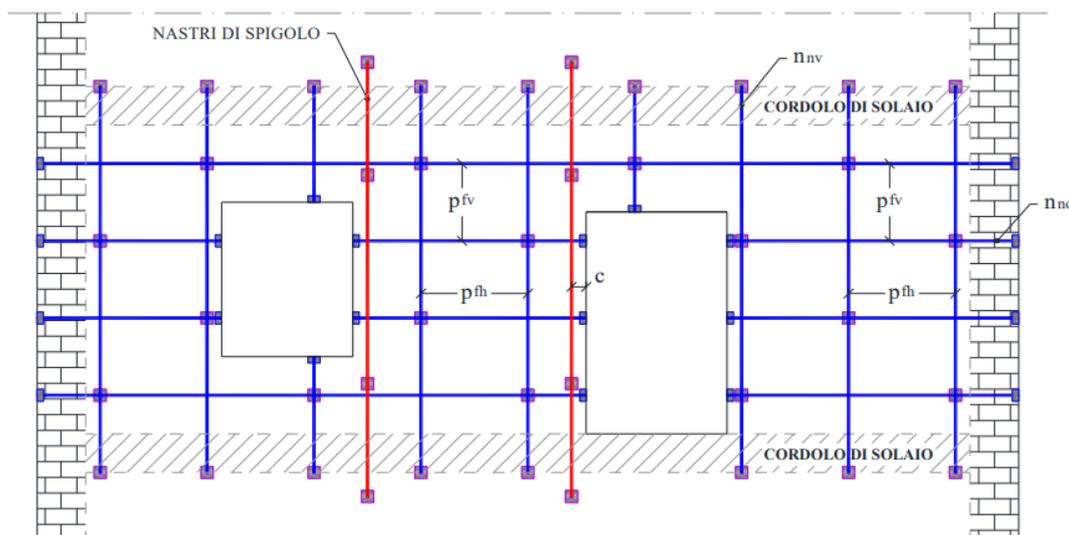


Figura 6.10 Possibile disposizione dei nastri in un pannello sollecitato a pressoflessione

$$M_{Rmd,CAM} = (0,85 \cdot f_{mcd}) \cdot 0,8x \cdot t \cdot \left(\frac{L}{2} - 0,4x\right) + f_{yd,v} \cdot \frac{A_{s,vert}}{S_{vert}} \cdot (L - x) \cdot \frac{x}{2} + f_{yd,sp} \cdot A_{s,spigolo} \cdot \left(\frac{L}{2} - c\right)$$

Dove:

- $A_{s,vert}$ → pari al doppio dell'area del singolo nastro moltiplicato per il numero di sovrapposizioni verticali;
- $A_{s,spigolo}$ → pari al doppio dell'area del singolo nastro moltiplicato per il numero di sovrapposizioni verticali che sono collocati sugli spigoli;
- S_{vert} → passo degli avvolgimenti verticali (p_{fh});
- f_{mcd} → resistenza a compressione della muratura;
- $f_{yd,v}$ → tensione di snervamento di calcolo dei nastri verticali;
- $f_{yd,sp}$ → tensione di snervamento di calcolo dei nastri di spigolo;
- c → distanza dal bordo libero dei nastri di spigolo;
- x → profondità asse neutro.

$$x = \frac{\sigma_0 \cdot L \cdot t + \frac{A_{s,vert}}{S_{vert}} \cdot f_{yd,v} \cdot L + A_{s,spigolo} \cdot f_{yd,sp}}{0,8 \cdot (0,85 \cdot f_{mcd}) \cdot t + \frac{A_{s,vert}}{S_{vert}} \cdot f_{yd}}$$

L'effetto dell'armatura CAM® su un pannello sollecitato a pressoflessione è dato da un lato dall'incremento di resistenza a compressione grazie al confinamento dall'altro è dato dall'inserimento di elementi metallici in grado di resistere a trazione [24].

Di seguito viene riportato un esempio di dominio di resistenza:

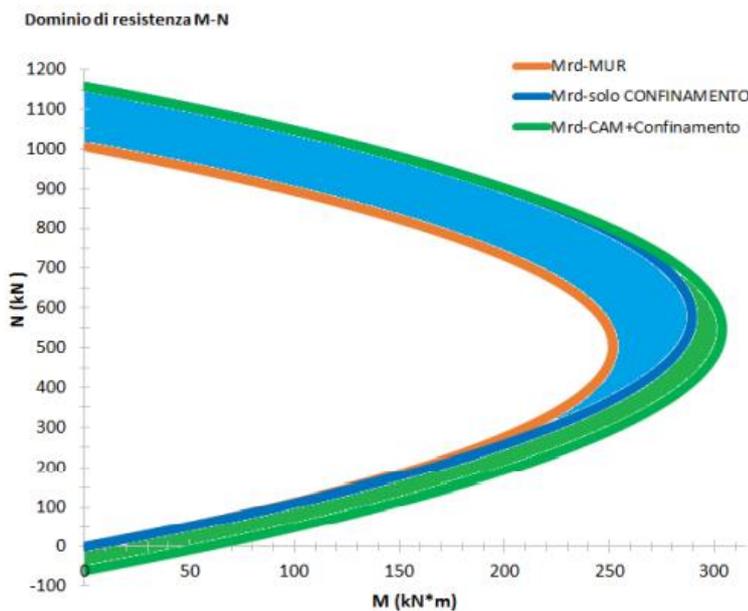


Figura 6.11 Dominio di resistenza [24]

Come si può notare dal grafico l'incremento di resistenza a pressoflessione dato dal solo confinamento risulta essere particolarmente elevato solo laddove sono presenti alti valori di sforzo normale, al contrario quando quest'ultimo risulta essere particolarmente basso il contributo offerto dell'armatura assume sempre più importanza.

6.2.3 Resistenza a taglio di un pannello rinforzato con Sistema CAM®

La resistenza a taglio di elementi rinforzati con tecnologia CAM® può essere ricondotta a quella della muratura armata delle nuove costruzioni (7.8.3.2.2 NTC [22]).

Applicando la formula additiva si ha [24]:

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

Il contributo delle armature può essere stimato mediante la seguente formulazione:

$$V_{t,S} = \frac{0,6 \cdot d \cdot A_{s,orizz} \cdot f_{yd,h}}{p_{fv}}$$

Dove:

- $A_{s,orizz}$ → corrisponde al doppio dell'area del singolo nastro moltiplicato per il numero di avvolgimenti orizzontali;
- $f_{yd,h}$ → tensione di calcolo di snervamento dell'armatura;
- p_{fv} → interasse nastri orizzontali
- d → distanza tra il lembo compresso ed il baricentro delle armature. Può essere assunta pari ad:
 - all'effettivo baricentro delle armature;
 - alla distanza tra lembo compresso e l'armatura tesa più esterna;
 - 80% della lunghezza del pannello.

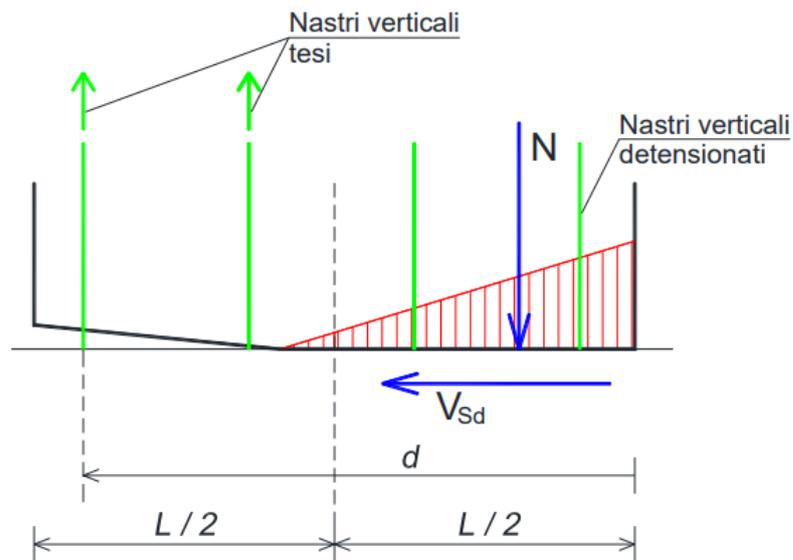


Figura 6.12 Schema di calcolo muratura armata con sistema CAM®

Per quanto riguarda il contributo della muratura ($V_{t,M}$) dipende dalla tipologia di rottura e nel caso di fessurazione diagonale con muratura irregolare si può utilizzare la formulazione di *Turnesek e Cacovic* [16]:

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

7 Metodologia

Il framework proposto si pone l'obiettivo di andare a realizzare uno strumento che sia in grado a minimizzare il costo d'intervento su una struttura in muratura.

Per farlo si è fatto uso di un algoritmo genetico (GA) scritto in ambiente Matlab® il quale si interfaccia con un software di modellazione strutturale chiamato OpenSees [25].



Figura 7.1 Collegamento Matlab OpenSees

Di seguito si riporta in maniera schematica il funzionamento dell'algoritmo:

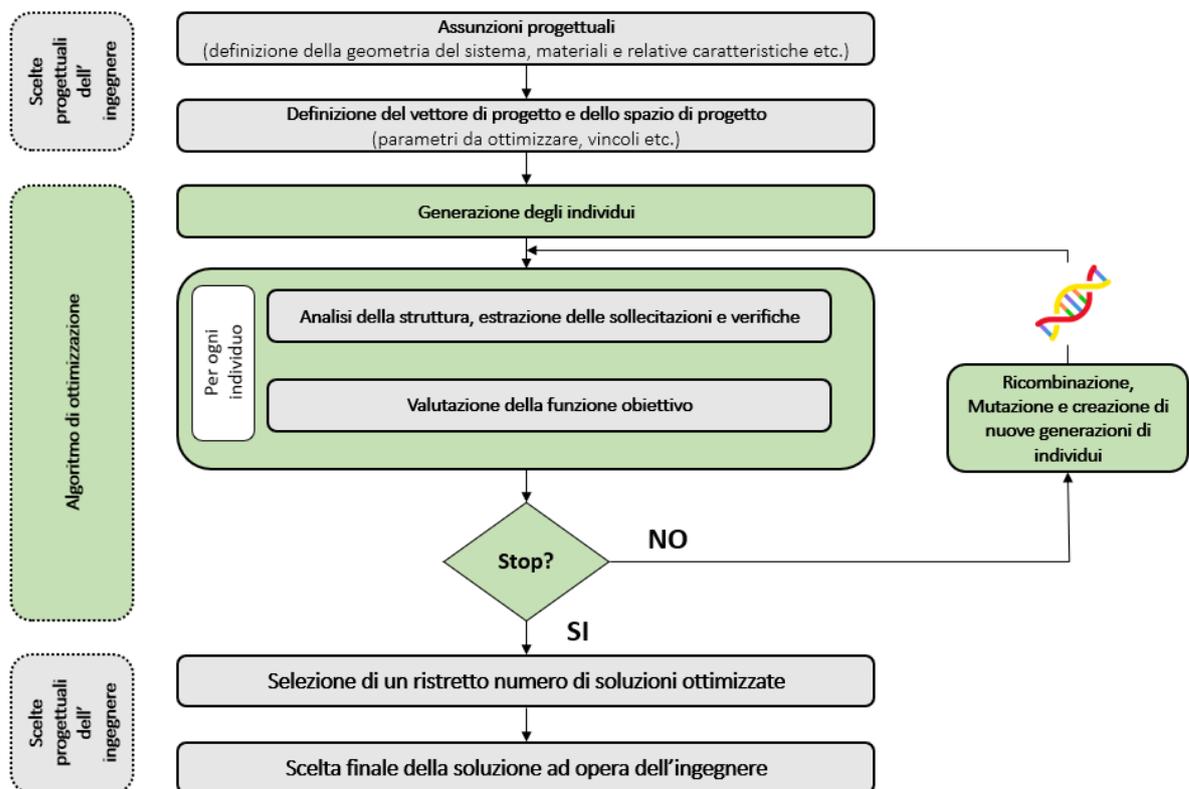


Figura 7.2 Schema di flusso dell'algoritmo

Il framework può essere suddiviso in tre grandi macro-fasi: due gestite dal progettista ed una fase intermedia dove iterativamente il GA lavora per identificare le soluzioni ottimali. La procedura inizia con le scelte progettuali da parte del tecnico dove viene definita la struttura nelle sue caratteristiche geometriche e meccaniche e vengono formulate le diverse ipotesi progettuali. Tutte queste indicazioni verranno in seguito utilizzate per la definizione del modello strutturale.

Lo stesso tecnico deve procedere alla definizione del vettore di progetto e dei parametri relativi agli operatori genetici, particolare attenzione dovrà essere riposta nei confronti della dimensione della popolazione in quanto quest'ultima andrà inevitabilmente ad incidere sia sulla bontà della soluzione ma anche sull'onere computazionale dell'analisi.

A seguito di queste prime fasi preliminari di settaggio e definizione del framework si parte con l'analisi vera e propria. L'algoritmo di ottimizzazione inizia con la prima generazione casuale di un certo numero d'individui, ognuno di essi rappresenta una possibile configurazione di rinforzo che deve essere opportunamente analizzata dal sistema.

Per ogni individuo viene generato un modello strutturale che tiene effettivamente conto della configurazione di rinforzo e viene analizzato mediante un'analisi elastica con il software OpenSees [25], dalla quale verranno estratte le caratteristiche di sollecitazione che serviranno nella fase successiva per svolgere le verifiche di sicurezza.

A seguito di quest'ultime viene valutato il costo d'intervento mediante la funzione obiettivo la quale, seguendo un approccio penalty, può essere amplificata o meno a seconda dell'esito delle verifiche.

Per ogni generazione il GA combina i migliori individui mediante gli operatori genetici (selezione, crossover e mutazione). Il processo di ottimizzazione termina nel momento in cui sopraggiungono degli appositi criteri di convergenza definiti a monte dell'analisi:

- Raggiungimento di un certo valore di generazioni;
- Raggiungimento di un certo valore di stagnazione (ovvero il valore della funzione obiettivo tra una generazione e l'altra si mantiene costante).

Una volta che il GA ha terminato la sua attività si entra nella fase conclusiva dove interviene nuovamente l'ingegnere il quale ha il dovere di analizzare le soluzioni ottenute da un punto di vista sia strutturale che di fattibilità realizzativa e fare delle opportune

scelte, eventualmente intervenendo con delle apposite modifiche alla soluzione fornita dall'algoritmo.

L'algoritmo da un punto di vista pratico si compone di una serie di codici scritti ed implementati su Matlab®, in quello principale vengono definite le caratteristiche fisse della struttura quali ad esempio geometria, altezza d'interpiano, tipologia di muratura etc. ma soprattutto vengono definiti i parametri essenziali dell'algoritmo quali:

- le dimensioni della popolazione;
- operatori genetici;
- i criteri di stop.

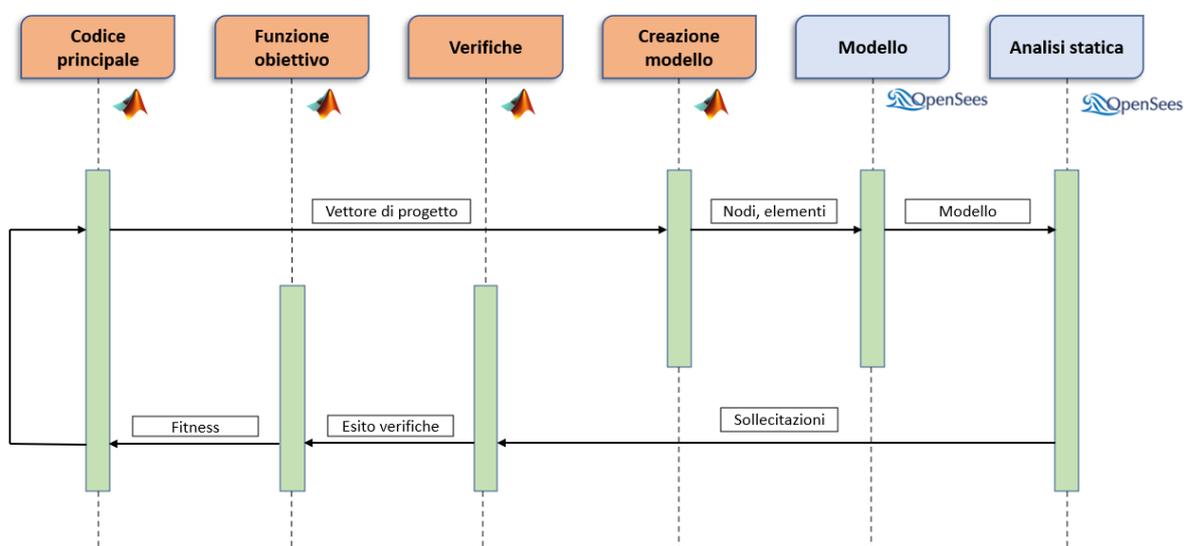


Figura 7.3 Sequenza funzionamento algoritmo

Come definito precedentemente l'algoritmo parte con la generazione di una popolazione, dove ogni individuo è caratterizzato da un proprio vettore di progetto. A questo punto ogni singola soluzione di tentativo passa attraverso una funzione che porta alla definizione del modello strutturale con la scrittura di diversi file .tcl che contengono la definizione dei nodi, vincoli, carichi, caratteristiche elastiche degli elementi e bracci rigidi (RigidLink).

In seguito, il modello appena realizzato viene opportunamente analizzati con un'analisi elastica tramite OpenSees che fornisce in output dei file txt contenenti le sollecitazioni.

Queste vengono poi implementate su Matlab® ed analizzate mediante un'ulteriore funzione preposta per le verifiche, infine per ogni individuo viene determinato il valore della funzione obiettivo.

7.1 Vettore di progetto

Il vettore di progetto che caratterizza un singolo individuo e quindi la singola soluzione, è formato da una serie di geni che sono necessari per calcolare il valore della funzione obiettivo. Scopo principale dell'algorithm di ottimizzazione è quello di andare a minimizzare il valore di tale funzione.

Nel seguente lavoro di tesi sono state affrontate due tipologie di consolidamento e per ognuno di essi è stato codificato un apposito vettore di progetto.

Nel caso della tecnica di consolidamento con intonaco armato, ogni soluzione di tentativo ha la seguente formattazione:

$$\mathbf{b} = (. . . . c_{i,j})$$

Dove \mathbf{b} è un vettore che è formato da elementi generici $c_{i,j}$ dove i rappresenta la posizione in pianta del generico elemento mentre j il piano. Gli elementi $c_{i,j}$ sono dei binari che assumono il valore 1 se il generico pannello risulta essere rinforzato 0 nel caso opposto.

Nella seconda tecnica di consolidamento implementata, ovvero la tecnologia CAM®, per ridurre lo spazio di ricerca e quindi l'onere computazionale si sono introdotte le seguenti ipotesi:

- maglia quadrata quinconce;
- maglie utilizzabili 60x60 80x80 100x100 [cm].

Seguendo le ipotesi sopraindicate il vettore di progetto che codifica la singola soluzione assume la seguente forma:

$$\mathbf{b} = (. . . . d_{i,j})$$

Dove \mathbf{b} è un vettore che è formato da elementi generici $d_{i,j}$ dove i rappresenta la posizione in pianta del generico elemento mentre j il piano. $d_{i,j}$ e può assumere tre differenti valori:

- 0 → elemento non rinforzato;
- 1 → maglia quadrata 60x60;
- 2 → maglia quadrata 80x80;
- 3 → maglia quadrata 100x100.

7.2 Operatori genetici

Elemento fondamentale da definire per garantire il corretto funzionamento dell’algoritmo sono gli operatori genetici ed in particolare selezione, crossover e mutazione.

➤ *Selezione*

Il criterio di selezione introdotto è detto “*Selezione del torneo*” che consiste nell’andare a prendere casualmente k individui dalla popolazione (dove k rappresenta la dimensione del torneo) e organizzare un torneo tra di loro dove il vincitore, cioè colui che accederà alla generazione successiva, sarà quello caratterizzato dal valore di fitness migliore.

Nel seguito viene riportato un esempio applicativo di tale criterio di selezione:

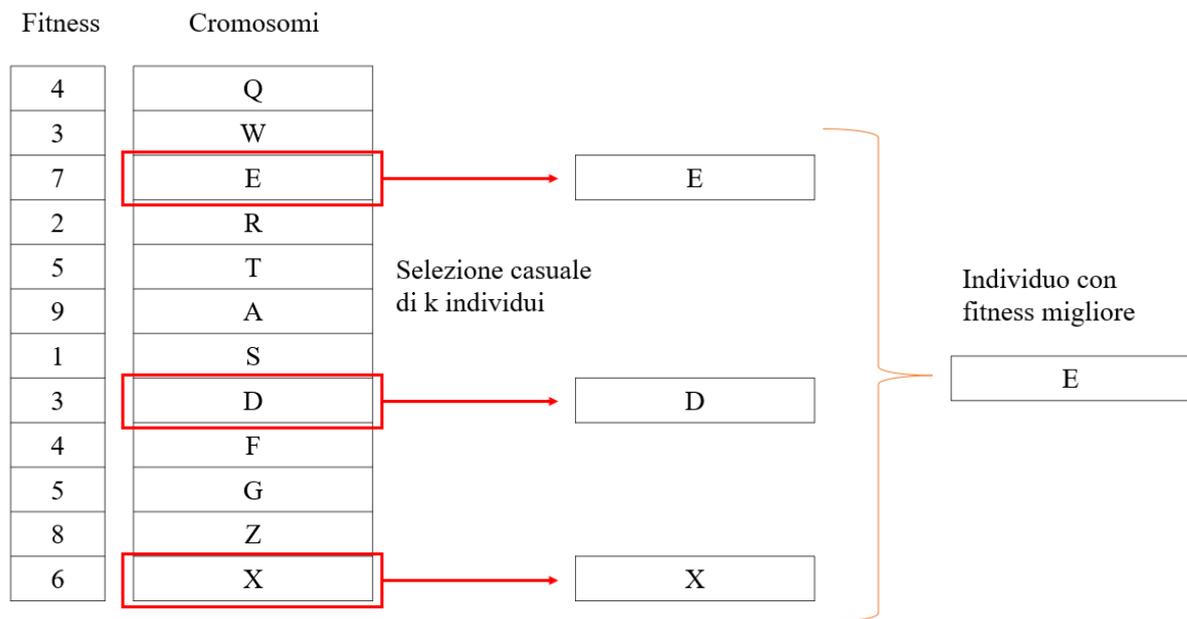


Figura 7.4 Criterio di selezione del torneo

➤ *Crossover*

Per quanto riguarda crossover sono stati utilizzati i seguenti operatori:

- Crossover a uno o più punti;
- Crossover uniforme.

Nel primo caso si parte da due individui che vengono “tagliati” in uno o più punti in maniera casuale (a seconda della tipologia di crossover) ed in seguito si ha la concatenazione dei geni dei genitori come mostrato in figura:

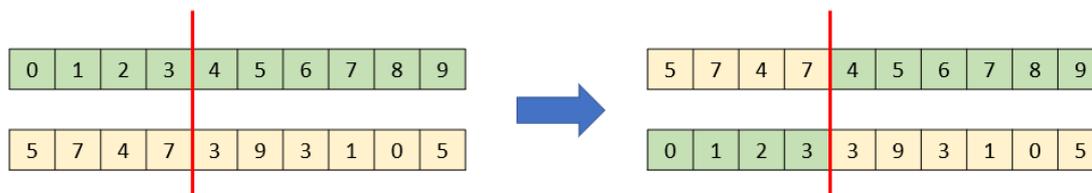


Figura 7.5 Crossover ad un punto [26]

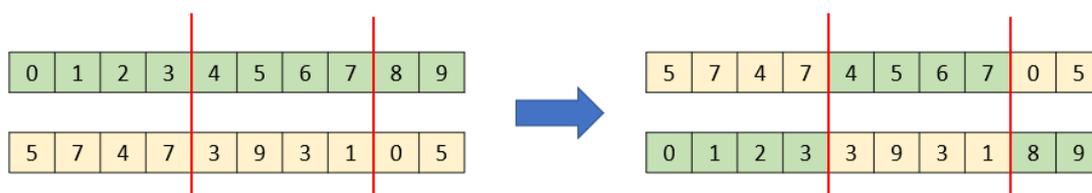


Figura 7.6 Crossover a due punti [26]

Nel secondo caso invece viene preventivamente generata, in maniera sempre casuale, una “mask” ovvero un vettore di dimensione pari a quella dei genitori e formata da coefficienti booleani (0,1). Se il valore riportato nella “mask” è pari a 1 si assume per il gene dell’individuo figlio in quella posizione il valore corrispondente del genitore 1 viceversa se è pari a 0 si prende quello del genitore 2.

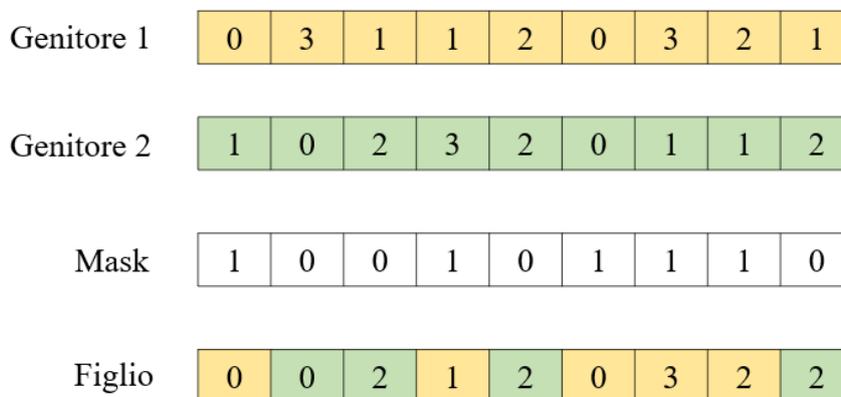


Figura 7.7 Crossover uniforme

➤ **Mutazione**

La mutazione che è stata implementata nell'algoritmo è quella a uno o più punti dove casualmente viene scelto uno (o più) geni e modificati. Di seguito vengono riportati degli esempi esplicativi:



Figura 7.8 Mutazione ad un punto [26]



Figura 7.9 Mutazione a due punti [26]

7.3 Funzione obiettivo

La funzione obiettivo (fitness) monitora il costo complessivo dell'intervento e fondamentale ci permette di quantificare la qualità di una generica soluzione codificata dal vettore di progetto.

Piuttosto che impostare un problema di ottimizzazione vincolata, si è preferito seguire un approccio penalty ovvero l'introduzione di un'amplificazione del valore della fitness in funzione delle verifiche di sicurezza applicate sulla struttura generata per ogni individuo. Sinteticamente si può affermare che all'aumentare del numero dei maschi non verificati la fitness diventa sempre più grande.

La funzione obiettivo nella sua formulazione più generico può essere rappresentata nel seguente modo:

$$F = C + \Pi$$

Dove:

- $F \rightarrow$ fitness;
- $C \rightarrow$ costo intervento;
- $\Pi \rightarrow$ funzione penalty.

Come detto precedentemente le tecniche di consolidamento utilizzate sono due per cui sono state implementate in Matlab® due differenti funzioni obiettivo.

7.3.1 Intonaco armato

In questo caso considerando un costo di rinforzo al m² si è deciso di effettuare un'ottimizzazione non direttamente sul costo ma bensì sull'area rinforzata, in modo da identificare la configurazione caratterizzata da un valore minimo di superficie consolidata e implicitamente una minimizzazione della spesa d'intervento.

$$F = C + \Pi = \sum a_i + \left(\sum b_j + \sum c_k \right) \cdot p$$

Dove:

- $a_i \rightarrow$ i-esima superficie rinforzata;
- $b_j \rightarrow$ j-esima superficie non verificata a pressoflessione;
- $c_k \rightarrow$ k-esima superficie non verificata a taglio;
- $p \rightarrow$ coefficiente amplificativo assunto pari a 5.

