

**STUDIO TECNICO DI INGEGNERIA**

---

Dott. Ing. Gaetano Vedda  
Via C. Terranova 47, 97019 Vittoria  
TEL. 328.6740720 – 0932864751  
E-Mail :gaetanovedda@yahoo.it

<b>COMUNE DI VITTORIA</b> <b>PROVINCIA DI RAGUSA</b>	
<b>UBICAZIONE SITO:</b> <b>SCUOLA MATERNA: B. BUOZZI - VITTORIA</b>	<i>Vittoria li</i>
<b>OGGETTO:</b> <b>Relazione di Calcolo</b>	<b>R01</b>
<b>Oggetto : PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO</b> <b>SCUOLA DELL'INFANZIA TERZO CIRCOLO DIDATTICO</b> <b>"PLESSO BRUNO BUOZZI" - VITTORIA</b>	
1	<b>IL TECNICO</b> <b>Dott. Ing. Gaetano Vedda</b>

## RELAZIONE DI CALCOLO

### INDICE

1. Premessa
2. Normative di riferimento
3. Descrizione generale dell'opera
  - 3.1. Descrizione dell'intervento di adeguamento sismico
4. Materiali
5. Azioni di progetto
  - 5.1. Azioni antropiche
  - 5.2. Azioni naturali
    - 5.2.1. Azione sismica
  - 5.3. Condizioni di carico
  - 5.4. Combinazioni di carico
    - 5.4.1. Combinazioni di carico sismiche
    - 5.4.2. Combinazioni di carico non sismiche
6. Criteri di modellazione
  - 6.1. Pannelli e pareti murarie
  - 6.2. Interazione tra le pareti e i diaframmi di piano
  - 6.3. Interazione tra le pareti e cordoli o architravi
  - 6.4. Interazione con il suolo
  - 6.5. Legami costitutivi
7. Metodologia di analisi
  - 7.1. Procedura di analisi *push-over*
  - 7.2. La matrice di rigidezza della struttura
  - 7.3. Algoritmo di risoluzione nel passo
  - 7.4. Ridistribuzioni
8. Criteri di verifica
  - 8.1. Procedura di stima di vulnerabilità in termini di spostamento
9. Dettagli di modellazione
  - 9.1. Schemi resistenti
  - 9.2. Analisi dei carichi
  - 9.3. Formati
  - 9.4. Analisi statiche
10. Risultati delle analisi sismiche
  - 10.1. Riepilogo risultati analisi

11. Verifica sismica dell'edificio
    - 11.1. Stima per ciascuna direzione di carico
    - 11.2. Riepilogo dei risultati e definizione del coefficiente di sicurezza della struttura
    - 11.3. Verifiche di sicurezza (in termini di forza)
    - 11.4. Verifiche a taglio aste in CA
  12. Indicatori di rischio
  13. Conclusioni
-

## 1. PREMESSA

La presente relazione illustra i calcoli di verifica della vulnerabilità sismica eseguiti per l'immobile denominato Scuola Buoizzi sito in nel comune di Vittoria [RG].

Viene, a tal scopo, utilizzata una metodologia di calcolo basata su analisi statiche non-lineari (*analisi push-over*) condotte sul modello globale dell'edificio in cui gli elementi strutturali vengono modellati in accordo alle più avanzate metodologie di analisi non-lineare. In particolare le pareti portanti in muratura vengono modellate mediante un approccio per macro-elementi e l'utilizzo di un modello teorico innovativo. Per i dettagli si rimanda al cap. 6 “*Criteri di Modellazione*” e al “*Documento di Validazione*” scaricabile dal sito [www.3dmacro.it](http://www.3dmacro.it).

Tutte le verifiche vengono eseguite con il metodo degli Stati Limite, quindi applicando un approccio di tipo prestazionale. In particolare le verifiche vengono eseguite, in termini di capacità globale di spostamento del sistema, a partire dalle curve di capacità (*curve di push-over*) e dalla domanda sismica dedotta dagli spettri di normativa. Tutto in accordo con le procedure riportate nelle recenti norme antisismiche.

Tale procedura permette di determinare un parametro globale di *sicurezza* della struttura nei confronti dell'azione sismica per ciascuno stato limite considerato.

I calcoli sono stati eseguiti mediante il software di calcolo automatico *3DMacro*<sup>®</sup> di cui si riportano a seguire i dati principali.

Produttore	Gruppo Sismica s.r.l. Viale A. Doria 27, 95125 Catania Tel/Fax: 095-504749 <a href="mailto:info@grupposismica.it">info@grupposismica.it</a>
Distributore	OmniaTest s.r.l. Via Nina da Messina 18, 98121 Messina Tel: 090-346309 <a href="mailto:info@omniatest.it">info@omniatest.it</a>
Versione	3.0(T2) 01-ott-13 step 01
Titolare licenza	Ing. Gaetano Vedda
Numero di licenza	000085
Documento di validazione scientifica	Scaricabile dal sito <a href="http://www.3dmacro.it">www.3dmacro.it</a>

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **DM 14 Gennaio 2008:** *“Norme tecniche per le costruzioni”* (Testo Unico 2008).
- **Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617** Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: *Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni”*.
- **UNI ENV 1991-1-1 28 Ottobre 1996 Eurocodice 1:** *“Basi di calcolo ed azioni sulle strutture”*.
- **UNI ENV 1992-1-1 27 Dicembre 1991 Eurocodice 2:** *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo”*.
- **UNI ENV 1993-1-1 24 Aprile 1992 Eurocodice 3:** *“Progettazione delle strutture di acciaio”*.
- **UNI ENV 1996-1-1 31 Marzo 1998 Eurocodice 6:** *“Progettazione delle strutture di muratura”*.
- **UNI ENV 1998-1-1 1 Gennaio 2003 Eurocodice 8:** *“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”*.
- **Decreto 20 Novembre 1987:** *“Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”*
- **CNR DT 200/2004:** *“Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”*

### 3. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Si tratta di un edificio esistente con struttura portante in calcestruzzo armato. L'edificio presenta 2 elevazioni e dimensione in pianta di circa 0.00 m per 0.00 m. La struttura risulta isolata dato che non appare inserita all'interno di un aggregato di edifici.

Di seguito si riportano i parametri relativi alla classificazione sismica del sito di costruzione, la tipologia e classe dell'opera, la vita d'esercizio dell'opera e la classificazione morfologica e geologica del terreno di fondazione.

#### Zona sismica

Regione	Localita'	Coordinate geografiche		ag (10% in 50 anni)
		Latitudine	Longitudine	
Sicilia	Vittoria [RG]	36° 57' 0" N	14° 32' 0" E	0.16

#### Tipologia struttura

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Vita nominale	Cu	Periodo di riferimento
Opera ordinaria	III	50	1.50	75.00

#### Caratterizzazione suolo

Categoria suolo	Condizione topografica			
	Condizione	H <sub>pendio</sub>	H <sub>edificio</sub>	St
B	T1	-	-	1.00

#### Smorzamento

$\xi$	$\mu$
%	
5.00	1.00

### 3.1 Descrizione dell'intervento di adeguamento sismico

La verifica sismica della scuola, eseguita in precedenza e supportata da un'approfondita campagna di indagine, ha evidenziato alcune carenze della struttura.

In particolare sono stati evidenziati i seguenti elementi positivi:

- conformità delle caratteristiche meccaniche dei materiali (in particolare del calcestruzzo) con quelle desunte dagli elaborati di progetto originali;
- la campagna di indagine geotecnica ha fornito un buon risultato in termini di caratteristiche del suolo (categoria B);
- la struttura si presenta molto regolare, essendo doppiamente simmetrica rispetto ai due assi principali della struttura. Tale circostanza, unita alle discrete proprietà meccaniche dei materiali, conferisce un comportamento strutturale globale buono.

A fronte di questi elementi positivi è stato possibile riscontrare alcune forti carenze della struttura che possono essere riassunte nei seguenti punti:

- la struttura presenta delle carenze che la collocano al di sotto dei requisiti minimi delle normative attualmente vigenti. In particolare la gran parte degli elementi strutturali del fabbricato (travi e pilastri) non soddisfa i requisiti minimi previsti dalla normativa nei confronti dei meccanismi fragili (taglio);
- nei confronti dei meccanismi duttili la struttura presenta dei deficit che vanno certamente colmati. In particolare i coefficienti di sicurezza sono sempre inferiori all'unità per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e oscillano tra 0.57 e 0.84.

L'intervento previsto nella presente progettazione è basato sull'applicazione di tessuti in FRP disposti in avvolgimento in tutte le sezioni (avvolgimento completo nei pilastri e a U nelle travi). Tale tipologia di intervento garantisce regolarità strutturale, così come avviene nel caso della struttura non rinforzata. Un secondo vantaggio è quello di conferire mediante il confinamento delle sezioni maggiore resistenza e duttilità. Infine sopperisce al deficit di resistenza a taglio delle sezioni che presentavano staffatura insufficiente.

Le caratteristiche delle sezioni delle aste, riportate anche nel fascicolo di calcolo di input, sono descritti nella tabelle di seguito.

**Tabella. Sezioni Aste - parametri dei rinforzi**

Sezione	Rinforzo	Materiale	Elementi longitudinali						Elementi trasversali								
			Lato di applicazione	Ls	ns	n	tf	fd	Af	wf	pf	tf	rc	n. ric	$\beta$	Avvolgimento	Confinamento
				mm			mm	MPa	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm		°		
ASTA1	FRP	Acciaio	Fibre superiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00	100.00	100.00	0.17	20.00	2.00	90.00	Completo	Attivo
			Fibre inferiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di sinistra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di destra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
ASTA2	FRP	Acciaio	Fibre superiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00	100.00	100.00	0.17	20.00	2.00	90.00	Completo	Attivo
			Fibre inferiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di sinistra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di destra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
ASTA3	FRP	Acciaio	Fibre superiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00	100.00	100.00	0.17	20.00	2.00	90.00	Completo	Attivo
			Fibre inferiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di sinistra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di destra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
ASTA4	FRP	Acciaio	Fibre superiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00	100.00	100.00	0.17	20.00	2.00	90.00	Completo	Attivo
			Fibre inferiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di sinistra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di destra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
ASTA5	FRP	Acciaio	Fibre superiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00	100.00	100.00	0.17	20.00	2.00	90.00	Completo	Attivo
			Fibre inferiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di sinistra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di destra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
ASTA6	FRP	Acciaio	Fibre superiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00	100.00	100.00	0.17	20.00	2.00	90.00	Completo	Attivo
			Fibre inferiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di sinistra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di destra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
ASTA7	FRP	Acciaio	Fibre superiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00	100.00	100.00	0.17	20.00	2.00	90.00	Completo	Attivo
			Fibre inferiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di sinistra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								
			Fibre laterali di destra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00								

Sezione	Rinforzo	Materiale	Elementi longitudinali						Elementi trasversali									
			Lato di applicazione	Ls	ns	n	tf	fd	Af	wf	pf	tf	rc	n.ric	$\beta$	Avvolgimento	Confinamento	
				mm			mm	MPa	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm		°			
			Fibre laterali di destra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00									
Tr30x70	FRP	Acciaio	Fibre superiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00	100.00	100.00	0.17	20.00	2.00	90.00	U	--	
			Fibre inferiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00									
			Fibre laterali di sinistra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00									
			Fibre laterali di destra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00									
Tr25x50	FRP	Acciaio	Fibre superiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00	100.00	100.00	0.17	20.00	2.00	90.00	U	--	
			Fibre inferiori	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00									
			Fibre laterali di sinistra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00									
			Fibre laterali di destra	0.00	1	1	0.17	1144.95	0.00									

## 4. MATERIALI

Per ciascuno dei materiali esistenti è stato determinato il livello di conoscenza sulla base delle ricognizioni visive, sondaggi, indagini strutturali nonché documentazione disponibile e indicazioni di normativa. Per ciascuno dei materiali di nuova realizzazione sono stati assegnati gli opportuni coefficienti parziali di sicurezza.

Di seguito si riporta la lista sintetica di materiali impiegati, mentre per il dettaglio dei parametri meccanici considerati nel calcolo si rimanda ai tabulati:

Materiali esistenti

Materiale	Nome	Commento	LC	E	G	W
				MPa	MPa	kN/m <sup>3</sup>
Muratura	Muratura1	Materiale muratura	2	900.00	300.00	16.00
Calcestruzzo	Calcestruzzo1	Materiale calcestruzzo	2	27386.00	11410.83	25.00
Acciaio per c.a.	Acciaio_CA1	Materiale acciaio	0	210000.00	87500.00	78.50
Acciaio per carpenteria	Acciaio1	Materiale acciaio	3	210000.00	87500.00	78.50

## 5. AZIONI DI PROGETTO

Nel presente capitolo vengono riportate le azioni sollecitanti, divise per tipologia, considerate ai fini della verifica della struttura in oggetto. In particolare si distingue, coerentemente alle indicazioni di normativa, tra le azioni naturali e quelle antropiche.

### 5.1 Azioni antropiche

Tale categoria comprende tutte le azioni legate alle attività umane, in particolare vengono considerati tutti i carichi gravitazionali derivanti dai pesi propri degli elementi strutturali, dai pesi portati e dai sovraccarichi accidentali. I pesi propri (murature, elementi in c.a., ecc) vengono valutati in automatico dal programma mentre tutti gli altri vengono assegnati dall'utente in termini di valori caratteristici.