Di seguito vengono riportate delle analisi di calibrazione del parametro p:

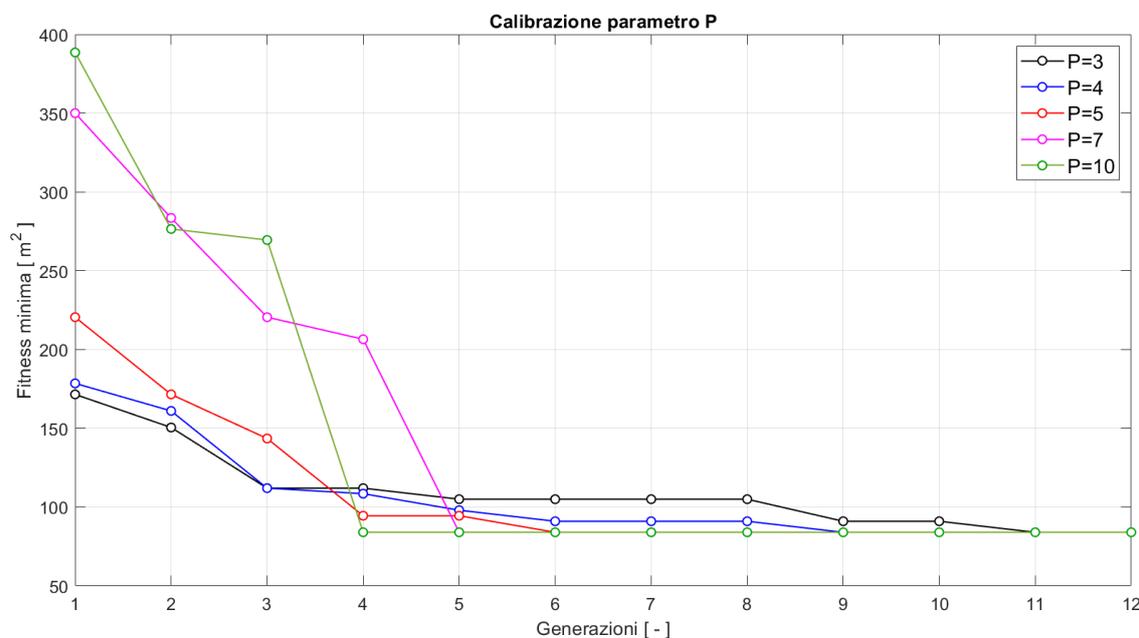


Figura 7.10 Calibrazione peso funzione penalty, Fitness-Generazioni (intonaco armato)

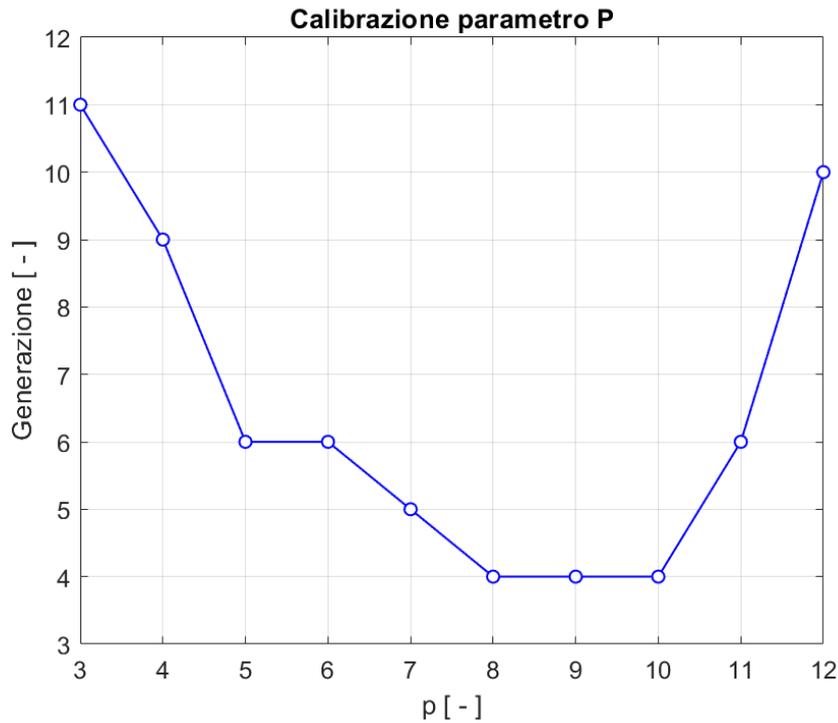


Figura 7.11 Calibrazione peso funzione penalty, andamento Peso – Generazione

I grafici sopra riportati sono stati costruiti svolgendo per ogni peso p 5 analisi ed è stata, in seguito, calcolata la media dei valori ottenuti per ogni generazione e riportati nei diagrammi.

Il primo grafico (Figura 7.10) mostra l'andamento della fitness media nelle diverse generazioni mentre nel secondo (Figura 7.11) viene riportato lungo l'asse delle ascisse il valore del peso p e sulle ordinate la prima generazione in cui si è raggiunto il valore minimo.

Particolarmente interessante risulta essere quest'ultima rappresentazione dove possono essere tratte le seguenti considerazioni: nel caso in cui il peso sia eccessivamente grande si ha una separazione molto netta tra individui feasible e quelli unfeasible che porta inevitabilmente all'esclusione di quest'ultimi. Eliminare tutte le soluzioni unfeasible non risulta essere una scelta congeniale in quanto si ha una perdita di patrimonio genetico che potrebbe codificare, tramite le operazioni di ricombinazione e mutazione di individui prossimi alla regione feasible, nuove soluzioni che soddisfano tutte le verifiche. Nel caso opposto, ovvero per valori del peso estremamente bassi la discriminazione tra individui feasible ed unfeasible risulta essere troppo scarsa per cui l'algoritmo non è efficiente nell'individuare le soluzioni prossime all'ottimo e quindi la velocità di convergenza è più

bassa. Date le seguenti considerazioni la configurazione ottimale del peso p si trova tra questi due estremi ovvero nell'intervallo 8-10. Data la particolare configurazione del problema si è deciso di assumere comunque un valore più basso di p rispetto all'intervallo ottimale e adottare un coefficiente pari a 5.

7.3.2 CAM®

In questa tipologia di rinforzo si è effettuata un'ottimizzazione sull'importo complessivo di consolidamento, i costi di realizzazione implementati sono stati presi dal prezziario ufficiale della regione Abruzzo (R 30.30.160 a-h) [27], di seguito in forma tabellare vengono riportati i valori assunti:

Tipo nastro	Costo [€/m ²]
Maglia 60x60 cm, nastro singolo	209,03
Maglia 60x60 cm, nastro doppio	308,72
Maglia 80x80 cm, nastro singolo	143,77
Maglia 80x80 cm, nastro doppio	213,73
Maglia 100x100 cm, nastro singolo	96,80
Maglia 100x100 cm, nastro doppio	132,97

Tabella 7-1 Costo maglia CAM

$$F = C + \Pi = \sum (a_i \cdot c_i) + \left[\sum (b_j \cdot p) + \sum (d_k \cdot p) \right]$$

Dove:

- a_i → i-esima superficie rinforzata;
- c_i → costo maglia CAM® dell'i-esima superficie rinforzata;
- b_j → j-esima superficie non verificata a pressoflessione;
- c_k → k-esima superficie non verificata a taglio;
- p → coefficiente amplificativo assunto pari a 650 €/m².

Di seguito vengono riportati una serie di grafici relativi alla calibrazione del peso della funzione penalty:

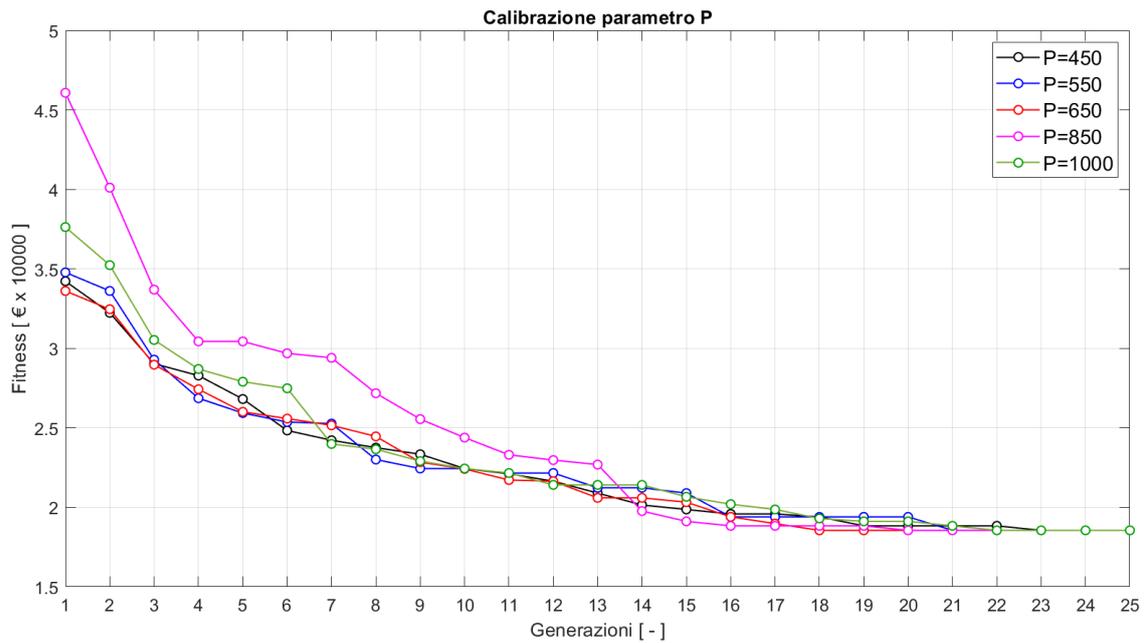


Figura 7.12 Calibrazione peso funzione penalty, Fitness - Generazioni (CAM)

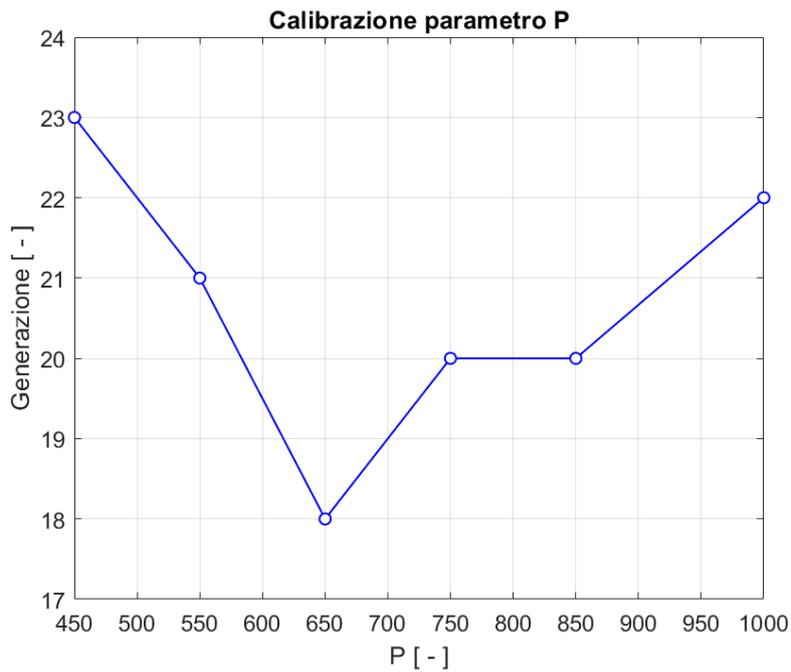


Figura 7.13 Calibrazione peso funzione penalty, Peso - Generazione

Per la realizzazione di tali grafici si è seguita una metodologia analoga a quella precedentemente esposta. Per quanto riguarda la tendenza del secondo diagramma (Figura 7.13) è molto simile al caso precedente, ovvero un'iniziale decrescita seguita da una crescita di generazione. Seguendo le considerazioni fatte nel caso precedente si è assunto un valore di p pari a 650 €/m^2 .

7.4 Modellazione strutturale

La necessità di realizzare un modello parametrico che consenta di variare di volta in volta le caratteristiche meccaniche del sistema in modo tale da identificare la soluzione ottimale ha portato ad affidarsi, per l'analisi strutturale, ad OpenSees (*Open System for Earthquake Engeneering Simulation – Sistema aperto per la simulazione di terremoti in ingegneria*) [25]. OpenSees è un framework sviluppato all'interno dell'università di Berkeley che consente agli utilizzatori di simulare la risposta di sistemi strutturali e geotecnici sottoposti a sisma [28].

A differenza della maggior parte dei software commerciali tale strumento non presenta un'interfaccia grafica, ed è basato su il linguaggio di programmazione C++ attraverso la scrittura di file *tcl* (Tool Command Language). Ed è proprio quest'ultima caratteristica che incide fortemente sulla scelta di OpenSees come risolutore di strutture parametriche; infatti, è possibile tramite il software Matlab® compilare file *tcl* contenenti il modello strutturale ed essere poi risolti tramite OpenSees. Questi file vengono gestiti tramite degli appositi cicli dove di volta in volta vengono variate in maniera iterativa le caratteristiche della struttura.

7.4.1 Modello con OpenSees

È importante sottolineare che affinché OpenSees funzioni correttamente c'è la necessità di seguire una serie di regole per la scrittura dei codici *tcl*.

Altro elemento fondamentale da tenere in considerazione è che questo strumento non ha delle unità di misura preimpostate motivo per cui vanno definite dall'utente a monte della modellazione, nel caso in esame si è assunto:

- Newton per le forze [N];
- Millimetri per le lunghezze [mm];
- Secondi per il tempo.

Di seguito vengono riportati i passi principali, gli elementi utilizzati e le ipotesi alla base della modellazione.

Nel capitolo 5 si è visto come è possibile schematizzare una parete, nel caso in esame si è assunta una schematizzazione del tipo a “*telaio equivalente*” in particolar modo si è fatto ausilio del metodo “*Dolce*” [29].

Questa tecnica prende in considerazione, anche se in maniera approssimata, la deformabilità dei nodi.

Per la definizione dell’altezza dei maschi, detta anche *altezza efficace*, viene utilizzata la seguente relazione [29]:

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

Dove:

- H_{eff} → altezza efficace del maschio;
- H → altezza d’interpiano;
- D → larghezza del maschio;
- h' → valutato come in figura:

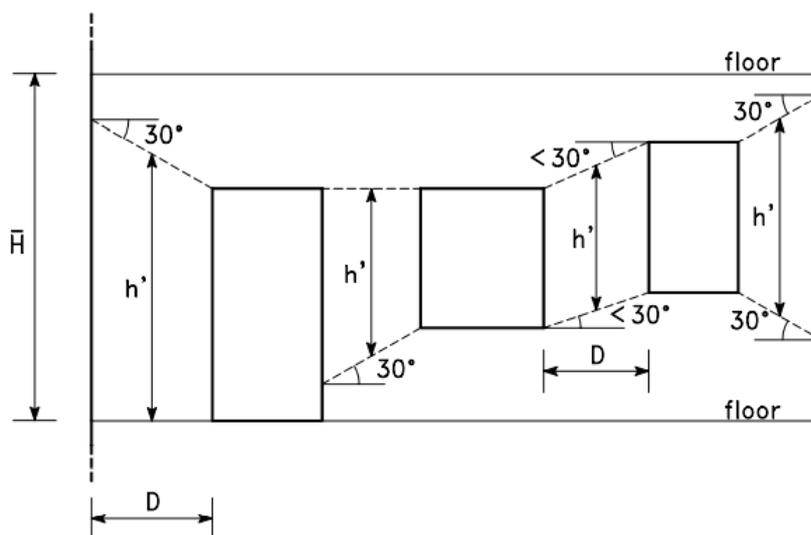


Figura 7.14 Definizione altezza efficace maschio murario secondo Dolce

Per quanto riguarda la definizione del modello in OpenSees si sono seguiti i seguenti passi [28]:

➤ ***model basic builder***

elemento principale da definire all'inizio della modellazione è la dimensione ed i gradi di libertà del sistema, in questo caso si sta analizzando un problema a tre dimensioni e sei gradi di libertà per cui il comando da utilizzare è il seguente: **model basic -ndm 3 -ndf 6**.

➤ ***definizione dei nodi***

essendo il sistema a tre dimensioni vanno fornite le coordinate (X, Y, Z). Il comando ha la seguente forma: **node \$tagnode \$coordX \$coordY \$coordZ** dove il primo termine (\$tagnode) identifica il nome del singolo nodo.

➤ ***Definizione dei vincoli***

Il telaio è supposto incastrato alla base, tale tipologia di vincolo viene definita tramite la seguente notazione: **fix \$tagnode 1 1 1 1 1 1**

Inoltre, si è assunta valida l'ipotesi di comportamento diaframmatico che viene introdotta tramite il seguente codice:

rigidDiaphragm \$perpDirn \$rNodeTag \$cNodeTag1 \$rNodeTag2....

dove:

- **\$perpDirn** → direzione ortogonale al piano rigido;
- **\$rNodeTag** → nodo "master"
- **\$cNodeTag1** → nodo "slave".

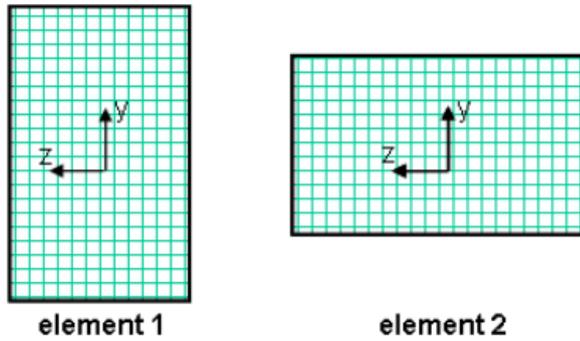
➤ ***Trasformazioni***

Prima di procedere alla definizione degli elementi di collegamento tra nodi, vanno definite delle trasformazioni che permettano di passare dal sistema di riferimento locale della sezione a quello globale della struttura. La formattazione da utilizzare è la seguente:

geomTransf Linear \$TransfTag \$vecxzX \$vecxzY \$vecxzZ

di seguito viene riportato un esempio applicativo su come definire la trasformazione (esempio tratto da [30]):

element cross-section:



element xz plane and vectors:

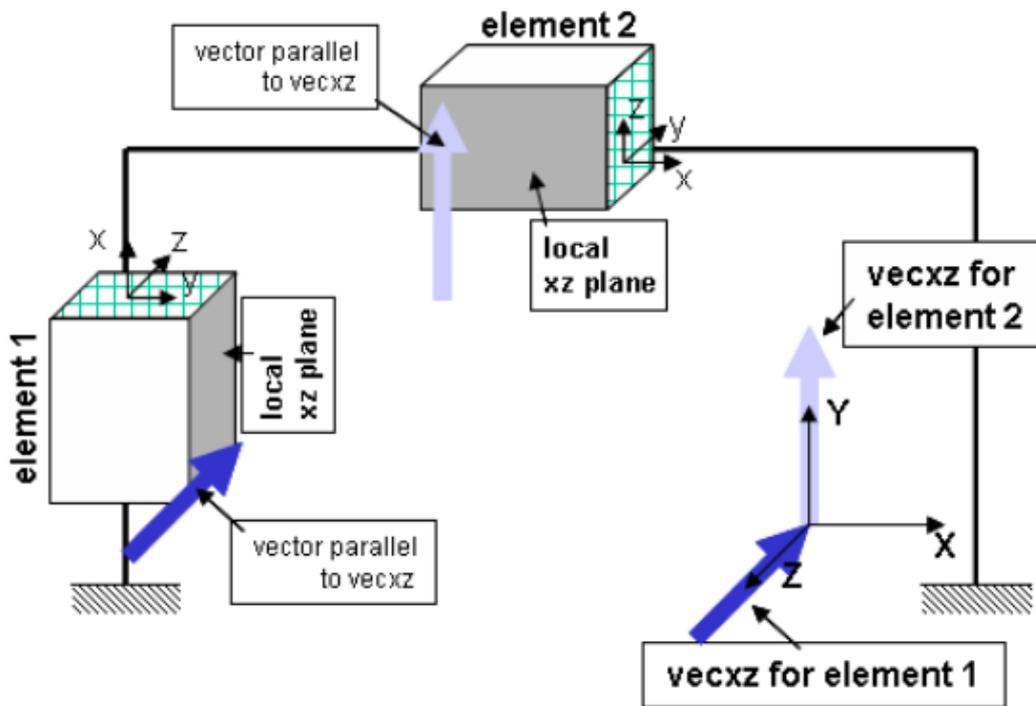


Figura 7.15 Schema esempio trasformazione

Elemento 1	tag 1	vecxZ = asse z	geomTransf Linear 1 0 0 -1
Elemento 2	tag 2	vecxZ = asse y	geomTransf Linear 2 0 1 0

Tabella 7-2 Trasformazioni geometriche

➤ *Definizione degli elementi*

Le porzioni deformabili (maschi e fasce) dei pannelli sono stati rappresentati tramite degli elementi elastici Timoshenko, il comando è il seguente:

element ElasticTimoshenkoBeam \$eleTag \$iNode \$jNode \$E \$G \$A \$Jx \$Iy \$Iz \$Avy \$Avz \$transfTag

dove:

- **\$eleTag** → nome dell'elemento;
- **\$E \$G** → sono rispettivamente il modulo elastico di Young e a taglio del materiale;
- **\$Jx** → costante torsionale;
- **\$Iy \$Iz** → momento d'inerzia rispetto agli assi locali y e z;
- **\$Avy \$Avz** → area di taglio rispetto agli assi locali y e z;
- **\$transfTag** → trasformazione geometrica.

Vanno poi definiti le porzioni rigidi sia dei maschi che delle fasce nonché i collegamenti tra i diversi telai per garantire la formazione del modello tridimensionale, tali elementi sono stati realizzati mediante dei bracci rigidi utilizzando i seguenti codici:

- **RigidLink beam \$rNodeTag \$cNodeTag** → per gli elementi rigidi dei pannelli;
- **RigidLink bar \$rNodeTag \$cNodeTag** → per collegare i diversi telai (“ammorsamento”).

Di seguito viene riportato preventivamente la rappresentazione estrusa di una struttura seguita dalla schematizzazione a telaio equivalente, utilizzata nel presente lavoro, con la suddivisione degli elementi deformabili come indicato precedentemente.

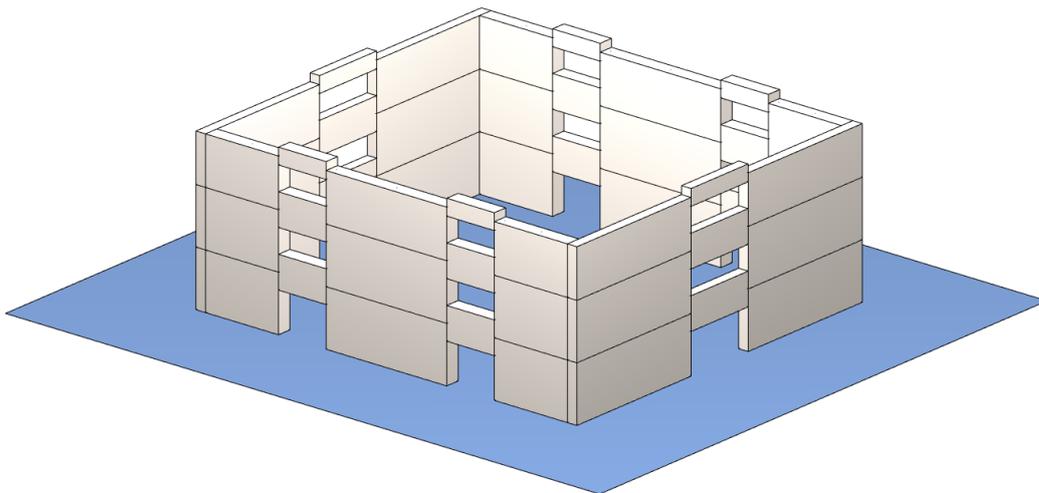


Figura 7.16 Rappresentazione tridimensionale struttura

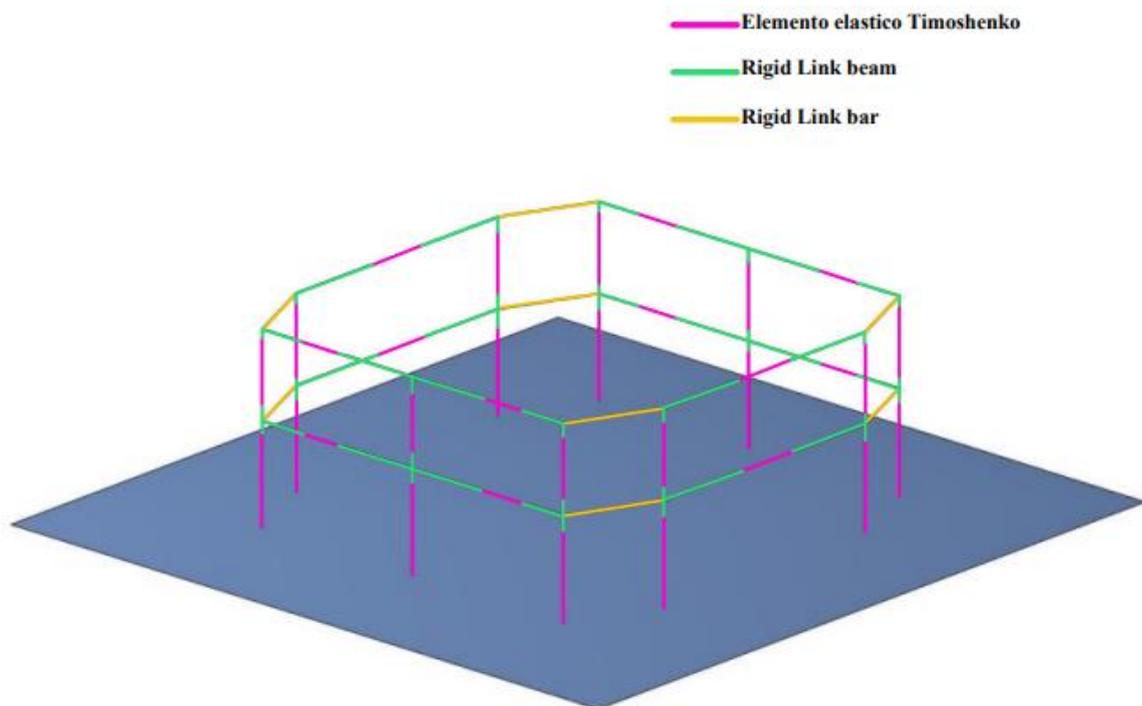


Figura 7.17 Schematizzazione elementi telaio

➤ **Definizione dei carichi**

Per la definizione dei carichi bisogna definire un *time series*, in questo caso lineare ed in seguito associare un *load pattern*. L'applicazione dei carichi avviene mediante la seguente formattazione:

```

Pattern plain $patternTag $stsTag {
load $NodeTag $Fx $Fy $Fz $Mx $My $Mz (carichi concentrati)
eleLoad (carichi distribuiti)
}
    
```

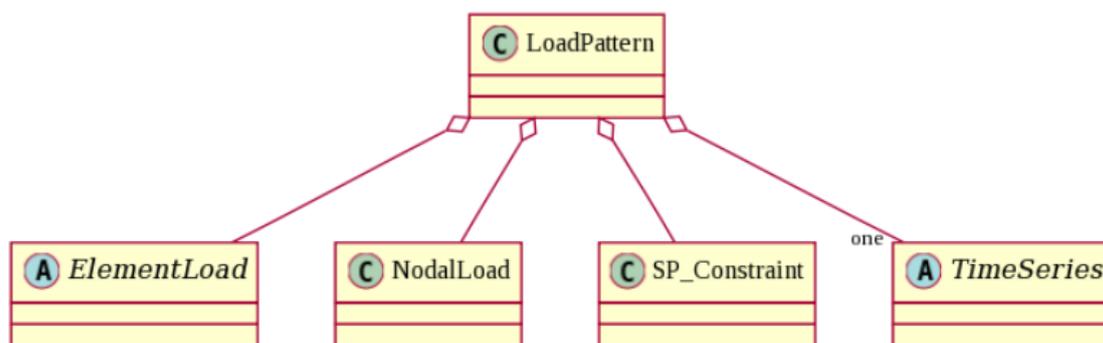


Figura 7.18 LoadPattern [31]

➤ **Recorders**

I recorders vengono utilizzati per chiedere ad OpenSees gli outputs, in questo caso si ha bisogno delle caratteristiche della sollecitazione degli elementi per cui il comando da utilizzare è il seguente:

```
recorder Element -file nome_file.out -ele $nome_elemento localForce
```

➤ **Analisi**

Per definire la risposta globale di un edificio sottoposto ad azione sismica, sono possibili le seguenti tipologie di analisi:

- Analisi statica lineare;
- Analisi statica non lineare;
- Analisi dinamica statica;
- Analisi dinamica non lineare.