### 5.2 Azioni naturali

In questa categoria ricadono tutte le azioni che vengono generate da fenomeni naturali capaci di sollecitare in modo significativo la struttura: sisma, vento, neve, ecc.

#### 5.2.1 Azione sismica

L'azione sismica viene valutata mediante gli spettri di normativa caratterizzati per ciascuno degli stati limite considerati. Nell'ambito della metodologia di analisi non-lineare tali spettri consentono di determinare la *domanda* di spostamento. La tabella sottostante riporta le caratterizzazione sismica del sito di costruzione:

- $T_r$  : tempo di ritorno dell'evento sismico di progetto;
- $a_g$  : accelerazione massima al suolo con probabilità di superamento del 5% nel periodo di riferimento ai fini della verifica della struttura;
- $\eta$  : coefficiente legato allo smorzamento;
- $S$  : coefficiente di suolo;
- $T_B, T_C, T_D$  : periodi limite dei campi significativi dello spettro;

La tabella successiva riporta, per ciascun stato limite, le espressioni della componente orizzontale dello spettro di progetto elastico  $S_e(T)$ . La figura che segue riporta i grafici relativi agli spettri di progetto per ognuno degli stati limite considerati per la struttura in esame.

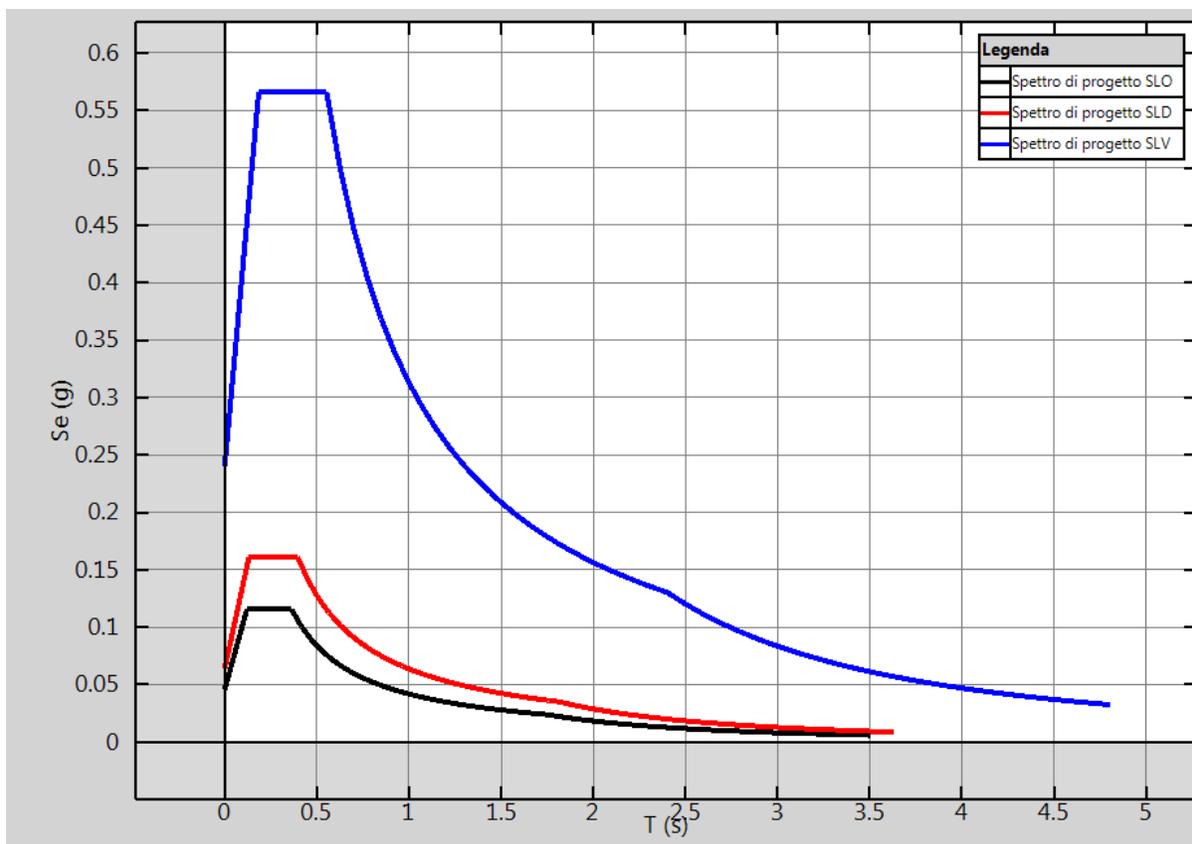
Tabella 5.1 Parametri spettrali di riferimento

Stato limite	$T_r$	microzonazione			$\eta$	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
		$a_g/g$	$F_0^*$	$T_C^*$					
				s			s	s	s
SLO	45.16	0.04	2.52	0.25	1.00	1.20	0.12	0.36	1.75
SLD	75.43	0.05	2.51	0.28	1.00	1.20	0.13	0.40	1.81
SLV	711.84	0.20	2.35	0.42	1.00	1.20	0.18	0.55	2.40
SLC	1462.18	0.28	2.38	0.47	1.00	1.13	0.20	0.61	2.73

(\*)  $S = S_{\text{suolo}} * S_t$  (condizione topografica)

Spettri di progetto

$T < T_B$	$T_B < T < T_C$	$T_C < T < T_D$	$T > T_D$
$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C T_D}{T^2}$



Spettri di progetto adottati.

### 5.3 Condizioni di carico

Di seguito sono riportate le condizioni di carico utili per la definizione di tutte le combinazioni di carico utilizzate nelle analisi.

Condizioni di carico

Nome	Tipo	Favorevole	Sfavorevole	Principale
Gravity	Peso proprio		X	
Permanenti Strutturali	Carico permanente strutturale		X	
Permanenti Non Strutturali	Carico permanente non strutturale		X	
Permanenti Non Strutturali CD	Carico non strutturale compiutamente definito		X	
Variabili	Carico variabile		X	X

### 5.4 Combinazioni di carico

#### 5.4.1 Combinazioni di carico sismiche

L'azione sismica ( $E_d$ ), relativa allo stato limite considerato, deve essere combinata con i valori caratteristici dei carichi permanenti e con i valori "quasi permanenti" dei carichi variabili. I medesimi carichi gravitazionali devono essere considerati sia per la sovrapposizione degli effetti (sollecitazioni, spostamenti, ecc) sia per il calcolo delle masse sismiche.

$$Cu = E_d + \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

#### Coefficienti di combinazione sismica

Categoria - Azione variabile	$\psi_{2,sls}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.3
Categoria B Uffici	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0.3
Categoria H Coperture	0.0
Vento	0.0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

### 5.4.2 Combinazioni di carico non sismiche

Nell'ambito delle verifiche non sismiche si distingue tra verifiche di esercizio (SLE) e verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo (SLU).

Per ciascuna verifica i carichi vengono combinati secondo le prescrizioni di normativa:

#### - Combinazione Stati Limite Ultimi

$$Cu = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} \cdot \gamma_G^{(i)} + Q_k^{(1)} \cdot \gamma_Q^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \gamma_Q^{(i)} \cdot \psi_0^{(i)}$$

#### - Combinazioni Stati Limite di Esercizio

##### *Combinazione rara*

$$Cr = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + Q_k^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_0^{(i)}$$

##### *Combinazione frequente*

$$Cf = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + Q_k^{(1)} \cdot \psi_1^{(1)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

##### *Combinazione quasi permanente*

$$Cp = \sum_{i=1}^{NG} G_k^{(i)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_k^{(i)} \cdot \psi_2^{(i)}$$

Dove :

- $G_k$  : valore caratteristico dei carichi permanenti  
 $Q_k$  : valore caratteristico dei carichi variabili  
 $Q_k^{(1)}$  : carico variabile principale

I coefficienti  $\psi$  consentono di calcolare la quota del carico variabile in relazione alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento :

- $\psi_0$  : *valore raro* - P. superamento < 10%  
 $\psi_1$  : *valore frequente* - P. superamento > 10%  
 $\psi_2$  : *quasi permanente* - P. superamento > 50%

La norma riporta tali coefficienti in relazione alla destinazione d'uso degli ambienti:

### Coefficienti di combinazione carichi variabili

Categoria - Azione variabile	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Le seguenti tabelle riassumono le combinazioni di carico adottate nell'ambito delle diverse analisi non sismiche eseguite.

### Combinazioni di carico non sismiche

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Analisi: Vert (Combinazione sismica)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Analisi: Statica SLE Rara (SLE - Rara)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Analisi: Statica SLE Frequente (SLE - Frequente)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Analisi: Statica SLE Quasi Permanente (SLE - Quasi Permanente)				

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Analisi: Statica SLU # 04-000 (SLU)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	1.50

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	$\gamma$
Analisi: Statica SLU.GEO # 04-000 ()				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.00
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.00
Permanenti Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanenti Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.00
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	1.30

## 6. CRITERI DI MODELLAZIONE

Di seguito vengono riportati i principali aspetti legati alla modellazione in *3DMacro*. Alla base del software vi è un modello teorico non lineare innovativo, capace di modellare il comportamento fino a collasso della muratura nel proprio piano con un onere computazionale estremamente ridotto rispetto alle più generali modellazioni agli elementi finiti non-lineari.

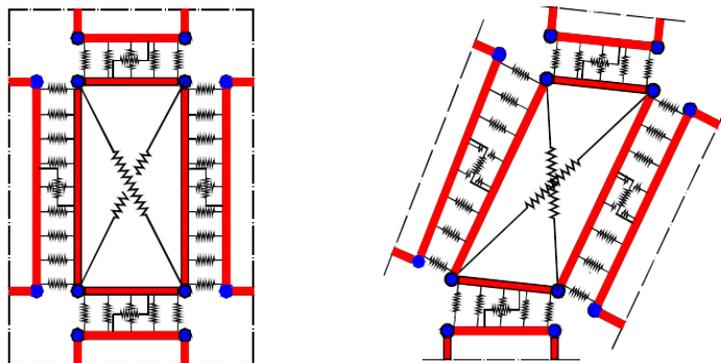
Tale modello pu essere collocato nell'ambito dei cosiddetti macro-modelli essendo basato su una modellazione meccanica equivalente di una porzione finita di muratura concepita con l'obiettivo di cogliere i meccanismi di collasso nel piano tipici dei fabbricati murari.

Nel modellare l'edificio in esame sono state ritenute valide le seguenti ipotesi di base:

1. Le pareti agiscono solo nel proprio piano, viene invece trascurata la rigidezza e resistenza fuoripiano della muratura.
2. Le pareti interagiscono tra loro in corrispondenza degli impalcati mediante l'interposizione di cordoli di piano e diaframmi di collegamento.
3. Il grado di ammorsamento tra le pareti e gli orizzontamenti e la rigidezza degli orizzontamenti stessi è sufficiente a garantire un comportamento *scatolare* ossia d'insieme della struttura nei confronti delle azioni sismiche.

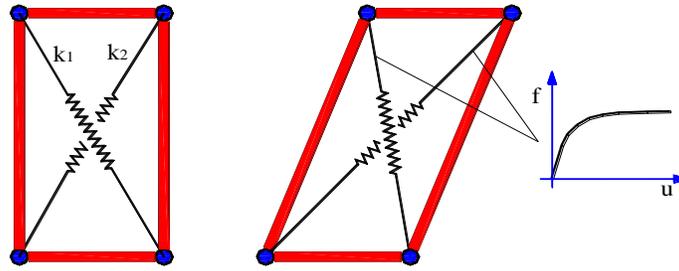
### 6.1 Pannelli e pareti murarie

I pannelli murari vengono modellati mediante un innovativo macro-elemento capace di modellare il comportamento nel piano della muratura cogliendo in modo distinto tutti i meccanismi di collasso: meccanismo di rottura flessionale (*rocking*), rottura a taglio per fessurazione diagonale e rottura a taglio per scorrimento. Si tratta di un modello meccanico equivalente costituito da un quadrilatero articolato i cui vertici sono collegati da molle diagonali non-lineari e i cui lati rigidi interagiscono con i lati degli altri macro-elementi mediante delle interfacce discrete con limitata resistenza a trazione.



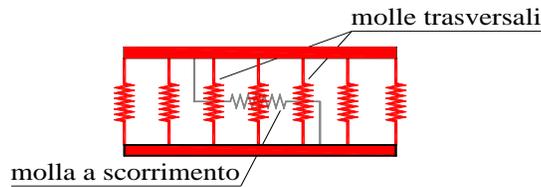
Interazione tra un pannello e gli elementi limitrofi mediante letti di molle.

Pertanto il modello si pu pensare suddiviso in due elementi principali: un elemento pannello costituito dal quadrilatero articolato e da un elemento di interfaccia costituito da un insieme discreto di molle che stabiliscono il legame che caratterizza l'interazione non-lineare con i quadrilateri eventualmente adiacenti o con i supporti esterni.



Elemento pannello.

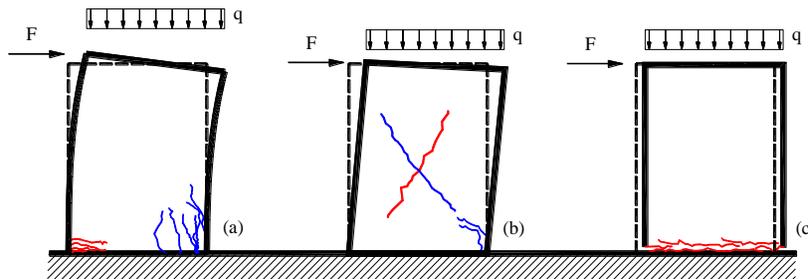
Le molle diagonali dell'elemento pannello hanno il compito di simulare la deformabilità a taglio della muratura rappresentata. Nelle molle poste in corrispondenza delle interfacce è concentrata la deformabilità assiale e flessionale di una porzione di muratura corrispondente a due pannelli contigui.

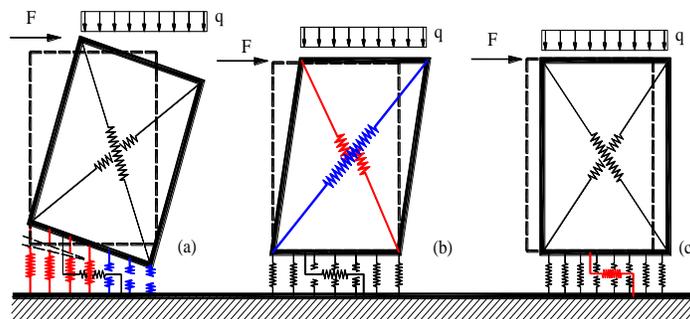


Elemento di interfaccia.

La figura seguente riporta uno schema meccanico relativo al comportamento piano dell'interfaccia, in esso si può osservare una fila di  $n$  molle flessionali (ortogonali all'interfaccia) e una molla longitudinale per la modellazione dello scorrimento nel piano. Il numero delle molle trasversali è arbitrario, esso viene scelto in base al grado di dettaglio che si intende raggiungere; è importante notare che all'aumentare del numero di molle non corrisponde un aumento del numero di gradi di libertà necessari alla descrizione della cinematica del sistema tuttavia aumenta l'onere computazionale associato alla non-linearità delle molle.

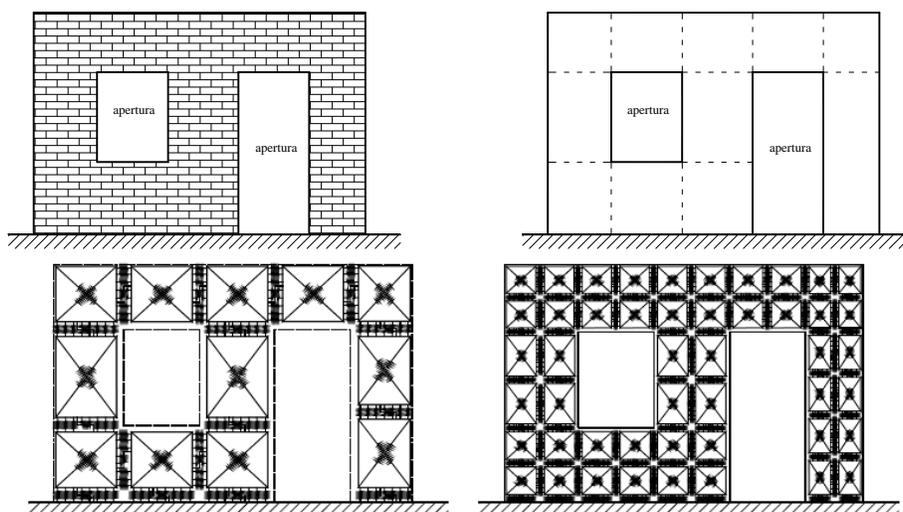
Come già accennato il modello consente di simulare, in modo distinto, tutti i principali meccanismi di collasso nel piano della muratura. In particolare le molle diagonali del pannello simulano il meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale, le molle trasversali delle interfacce simulano il meccanismo di fessurazione e schiacciamento flessionale ed infine la molla longitudinale simula il meccanismo di scorrimento.





Simulazione dei meccanismi di collasso: fessurazione flessionale (a), meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale (b) e per scorrimento (c).

Le pareti murarie vengono modellate mediante assemblaggio di più macro-elementi. Ciascun pannello murario, maschio o fascia di piano, può essere modellato con un singolo macro-elemento, oppure utilizzando una *mesh* più fitta di questi per descrivere meglio i meccanismi di danno.



Modellazione di una parete piana

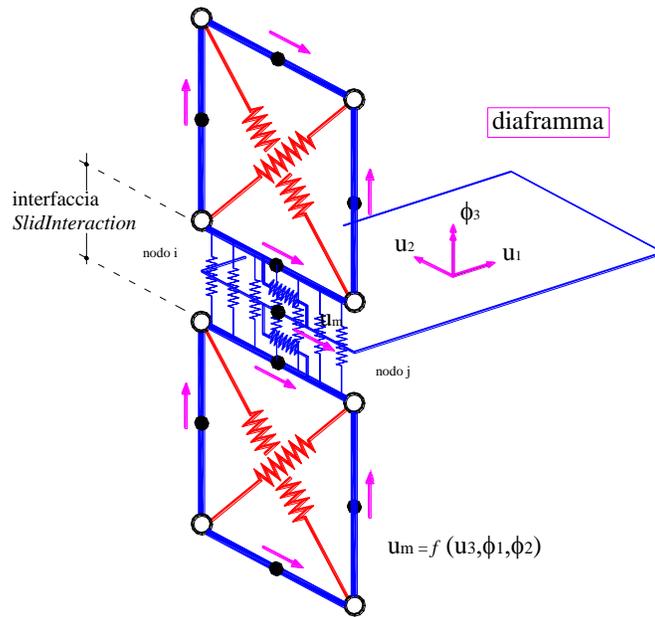
Come accennato all'inizio del paragrafo, ciascuna parete agisce unicamente nel proprio piano. Il comportamento 3D viene ottenuto mediante l'interazione tra gli elementi delle pareti e degli elementi di collegamento: diaframmi e cordoli di piano. I particolari di tali interazioni vengono illustrati nel seguito.

## 6.2 Interazione tra le pareti e i diaframmi di piano

La presenza degli impalcati viene simulata mediante diaframmi di collegamento, rigidi o deformabili nel proprio piano. In entrambi i casi, gli aspetti legati alla deformabilità flessionale del diaframma non vengono presi in considerazione.

L'interazione tra i diaframmi, siano essi rigidi o deformabili, e i pannelli delle pareti viene modellata introducendo, in corrispondenza dei lati dei pannelli a contatto con diaframmi, particolari elementi di interfaccia.

Tali interfacce vengono denominate *SlidInteraction* e prevedono due molle a scorrimento distinte; ciascuna di esse simula l'interazione a scorrimento tra un pannello e il diaframma.



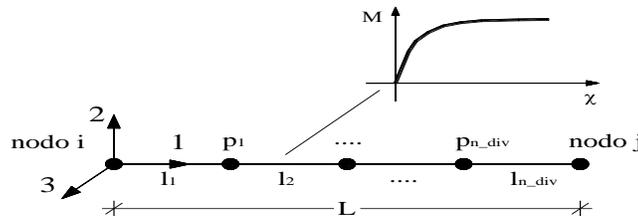
Interazione pareti-diaframmi di piano

### 6.3 Interazione tra le pareti e cordoli o architravi

Gli elementi strutturali secondari come cordoli, architravi, travi e pilastri, vengono modellati attraverso elementi finiti non lineari di tipo monodimensionali (elementi asta o *frame*) a plasticità concentrata, la presenza di eventuali tiranti viene invece modellata mediante elementi reagenti solo allo sforzo assiale di trazione e non reagente a compressione tipo *truss*. A seconda del tipo di interazione che l'elemento finito scambia con la muratura, nel seguito si farà riferimento alla seguente distinzione:

1. *frame* libero: Si tratta di elementi esterni alla muratura che interagiscono con la muratura solo puntualmente (ad es. telai indipendenti, collegati alla struttura a livello di impalcato);
2. *frame* interagente (cordolo): In tal caso l'elemento si trova inserito all'interno di una parete muraria ed interagisce con essa per tutta la sua lunghezza sia flessionalmente che assialmente.

Il comportamento meccanico dei frame viene caratterizzato assegnando un legame momento/curvatura e un legame sforzo normale/allungamento specifico. Entrambi i legami possono essere non lineari.

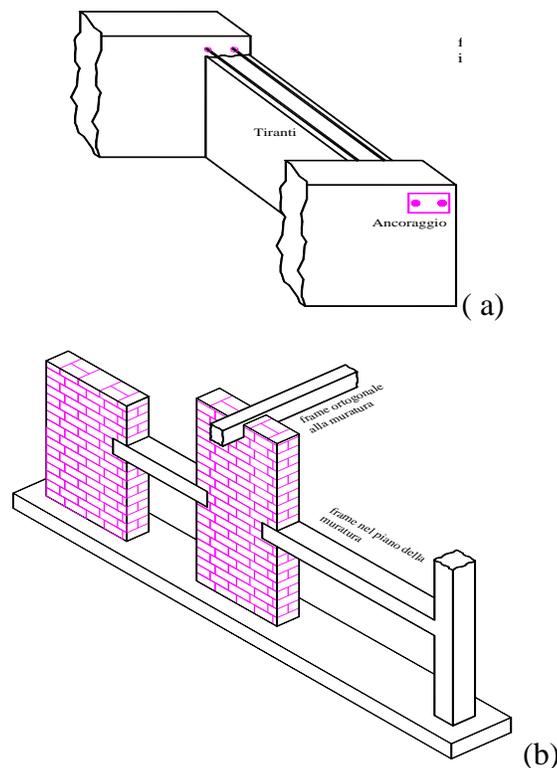


## Schema meccanico elemento asta

Dal punto di vista flessionale, per cogliere le progressive plasticizzazioni dei frame e per consentire, nel caso di frame interagenti, l'interazione con la muratura, viene prevista la possibilità di suddividere il frame in un numero arbitrario di sottoelementi mediante l'introduzione di nodi intermedi.

L'aspetto più importante legato all'introduzione degli elementi frame non è tanto il comportamento proprio degli elementi quanto, invece, la modellazione dell'interazione tra questi e gli elementi murari.

Seguendo la classificazione fatta in precedenza, si hanno frame liberi e frame interagenti. I frame liberi, interagiscono con la muratura solo in corrispondenza degli estremi. Questi ultimi possono simulare elementi in calcestruzzo esterni alla muratura connessi con essa solo in modo puntuale oppure, molto più frequentemente, elementi quali tiranti o catene, che vengono ancorati in corrispondenza degli angoli di un edificio o in corrispondenza delle zone della parete in muratura interessate dalla presenza dei capi-chiave.

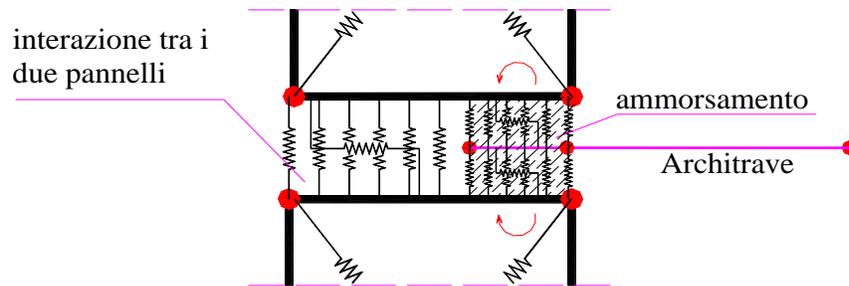


Esempi di frame non completamente inglobati nella muratura ma interagenti con essa:  
(a) inserimento di tiranti; (b) telai in c.a. collaboranti con la struttura muraria.

Un elemento frame può essere vincolato in corrispondenza di un vertice a un pannello murario mediante un vincolo interno, fisso o cedevole elasticamente, in tal caso potrà trasferire forze alla muratura ma non viene prevista la possibilità di trasferire coppie.

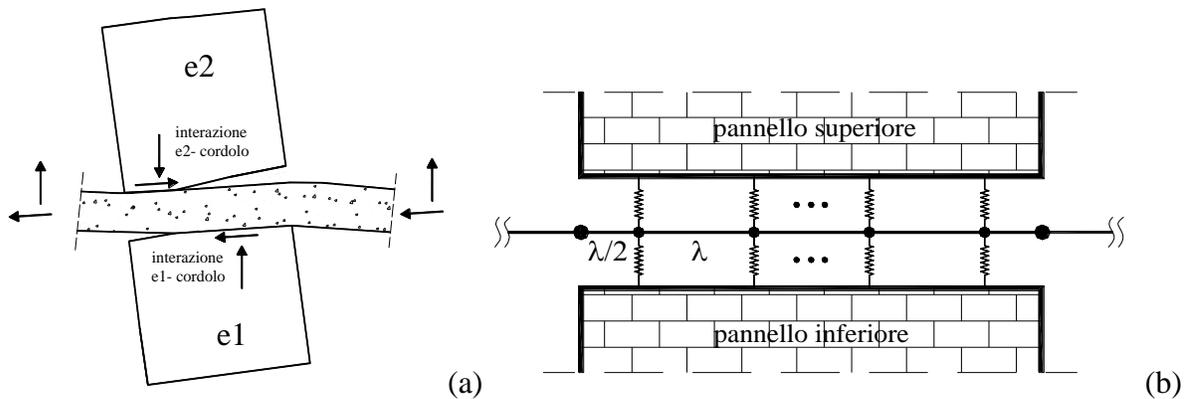
L'accoppiamento tra un frame e la muratura può avvenire per interposizione di molle non lineari che simulano la zona di ammorsamento. In tal caso il grado di vincolo dipende dalla lunghezza della parte di elemento a contatto e varia durante l'evolversi dell'analisi.