Nel presente lavoro di tesi si è deciso di utilizzare l'analisi statica lineare, la quale consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti a quella d'inerzia indotta dal sisma. Tale analisi è applicabile in particolari situazioni [22] [16]:

- la struttura deve risultare regolare in altezza;

- il periodo fondamentale della struttura T_1 non deve superare $2,5 T_c$ o T_d .

Per l'identificazione del periodo T_1 si può fare riferimento alla seguente formulazione approssimata [16]:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

Dove:

- $H \rightarrow$ altezza complessiva della struttura espressa in metri;
- $C_1 \rightarrow$ coefficiente che dipende dal materiale, nel caso della muratura può essere assunto pari ad 0,05.

La forza complessiva che agisce sul fabbricato viene calcolata a partire dallo spettro di progetto, il sistema viene schematizzato ad un solo grado di libertà e viene soggetto, durante il movimento sismico, ad una forza complessiva pari ad [22]:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g}$$

Dove:

- $S_d(T_1) \rightarrow$ valore dell'ordinata spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale T_1 ;
- $W \rightarrow$ peso complessivo della struttura;
- $\lambda \rightarrow$ coefficiente pari a 0,85 nel caso in cui $T_1 < 2T_c$ e la costruzione presenti almeno tre orizzontamenti, 1 in tutti gli altri casi;
- $g \rightarrow$ accelerazione di gravità.

La forza va poi ripartita lungo l'altezza della struttura tramite la seguente formulazione [22]:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

Dove:

- z_i e $z_j \rightarrow$ quote, rispettivamente, della massa i e della massa j dal piano di fondazione;
- W_i e $W_j \rightarrow$ pesi rispettivamente della massa i e della massa j .

8 Caso studio 1

Il primo caso studio riguarda l'analisi di un edificio esistente in muratura situato in Pistoia (Toscana) formato da 3 piani fuori terra con un'altezza d'interpiano di 3,5 m e che presenta delle regolarità sia in pianta che in elevazione.

Di seguito si riporta la pianta ed il modello tridimensionale della struttura.

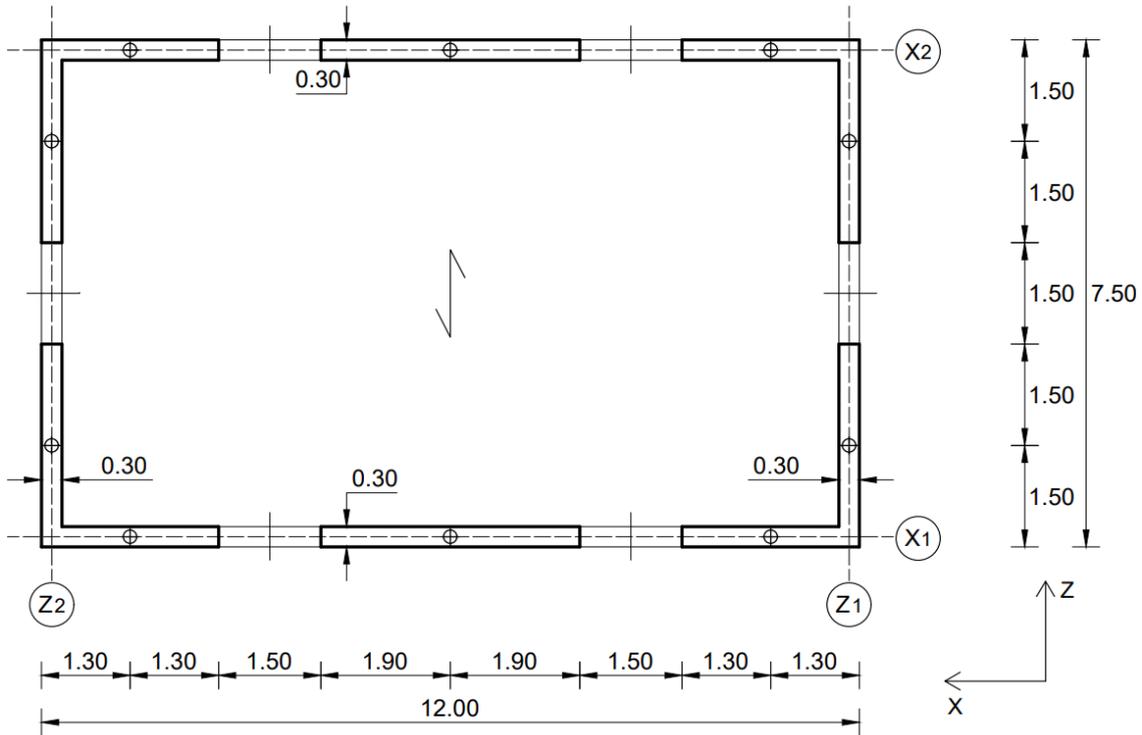


Figura 8.1 Pianta caso studio 1

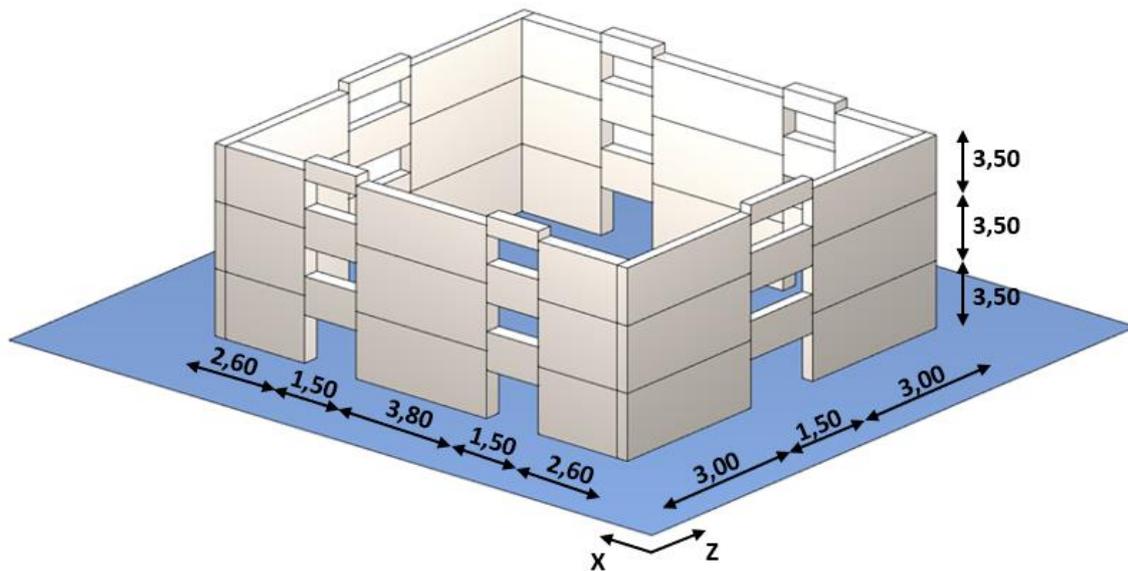


Figura 8.2 Rappresentazione tridimensionale caso studio 1

La struttura, come si può notare in figura, presenta una doppia simmetria ed è costituita da due paramenti murari sia nella direzione X che in quella Z, l'edificio presenta inoltre un buon grado di ammorsamento e ottimi collegamenti tra muro e orizzontamenti.

La muratura presente è irregolare assimilabile alla tipologia “*Muratura in pietre a spacco con buona tessitura*” riportata dalla normativa e presenta uno spessore di 30 cm.

Gli orizzontamenti sono realizzati mediante solai latero-cementizi di dimensione 16+4 realizzati con calcestruzzo C25/30, la copertura presenta è della tipologia piana. A livello di solaio sono presenti dei cordoli in cemento armato caratterizzati da un'altezza pari a quella del solaio ed una larghezza coincidente con lo spessore del muro stesso, questi sono realizzati con un calcestruzzo di classe C25/30 ed armati con ferri di tipologia B450C.

Come si è descritto nei capitoli precedenti c'è bisogno di un'attenta fase preventiva di studio ed indagine della struttura per identificare tutte le caratteristiche della stessa. Nel caso in esame si è assunto un valore del livello di conoscenza pari a LC2.

8.1 Definizione dei materiali

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura si è fatto riferimento alla tabella C8.5.I [16], in particolare si è assunta la seguente tipologia: “Muratura in pietre a spacco con buona tessitura”.

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

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

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

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

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

Tabella 8-1 Caratteristiche meccaniche della muratura [13]

La stessa normativa poiché si sta effettuando un'analisi statica lineare impone che i sopracitati valori di resistenza vengano divisi per il prodotto tra il fattore di confidenza (FC) ed il coefficiente di sicurezza (γ_m).

Di seguito in forma tabellare vengono riportati tutti i coefficienti utilizzati per la definizione delle caratteristiche meccaniche nonché i valori di calcolo:

Parametri meccanici	
Livello di conoscenza (LC)	LC2
Fattore di confidenza (FC)	1,20
γ_m	2
E [Mpa]	1740
G [Mpa]	580
f [Mpa]	3,20
τ_0 [Mpa]	0,065
f_d [Mpa]	1,33
τ_{0d} [Mpa]	0,027
w [KN/m ³]	21

Tabella 8-2 Caratteristiche meccaniche muratura caso studio 1

8.2 Definizione dei carichi verticali

Sulla struttura gravano i seguenti carichi verticali:

- Peso proprio delle pareti;
- Peso proprio dei cordoli in c.a.;
- Peso proprio e carichi del solaio;
- Peso proprio e carichi sulla copertura.

Di seguito si assumono in forma schematica i valori utilizzati:

Carichi verticali	
Peso proprio delle pareti [KN/m ³]	21
Peso proprio dei cordoli in c.a. [KN/m ³]	25
$G_{k1}+G_{k2}$ solaio [KN/m ²]	4,76
Variabile Q_k (folla) [KN/m ²]	2
$G_{k1}+G_{k2}$ copertura [KN/m ²]	4,85

Tabella 8-3 Carichi verticali

Poiché lo sforzo normale (di compressione) gioca un ruolo fondamentale per la resistenza della struttura sia nel piano che fuori dal piano è quindi essenziale che ciascun muro assorba una certa aliquota di carico verticale. Ai muri che sono disposti parallelamente all'orditura del solaio viene attribuita un'area d'influenza triangolare con un'altezza pari ad un terzo della lunghezza del suddetto elemento. I muri su cui poggiano direttamente i travetti sono invece interessati da una superficie d'influenza di forma trapezia. Di seguito viene riportata una figura che identifica le superfici d'influenza.

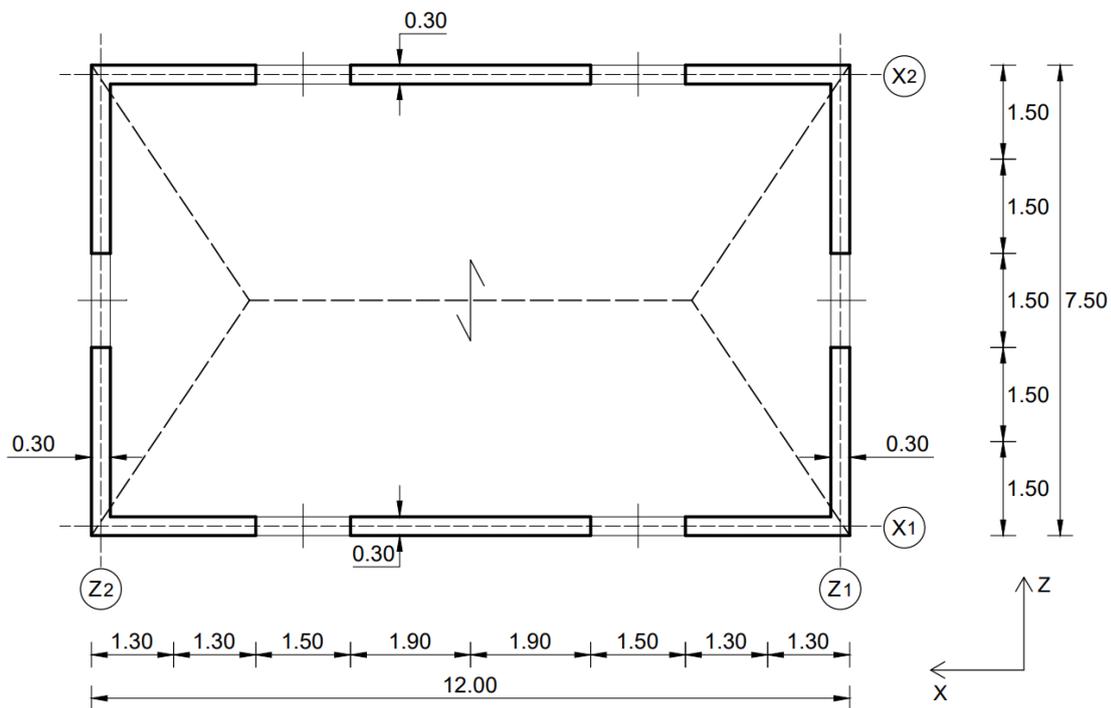


Figura 8.3 Attribuzione aree di competenza muri

8.3 Azione sismica

Le azioni sismiche su qualsiasi costruzione vengono valutate a partire da un periodo di riferimento V_r che si ricava dalla vita nominale della struttura moltiplicata per il coefficiente d'uso C_u [22]:

$$V_r = V_n \cdot C_u$$

Altre caratteristiche fondamentali per la definizione della forma dello spettro, sono degli elementi tipici della zona dove la struttura è presente [22] [16]:

- a_g → accelerazione massima orizzontale sul sito di riferimento rigido orizzontale;
- F_0 → fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido;
- T_C^* → periodi di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- Categoria di sottosuolo;
- Categoria topografica.

Un ulteriore elemento fondamentale da definire è il coefficiente di comportamento q . Quest'ultimo in accordo con il C 8.5.5.1 della Circolare 21 gennaio 2019 [16] può essere assunto, nel caso di analisi statiche ed edifici regolari in elevazione, pari ad:

$$q = 2,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Dove (C. 7.8.1.3 NTC 2018 [22]):

- α_1 → moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o pressoflessione);
- α_u → 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la sua massima forza resistente.

La stessa normativa consiglia che nel caso in cui siano assenti più precise valutazioni tale rapporto (α_u / α_1) può essere assunto pari a 1,5.

Di seguito in forma tabellare vengono riportati i valori utilizzati per la definizione della forma dello spettro:

Caratteristiche sistema	
Vita nominale (V_n)	50
Coefficiente d'uso (C_u)	1
a_g	0,153
F_0	2,404
T_C^*	0,293
Categoria di sottosuolo	A
Categoria topografica	T1
S_s	1
C_c	1
S_t	1
α_u / α_1	1,5
q	3

Tabella 8-4 Caratteristiche forma dello spettro

Nella figura che segue si riporta lo spettro elastico e di progetto ottenuto per il sito in esame:

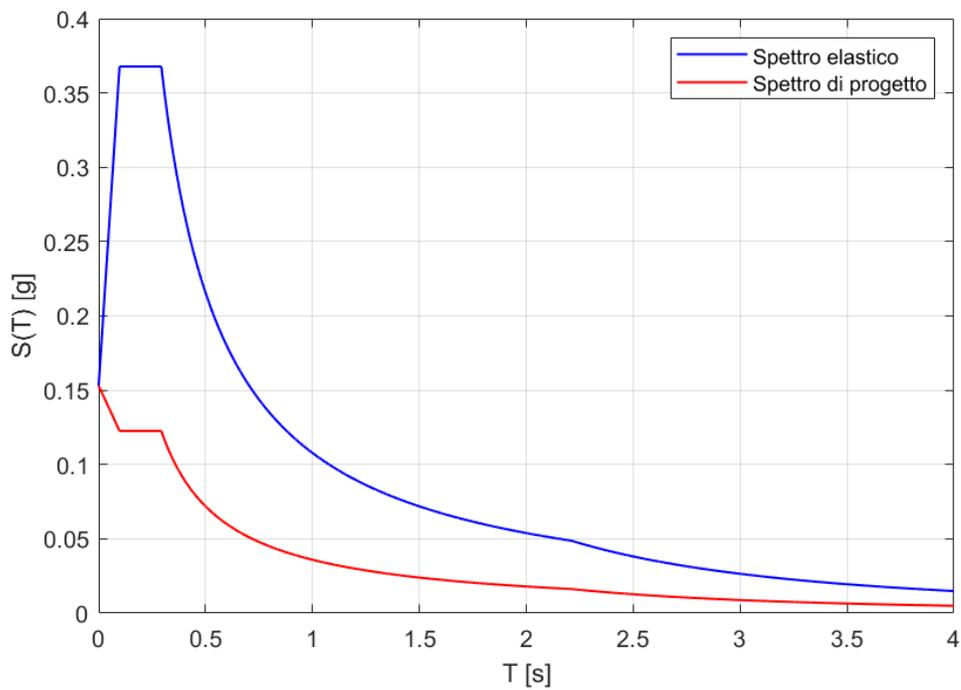


Figura 8.4 Spettro elastico - spettro di progetto

La formulazione approssimata necessaria per il calcolo del periodo fondamentale T_1 è stata illustrata nel capitolo precedente, per cui nel caso in esame si ha:

Periodo proprio e pseudo-accelerazione	
T_1 [s]	0,2916
S_a [g]	0,1226

Tabella 8-5 Periodo proprio - pseudo-accelerazione

8.4 Combinazioni delle azioni

Le sollecitazioni dovute alle azioni descritte nei precedenti paragrafi sono state opportunamente combinate in accordo con le prescrizioni di normativa (NTC) [22]. La combinazione considerata è quella sismica:

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

Per quanto concerne il coefficiente ψ_2 è stato assunto coerentemente alla Tab 2.5.I NTC [22] pari a 0,3.

8.5 Stato di fatto

Le analisi effettuate riguardano le verifiche nel piano dei maschi (taglio e pressoflessione), il sisma viene considerato applicato nel centro di massa in quattro differenti configurazioni ovvero:

- X^+
- X^-
- Z^+
- Z^-

Nella figura che segue viene riportato uno schema relativo alla numerazione dei maschi:

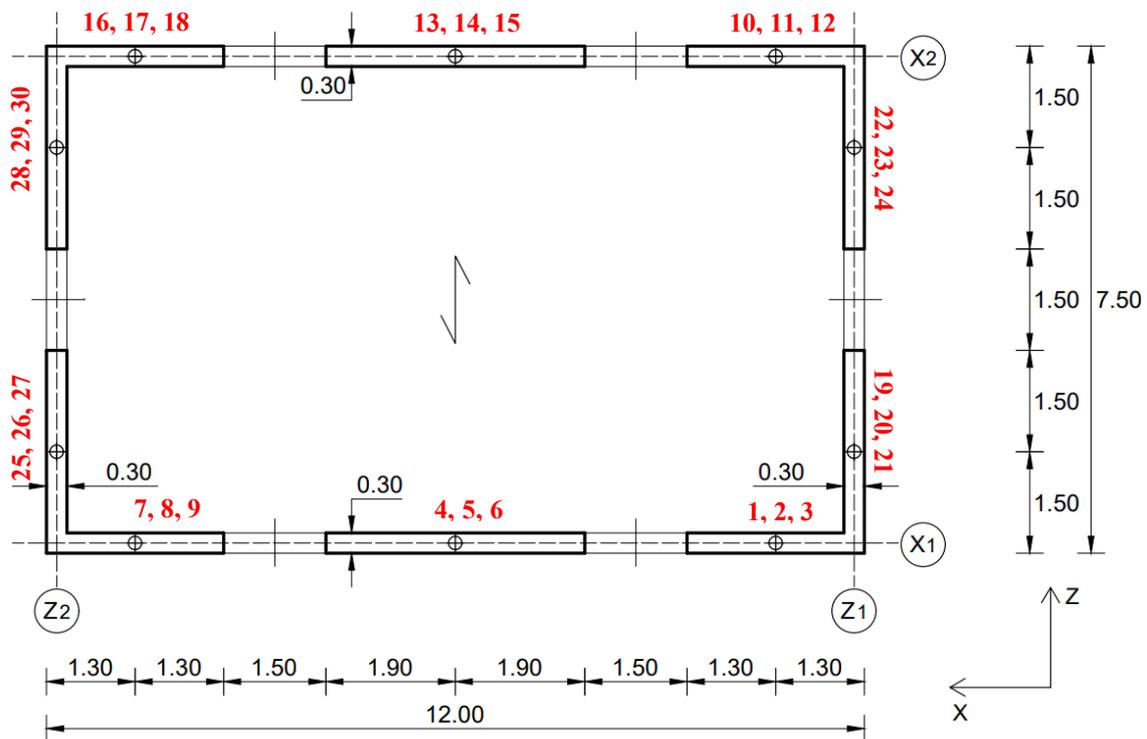


Figura 8.5 Numerazione maschi

8.5.1 Sisma prevalente direzione X

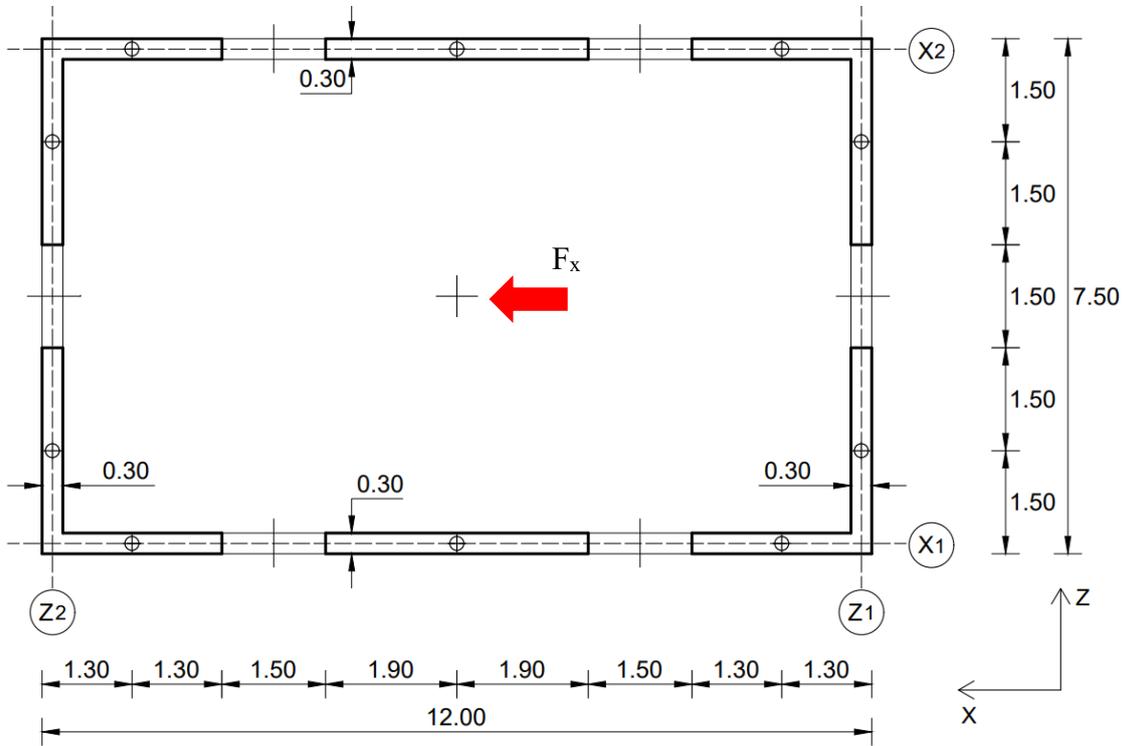


Figura 8.6 Schema applicazione sisma direzione X⁺

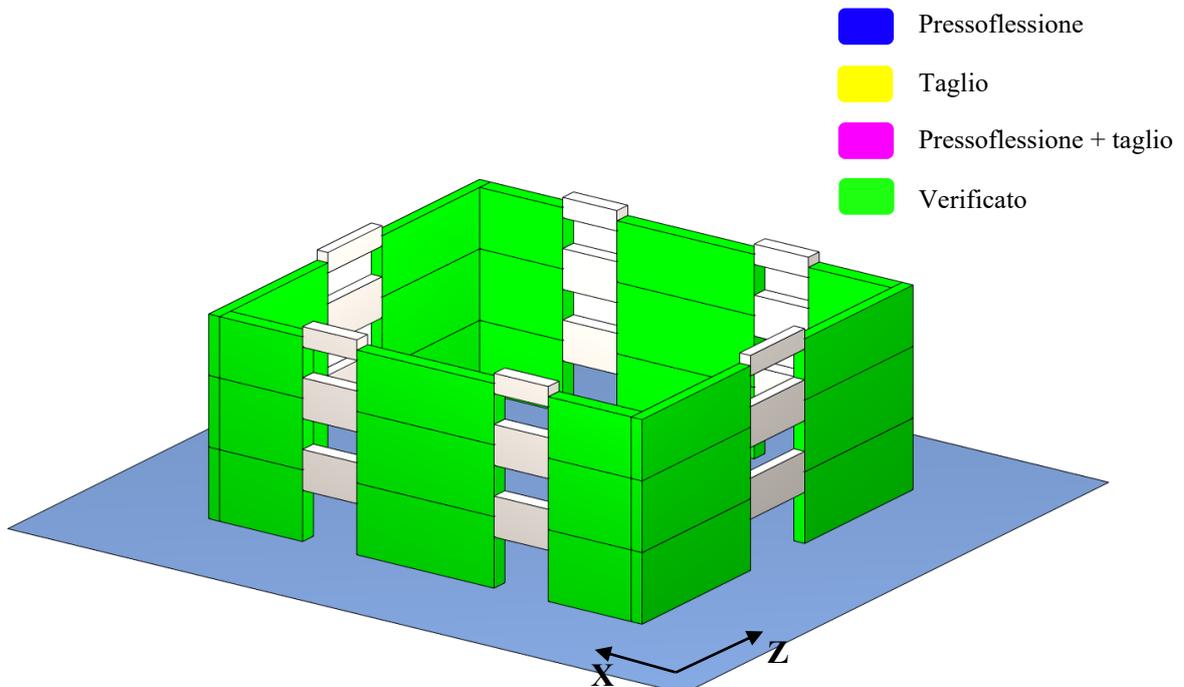


Figura 8.7 Esito verifiche sisma direzione X⁺

Caso studio 1

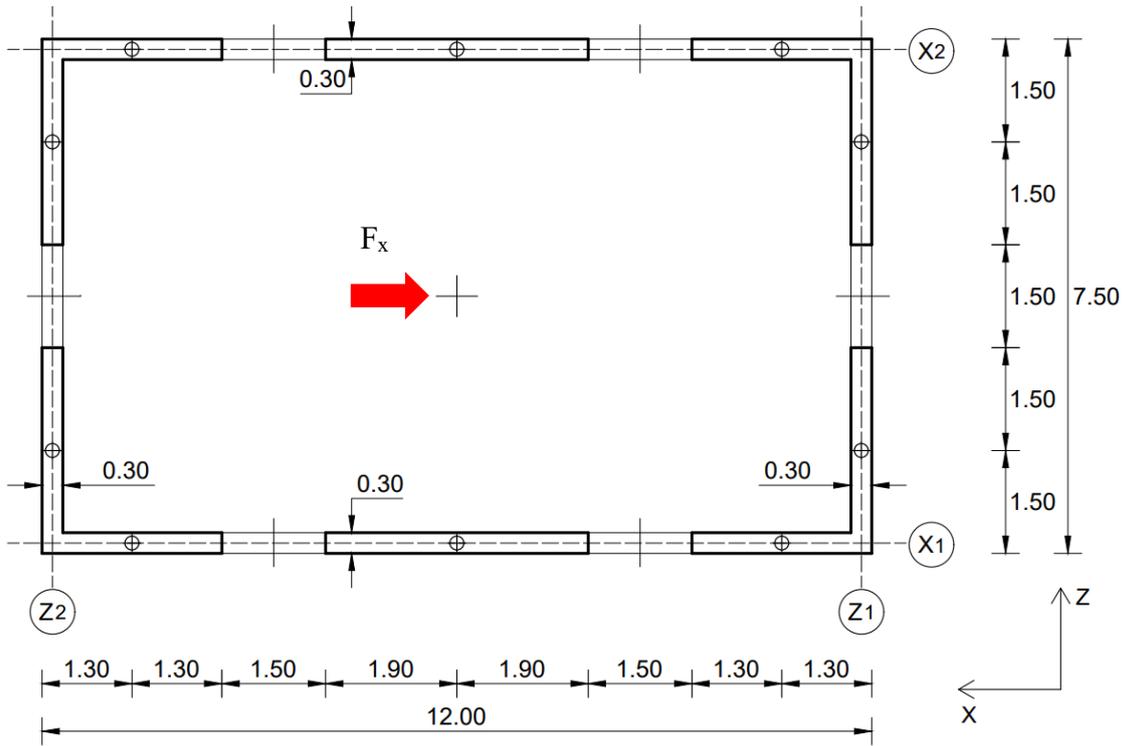


Figura 8.8 Schema applicazione sisma direzione X

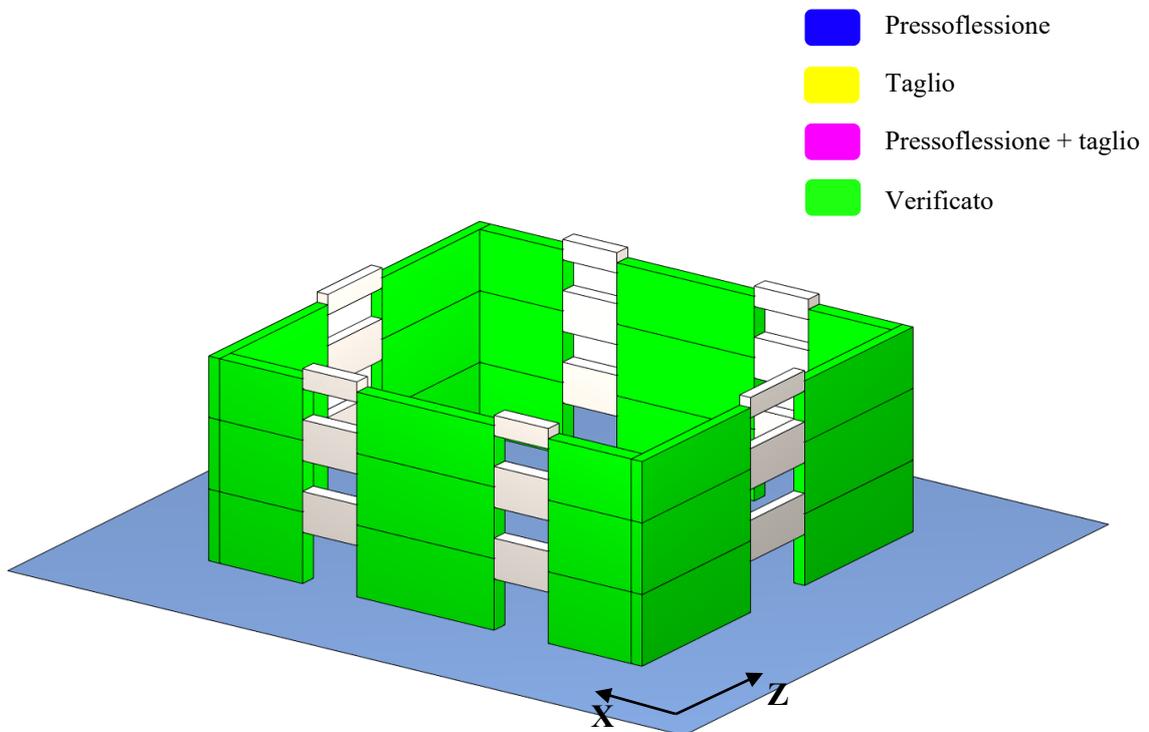


Figura 8.9 Esito verifiche sisma direzione X

Di seguito vengono riportati in forma tabellare i coefficienti di sicurezza a taglio e pressoflessione ottenuti rapportando la resistenza dell'elemento in oggetto (R) e la sollecitazione a cui è sottoposto (D):

$$c = \frac{R}{D}$$

Coefficienti di sicurezza				
Maschio	Sisma direzione X ⁺		Sisma direzione X ⁻	
	Taglio	Pressoflessione	Taglio	Pressoflessione
1	1,71	2,36	2,12	2,90
2	2,07	3,58	2,09	4,24
3	4,58	6,30	2,68	4,44
4	1,92	2,86	1,92	2,86
5	1,91	4,01	1,91	4,01
6	2,67	4,92	2,67	4,92
7	2,12	2,90	1,71	2,36
8	2,09	4,24	2,07	3,58
9	2,68	4,44	4,58	6,30
10	1,71	2,36	2,12	2,90
11	2,07	3,58	2,09	4,24
12	4,58	6,30	2,68	4,44
13	1,92	2,86	1,92	2,86
14	1,91	4,01	1,91	4,01
15	2,67	4,92	2,67	4,92
16	2,12	2,90	1,71	2,36
17	2,09	4,24	2,07	3,58
18	2,68	4,44	4,58	6,30

Tabella 8-6 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione sisma direzione X (stato di fatto)

8.5.2 Sisma prevalente in direzione Z

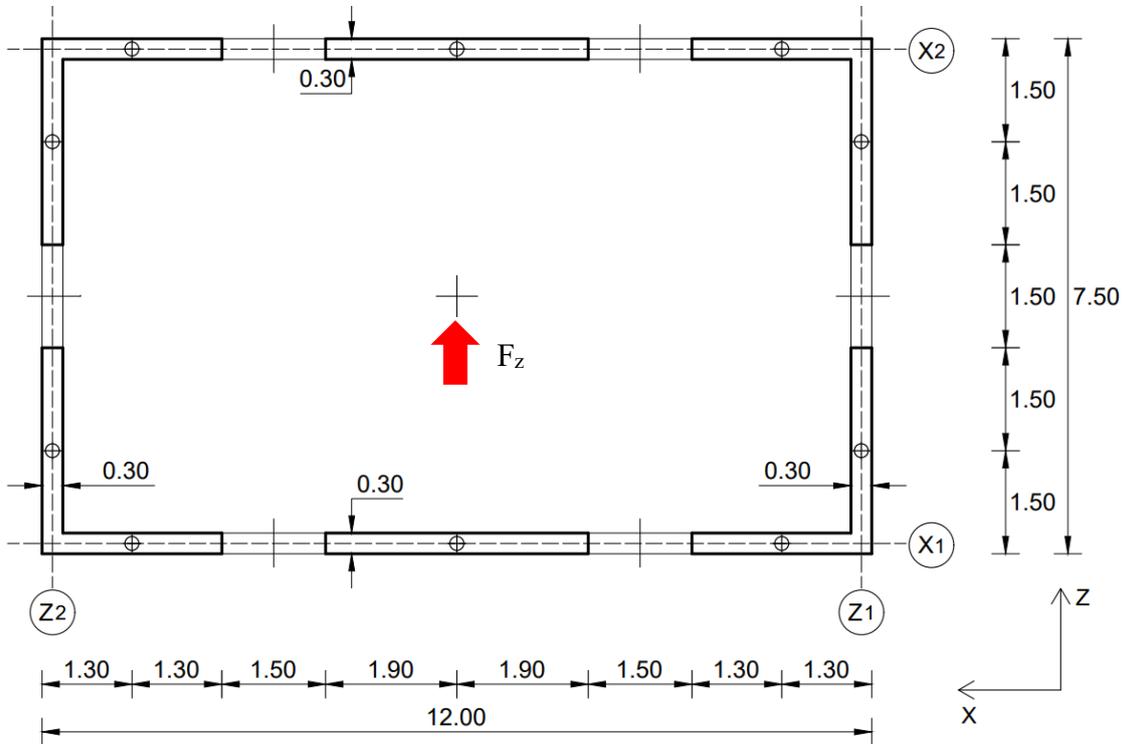


Figura 8.10 Schema applicazione sisma direzione Z^+

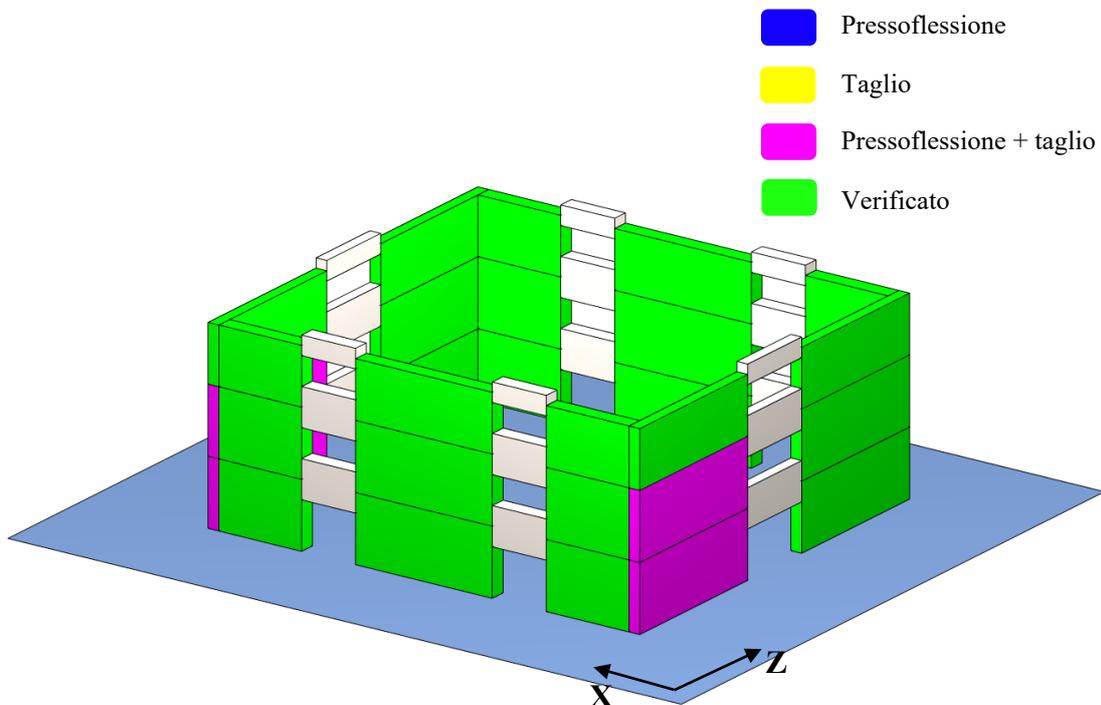


Figura 8.11 Esito verifiche sisma direzione Z^+

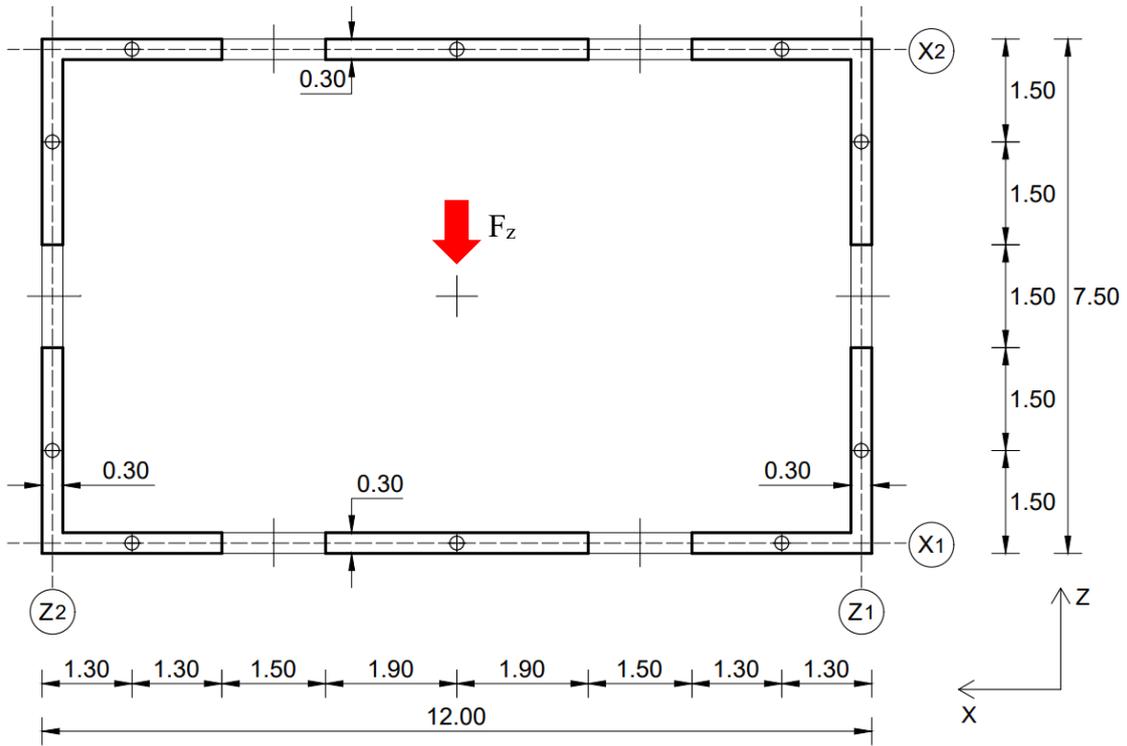


Figura 8.12 Schema applicazione sisma direzione Z

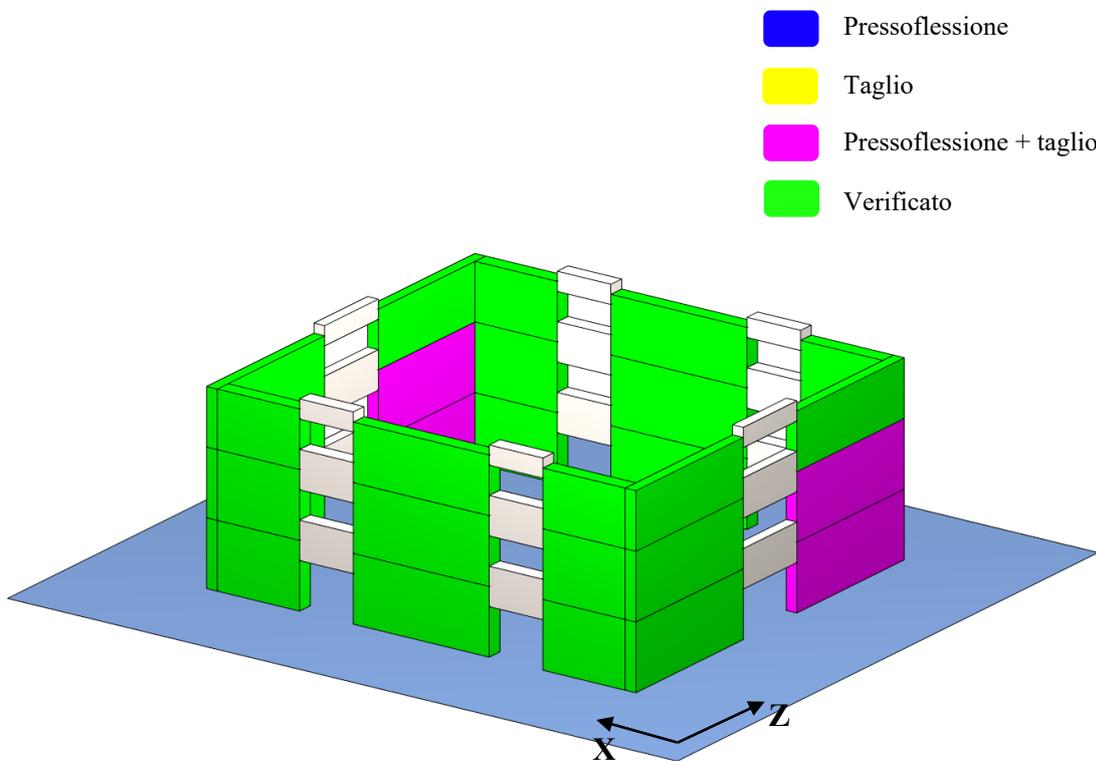


Figura 8.13 Esito verifiche sisma direzione Z

Di seguito vengono riportati in forma tabellare i coefficienti di sicurezza a taglio e pressoflessione ottenuti rapportando la resistenza dell'elemento in oggetto (R) e la sollecitazione a cui è sottoposto (D):

$$c = \frac{R}{D}$$

Coefficienti di sicurezza				
Maschio	Sisma direzione Z ⁺		Sisma direzione Z ⁻	
	Taglio	Pressoflessione	Taglio	Pressoflessione
19	0.60	0.57	1.14	1.56
20	0.71	0.96	1.11	2.26
21	1.28	1.63	1.54	2.57
22	1.14	1.56	0.60	0.57
23	1.11	2.26	0.71	0.96
24	1.54	2.57	1.28	1.63
25	0.60	0.57	1.14	1.56
26	0.71	0.96	1.11	2.26
27	1.28	1.63	1.54	2.57
28	1.14	1.56	0.60	0.57
29	1.11	2.26	0.71	0.96
30	1.54	2.57	1.28	1.63

Tabella 8-7 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione sisma direzione Z (stato di fatto)

8.6 Risultati ottimizzazione

Dall'analisi dello stato di fatto della struttura è emerso che quest'ultima risulta essere non verificata solamente quando il sisma è applicato nella direzione positiva o negativa di Z. In questo primo studio, che è servito anche per la calibrazione di tutti i parametri dell'algoritmo, è stata preventivamente effettuata una doppia ottimizzazione considerando le direzioni Z^+ e Z^- in maniera totalmente indipendente, in seguito si è proseguito con una generalizzazione del processo inglobando in una singola analisi entrambe le direzioni.

Date le informazioni emerse dello studio preliminare dello stato di fatto la dimensione del vettore di progetto sarà pari a 12 (numero dei maschi nella direzione Z).

8.6.1 Intonaco armato

Conformemente a quanto definito dalla normativa (Circolare 7/2019 [16] tabella C8.5.II) si è assunto, per il consolidamento tramite intonaco armato, un coefficiente amplificativo delle caratteristiche meccaniche della muratura pari ad:

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

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

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

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

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,33}$ (f_m in N/mm²).

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

Tabella 8-8 Incremento parametri meccanici con intonaco armato

La presenza dell'intonaco armato all'interno della struttura comporta in primo luogo un aumento della massa complessiva; infatti, si è considerato all'interno dell'algoritmo un peso specifico, per tale elemento aggiuntivo, pari a 23 KN/m^3 ; ma parallelamente si riscontra un forte incremento di rigidezza che rende molto più complicata il posizionamento topologico del rinforzo.

Di seguito si riportano le caratteristiche dell'algoritmo utilizzato nel caso di analisi prendendo in considerazione la singola direzione, seguite dalle relative soluzioni:

Caratteristiche GA (Z^+)	
Dimensione popolazione	20
Crossover	uniforme
Mutazione	1 punto
Probabilità di mutazione	50%
Dimensione del "torneo"	4

Tabella 8-9 Caratteristiche GA intonaco armato, sisma direzione Z^+

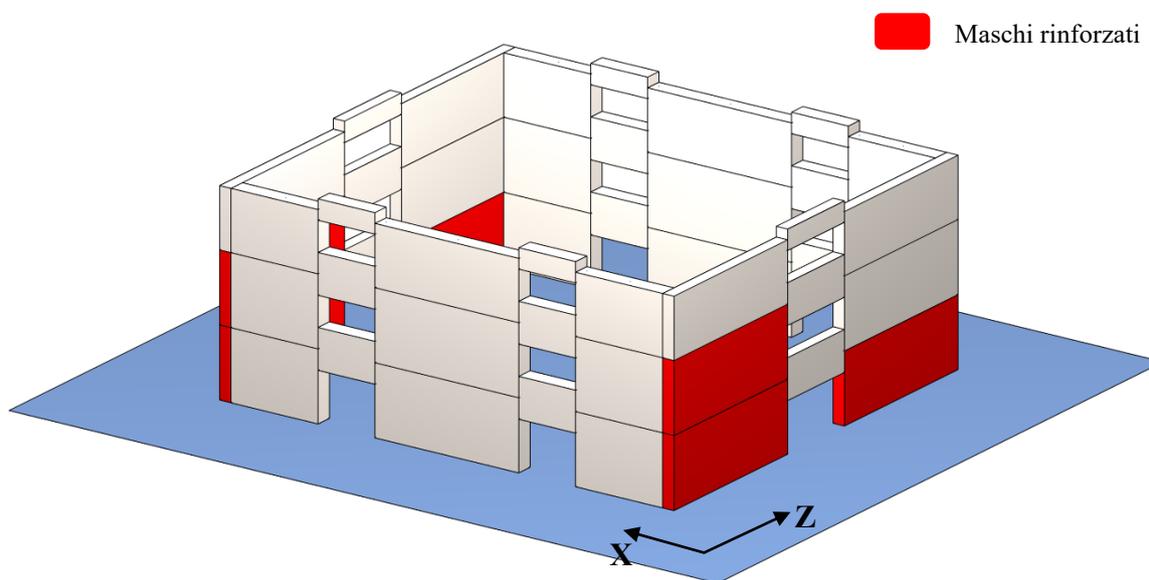


Figura 8.14 Configurazione rinforzo 1, intonaco armato (analisi Z^+)

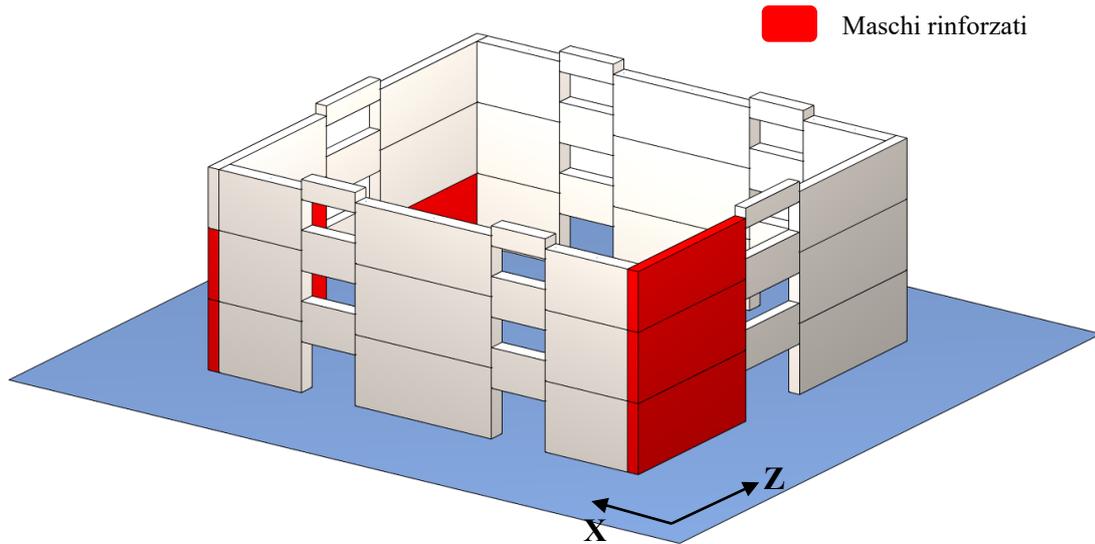


Figura 8.15 Configurazione rinforzo 2, intonaco armato (analisi Z+)

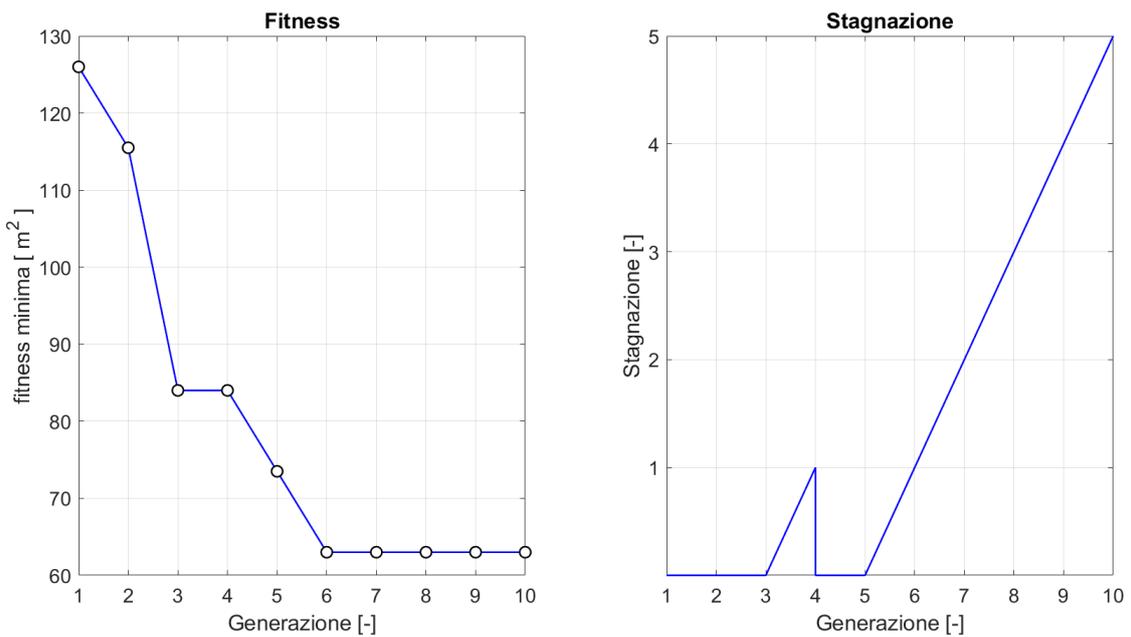


Figura 8.16 Andamento fitness minimi nelle generazioni (sinistra) - plot stagnazione (destra) Z⁺

Il framework proposto fornisce in output due soluzioni, entrambe con un valore della fitness pari a 63m². Come si può notare affinché le verifiche siano soddisfatte c'è la necessità di rinforzare oltre ai maschi non verificati, anche altri due elementi, ciò testimonia quanto detto in precedenza ovvero che la presenza del rinforzo causa un incremento di rigidità che porta ad un aumento di sollecitazione nell'elemento stesso.

Per quanto riguarda gli ulteriori due grafici sopra riportati, essi danno una descrizione sintetica di come l' algoritmo lavora. Nel diagramma di sinistra viene riportato il valore della fitness minima per ogni generazione; in quello di destra invece si riporta la stagnazione ovvero quante volte tra una generazione e l'altra il valore di fitness si mantiene immutato.