Tale possibilità risulta molto utile per simulare fenomeni di sfilamento o di distacco come, ad esempio, per gli architravi, spesso dotati di esigue lunghezze di ancoraggio per cui il contributo del frame viene limitato fortemente dal collasso del vincolo.



Esempio di modellazione degli elementi architrave.

Si consideri adesso la situazione di un elemento strutturale totalmente inserito tra due pannelli murari e interagente con essi (ad esempio cordolo di piano). In questo il frame interagisce lungo tutto il suo sviluppo con la muratura, sia da un punto di vista flessionale che da un punto di vista assiale.

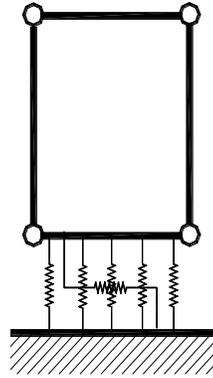


Schematizzazione dell'interazione tra due pannelli e un frame intermedio: comportamento reale (a) e modellazione (b).

Naturalmente il frame deve essere suddiviso in sottoelementi e tale suddivisione deve necessariamente essere coerente con la distribuzione delle molle di interfaccia.

## 6.4 Interazione con il suolo

L'interazione con il suolo è garantito da interfacce del tutto analoghe a quelle interposte tra i pannelli. La rigidità delle molle trasversali viene tarata in modo da considerare la deformabilità della muratura e quella del terreno (terreno elastico alla Winkler).



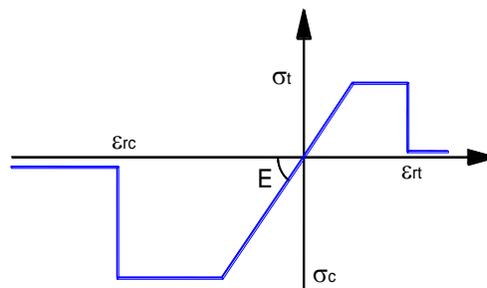
Interfaccia pannello - suolo

## 6.5 Legami costitutivi

**Muratura:** I tre aspetti fondamentali della muratura: flessione, taglio e scorrimento vengono modellati in modo indipendenti con legami costitutivi specifici.

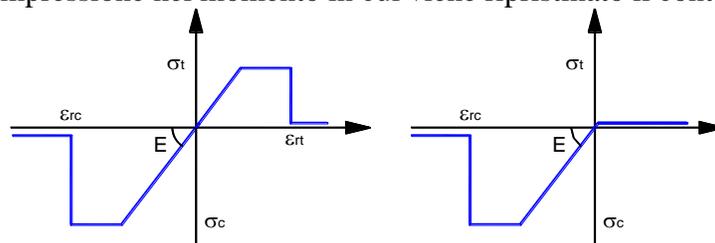
Il comportamento assiale flessionale della muratura, concentrato nelle molle trasversali di interfaccia, è di tipo elastico perfettamente plastico con limitazioni negli spostamenti sia a trazione che a compressione. Esso viene assegnato dall'utente attraverso i seguenti parametri:

- $E$  : modulo di deformabilità normale;
- $\sigma_t$  : resistenza a trazione;
- $\sigma_c$  : resistenza a compressione;
- $\varepsilon_{rt}$  : deformazione ultima a trazione;
- $\varepsilon_{rc}$  : deformazione ultima a compressione.



Legame costitutivo a flessione della muratura.

Il comportamento è di tipo fessurante: nel caso in cui viene raggiunto il limite di rottura a compressione si ha la rottura definitiva della muratura. In caso di rottura a trazione il materiale perde la possibilità di resistere a successivi carichi a trazione (materiale fessurato), continua a potere resistere a compressione nel momento in cui viene ripristinato il contatto tra gli elementi.



(a)

(b)

Comportamento di tipo fessurante: (a) muratura integra; (b) muratura fessurata.

Il comportamento a taglio dei pannelli viene modellato mediante un legame elastico-plastico simmetrico a trazione e a compressione, superficie di snervamento alla Coulomb e limite nelle deformazioni.

I parametri caratterizzanti il legame sono :

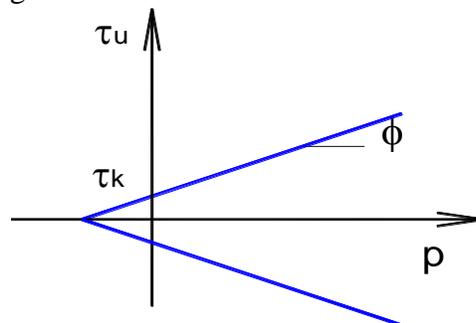
- $G$  : modulo di deformabilità tangenziale;
- $\tau_k$  : resistenza a taglio in assenza di sforzo normale;
- $\phi$  : tangente dell'angolo di attrito interno;
- $\gamma_u$  : scorrimento ultimo;

La resistenza ultima a taglio ( $T_u$ ) è data dalla seguente relazione:

$$\tau_u = \tau_k + p\phi$$

$$T_u = \tau_u \cdot A$$

dove  $p$  rappresenta la compressione media agente sul pannello,  $A$  l'area trasversale. Il dominio di snervamento vien riportato in figura.



Dominio di snervamento a taglio di tipo alla Coulomb.

Il comportamento a scorrimento viene modellato mediante un legame rigido plastico con snervamento alla Coulomb caratterizzato da un valore di coesione ( $c$ ) e coefficiente di attrito interno ( $\mu$ ).

**Calcestruzzo e acciaio:** Al fine di determinare il legame delle cerniere plastiche si fa riferimento a un legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed elastico perfettamente plastico per l'acciaio. Noto il legame momento curvatura per la sezione considerata, le cerniere plastiche avranno comportamento di tipo rigido plastico, con resistenza pari al momento ultimo della sezione.

## 7. METODOLOGIA DI ANALISI

Il calcolo della risposta della struttura viene eseguito mediante analisi statiche nonlineari di tipo incrementale, nelle quali il carico viene applicato per passi successivi. Alla fine di ciascun passo lo stato del modello viene aggiornato a seguito di eventi plastici (ossia del danneggiamento della struttura).

In particolare vengono eseguite delle analisi push-over che consistono nell'applicare una combinazione di carichi verticali e successivamente una distribuzione di carichi orizzontali, costante in forma e con intensità crescente fino al collasso della struttura.

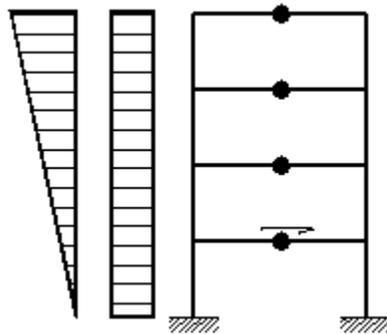
I risultati di tali analisi vengono riportati tramite appositi grafici (*curve di capacità*) che rappresenta lo spostamento di un punto rappresentativo della struttura (*punto di controllo*) in funzione del taglio alla base. Tali curve di capacità costituiscono la base per effettuare la stima di vulnerabilità sismica mediante l'utilizzo della procedura riportata nei capitoli successivi.

### 7.1 Procedura di analisi *Push - Over*

La fase di applicazione delle azioni orizzontali prevede due fasi distinte: una prima fase a controllo di forze in cui il vettore di carico viene applicato proporzionalmente ed in modo incrementale fino ad una condizione di singolarità della matrice di rigidezza, dovuta all'incapacità della struttura di sostenere ulteriori incrementi di carico; una successiva fase in cui alla struttura vengono imposti degli incrementi di spostamento in corrispondenza di particolari nodi della struttura (*punti di controllo*), a seguito dei quali viene valutata la resistenza residua all'aumentare del livello di deformazione.

Nella fase a controllo di forze il vettore di carico ( $F$ ) ha una forma prefissata, proporzionale alle masse o di tipo triangolare inversa, mentre viene incrementata a passi regolari la sua intensità.

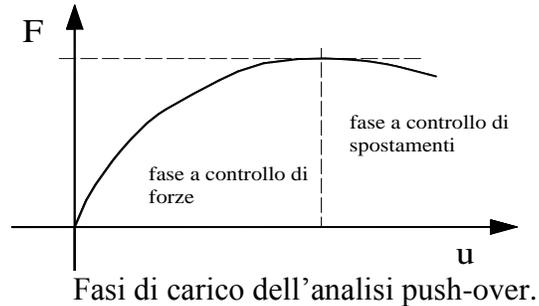
$$dF = \lambda_{step} \cdot F_0$$



Distribuzioni di forze orizzontali.

La procedura di analisi a controllo di spostamento viene avviata quando la struttura non è più in grado di resistere ad ulteriori incrementi di carico, ci comporta che la matrice di rigidezza del sistema non risulta più invertibile. In questa condizione ad ulteriori incrementi di spostamento nella struttura non corrispondono incrementi di resistenza, al contrario la struttura è caratterizzata

da un progressivo decadimento di resistenza associato al susseguirsi di rotture e/o degradi di elementi strutturali che hanno raggiunto le loro riserve di duttilità o i limiti di resistenza.



La scelta dei punti di controllo viene effettuata in modo tale che siano rappresentativi della struttura. Ad esempio per gli edifici in cui sono riconoscibili livelli di piano i punti di controllo coincidono con i baricentri degli impalcati. La distribuzione di spostamenti imposti viene determinata dal programma in modo da amplificare la deformata registrata nell'ultimo passo della fase a controllo di forza, proporzionalmente all'incremento di spostamenti relativo all'ultimo passo dell'analisi a controllo di forze.

Uno dei punti a spostamento imposto viene considerato come punto "target" e il suo spostamento verrà monitorato durante l'analisi in modo da determinare l'interruzione dell'analisi al raggiungimento di uno spostamento limite imposto.

## 7.2 La matrice di rigidezza della struttura

All'inizio di ogni analisi vengono costruite tutte le matrici di rigidezza elementari degli elementi. Successivamente viene costruita per assemblaggio la matrice globale della struttura ( $\mathbf{K}$ ).

Alla fine di ogni passo di carico è necessario aggiornare la matrice di rigidezza globale relativamente agli elementi che hanno subito eventi plastici. In tal caso si parla di matrice di rigidezza *corrente* o *tangente*.

## 7.3 Algoritmo di risoluzione nel passo

Ad ogni passo del processo incrementale il sistema è governato da un legame lineare :

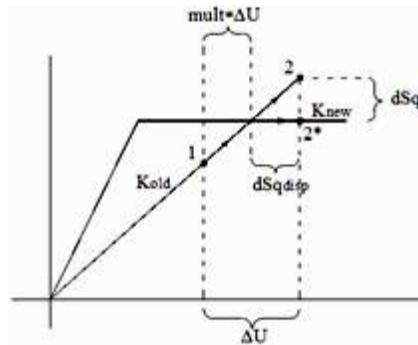
$$dF = K - dU$$

dove:  $dF$  rappresenta l'incremento delle forze esterne,  $\mathbf{K}$  la matrice corrente,  $dU$  l'incremento di spostamenti nodali conseguenti al carico applicato.

La risoluzione di tale sistema lineare, a causa delle elevate dimensioni del problema, rappresenta l'onere maggiore di tutta la procedura numerica. Al fine di ridurre i tempi di elaborazione il problema viene affrontato eseguendo una fattorizzazione LU della matrice di rigidezza, memorizzata in formato sparso, mediante l'utilizzo di algoritmi in forma chiusa. Successivamente il sistema viene risolto mediante il metodo della sostituzione inversa alla Gauss.

All'inizio di ogni passo di carico si tenta di attribuire l'intero incremento di carico ( $dF$ ). Noto quindi il vettore degli spostamenti nodali ( $dU$ ) e considerando il sistema con le caratteristiche elastiche congelate a inizio passo, è possibile determinare la deformata di tutti gli elementi, ci permette di risalire all'incremento di "stato" (forza, spostamenti ,ecc) subito dalle molle che costituiscono il modello discreto.

Alla fine del passo vengono registrate tutte le molle che hanno subito eventi plastici e il relativo errore ( $dSq$ ) commesso. Nella figura che segue, a titolo di esempio viene rappresentato l'incremento di stato di una generica molla elasto-plastica (che passa dallo stato iniziale 1 a quello finale 2). In questo caso l'evento plastico è rappresentato dal superamento del limite di snervamento della molla e l'errore viene calcolato come la differenza tra la forza della molla a fine passo e il suo limite di snervamento, normalizzato rispetto alla stessa forza di snervamento.



Errore dovuto allo snervamento di una molla elasto-plastica .

Nel caso in cui l'errore risulta maggiore della tolleranza il passo viene opportunamente ridotto in modo da fare rientrare l'errore all'interno della tolleranza fissata. Si procede quindi effettuando ulteriori sottopassi fino a quando viene applicato l'intero passo di carico.

La procedura appena descritta non richiede di iterare nel passo, garantisce quindi da possibili problemi di convergenza numerica conferendo notevole robustezza al solutore.

## 7.4 Ridistribuzioni

A seguito di una rottura fragile l'elemento viene rimosso dal modello e si procede alla redistribuzione delle forze cui risulta soggetto al resto della struttura.

La redistribuzione viene condotta mantenendo bloccati gli spostamenti imposti, indicando con  $u_R$  il vettore degli spostamenti mantenuti liberi, il legame costitutivo pu essere espresso nella seguente forma :

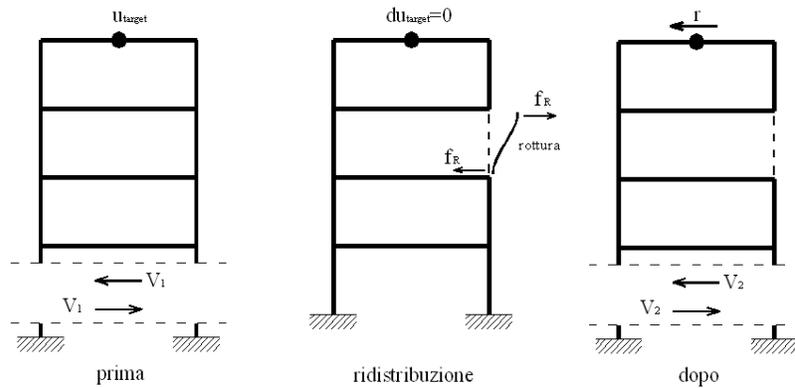
$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} u_R \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_R \\ r \end{bmatrix}$$

Dove il vettore  $f_R$  rappresenta le forze nodali esterne equivalenti alle forze elastiche interne cui risulta soggetto l'elemento che giunge a rottura, e il vettore  $r$  rappresenta le reazioni che si generano in corrispondenza dei gradi di libertà bloccati.

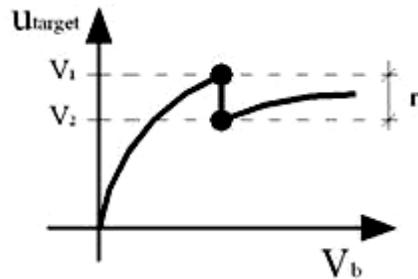
Risolvendo il sistema si ottiene:

$$\begin{cases} u_R = K_{11}^{-1} \cdot f_R \\ r = K_{12}^T \cdot u_R \end{cases}$$

Le reazioni vincolari  $\mathbf{r}$  corrisponderanno alla perdita di resistenza della struttura durante la redistribuzione come illustrato nella rappresentazione che segue in cui viene bloccato solo lo spostamento di sommità della struttura.



Rottura di un elemento.



Repentino calo del taglio alla base a seguito della rottura di un elemento strutturale.

## 8 CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche vengono eseguite seguendo l'approccio agli Stati Limite, quindi un approccio di tipo prestazionale. Nell'ambito delle strutture in muratura soggette ad azioni sismiche si distinguono due stati limite, corrispondenti al raggiungimento di opportuni livelli di danneggiamento della struttura, questi possono essere definiti come segue:

**Stato Limite di Danno Limitato (SLD):** La struttura subisce danni lievi e perlopiù concentrati in corrispondenza delle parti non strutturali.

**Stato Limite Di Danno Severo (SLU):** La struttura subisce danni gravi anche alle parti strutturali ma non perde la capacità di sostenere i carichi verticali.

Ulteriori stati limite, diversi da quelli presi in considerazione per il comportamento sismico, vengono scelti dal committente in concerto con il progettista. A tal proposito si rimanda alla dichiarazione congiunta allegata alla presente relazione.

Il coefficiente di sicurezza dalla struttura nei confronti del sisma viene determinato in termini di spostamento. La verifica, eseguita secondo le prescrizioni contenute al punto C7.3.4.1 delle linee guida del TU 2008, consiste nel confrontare la capacità di spostamento dedotta dalla curva di capacità della struttura con la domanda di spostamento determinata mediante il passaggio a un sistema equivalente a un grado di libertà e l'utilizzo degli spettri di progetto.

### 8.1 Procedura di stima di vulnerabilità in termini di spostamento

La metodologia di verifica utilizzata consiste nel determinare la domanda di spostamento che un sisma di intensità corrispondente allo stato limite considerato richiede al sistema. Tale spostamento richiesto verrà quindi confrontato con lo spostamento effettivo del sistema, deducibile dalla curva *push-over*, al momento del raggiungimento del medesimo stato limite.

La struttura è in sicurezza al momento in cui la domanda di spostamento risulta inferiore alla possibilità di deformazione che la struttura possiede. Il coefficiente di sicurezza della struttura rispetto allo stato limite considerato è ottenuto dal rapporto tra la capacità di spostamento e lo spostamento richiesto.

#### - Calcolo della domanda di spostamento

Il calcolo della richiesta di spostamento, viene eseguito mediante l'utilizzo degli spettri elastici (di intensità corrispondente allo stato limite in esame) e considerando un sistema "ridotto" ad un grado di libertà, "equivalente" al sistema reale. Seguendo la procedura descritta al punto C7.3.4.1 delle linee guida del TU 2008.

La curva di capacità del sistema ridotto viene ottenuta scalando la curva di pushover del punto di controllo master, applicando un coefficiente di partecipazione,  $\Gamma$ , definito come segue:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i^2}$$

Dove :

$m_i$  : massa associata alla i-esimo punto di controllo, che può essere identificata con la massa di una quota sismica quando il punto di controllo coincide con il baricentro di un impalcato;

$\phi$  : vettore rappresentativo del primo modo della struttura nella direzione considerata dell'azione sismica, normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo.

Al sistema ridotto viene associata una massa equivalente ( $m^*$ ) della struttura, definita come segue:

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i$$

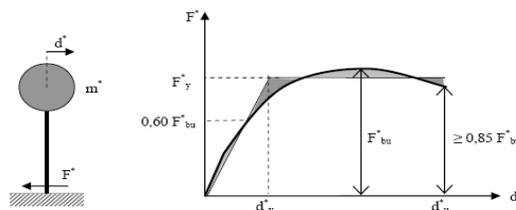
La curva del sistema ridotto viene semplificata secondo una bilatera equivalente caratterizzata da :

$k^*$  : rigidezza elastica

$F_y^*$  : limite elastico

$u_y^*$ ,  $u_u^*$  : spostamento al limite elastico e ultimo

La rigidezza della bilatera equivalente viene fissata pari alla rigidezza secante alla curva del sistema ridotto in corrispondenza di un livello di forza pari al 60% del massimo. Il limite di snervamento viene quindi determinato imponendo l'equivalenza energetica tra i due sistemi.



Equivalenza energetica.

Il periodo del sistema ridotto risulta:

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

Per strutture flessibili con  $T^* \geq T_c$  lo spostamento massimo del sistema bilineare ( $d_{\max}^*$ ) pu essere assunto pari al massimo spostamento di un sistema elastico equivalente ( $d_{e,\max}^*$ ). Tale parametro pu essere desunto dallo spettro di progetto in termini di spostamento  $S_{De}$  :

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*)$$

Per strutture rigide ( $T^* < T_c$ ) lo spostamento massimo del sistema non lineare viene amplificato rispetto a quello del sistema elastico equivalente utilizzando l'espressione :

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

con :

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

Lo spostamento del punto di controllo della struttura reale si ottiene :

$$d_{\max} = \Gamma \cdot d_{\max}^*$$

### - Calcolo della capacità di spostamento

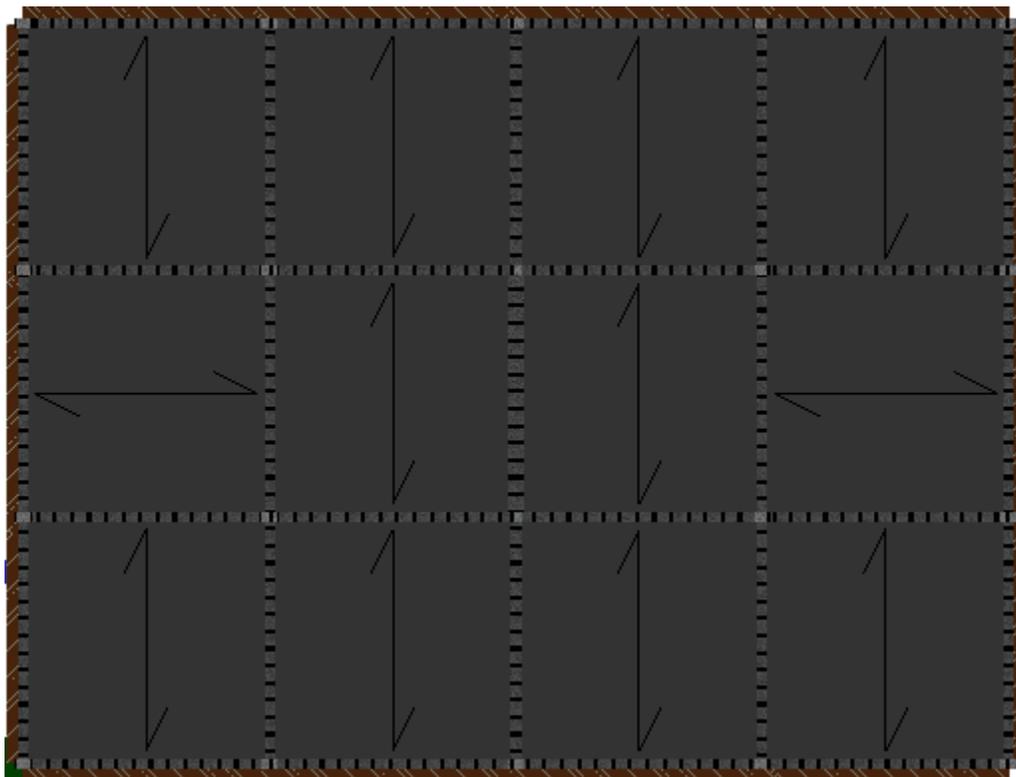
Le capacità di spostamento della struttura per ciascuno stato limite vengono identificati, sulla curva di capacità come segue (C7.8.1.5.4 del Testo Unico 2008):

- Capacità di spostamento allo SLU ( $d_u$ ): spostamento del punto di controllo corrispondente ad una riduzione della resistenza pari al 20% del massimo;
- Capacità di spostamento allo SLD ( $d_d$ ): valore di spostamento del punto di controllo minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo tra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede il valore dello 0.3% dell'altezza di piano.

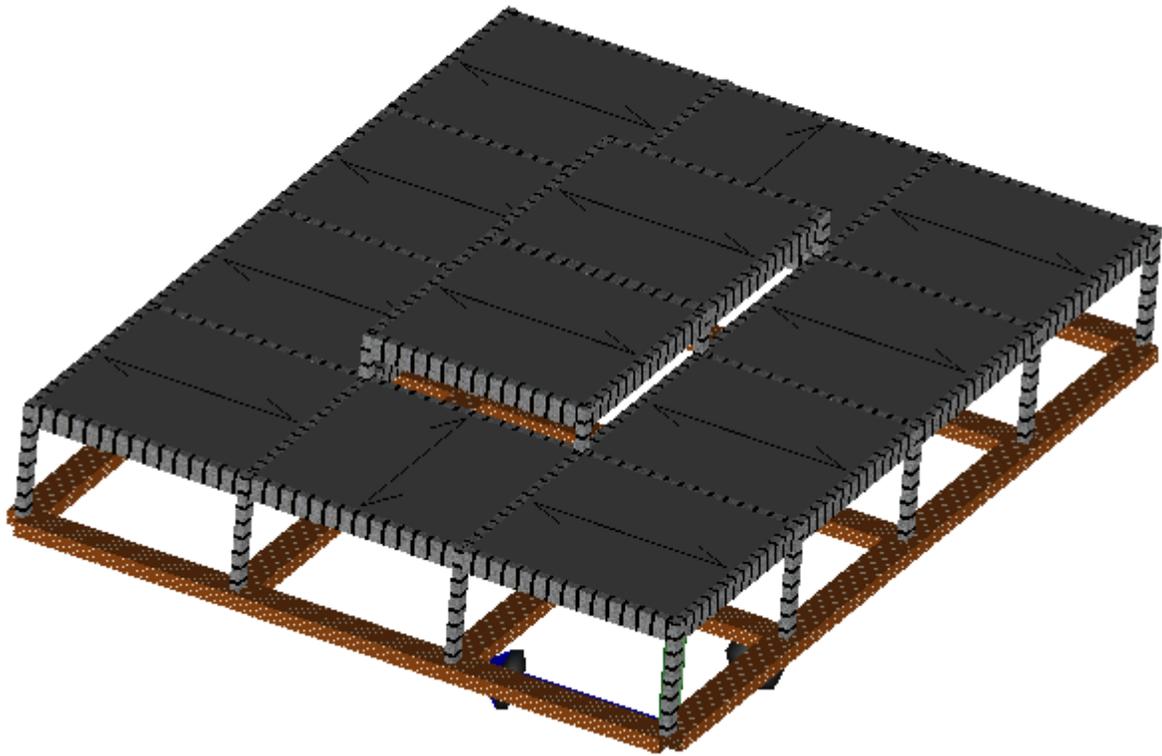
Per ciascun stato limite viene definito un coefficiente di sicurezza come il rapporto tra la capacità di spostamento e la relativa domanda.