Caratteristiche GA (Z)	
Dimensione popolazione	20
Crossover	uniforme
Mutazione	1 punto
Probabilità di mutazione	50%
Dimensione del "torneo"	4

Tabella 8-10 Caratteristiche GA intonaco armato, sisma direzione Z

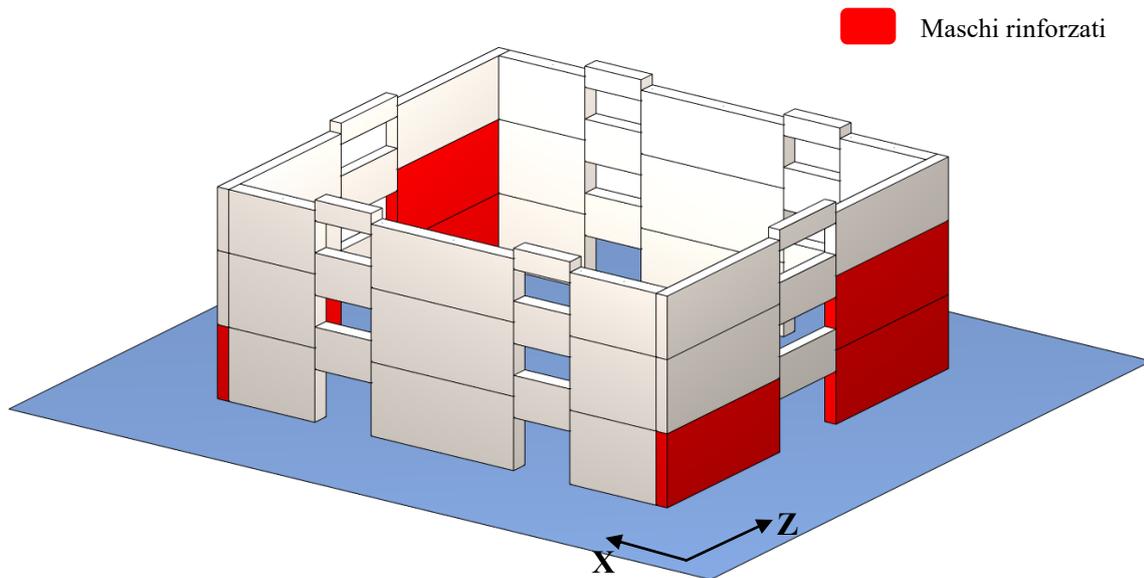


Figura 8.17 Configurazione rinforzo 1, intonaco armato (analisi Z)

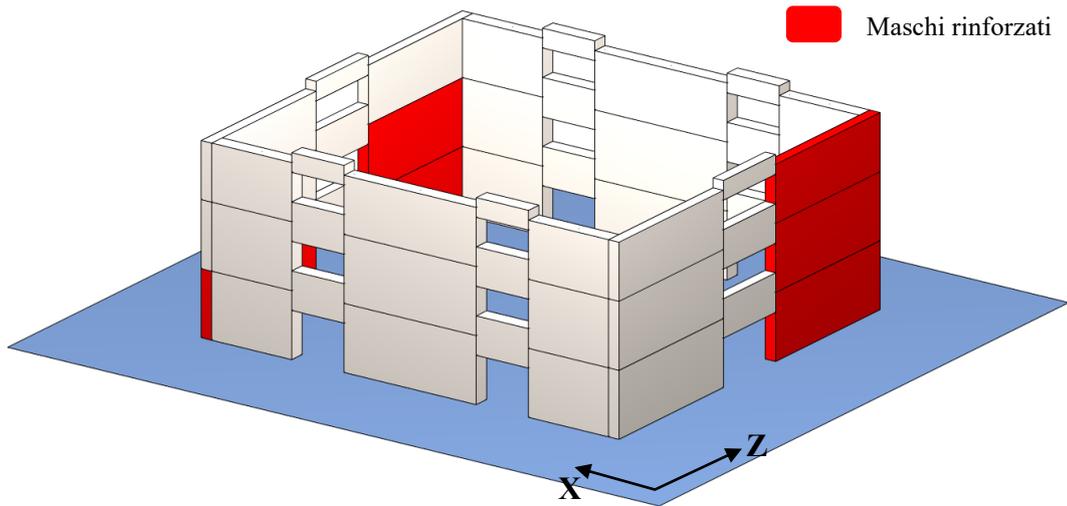


Figura 8.18 Configurazione rinforzo 2, intonaco armato (analisi Z-)

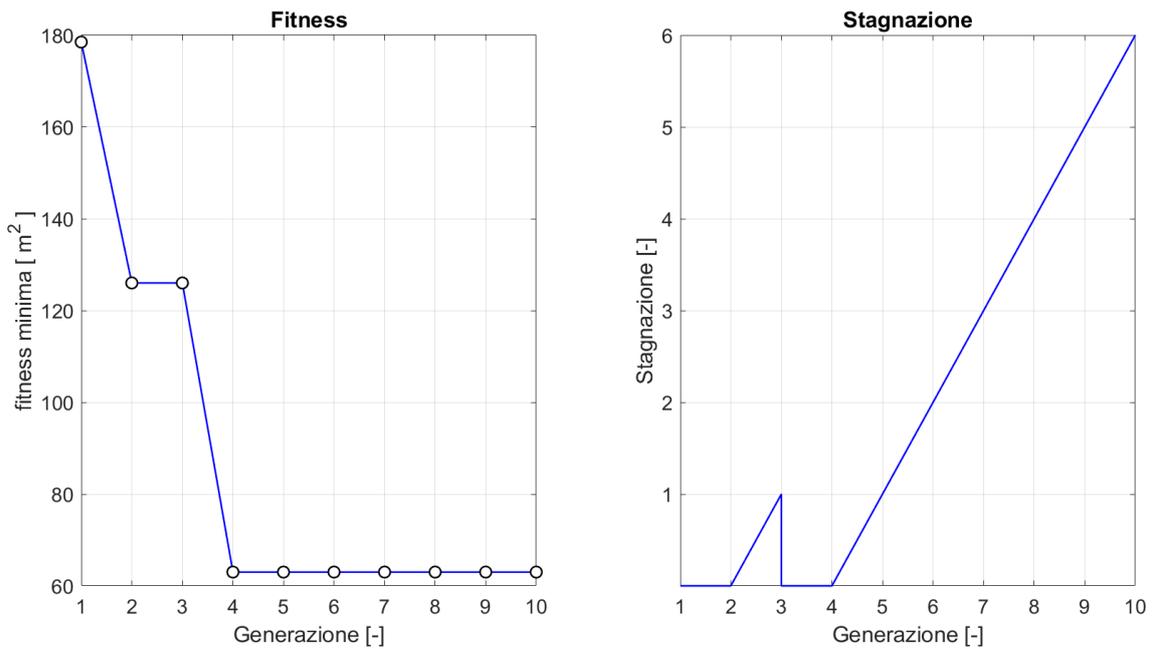


Figura 8.19 Andamento fitness minimi nelle generazioni (sinistra) - plot stagnazione (destra) Z-

Data la particolare configurazione del problema l' algoritmo GA identifica per la direzione Z- due soluzioni esattamente simmetriche al caso precedente, con un valore di fitness pari a 63m².

Infine, si riporta l'analisi completa, dove si considerano contemporaneamente entrambe le direzioni:

Caratteristiche GA (Z^+ Z^-)	
Dimensione popolazione	20
Crossover	uniforme
Mutazione	1 punto
Probabilità di mutazione	50%
Dimensione del "torneo"	4

Tabella 8-11 Caratteristiche GA intonaco armato (analisi con doppia direzione)

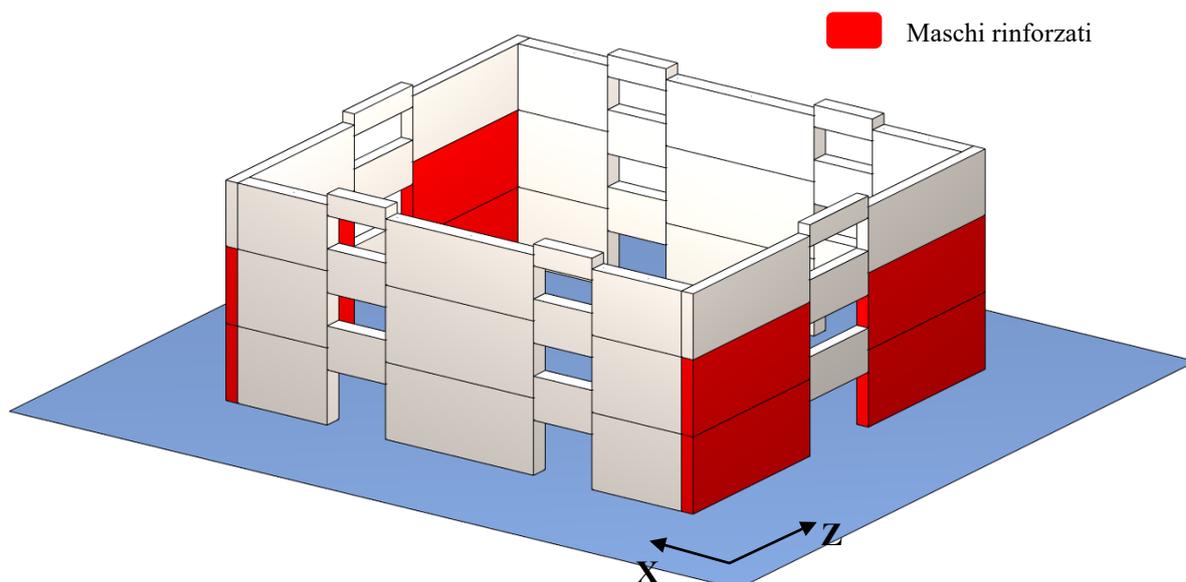


Figura 8.20 Configurazione di rinforzo (analisi doppia direzione)

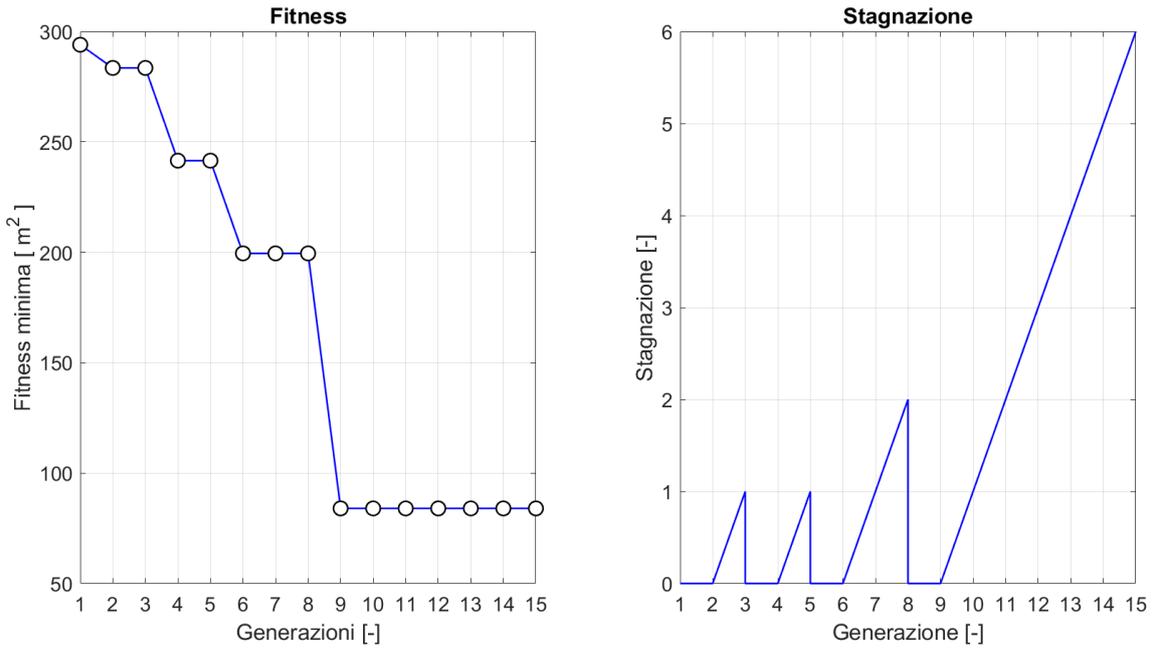


Figura 8.21 Andamento fitness minimi nelle generazioni (sinistra) - plot stagnazione (destra)

Come si può notare dalla soluzione ottenuta dal GA, nonostante si tratti di una struttura particolarmente semplice in cui la configurazione di rinforzo d'applicare è auspicabile, l'algoritmo riesce a identifica la soluzione corretta in maniera abbastanza agevole testimoniando le potenzialità dell'algoritmo.

La configurazione di rinforzo ottenuta prevede il posizionamento, nella direzione Z, del consolidamento nei primi due livelli.

Il valore della funzione obiettivo ottenuto è pari a 84 m².

Di seguito vengono riportati in forma tabellare i coefficienti di sicurezza a taglio e pressoflessione ottenuti rapportando la resistenza dell'elemento in oggetto (R) e la sollecitazione a cui è sottoposto (D):

$$c = \frac{R}{D}$$

Coefficienti di sicurezza					
Maschio	Rinforzo	Sisma direzione Z^+		Sisma direzione Z^-	
		Taglio	Pressoflessione	Taglio	Pressoflessione
19	SI	1.12	1.01	1.87	2.53
20	SI	1.27	1.54	1.87	3.53
21	NO	1.26	1.61	1.52	2.56
22	SI	1.87	2.53	1.12	1.00
23	SI	1.87	3.53	1.27	1.54
24	NO	1.52	2.56	1.26	1.61
25	SI	1.12	1.00	1.87	2.53
26	SI	1.27	1.54	1.87	3.53
27	NO	1.26	1.61	1.52	2.56
28	SI	1.87	2.53	1.12	1.00
29	SI	1.87	3.53	1.27	1.54
30	NO	1.52	2.56	1.26	1.61

Tabella 8-12 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione (struttura rinforzata)

8.6.2 CAM®

Anche per quanto riguarda la tecnica di consolidamento tramite nastratura CAM® è stato effettuato un processo in termini di analisi simile al caso precedente, preventivamente si sono considerate le direzioni Z^+ e Z^- in maniera indipendente ed in seguito congiuntamente.

La dimensione del vettore di progetto è la medesima del caso precedente, ma lo spazio di ricerca risulta essere notevolmente più grande rispetto al caso dell'intonaco armato in quanto ogni gene può essere formato da 4 valori (0 1 2 3); inoltre, la tipologia di ottimizzazione intrapresa prevede un problema di natura sia topologica che dimensionale. Data la dimensione del problema si è deciso di svolgere, preventivamente, un'analisi di sensibilità sul crossover, in modo tale da identificare l'operatore genetico che consente di raggiungere la convergenza ed il valore ottimizzato di fitness in maniera più rapida, per poi poterlo applicare ad un caso più complesso.

Per svolgere le analisi si sono assunte le seguenti condizioni:

Caratteristiche GA (analisi sensibilità)	
Dimensione popolazione	20
Numero generazioni	25
Mutazione	1 punto
Probabilità di mutazione	50%
Dimensione del "torneo"	4

Tabella 8-13 Caratteristiche GA analisi di sensibilità

Per quanto riguarda il crossover sono stati utilizzati i seguenti operatori:

- Crossover a un punto;
- Crossover a due punti;
- Crossover a tre punti;
- Crossover uniforme.

È opportuno puntualizzare che tale studio è stato effettuato considerando le due direzioni contemporaneamente, e per ogni tipologia di crossover sono state svolte cinque analisi.

Dopodiché si sono plottati i valori medi relativi alla fitness minima per ogni generazione per avere un'indicazione grafica ed immediata:

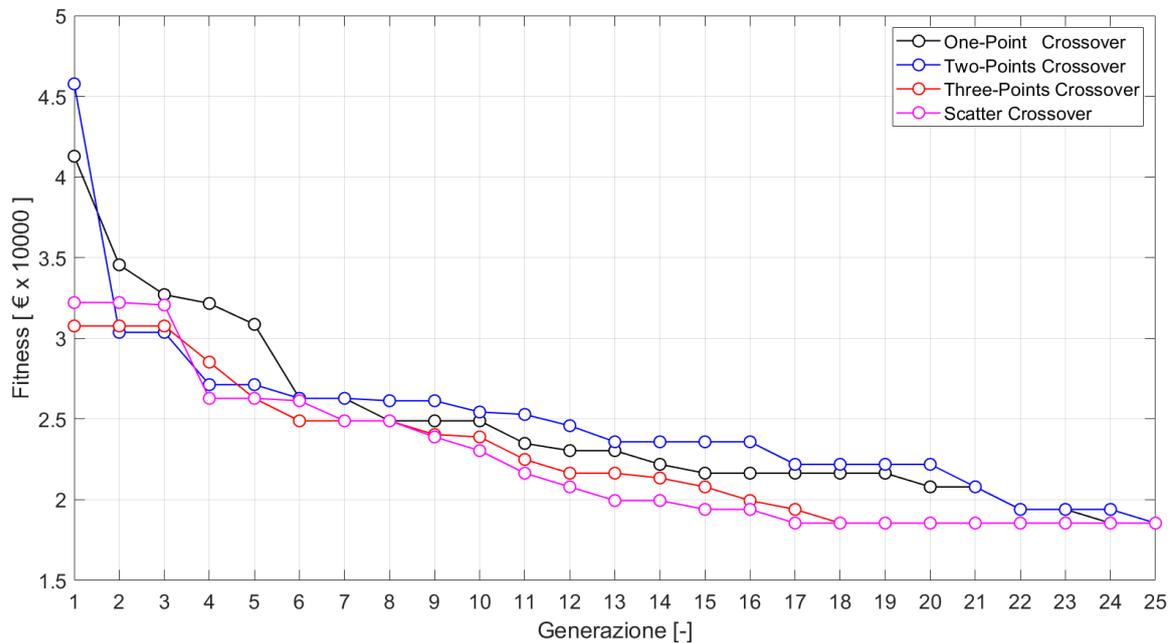


Figura 8.22 Analisi di sensibilità

I risultati ottenuti dall'analisi di convergenza possono essere così riassunti:

Tipologia di crossover	Generazione in cui viene raggiunto il valore ottimale
Crossover ad un punto	24
Crossover a due punti	25
Crossover a tre punti	18
Crossover uniforme	17

Tabella 8-14 Output analisi sensibilità sul crossover

Come si può notare dai risultati ottenuti il crossover che raggiunge la convergenza in maniera più rapida risulta essere quello uniforme, motivo per cui sarà quello utilizzato per le analisi di ottimizzazione dimensionale e topologica con tecnologia CAM®.

Si procede ora ad illustrare le caratteristiche del GA e gli output ottenuti con questa tecnologia di consolidamento:

Caratteristiche GA (Z^+)	
Dimensione popolazione	20
Crossover	uniforme
Mutazione	1 punto
Probabilità di mutazione	50%
Dimensione del “torneo”	4

Tabella 8-15 Caratteristiche GA CAM, analisi Z^+

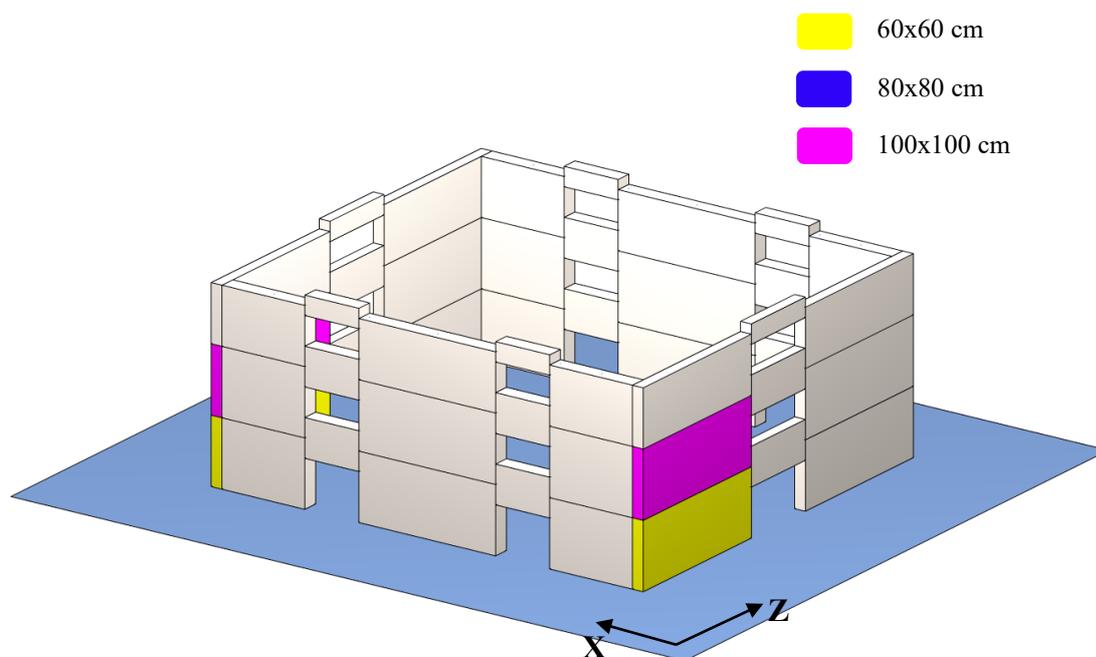


Figura 8.23 Soluzione analisi GA nella direzione Z^+ con tecnologia CAM

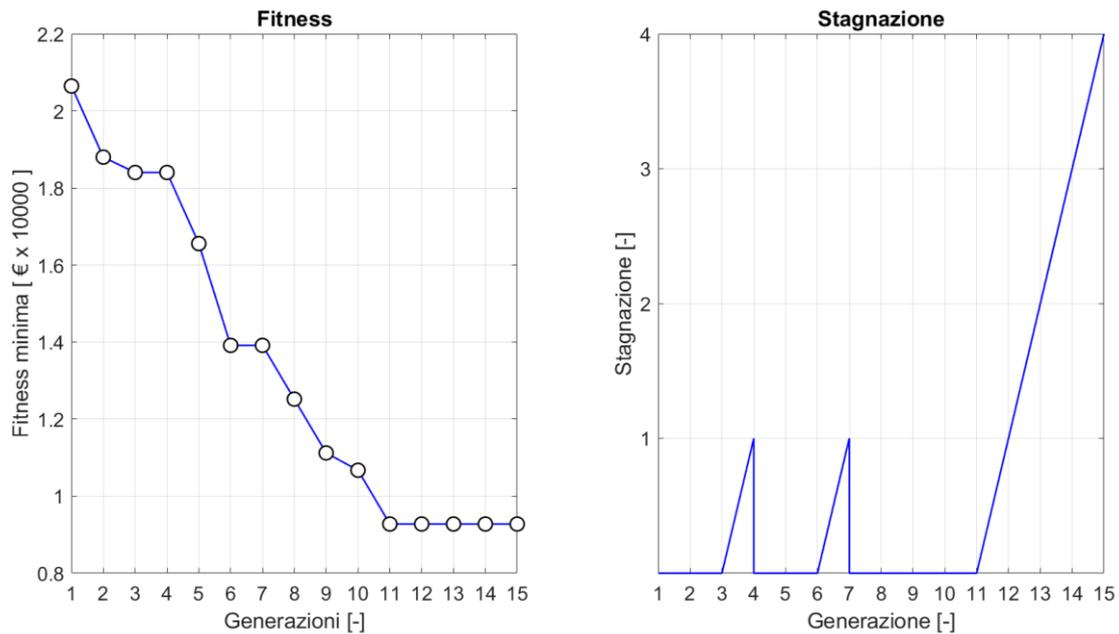


Figura 8.24 Andamento fitness minimi nelle generazioni (sinistra) - plot stagnazione (destra)

La soluzione indicata dal Ga prevede il rinforzo dei soli maschi non verificati (con una maglia 60x60 cm nel primo livello e 100x100 cm nel secondo) coerentemente con quanto ipotizzato, infatti, si è supposto che il consolidamento non alteri rigidità e massa per cui il rinforzo andrà posizionato laddove l'elemento risulta non verificato. La tipologia di ottimizzazione effettuata è di tipo dimensionale, ovvero l'identificazione del passo ottimale della nastratura di rinforzo, ma allo stesso tempo l'algoritmo identifica anche gli elementi che hanno la necessità di rinforzo per cui si può tranquillamente affermare che implicitamente il problema è anche di natura topologica.

A differenza del caso precedente, l'ottimizzazione viene fatta direttamente sul costo per cui il valore di fitness che si è ottenuto è pari 9'275,49€.

Caratteristiche GA (Z)	
Dimensione popolazione	20
Crossover	uniforme
Mutazione	1 punto
Probabilità di mutazione	50%
Dimensione del "torneo"	4

Tabella 8-16 Caratteristiche GA CAM, analisi Z-

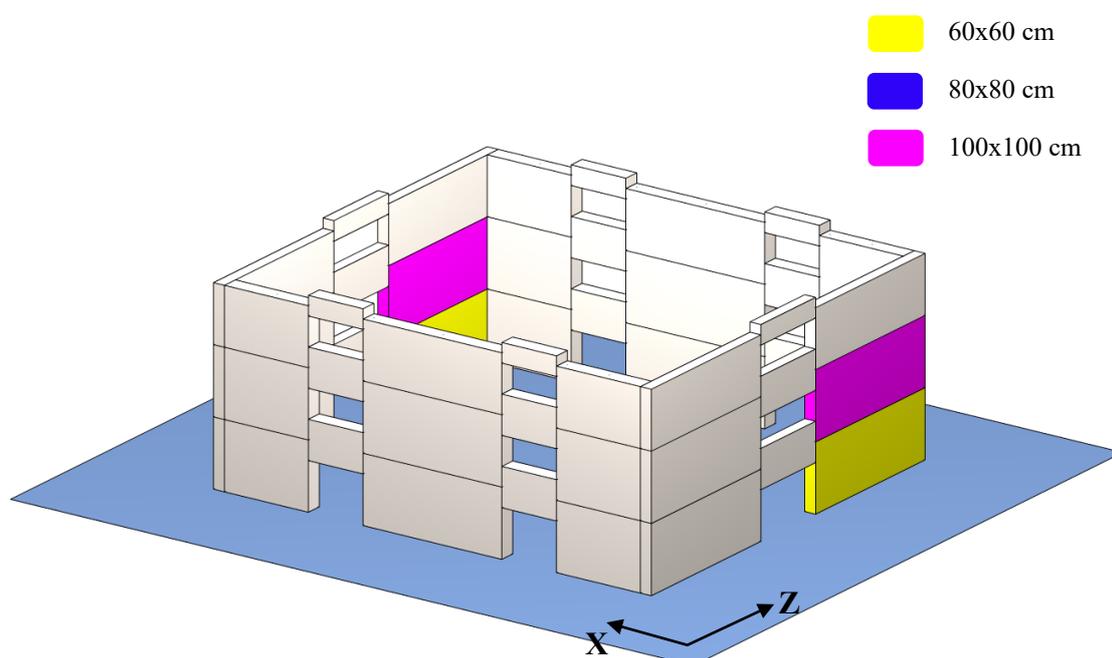


Figura 8.25 Soluzione analisi GA nella direzione Z con tecnologia CAM

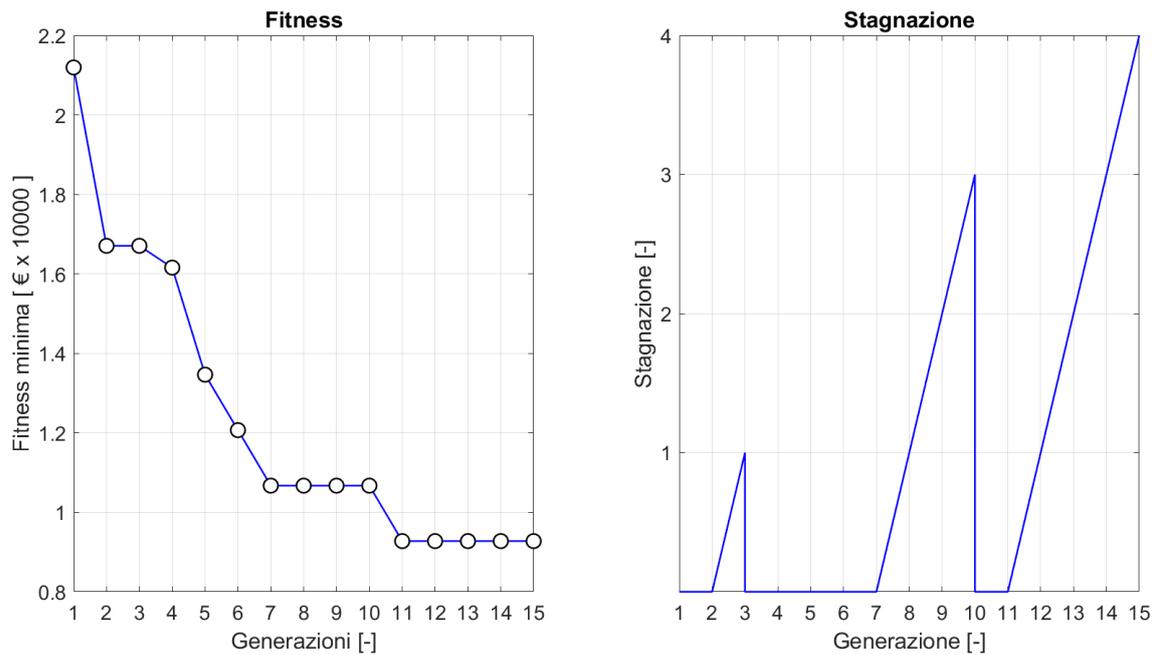


Figura 8.26 Andamento fitness minimi nelle generazioni (sinistra) - plot stagnazione (destra)

La soluzione identificata dal GA in questa configurazione prevede il rinforzo dei maschi non verificati con una maglia 60x60 cm nel primo livello e 100x100 cm nel secondo livello.