## 9. DETTAGLI DI MODELLAZIONE

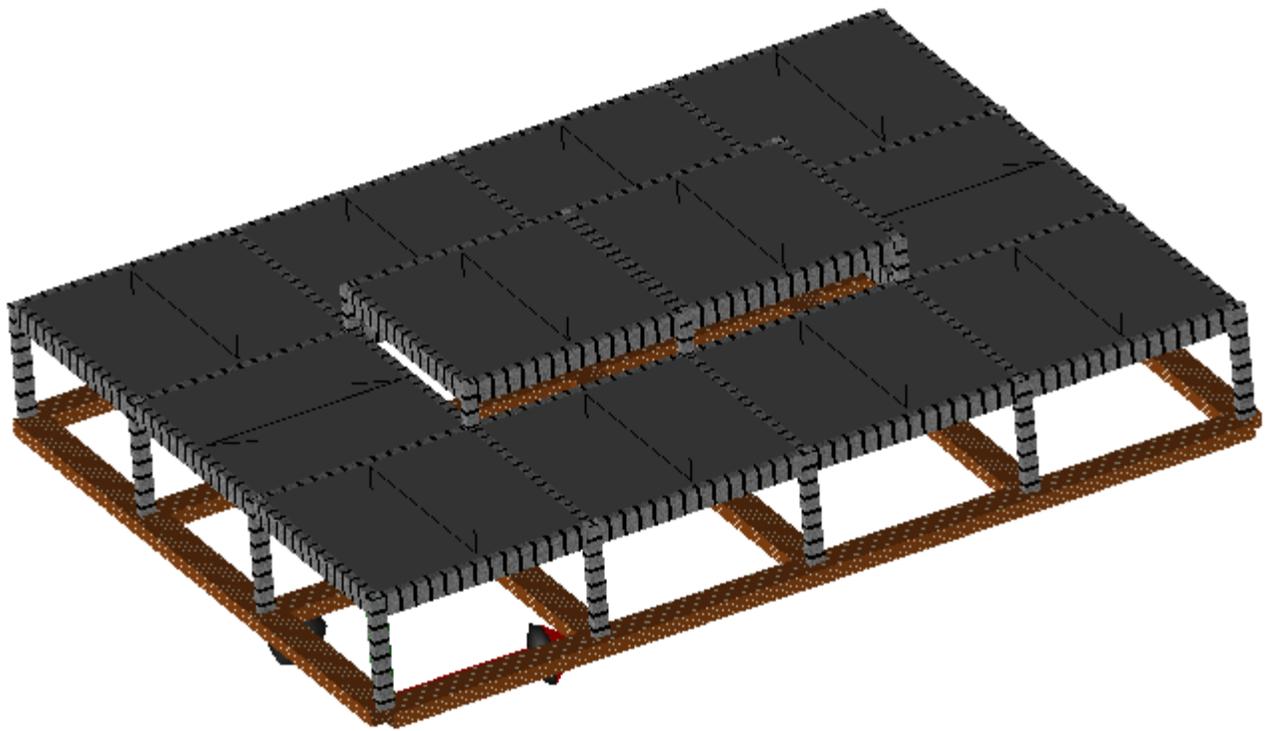
Di seguito si riportano le caratteristiche principali del modello numerico della struttura in oggetto. Tali informazioni facilitano la lettura dei risultati riportati nei capitoli successivi della presente relazione e i tabulati di calcolo allegati.



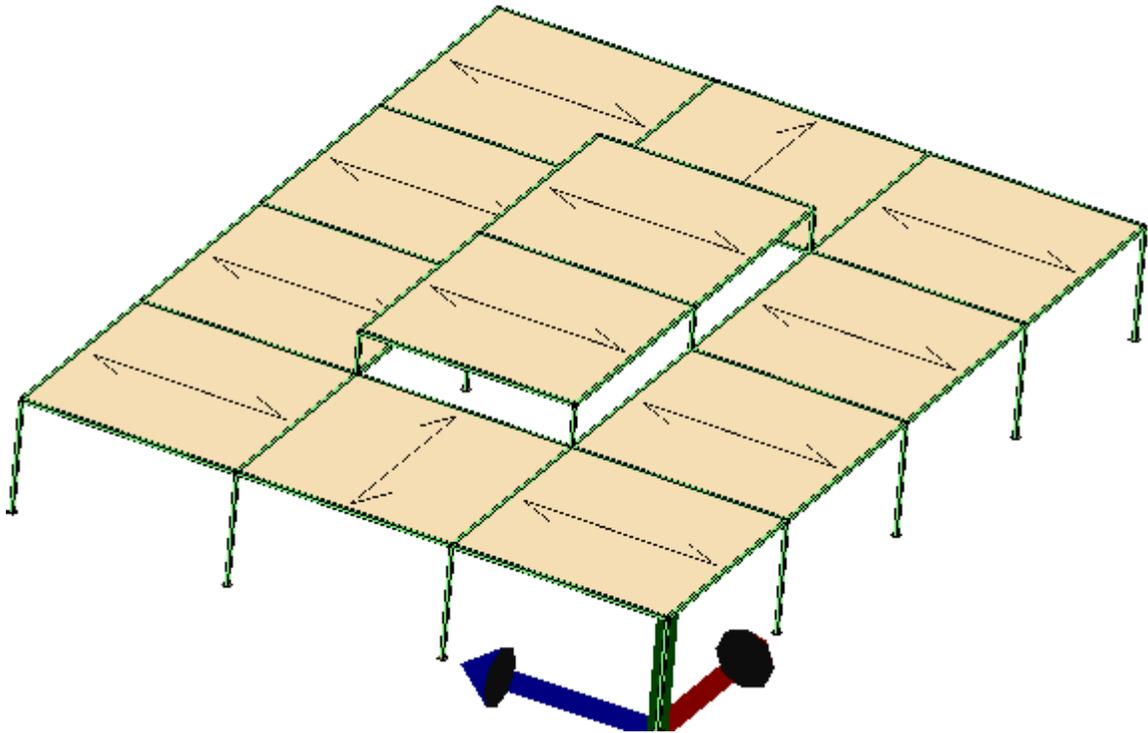
Modello 3DMacro - Vista piana.



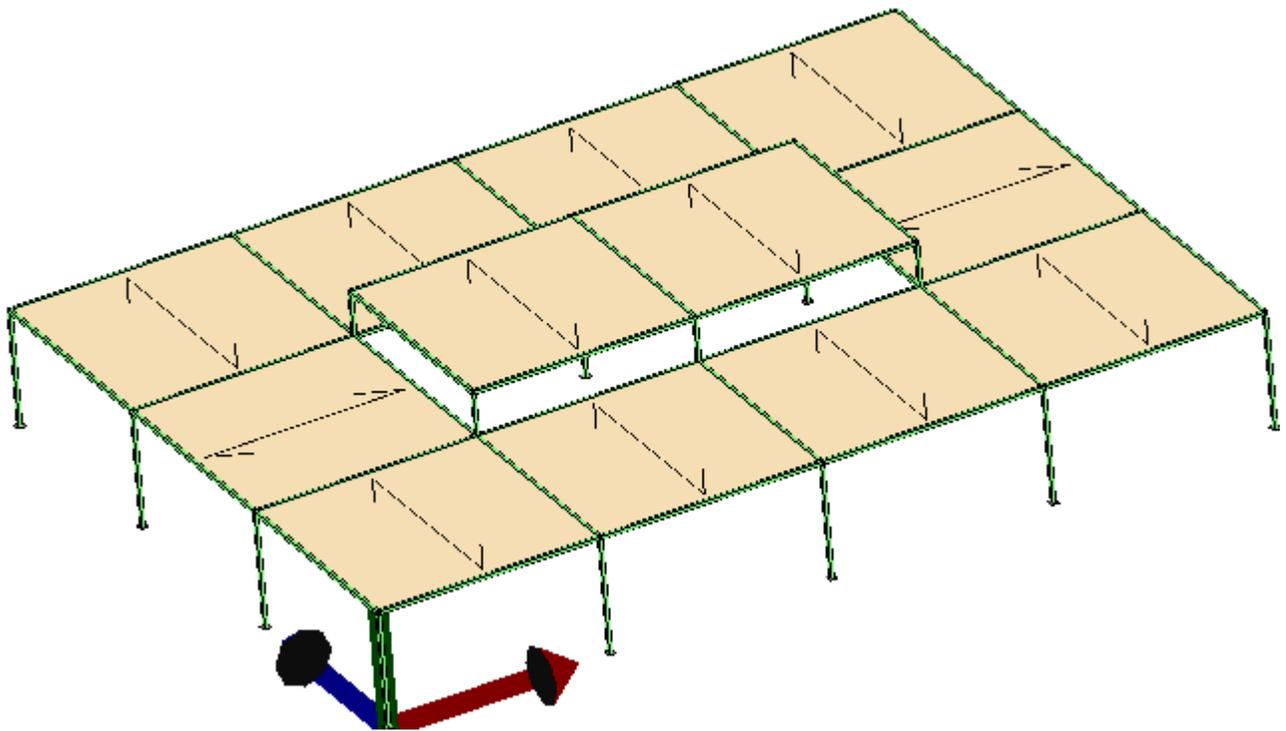
Modello 3DMacro - Vista assonometrica 1.



Modello 3DMacro - Vista assonometrica 2.



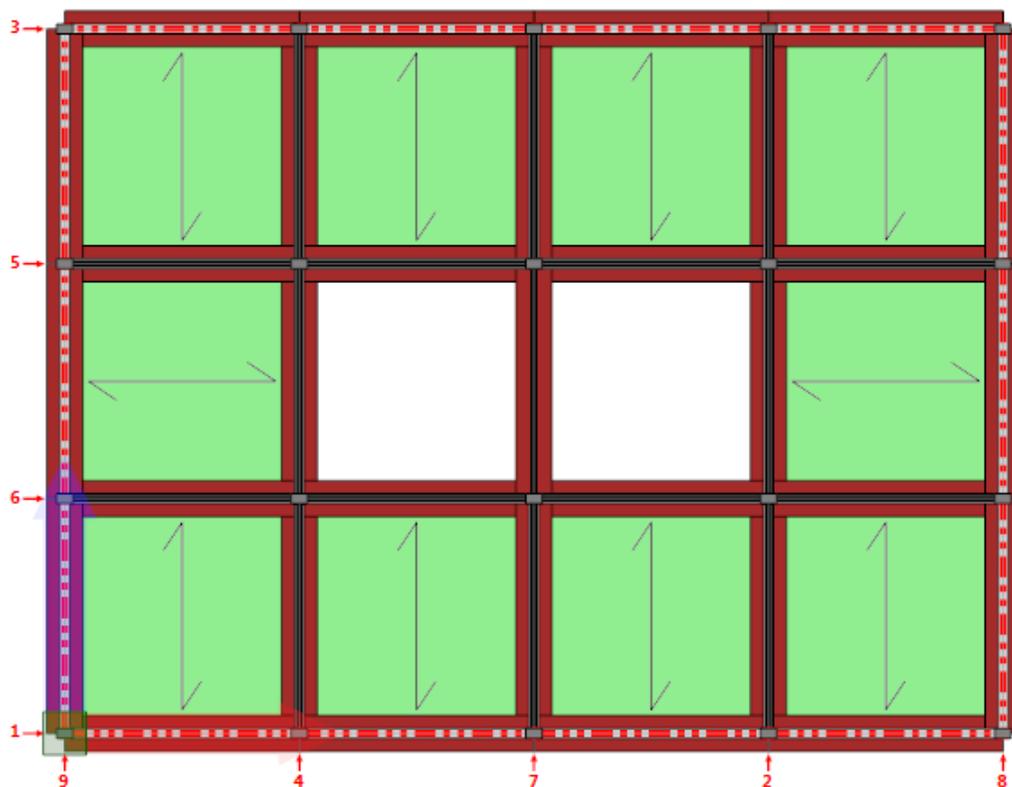
Modello 3DMacro - Vista assometrica 1.



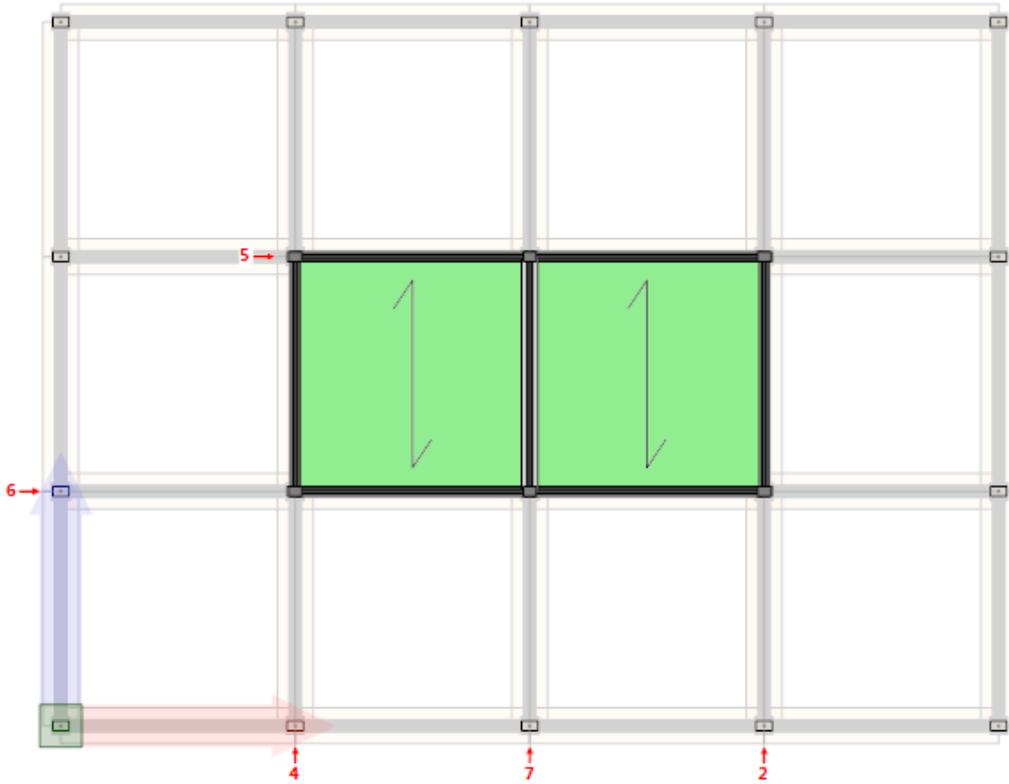
Modello 3DMacro - Vista assometrica 2.