Anche in questo caso il valore di fitness ottenuto è pari ad 9'275,49€.

Infine, a completare la trattazione viene estesa l'analisi considerando per ogni individuo le due direzioni in maniera congiunta:

Caratteristiche GA ($Z^+ Z^-$)	
Dimensione popolazione	20
Crossover	uniforme
Mutazione	1 punto
Probabilità di mutazione	50%
Dimensione del "torneo"	4

Figura 8.27 Caratteristiche GA CAM

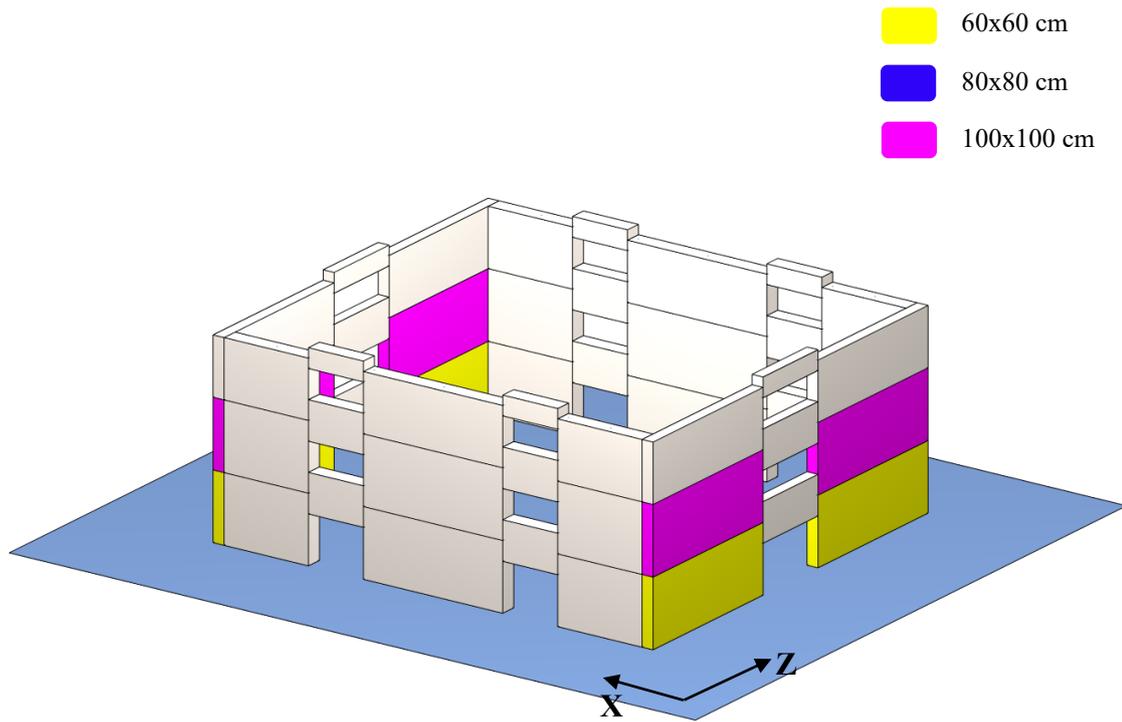


Figura 8.28 Configurazione di rinforzo

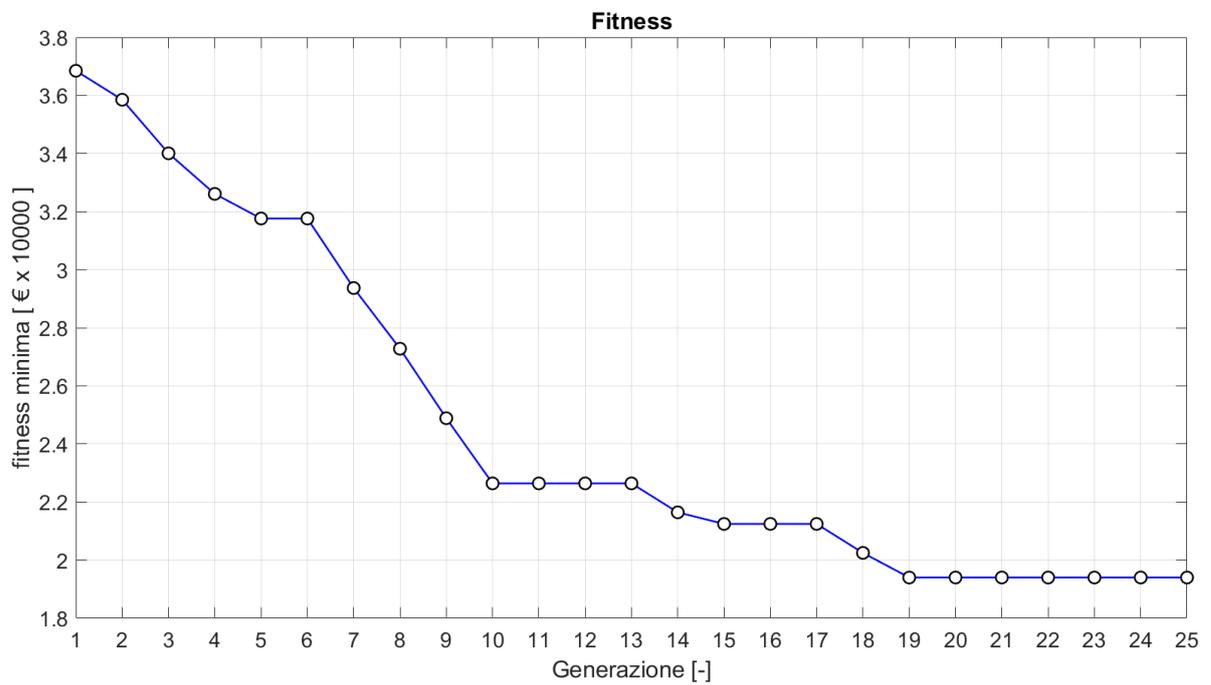


Figura 8.29 Andamento fitness nelle generazioni (CAM)

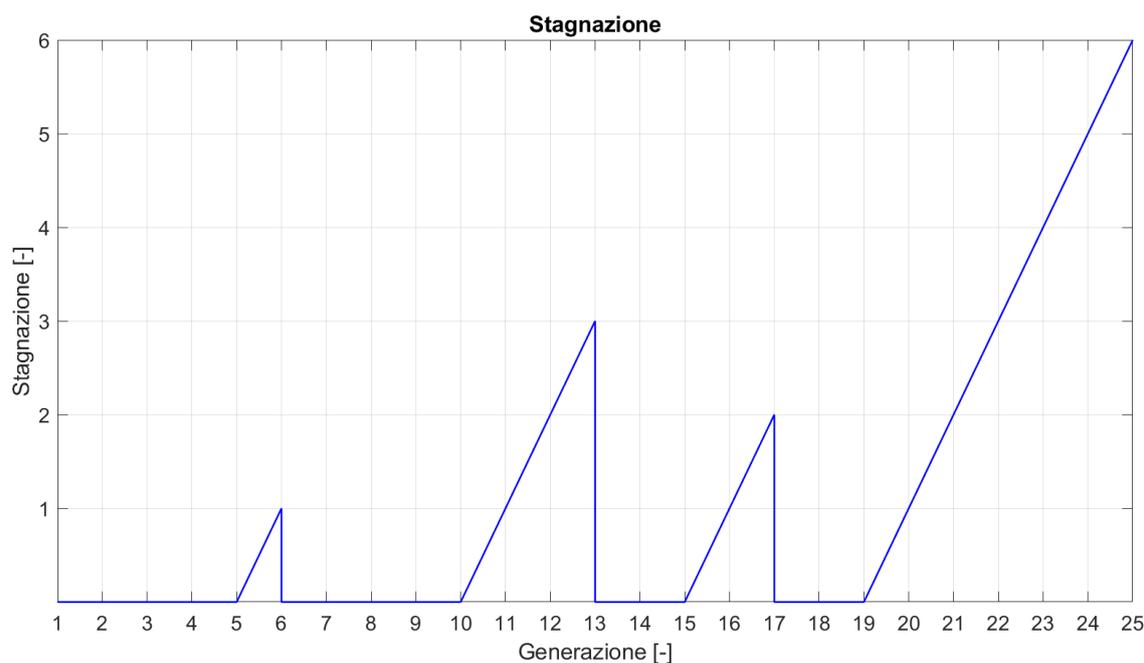


Figura 8.30 Plot stagnazione (CAM)

Le considerazioni fatte per il caso in cui si considera la singola direzione possono essere estese anche in questo problema più generale.

L'algoritmo va a rinforzare tutti i maschi non verificati posizionando una maglia quadrata 60x60 nel primo livello e 100x100 nel secondo.

Il valore di fitness ottenuto è pari ad 18'550,98 €.

Di seguito vengono riportati in forma tabellare i coefficienti di sicurezza a taglio e pressoflessione ottenuti rapportando la resistenza dell'elemento in oggetto (R) e la sollecitazione a cui è sottoposto (D):

$$c = \frac{R}{D}$$

Coefficienti di sicurezza						
Maschio	N° nastri	Maglia [cm]	Sisma direzione Z ⁺		Sisma direzione Z ⁻	
			Taglio	Pressoflessione	Taglio	Pressoflessione
19	2	60x60	1,21	1,10	1,75	1,72
20	2	100x100	1,16	1,50	1,56	2,59
21	-	-	1,28	1,63	1,54	2,57
22	2	60x60	1,75	1,72	1,21	1,05
23	2	100x100	1,56	2,59	1,16	1,50
24	-	-	1,54	2,57	1,28	1,63
25	2	60x60	1,21	1,05	1,75	1,72
26	2	100x100	1,16	1,50	1,56	2,59
27	-	-	1,28	1,63	1,54	2,57
28	2	60x60	1,75	1,72	1,21	1,05
29	2	100x100	1,56	2,59	1,16	1,50
30	.	-	1,54	2,57	1,28	1,63

Figura 8.31 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione (struttura rinforzata)

9 Caso studio 2

Il secondo caso studio riguarda l'analisi di un edificio esistente in muratura situato in Pistoia (Toscana) formato da 3 piani fuori terra con un'altezza d'interpiano di 3,5 m e che presenta delle irregolarità in elevazione.

Di seguito si riporta la pianta ed il modello tridimensionale della struttura.

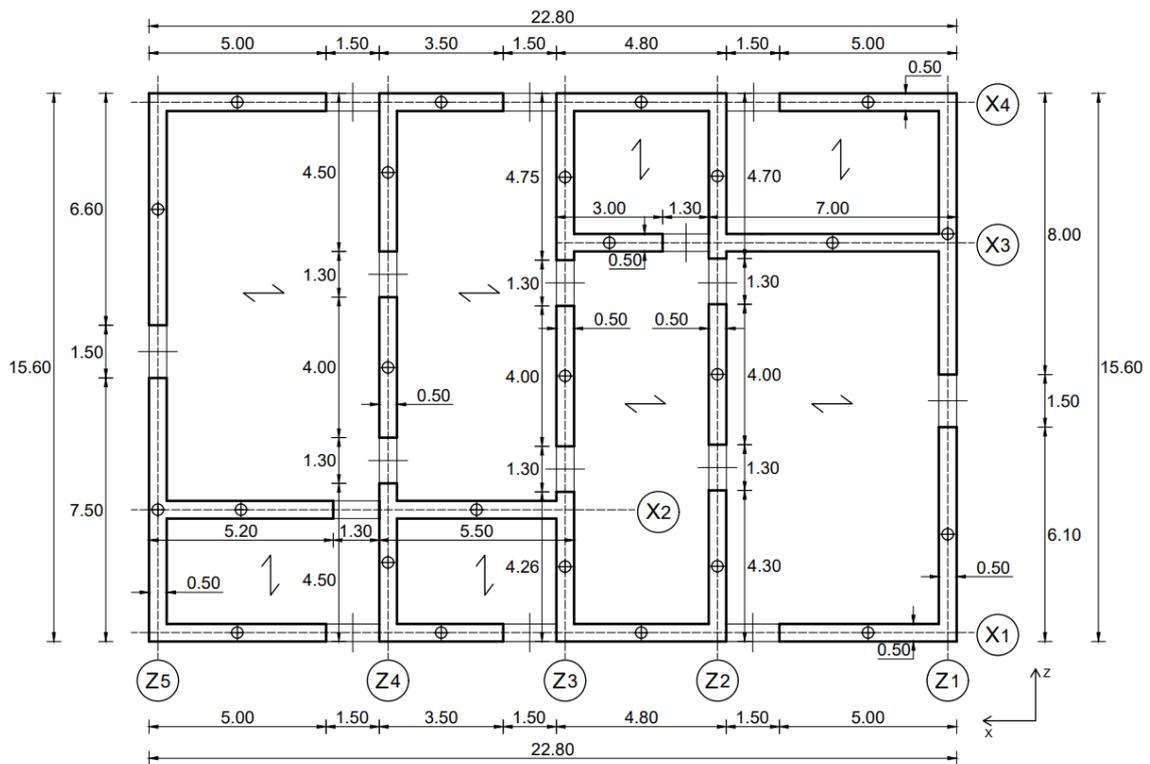


Figura 9.1 Pianta caso studio 2

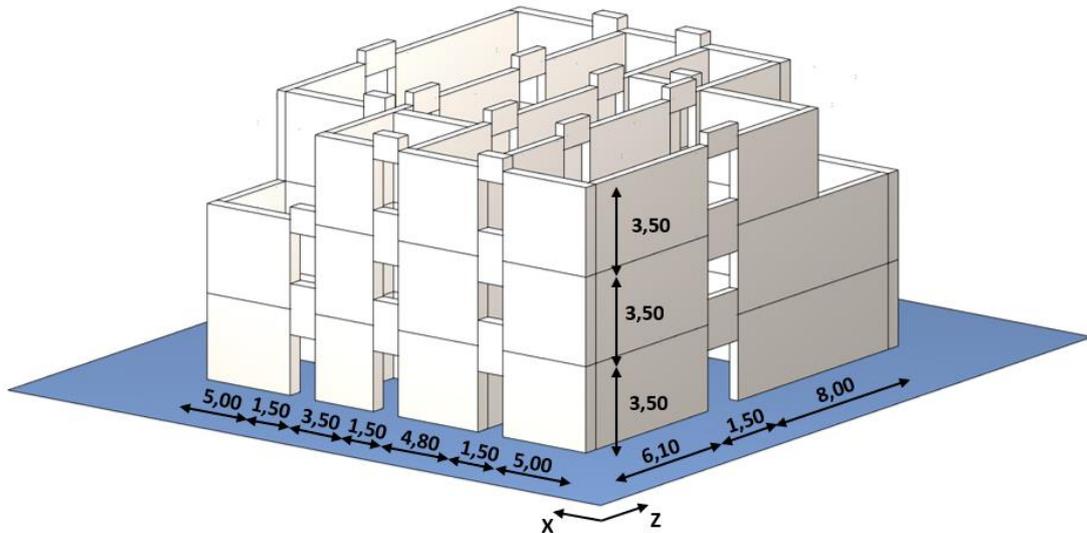


Figura 9.2 Rappresentazione tridimensionale caso studio 2

La struttura, a differenza del precedente caso studio non presenta né simmetrie né regolarità in altezza, è inoltre costituita da quattro paramenti murari nella direzione X e cinque in quella Z. I collegamenti presenti nell'edificio risultano essere ottimi nel caso di muro e solai e allo stesso tempo si registra un buon grado di ammorsamento tra pareti. La muratura presente è irregolare assimilabile alla tipologia "Muratura in pietre a spacco con buona tessitura" riportata dalla normativa e presenta uno spessore di 50 cm.

Gli orizzontamenti sono realizzati mediante solai latero-cementizi di altezza complessiva di 25 cm realizzati con calcestruzzo C25/30, la copertura presente è della tipologia piana. A livello di solaio sono presenti dei cordoli in cemento armato caratterizzati da un'altezza pari a quella del solaio ed una larghezza coincidente con lo spessore del muro stesso, questi sono realizzati con un calcestruzzo di classe C25/30 ed armati con ferri di tipologia B450C.

Per quanto riguarda la definizione dei parametri meccanici sia della muratura non consolidata che con la presenza del rinforzo vengono adottati tutti i parametri e i coefficienti di sicurezza definiti nel precedente caso studio.

9.1 Definizione dei carichi verticali

Sulla struttura gravano i seguenti carichi verticali:

- Peso proprio delle pareti;
- Peso proprio dei cordoli in c.a.;
- Peso proprio e carichi del solaio;
- Peso proprio e carichi sulla copertura.

Di seguito si assumono in forma schematica i valori utilizzati:

Carichi verticali	
Peso proprio delle pareti [KN/m ³]	21
Peso proprio dei cordoli in c.a. [KN/m ³]	25
Peso proprio del solaio [KN/m ²]	3,25
Variabile Q _k (folla) [KN/m ²]	2
Peso proprio copertura [KN/m ²]	3,34

Tabella 9-1 Carichi verticali

Come nello studio precedente si è assunto, anche per questo caso, che per i muri disposti parallelamente all'orditura del solaio venga attribuita un'area d'influenza triangolare con un'altezza pari ad un terzo della lunghezza del suddetto elemento. I muri su cui poggiano direttamente i travetti sono invece interessati da una superficie d'influenza di forma trapezia. Di seguito viene riportata una figura che identifica le superfici d'influenza.

Caso studio 2

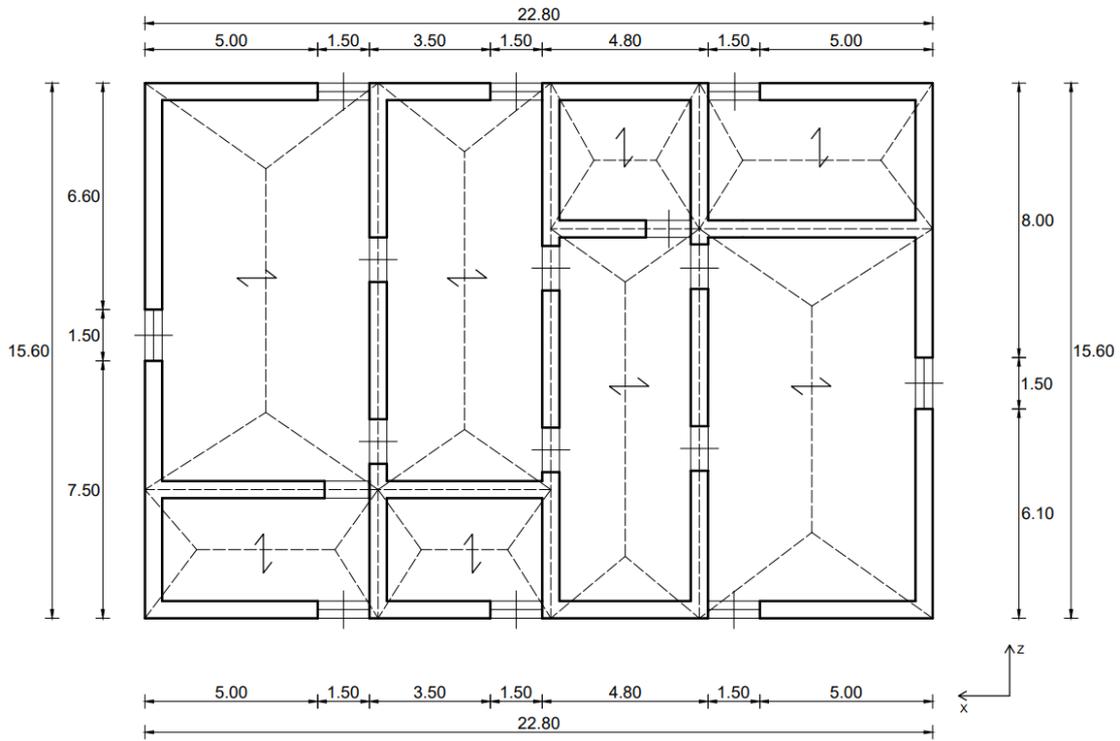


Figura 9.3 Attribuzione aree di competenza muri

9.2 Azione sismica

Come si è indicato all'inizio della descrizione di questa struttura, l'edificio presenta delle irregolarità in altezza ciò vuol dire che a priori non può essere applicata l'analisi statica lineare.

Per tale motivo preventivamente si è effettuata un'apposita analisi modale con il fine di identificare le masse partecipanti dei singoli modi, l'obiettivo ultimo è quello di dimostrare che la maggior parte della massa sia concentrata nei modi di pura traslazione.

$$m_{mod,k} = (\{U\}_k^T [M] \{t\})^2$$

Dove:

- $\{U\}_k^T$ → autovalore associato al modo k;
- $[M]$ → matrice delle masse;
- $\{t\}$ → vettore di trascinamento.

Dai calcoli effettuati considerando i diversi vettori di trascinamento nelle diverse configurazioni, si è evidenziato che oltre l'85% della massa è concentrata nei modi di pura traslazione motivo per il quale l'approssimazione nell'utilizzo dell'analisi statica lineare, nonostante la struttura risulti non essere regolare in altezza, risulta essere lecita.

Per quanto riguarda la scelta del coefficiente di comportamento q si fa riferimento al C.8.5.5.1 della Circolare 21 gennaio 2019 [16] :

$$q = 2,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Il significato di α_u ed α_1 sono stati definiti nel caso precedente.

Allo stesso capitolo la normativa afferma che tale formulazione è corretta nel caso in cui la struttura è esente da irregolarità in altezza, nel caso opposto la stessa normativa impone una riduzione del fattore q, ottenuto dalla presente equazione, del 25%.

Di seguito si riportano in forma tabellare i valori utilizzati per la definizione dello spettro:

Caratteristiche sistema	
Vita nominale (V_n)	50
Coefficiente d'uso (C_u)	1
a_g	0,153
F_0	2,404
T_C^*	0,293
Categoria di sottosuolo	B
Categoria topografica	T1
S_s	1,20
C_c	1,406
S_t	1
α_u / α_1	1,5
q	2,25

Tabella 9-2 Caratteristiche forma dello spettro

Di seguito si riporta lo spettro di elastico e di progetto ottenuto:

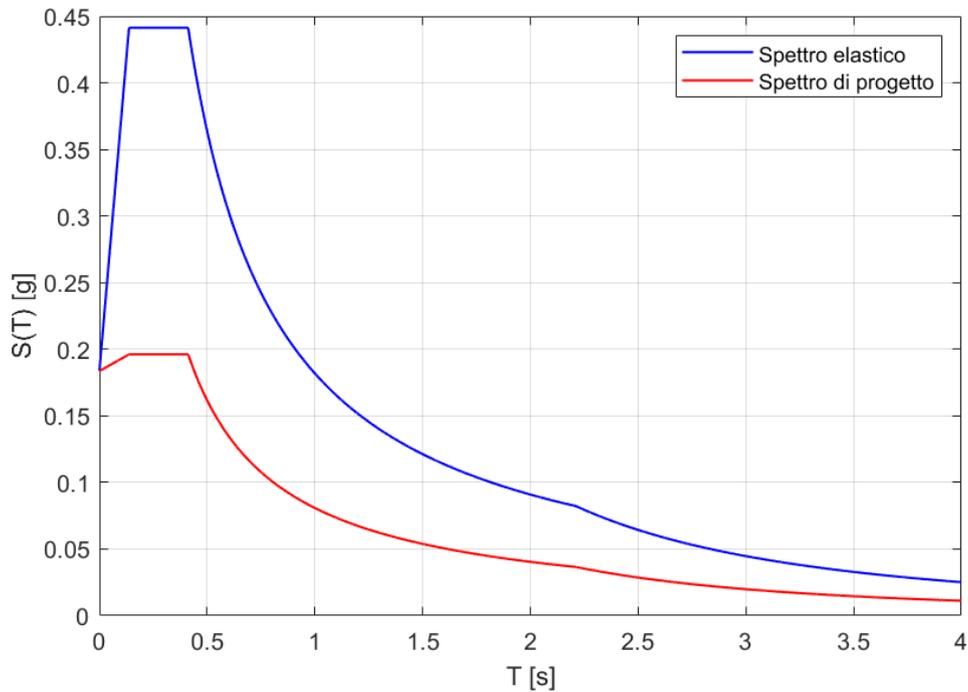


Figura 9.4 Spettro di progetto- elastico caso studio 2

Infine, in forma tabellare si riportano i valori del periodo fondamentale ed il relativo valore della pseudo accelerazione:

Periodo proprio e pseudo-accelerazione	
T_1 [s]	0,2916
S_a [g]	0,1956

Tabella 9-3 Periodo proprio - pseudo accelerazione

9.3 Stato di fatto

Le analisi effettuate riguardano le verifiche nel piano dei maschi (taglio e pressoflessione). Il sisma viene considerato applicato nel centro di massa in quattro differenti configurazioni ovvero:

- X^+
- X^-
- Z^+
- Z^-

Nella figura che segue viene riportato uno schema relativo alla numerazione dei maschi:

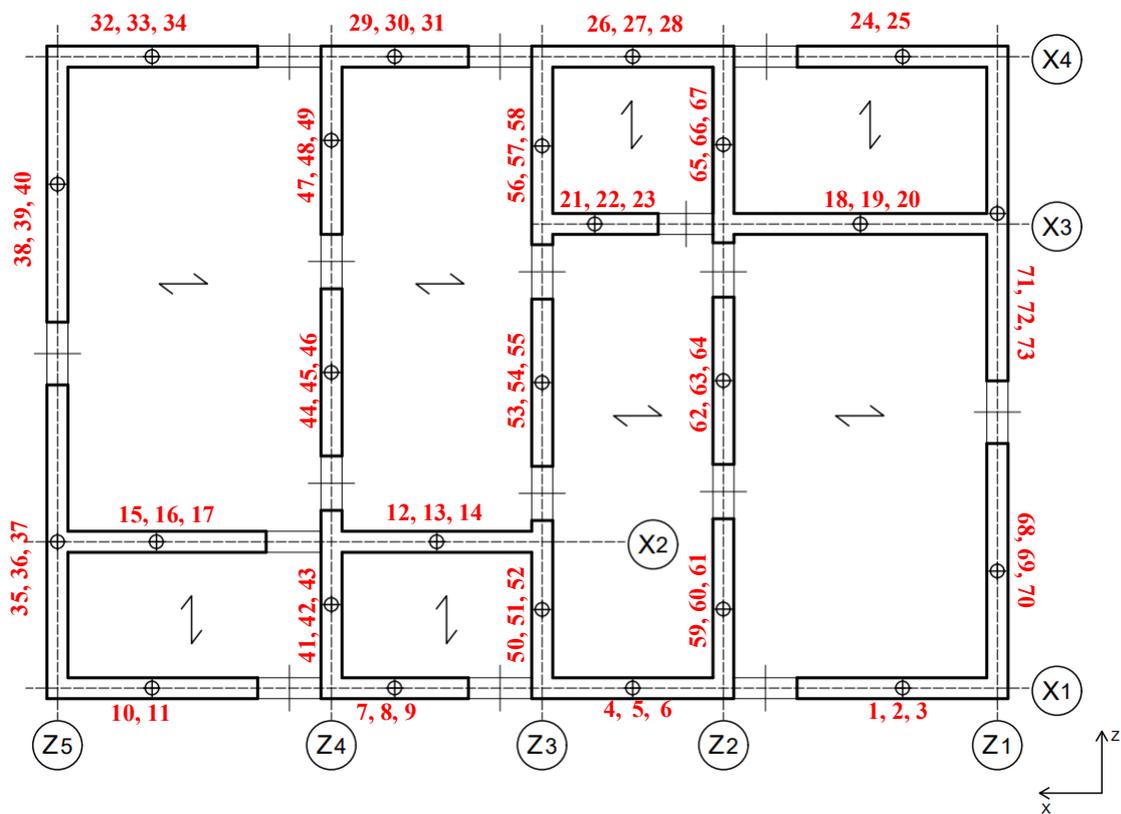


Figura 9.5 Numerazione maschi

9.4 Sisma prevalente direzione X^+

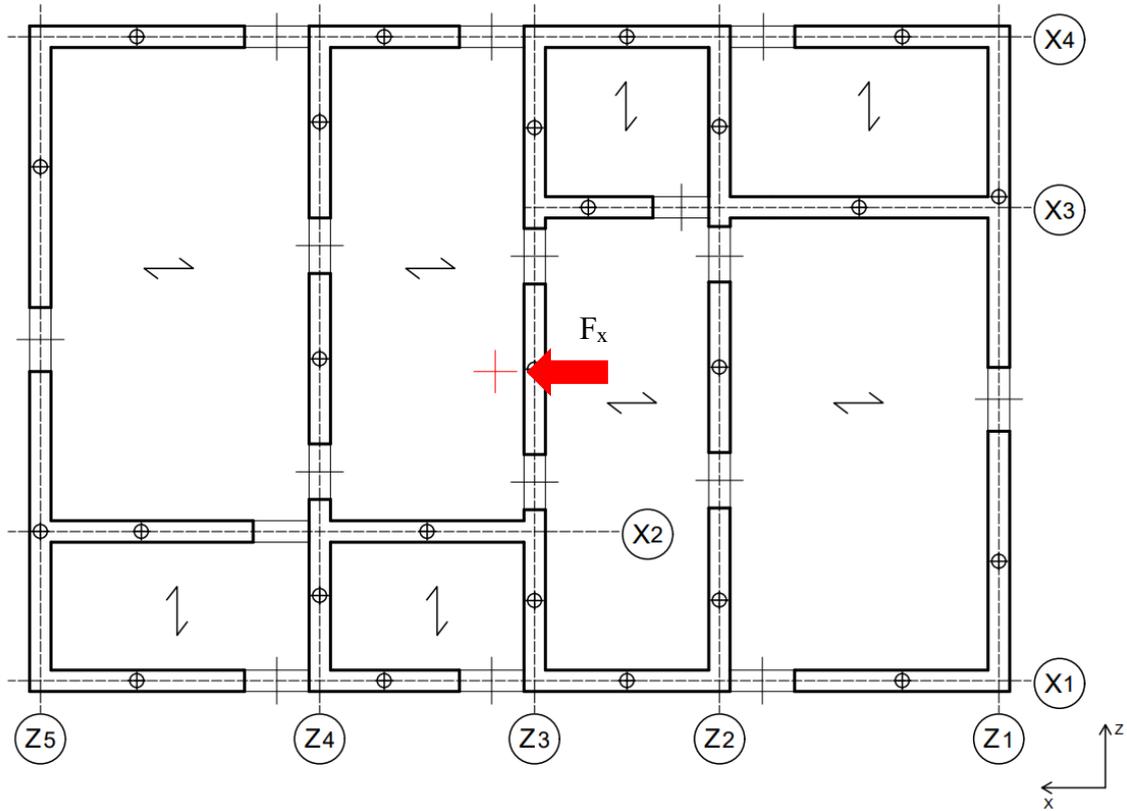


Figura 9.6 Schema applicazione sisma direzione X^+

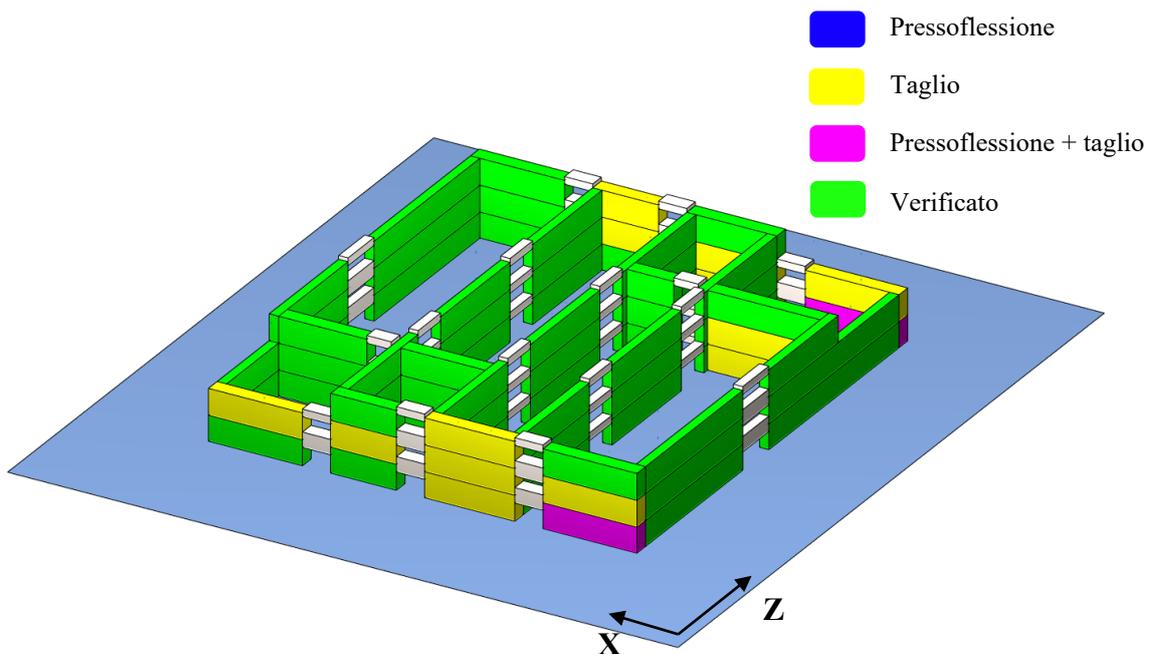


Figura 9.7 Esito verifiche sisma direzione X^+

Di seguito vengono riportati in forma tabellare i coefficienti di sicurezza a taglio e pressoflessione ottenuti rapportando la resistenza dell'elemento in oggetto (R) e la sollecitazione a cui è sottoposto (D):

$$c = \frac{R}{D}$$

Coefficienti di sicurezza					
Maschio	Taglio	Pressoflessione	Maschio	Taglio	Pressoflessione
1	0,83	0,90	18	0,79	1,01
2	0,90	1,30	19	0,89	1,44
3	1,34	1,75	20	1,43	2,36
4	0,95	1,80	21	1,66	1,90
5	0,82	1,83	22	2,40	4,53
6	0,82	1,28	23	3,05	4,23
7	1,03	1,81	24	0,81	0,88
8	0,93	1,75	25	0,89	1,07
9	1,25	1,43	26	0,92	1,68
10	1,10	1,73	27	1,41	0,83
11	0,88	1,56	28	1,32	1,17
12	1,13	1,30	29	1,71	1,03
13	1,41	2,36	30	1,79	0,90
14	2,30	6,47	31	1,29	0,91
15	1,51	2,07	32	1,94	1,30
16	1,64	3,05	33	3,00	1,37
17	2,83	4,97	34	3,27	1,88

Tabella 9-4 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione sisma direzione X⁺ (stato di fatto)

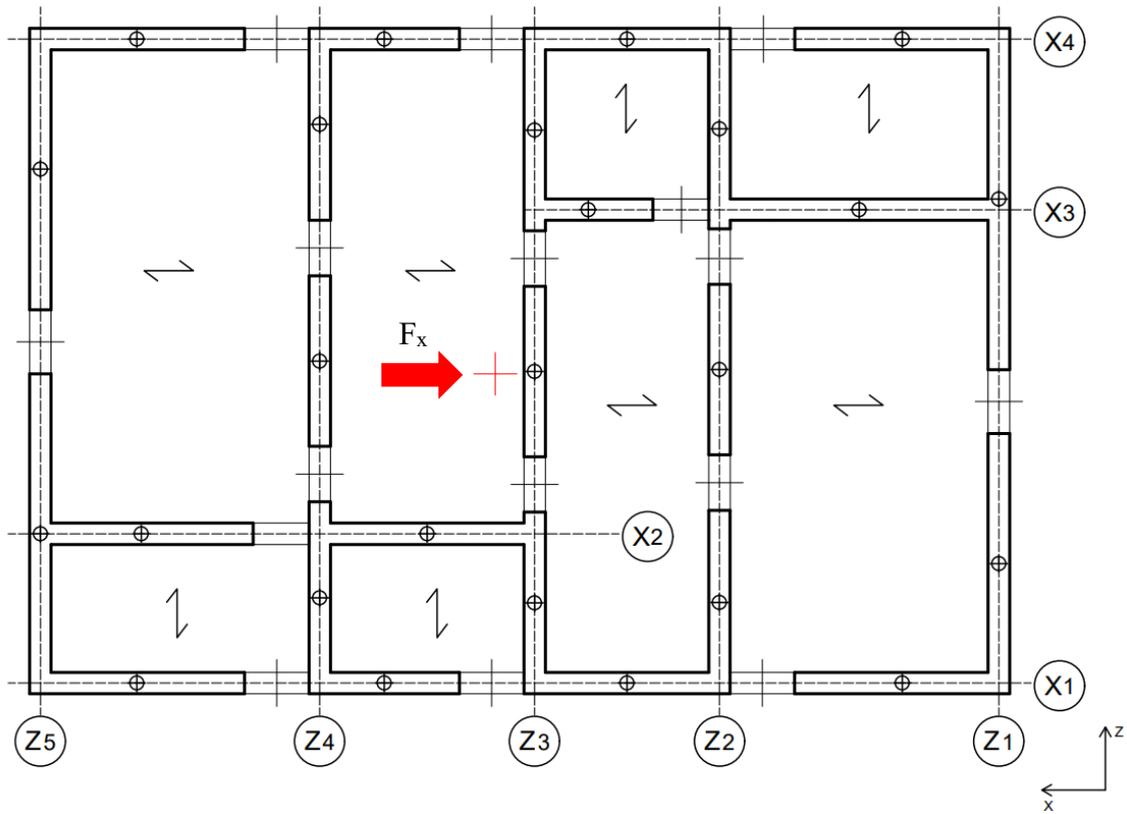


Figura 9.8 Schema applicazione sisma direzione X

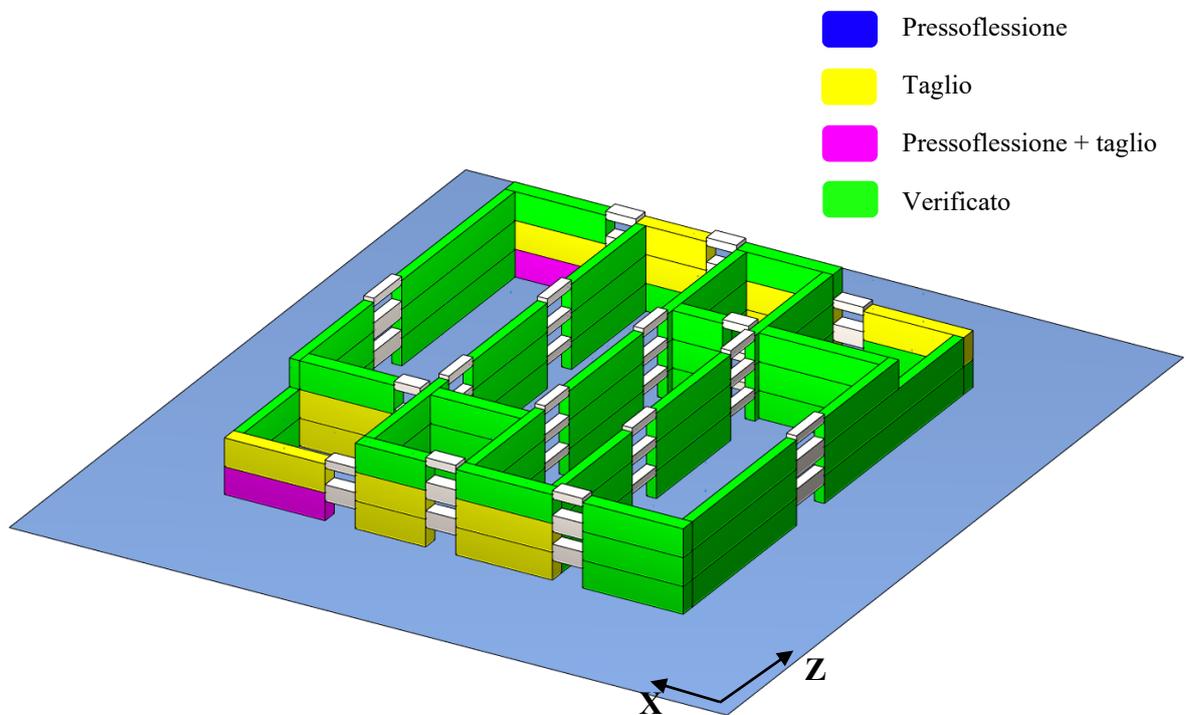


Figura 9.9 Esito verifiche sisma direzione X

Di seguito vengono riportati in forma tabellare i coefficienti di sicurezza a taglio e pressoflessione ottenuti rapportando la resistenza dell'elemento in oggetto (R) e la sollecitazione a cui è sottoposto (D):

$$c = \frac{R}{D}$$

Coefficienti di sicurezza					
Maschio	Taglio	Pressoflessione	Maschio	Taglio	Pressoflessione
1	1,33	2,01	18	1,17	1,93
2	1,44	3,26	19	1,18	2,69
3	2,22	4,03	20	1,68	4,27
4	0,95	1,82	21	1,12	1,08
5	0,90	2,05	22	1,58	2,32
6	1,05	1,70	23	2,01	4,02
7	0,97	1,59	24	1,13	1,80
8	0,87	1,34	25	0,95	1,78
9	1,38	1,24	26	0,97	1,96
10	0,82	0,85	27	1,24	1,75
11	0,97	1,05	28	1,03	1,70
12	1,38	1,83	29	0,86	1,67
13	1,73	3,83	30	0,88	1,20
14	2,97	6,24	31	0,85	0,96
15	0,93	1,74	32	0,98	1,51
16	0,89	1,94	33	1,69	2,28
17	1,12	2,33	34	1,24	1,75

Tabella 9-5 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione sisma direzione X (stato di fatto)

9.5 Sisma prevalente direzione Z

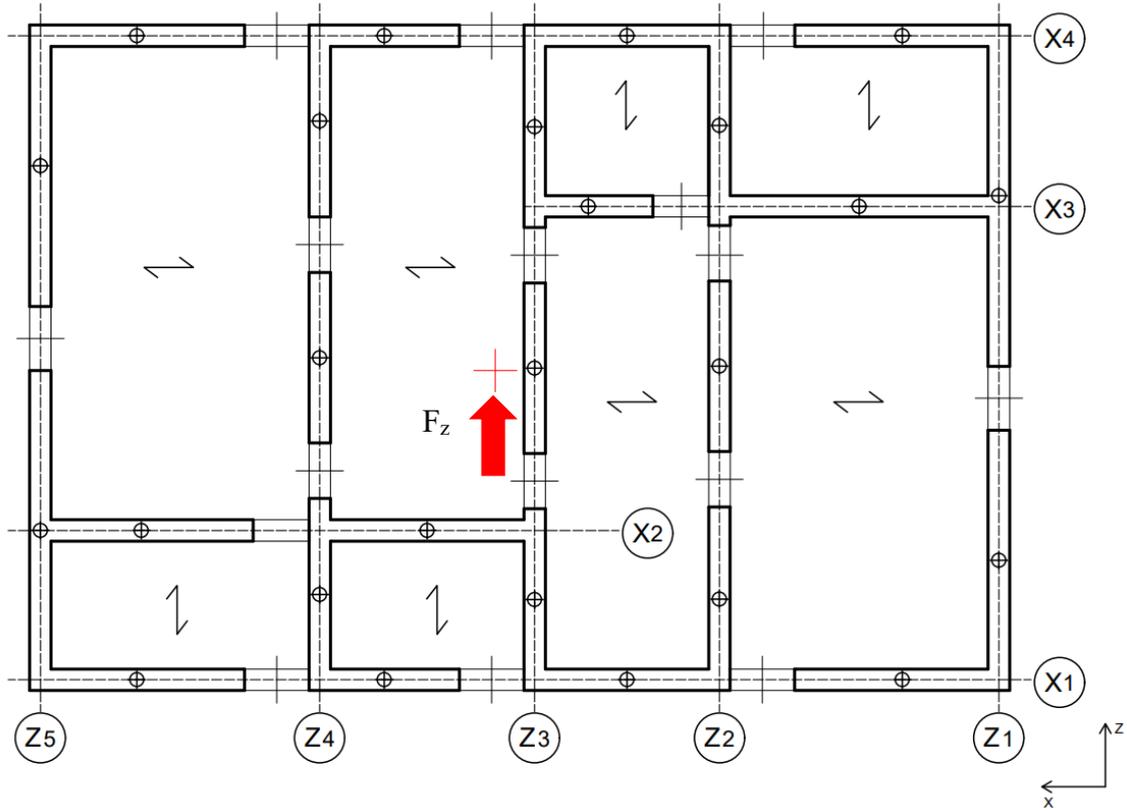


Figura 9.10 Schema applicazione sisma direzione Z⁺

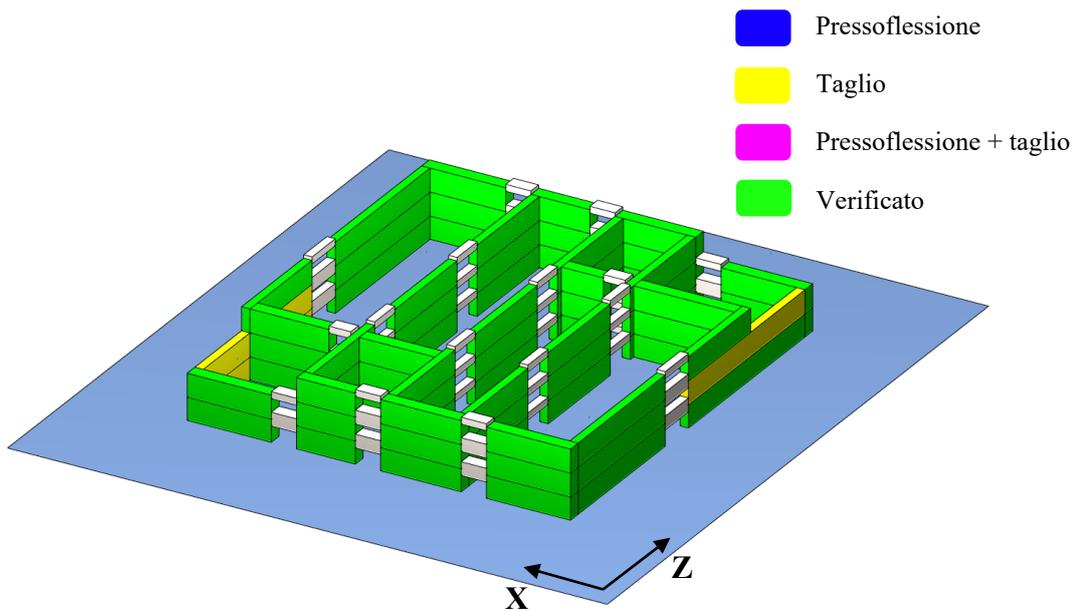


Figura 9.11 Esito verifiche sisma direzione Z⁺

Di seguito vengono riportati in forma tabellare i coefficienti di sicurezza a taglio e pressoflessione ottenuti rapportando la resistenza dell'elemento in oggetto (R) e la sollecitazione a cui è sottoposto (D):

$$c = \frac{R}{D}$$

Coefficienti di sicurezza					
Maschio	Taglio	Pressoflessione	Maschio	Taglio	Pressoflessione
35	0,83	1,07	55	1,39	3,61
36	0,80	1,27	56	1,60	2,07
37	1,49	1,67	57	1,85	4,02
38	1,33	2,16	58	2,52	9,54
39	1,27	3,06	59	1,41	1,62
40	1,66	3,53	60	1,81	3,24
41	1,32	1,29	61	2,94	8,92
42	2,01	2,82	62	1,38	2,13
43	6,39	7,81	63	1,29	3,05
44	1,44	2,14	64	1,24	3,56
45	1,38	3,11	65	1,53	2,13
46	1,43	3,95	66	1,68	3,38
47	1,73	2,15	67	2,41	6,08
48	2,00	4,29	68	1,02	1,53
49	2,63	9,66	69	1,09	2,23
50	1,29	1,33	70	1,72	3,24
51	1,71	2,64	71	1,10	2,44
52	3,03	7,79	72	0,89	4,10
53	1,36	2,04	73	1,39	1,77
54	1,32	2,89			

Tabella 9-6 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione sisma direzione Z⁺ (stato di fatto)

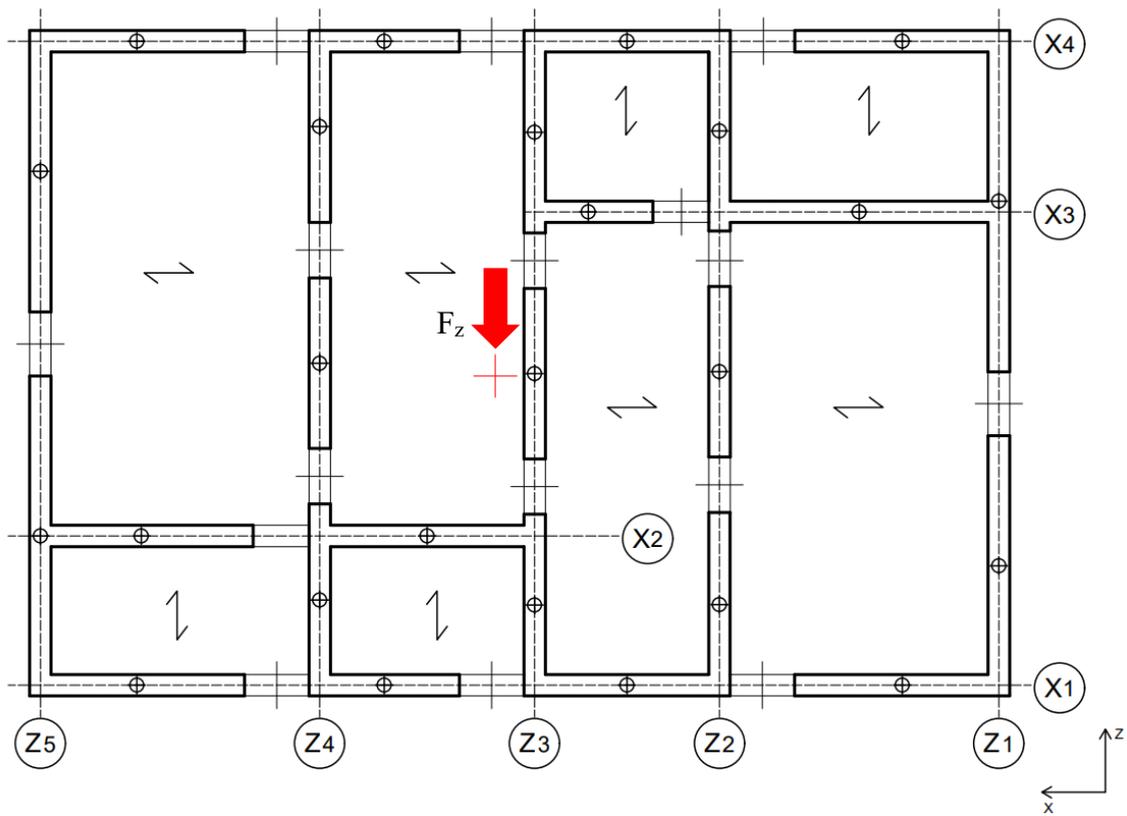


Figura 9.12 Schema applicazione sisma direzione Z

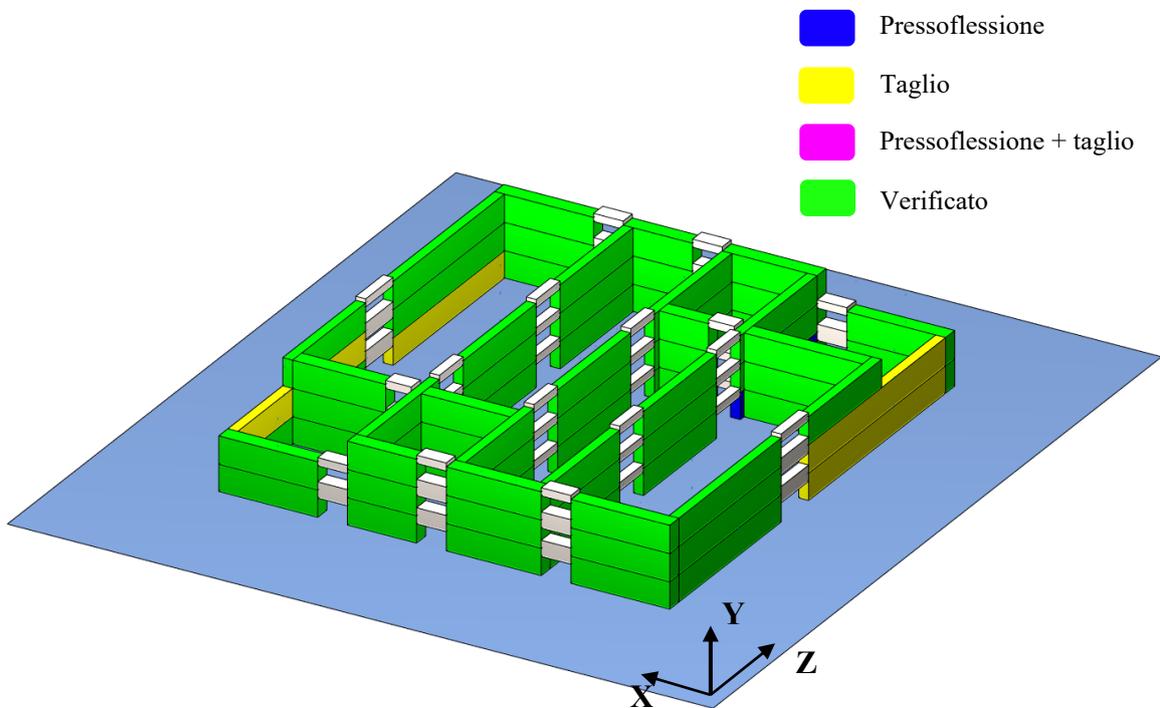


Figura 9.13 Esito verifiche sisma direzione Z

Di seguito vengono riportati in forma tabellare i coefficienti di sicurezza a taglio e pressoflessione ottenuti rapportando la resistenza dell'elemento in oggetto (R) e la sollecitazione a cui è sottoposto (D):

$$c = \frac{R}{D}$$

Coefficienti di sicurezza					
Maschio	Taglio	Pressoflessione	Maschio	Taglio	Pressoflessione
35	1,12	2,40	55	1,36	3,56
36	0,92	3,98	56	1,24	1,36
37	1,42	1,84	57	1,56	2,55
38	0,98	1,54	58	2,71	7,20
39	1,04	2,22	59	1,80	2,15
40	1,67	3,36	60	2,14	4,35
41	1,63	2,17	61	2,87	9,70
42	1,78	3,97	62	1,43	2,03
43	2,19	7,15	63	1,43	3,05
44	1,43	2,19	64	1,55	4,09
45	1,37	3,21	65	1,07	0,98
46	1,39	4,05	66	1,55	1,95
47	1,39	1,61	67	4,11	6,39
48	1,79	3,21	68	1,39	2,18
49	3,17	9,15	69	1,35	3,12
50	1,69	2,08	70	1,72	3,46
51	1,98	4,09	71	0,83	1,08
52	2,54	8,57	72	0,78	1,25
53	1,37	2,06	73	1,43	1,55
54	1,31	2,90			

Tabella 9-7 Coefficienti di sicurezza taglio e pressoflessione sisma direzione Z (stato di fatto)

A scopo riassuntivo viene riportata una rappresentazione che sintetizza l'esito delle verifiche nelle quattro direzioni:

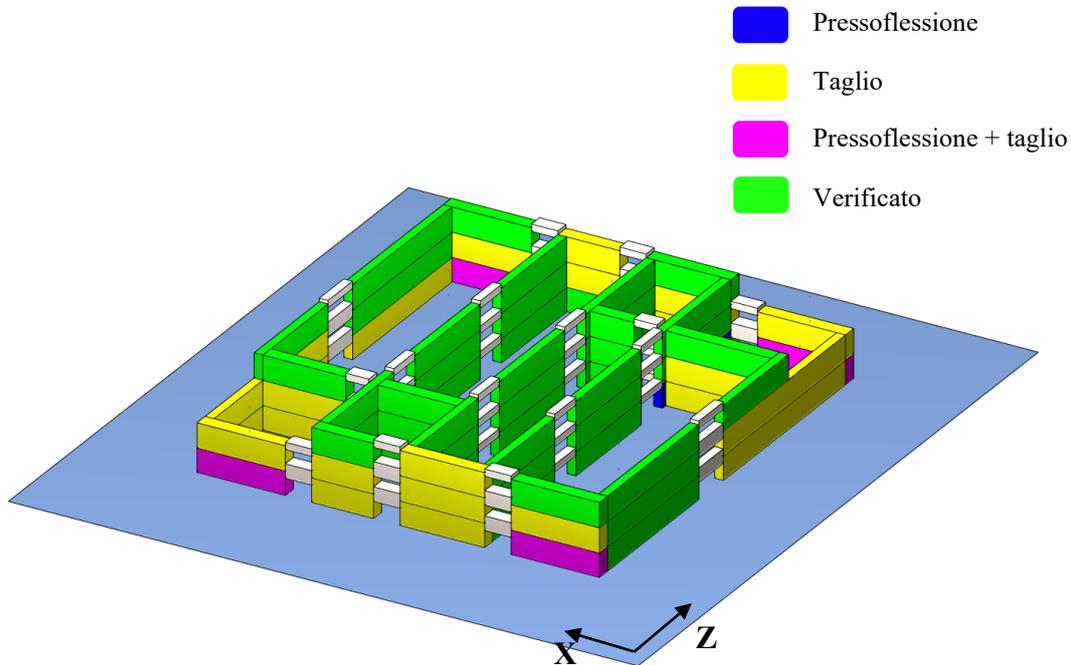


Figura 9.14 Esito verifiche nelle quattro direzioni

9.6 Risultati ottimizzazione

In questo secondo caso studio la dimensione del vettore di progetto sarà pari a 73 (numero complessivo dei maschi murari) ed ogni individuo generato dall'algoritmo sarà sottoposto a quattro analisi (X^+ , X^- , Z^+ , Z^-) e relative verifiche.