### 9.1 Schemi resistenti

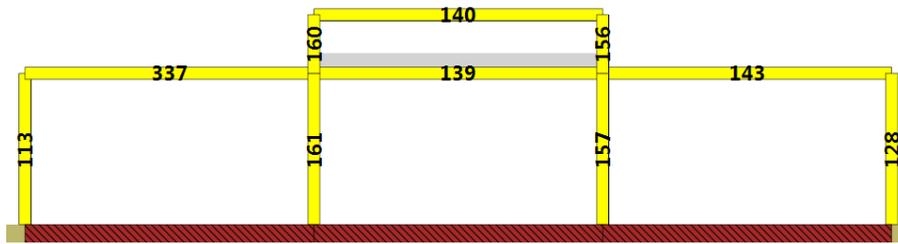
Si riportano di seguito le piante dell'edificio con l'indicazione e denominazione degli elementi resistenti (setti murari, telai).



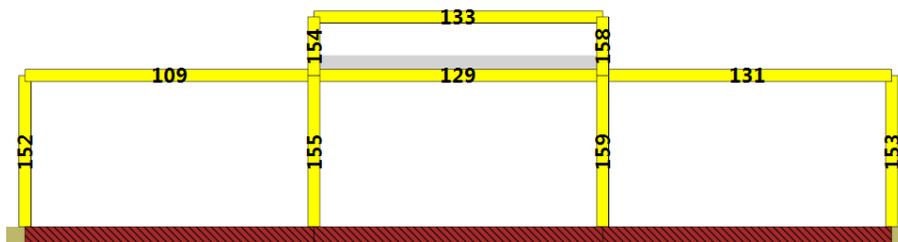
Pianta a quota 375 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti.



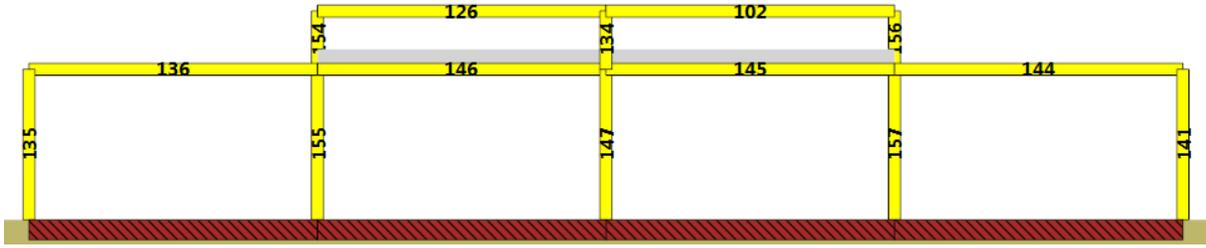
Pianta a quota 520 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti.



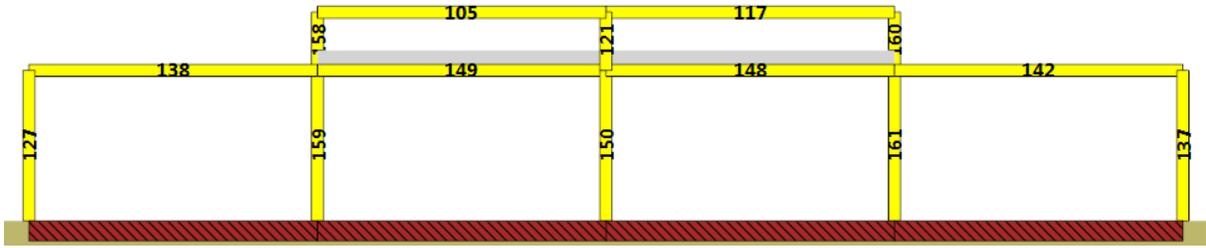
Parete 2



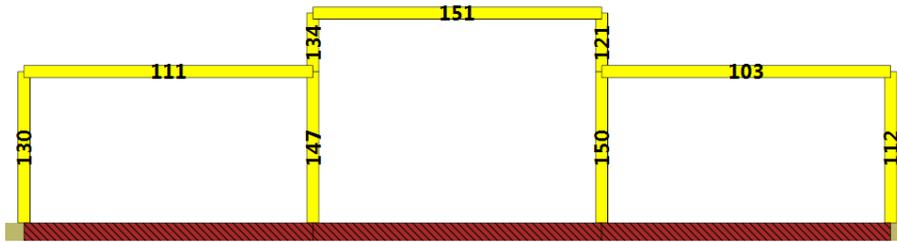
Parete 4



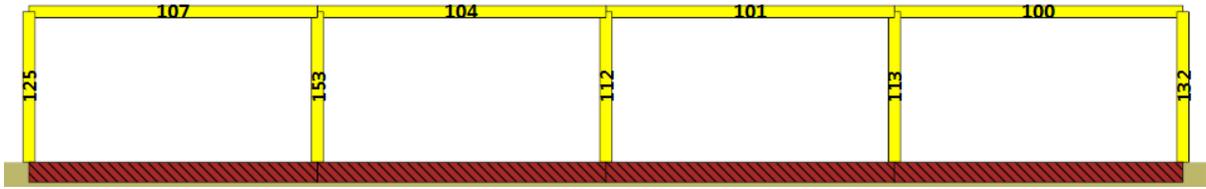
Parete 5



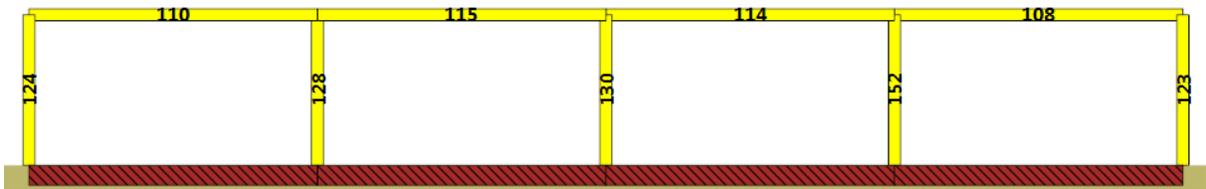
Parete 6



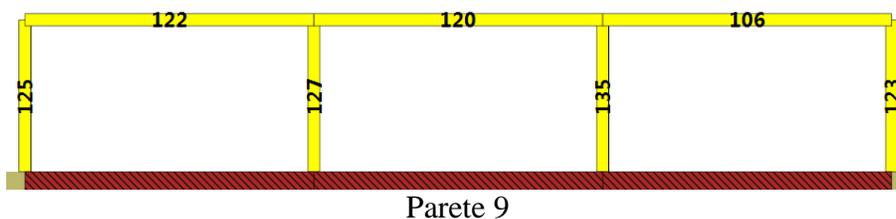
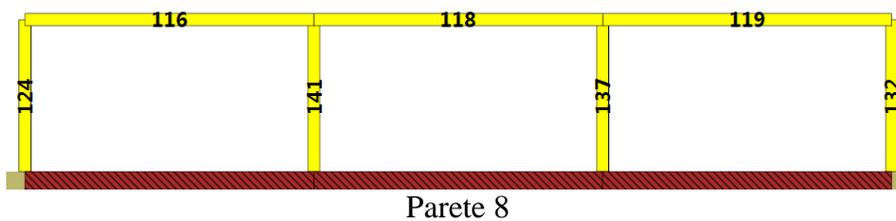
Parete 7



Parete 1



Parete 3



## 9.2 Analisi dei carichi

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi gravitazionali considerati nel modello. Non vengono riportati i carichi derivanti dagli elementi strutturali, calcolati in automatico dal programma.

Ciascun carico può contenere molteplici voci di carico. Ciascuna voce di carico viene assegnata a una *condizione di carico*, tra quelle definite.

### Carichi di area

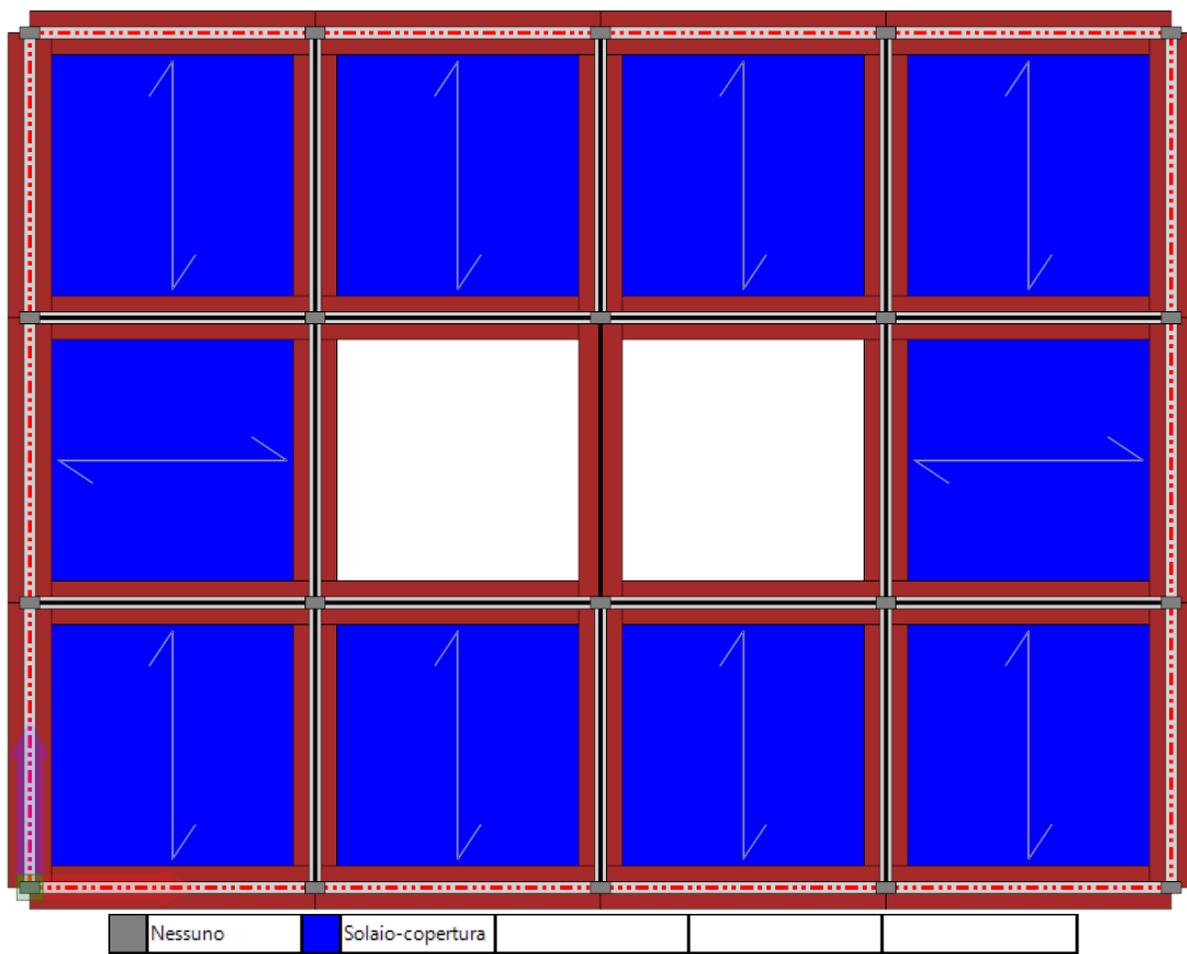
Nome	Voce di carico	Condizione di carico	Tipo	Valore	Destinazione d'uso	Coefficienti di combinazione			
						$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	$\Psi_{2sis}$
				kN/m <sup>2</sup>					
Solaio-copertura	permanente non strutturale	Permanenti Non Strutturali	Permanente non strutturale	1.13	Neve (a quota $\geq 1000$ m s.l.m.)	0.50	0.20	0.00	0.00
Solaio-copertura	manutenzione	Variabili	H1. Coperture e sottotetti	0.50	H. Coperture	0.00	0.00	0.00	0.00
Solaio-copertura	neve	Variabili	Personalizzato	0.48	Neve (a quota $\geq 1000$ m s.l.m.)	0.50	0.20	0.00	0.00