9.6.1 Intonaco armato

Nella tabella sottostante vengono riportate le caratteristiche dell'algoritmo utilizzate nell'analisi di ottimizzazione del consolidamento strutturale mediante intonaco armato:

Caratteristiche GA	
Dimensione popolazione	200
Crossover	Uniforme
Mutazione	4 punti
Probabilità di mutazione	50%
Dimensione del "torneo"	3

Tabella 9-8 Caratteristiche GA intonaco armato

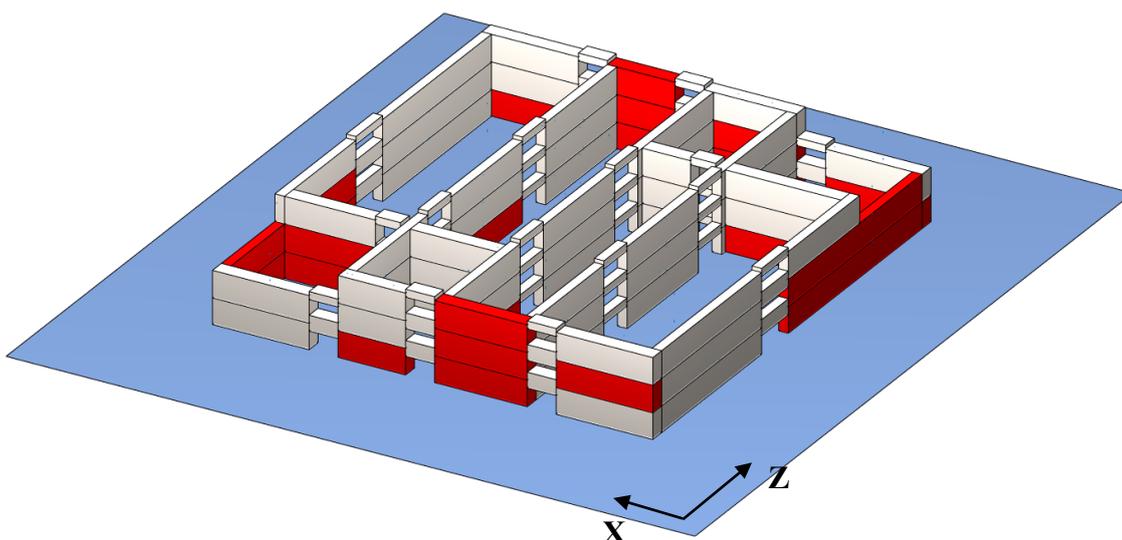


Figura 9.15 Configurazione di rinforzo



Figura 9.16 Andamento fitness nelle generazioni (intonaco armato)

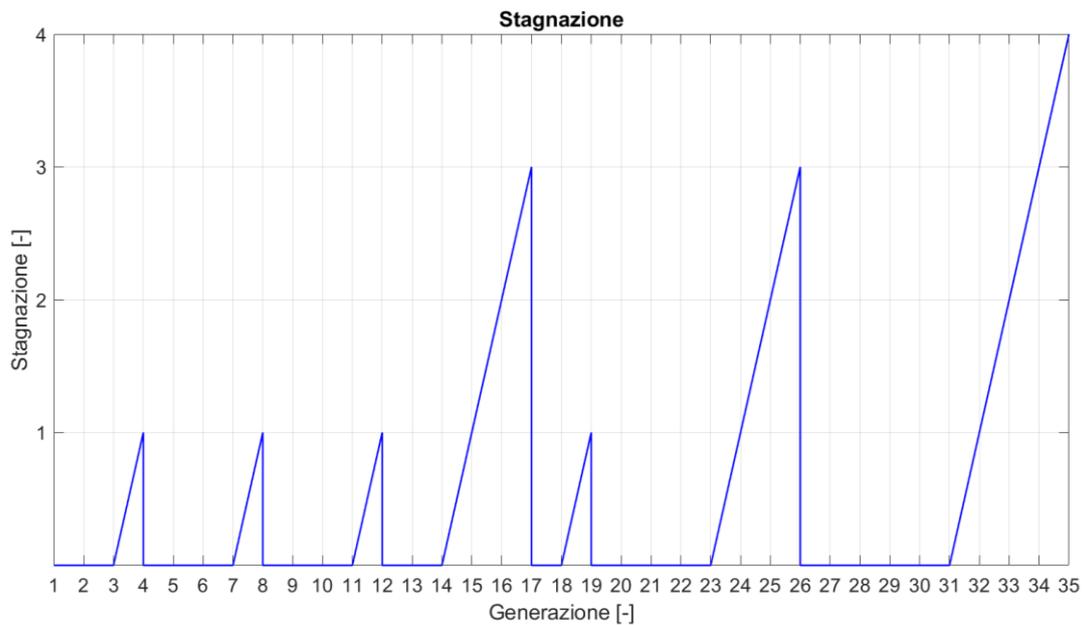


Figura 9.17 Plot stagnazione (intonaco armato)

La soluzione ottenuta dal processo GA risulta essere abbastanza interessante in quanto si è visto che l'influenza dell'intonaco nei confronti sia della massa che della rigidezza risulta essere non trascurabile, ed un abuso di questa tecnica può portare da un lato ad un incremento sostanziale della massa e quindi delle forze sismiche e dall'altro la nascita di fenomeni torsionali particolarmente deleteri per l'integrità della struttura, dovuti

all'incrementi di rigidezza negli elementi rinforzati dato dalla presenza dell'intonaco armato.

Dalla soluzione ottenuta si può constatare che il numero dei pannelli rinforzati si è minimizzato, rispetto alla configurazione dove vengono rinforzati tutti i maschi non verificati, per cui anche il valore della massa e delle forze indotte dal sisma è stato contenuto. Al contempo, inoltre, l'algoritmo ha identificato una configurazione che non è troppo sbilanciata né da un lato né dall'altro in modo tale da non portare a forti variazioni della posizione del baricentro delle rigidzze e quindi nascita di eccentricità.

Di seguito si riporta la configurazione di rinforzo nel caso in cui tutti i pannelli non verificati fossero rinforzati:

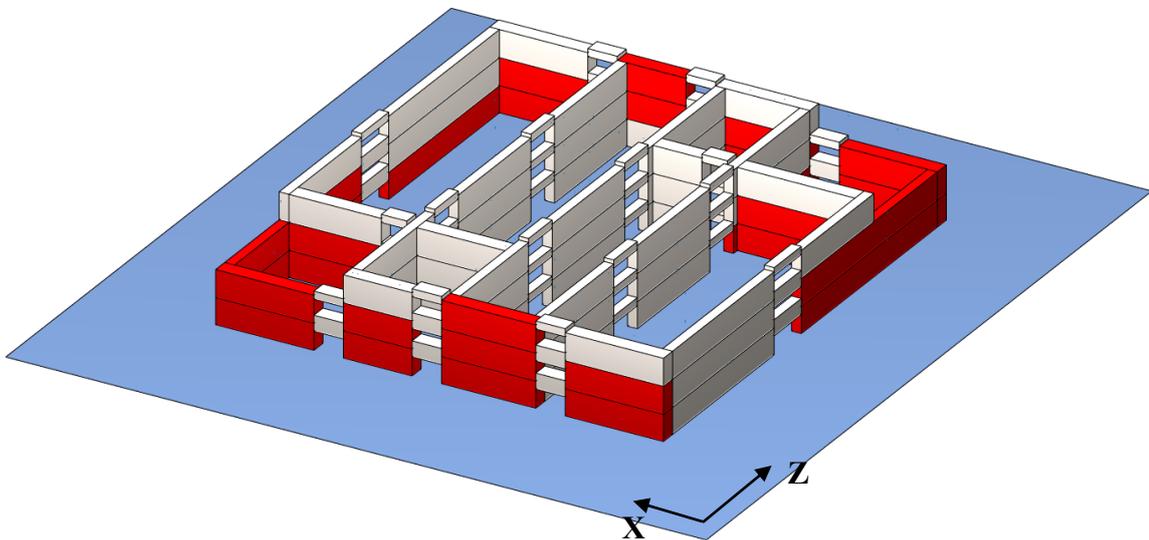


Figura 9.18 Configurazione con tutti i pannelli non verificati rinforzati

Visivamente si può già notare la differenza dei due casi in termini di maschi rinforzati; infatti, nel primo caso (soluzione ottenuta mediante GA) si ha un numero di elementi consolidati pari a 21 mentre nel secondo 27.

Per enfatizzare ulteriormente la differenza dai due casi si riporta una tabella esplicativa dove sono riportate le superfici effettivamente consolidate:

Superficie consolidata [m ²]	
Soluzione ottimizzata	383,81
Pannelli tutti rinforzati	506,45

Tabella 9-9 Confronto superfici consolidate

Dalla tabella sopra riportata, si può capire le potenzialità dell'algoritmo e come esso risulti particolarmente efficace in questa tipologia di strutture.

Infatti, facendo un confronto in termini di superficie consolidata il risparmio è di circa il 25% che si traduce in un medesimo guadagno ragionando in termini economici.

9.6.2CAM®

Nel capitolo precedente è stata affrontata un'apposita analisi di sensibilità che aveva il fine di identificare il crossover più adatto da applicare al GA con questa tecnologia di consolidamento. Seguendo i risultati ottenuti con la suddetta analisi si sono assunti i seguenti operatori genetici:

Caratteristiche GA	
Dimensione popolazione	250
Crossover	Uniforme
Mutazione	4 punti
Probabilità di mutazione	50%
Dimensione del "torneo"	4

Tabella 9-10 Caratteristiche GA sistema CAM®

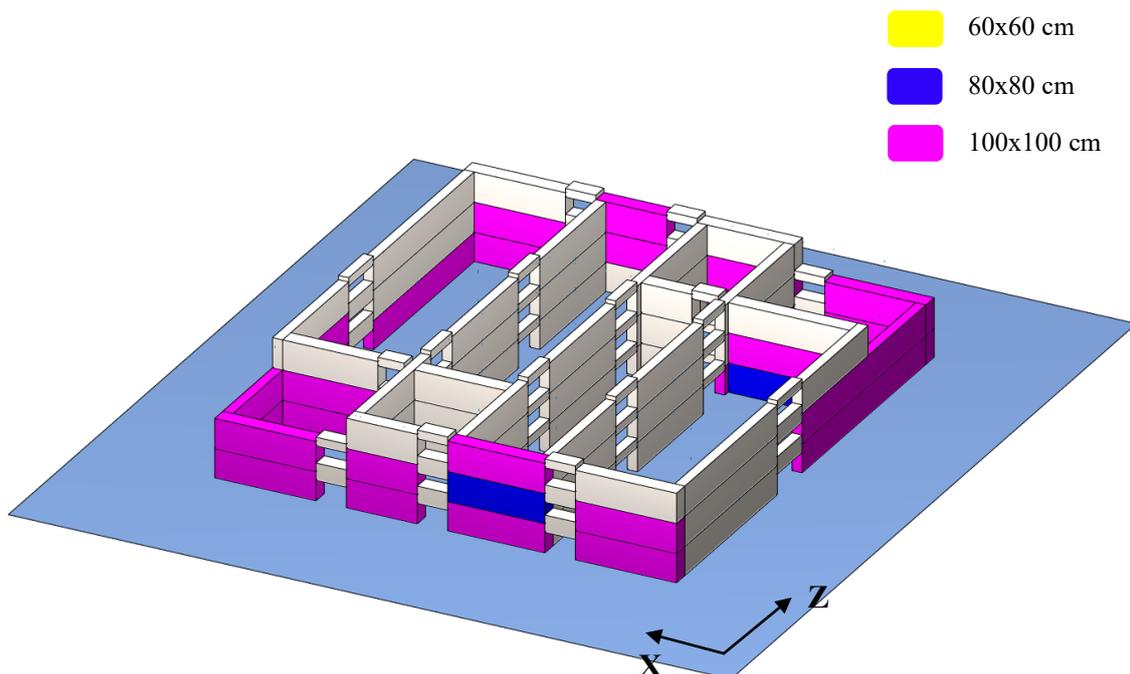


Figura 9.19 Configurazione topologica maglia CAM

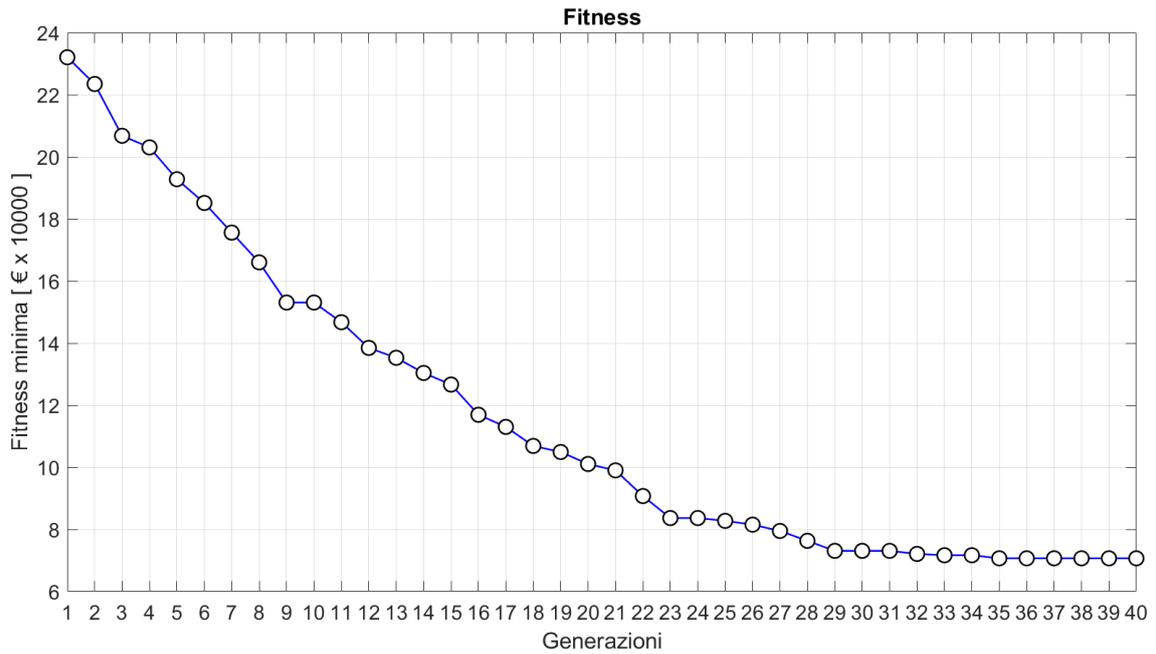


Figura 9.20 Andamento fitness nelle generazioni (CAM)

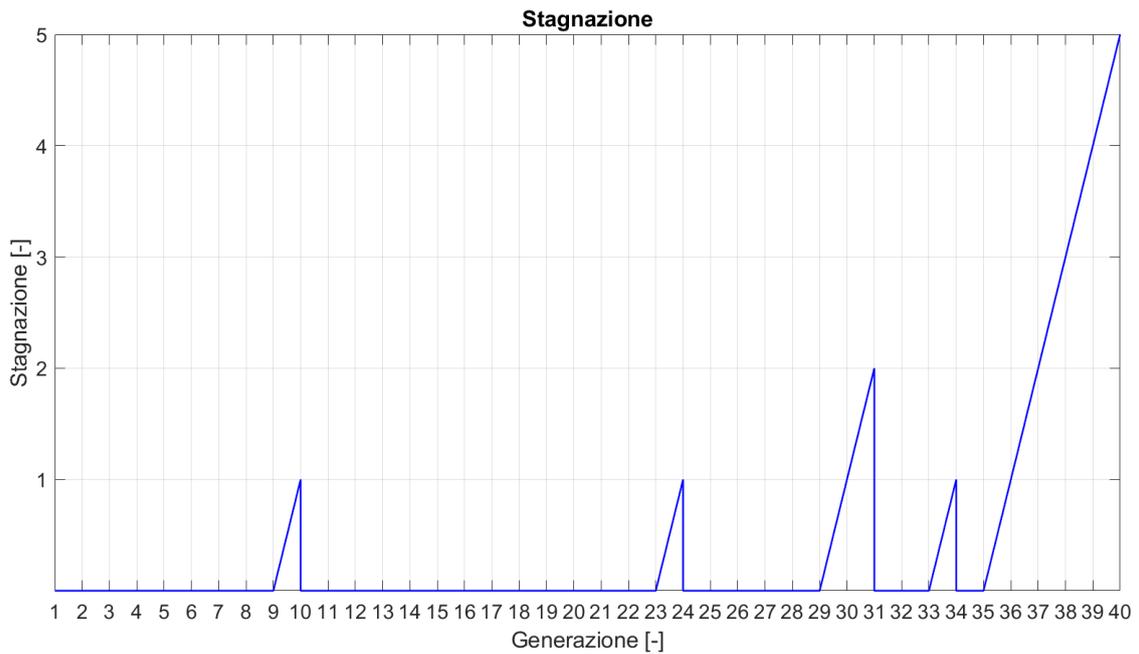


Figura 9.21 Plot stagnazione (CAM)

In quest'ultimo studio valgono le medesime considerazioni, topologiche e dimensionali, fatte nel capitolo precedente.

Il valore della funzione obiettivo è pari a 70'678,04€.

10 Conclusioni

Il presente lavoro di tesi ha affrontato la tematica relativa all'ottimizzazione del rinforzo sismico di strutture in muratura, un tema quest'ultimo molto sentito in Italia in quanto la maggior parte del patrimonio architettonico italiano risulta essere realizzato proprio in muratura.

Il framework introdotto si avvale della cooperazione di due strumenti da un lato Matlab®, con la scrittura di un apposito algoritmo genetico, dall'altra OpenSees [25] per consentire l'analisi strutturale. Parallelamente a questi elementi sono state sviluppate e testate due funzioni obiettivo, per consentire di valutare il costo d'intervento, relative a due tecniche di consolidamento ovvero l'intonaco armato e il sistema CAM® (*metodo delle cuciture attive*).

Dai i risultati ottenuti si può constatare l'efficacia di questo strumento; infatti, sia nel caso di problemi topologici che dimensionali il GA proposto porta a degli outputs ingegneristicamente parlando efficaci.

Analizzando separatamente le due tecniche implementate si possono trarre le seguenti considerazioni: nel caso del rinforzo tramite intonaco armato si è visto che questo tipo di tecnica ha la necessità di essere limitata il più possibile per un discorso prettamente legato alla massa ma, allo stesso tempo si deve cercare di applicarlo in una maniera più simmetrica possibile per evitare forti variazioni della posizione del baricentro di rigidità. Dai test effettuati si evince che oltre ad una minimizzazione del costo attraverso una diminuzione del numero dei maschi effettivamente rinforzati, il GA riesce ad identificare una configurazione che non porta alla nascita di forti eccentricità.

Nel caso invece del CAM® si è valutato un problema sia di natura dimensionale ma allo stesso tempo topologica, in quanto avendo supposto che il sistema di consolidamento non alteri rigidità e massa il rinforzo deve essere applicato ai soli elementi non verificati, ma è pur vero che il GA non conosce la posizione effettiva di tali maschi murari motivo per cui deve assolvere a due principali compiti: il primo è l'individuazione dell'elemento che necessita il rinforzo in seguito su quest'ultimo, trovare la configurazione che minimizzi il costo della nastratura andando a soddisfare ovviamente le verifiche di resistenza.

Come descritto nei capitoli introduttivi, il processo di ottimizzazione applicato sul rinforzo sismico di strutture esistenti è un tema recente, basti guardare alla letteratura scientifica pregressa. La maggior parte degli studi, infatti, ha focalizzato l'attenzione su strutture realizzate prevalentemente in calcestruzzo armato mentre per quanto riguarda la muratura, non è mai stata trattata.

Per tale motivo questo lavoro risulta essere unico nel suo genere e dato i risultati incoraggianti ottenuti, intende dar vita ad un'attività futura di ricerca con il fine di raffinare sempre di più l'algoritmo andando per esempio ad aggiungere verifiche delle fasce di piano e verifiche fuori dal piano, in modo tale da essere in un prossimo futuro applicato nell'attività professionale di un tecnico con il fine di aiutarlo a identificare la configurazione ottimale di rinforzo e allo stesso tempo consentirgli un risparmio in termini di costo d'intervento.

11 Bibliografia e sitografia

- [1] S. S. Rao, *Engineering Optimization: theory and practice*, John Wiley & Sons, 2009.
- [2] R. Falcone, C. Lima e E. Martinelli, «Soft computing techniques in structural and earthquake engineering: a literature review,» *Engineering Structures*, vol. 207, n. 110269, 2020.
- [3] D. Sharma e C. Pravin, «A comparative analysis of soft computing techniques in software fault prediction model development,» *International Journal of Information*, vol. 11.1, pp. 37-46, 2019.
- [4] O. Bozorg-Haddad, M. Solgi e H. A. Loàiciga, *Meta-heuristic and evolutionary algorithms for engineering optimization*, John Wiley & Sons, 2017.
- [5] J. H. Holland, *Adaption in natural and artificial system: an introductory analysis with applications to biology, control, and artificial intelligence*, MIT press, 1992.
- [6] I. Rechenberg, *Cybernetic solution path of an experimental problem*, Farnborough, UK: Royal Aircraft Establishment Library Translation 1122, 1965.
- [7] C. Darwin, *The origin of species by means of natural selection*, Londra: John Murray, Albemarle Street, 1859.
- [8] [Online]. Available: <https://it.emcelettronica.com/wp-content/uploads/2017/07/un-algoritmo-genetico.jpg>. [Consultato il giorno 4 Luglio 2021].
- [9] Psil123, «GeeksforGeeks,» 2018 Settembre 4. [Online]. Available: <https://www.geeksforgeeks.org/tournament-selection-ga/>. [Consultato il giorno 22 Luglio 2021].
- [10] H. Seo, J. Kim e M. Kwon, «Optimal seismic retrofitted RC column distribution for an existing school building,» *Engineering Structures*, vol. 168, pp. 399-404, 2018.
- [11] R. Falcone, F. Carrabs, R. Cerulli, C. Lima e E. Martinelli, «Seismic retrofitting of existing RC buildings: a rational selection procedure based on genetic algorithms,» *Structures*, vol. 22, pp. 310-326, 2019.

- [12] G. Mahdavi, K. Nasrollahzadeh e M. A. Hariri-Ardebili, «Optimal FRP jacket placement in RC frame structures towards a resilient seismic design,» *Sustainability*, vol. 11.24, p. 6985, 2019.
- [13] F. Di Trapani, M. Malavisi, G. Carlo Marano, A. P. Sberna e R. Greco, «Optimal seismic retrofitting of reinforced concrete building by steel-jacketing using a genetic algorithm-based framework,» *Engineering Structures*, vol. 219, p. 110864, 2020.
- [14] F. Di Trapani, A. P. Sberna and G. Carlo Marano, “A new genetic algorithm-based framework for optimized design of steel-jacketing retrofitting in shear-critical and ductility-critical RC frame structures,» *Engineering Structures*, vol. 243, p. 112684, 2021.
- [15] G. Minafò and G. Camarda, “Genetic Optimization for the design of seismic retrofitting of plane RC frames with Buckling Restrained Braces (BRBs),” in *Conference: 8th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering COMPDYN 2021*, Athens (Greece), 2021.
- [16] Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti, *Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell' «Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*, Roma, 2019.
- [17] A. Gerbino, «Sviluppo di un elemento a fibre per la modellazione a telaio equivalente delle strutture in muratura= Developement of a fiber element suited for the equivalent frame model of a masonry structures,» in *Diss. Politecnico di Torino*, 2019.
- [18] R. Ceravolo, «Corso monografico sulle murature,» *slide del corso Ingegneria Sismica - Politecnico di Torino*, a.a. 2019/2020.
- [19] P. G. Toulatis, «Seismic Behaviour of Traditionally-Built Constructions,» in *Protection of the Architectural Heritage Against Earthquakes. International Centre for Mechanical Sciences (Courses and Lectures)*, Vienna: Springer, 1996.

- [20] L. Cvalieri e L. La Mendola, *La verifica sismica degli edifici in muratura*, ARACNE editrice S.r.l., 2018.
- [21] P. d. C. d. Ministri, *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche generali per la costruzione in zona sismica*.
- [22] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Aggiornamento delle «Norme tecniche sulle costruzioni»*, Roma, 2018.
- [23] M. Vinci, *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*, Dario Flaccovio Editore, 2018.
- [24] R. Marnetto, A. Vari e M. Leonori, *Il sistema CAM® consolidamento strutturale con cuciture inox*, 21mo SECOLO, 2018.
- [25] F. McKenna, G. L. Fenves e M. H. Scott, «Open system for earthquake engineering simulation,» Berkeley: University of California, 2000.
- [26] A. J. Umbarkar e P. D. Sheth, «Crossover operators in genetic algorithms: a review,» *ICTACT journal on soft computing*, vol. 06, 2015.
- [27] R. Abruzzo, *Prezziario opere edili regione Abruzzo*, 2021.
- [28] «OpenSeesWiki,» 10 May 2012. [Online]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page.
- [29] M. Dolce, «Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti,» *Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica*, *Ordine degli Ingneri, Potenza*, 1989.
- [30] R. Magalhaes de Souza e S. Mazzoni, «OpenSees Wiki Linear trasformation,» [Online]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Linear_Transformation. [Consultato il giorno 26 Settembre 2021].
- [31] fmk, «OpenSeesWiki Plain Pattern,» 12 Maggio 2015. [Online]. Available: https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Plain_Pattern. [Consultato il giorno 27 Settembre 2021].

- [32] F. McKenna, G. L. Fenves e M. H. Scott, *Open system for earthquake engineering simulation*, Berkeley: University of California, 200.
- [33] S. Cagnoni, «Dipartimento di Ingegneria dell'Informazione, Università di Parma,»
[Online]. Available:
http://www.ce.unipr.it/people/cagnoni/didattica/intart/lucidi/c_evol.pdf.