### Carichi di linea

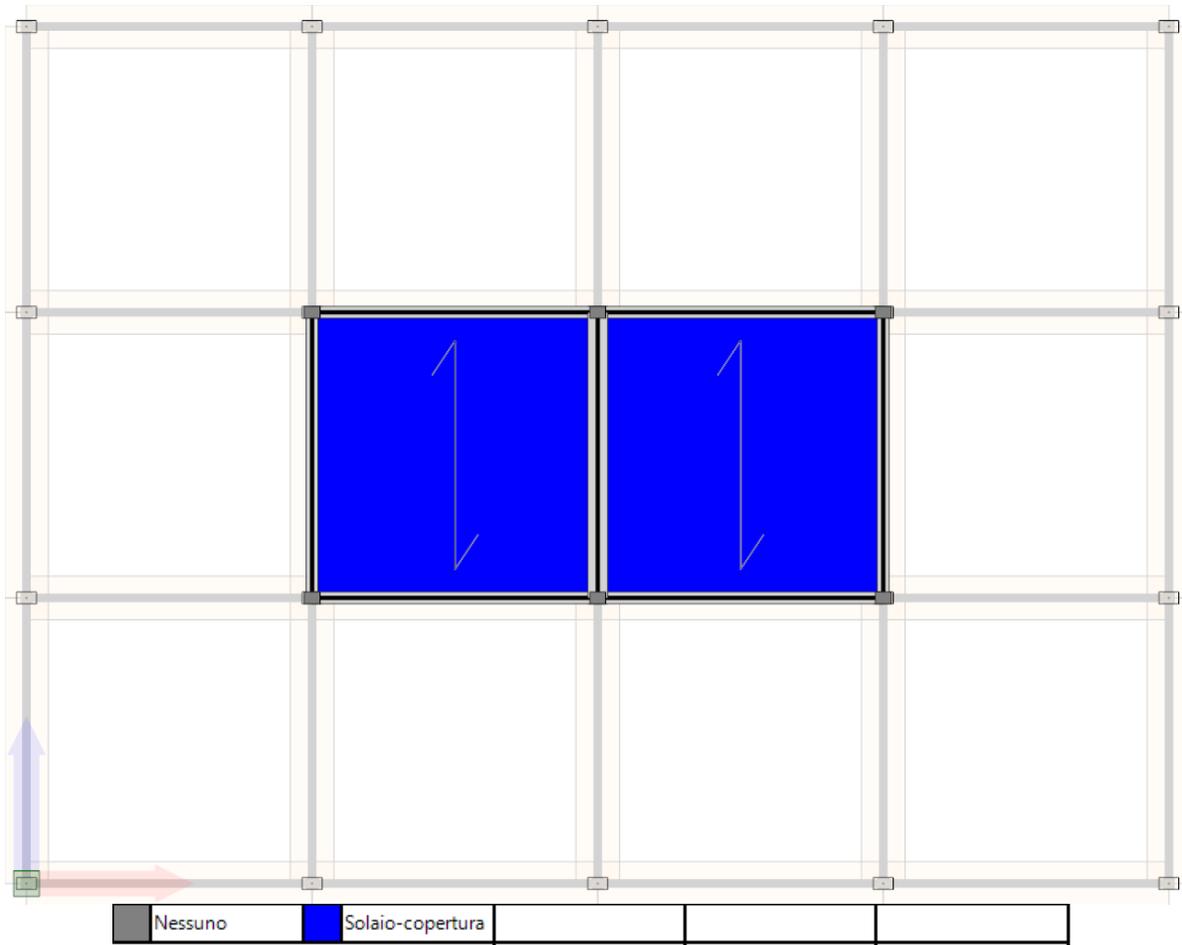
Nome	Voce di carico	Condizione di carico	Valore	Destinazione d'uso	Coefficienti di combinazione			
					$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	$\Psi_{2sis}$
			kN/m					

Nome	Voce di carico	Condizione di carico	Valore	Destinazione d'uso	Coefficienti di combinazione			
					$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	$\Psi_{2sis}$
			kN/m					
tompagni	intonaco interno	Permanenti Strutturali	0.27	-	1.00	1.00	1.00	1.00
tompagni	peso proprio tufo	Permanenti Strutturali	3.83	-	1.00	1.00	1.00	1.00
tompagni	intonaco esterno	Permanenti Strutturali	0.41	-	1.00	1.00	1.00	1.00

Negli schemi che seguono viene riportata la dislocazione dei carichi gravitazionali

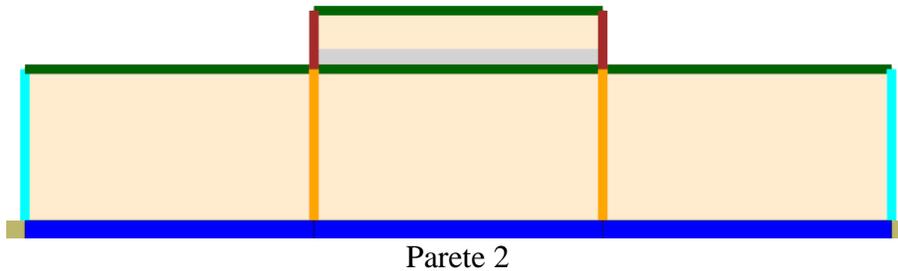


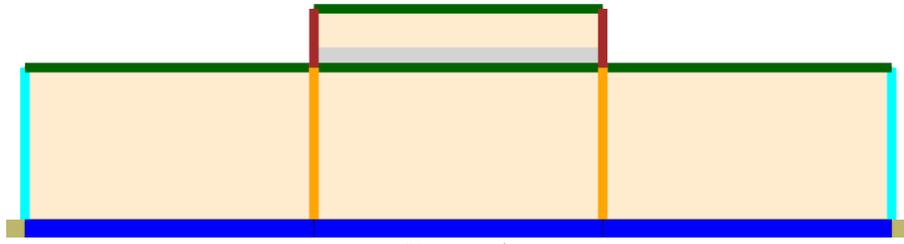
Pianta a quota 375 cm: carichi di area applicati ai solai.



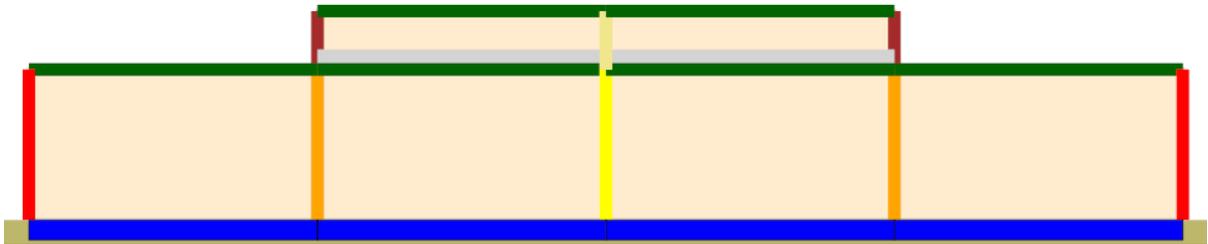
### 9.3 Formati

Le figure seguenti mostrano la distribuzione dei formati per le varie tipologie di murature adottate all'interno del modello.

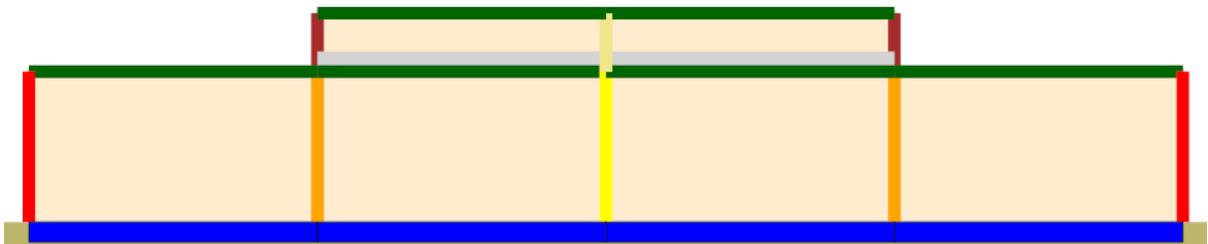




Parete 4



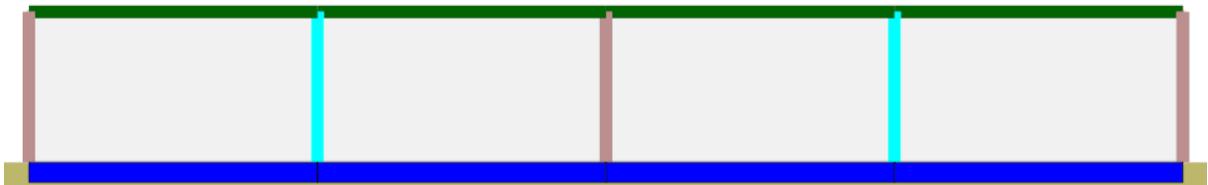
Parete 5



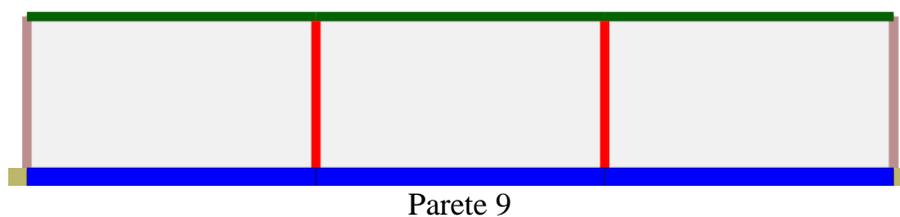
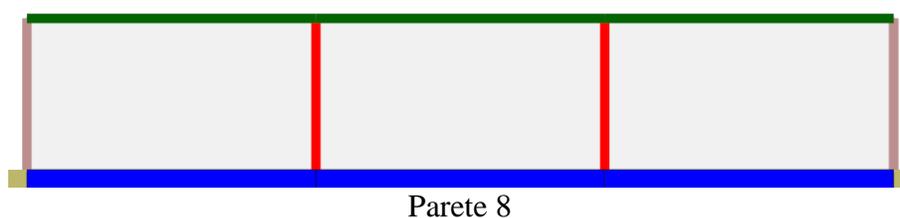
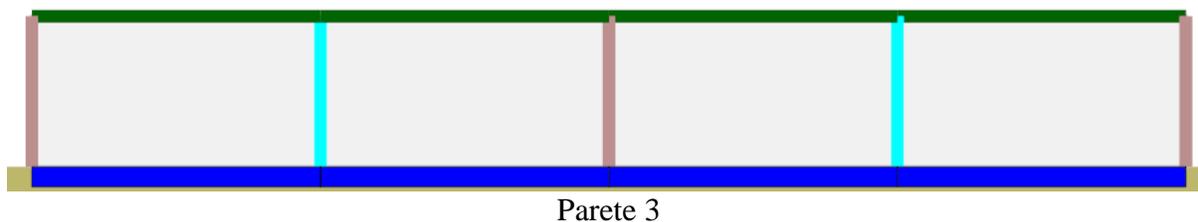
Parete 6



Parete 7



Parete 1



**Legenda Formati Aste**

PILASTRO3D_3	Tr25x50	
Trave3D		
Pilastro3D_1		
Pilastro3D_2		

**Legenda Formati Fondazioni**

FondazioneLinea1	
FondazionePunto1	

## 9.4 Analisi statiche

Di seguito si riportano le analisi statiche definite per il modello in oggetto. Poiché la struttura risulta simmetrica rispetto ad entrambi gli assi principali, le analisi numeriche sono state condotte considerando solo un verso e solo una direzione di applicazione delle eccentricità aggiuntive.

### Analisi sismiche

Nome	Base	Direzione	Distribuzione Forze	Controllo	Target fase a controllo di forza	Fase a controllo di spostamento			Stato
						Master Joint	Spostamento target	Decadimento taglio target	

					%		mm	%	
Pushover +X Massa + e	Vert	+X	Triangolare +e	--	100.00	1	100.00	--	E
Pushover +Y Massa + e	Vert	+Y	Triangolare +e	--	100.00	1	100.00	--	E
Pushover +X Triang + e	Vert	+X	Massa +e	--	100.00	1	70.00	--	E
Pushover +Y Triang + e	Vert	+Y	Massa +e	--	100.00	1	100.00	--	E

### Analisi non sismiche

Nome	Base	Combinazione	Target fase a controllo di forza	Fase a controllo di spostamento			Stato
				Master Joint	Spostamento target	Decadimento taglio target	
					mm		
Vert	nessuna	Base per Sismica	100.00	-	-	-	I
Statica SLE Rara	nessuna	SLE Rara	100.00	-	-	-	I
Statica SLE Frequente	nessuna	SLE Frequente	100.00	-	-	-	I
Statica SLE Quasi Permanente	nessuna	SLE Quasi Permanente	100.00	-	-	-	I
Statica SLU # 04-000	nessuna	SLU	100.00	-	-	-	I
Statica SLU.GEO # 04-000	nessuna	SLU Geo	100.00	-	-	-	I

## 10. RISULTATI DELLE ANALISI SISMICHE

Nel presente capitolo vengono riportati i risultati delle analisi statiche non-lineari di tipo sismiche (*push-over*) in termini di :

- Meccanismi di collasso, deducibili dall'osservazione delle deformate a collasso, con relativi indicatori di danno
- Curve di capacità che consistono nel diagramma dell'andamento di un parametro di spostamento rappresentativo della struttura in funzione di un parametro generalizzato di resistenza.

Schema degli indicatori del danno adottati



Le curve di capacità vengono espresse in termini di coefficiente di taglio alla base ( $C_b$ ) dato dal taglio alla base dell'edificio lungo la direzione di carico, adimensionalizzato rispetto al peso sismico dell'edificio stesso:

$$C_b = \frac{V_b}{W}$$

in funzione dello spostamento, lungo la direzione di carico, dei punti di controllo scelti.

### 10.1 Riepilogo risultati analisi

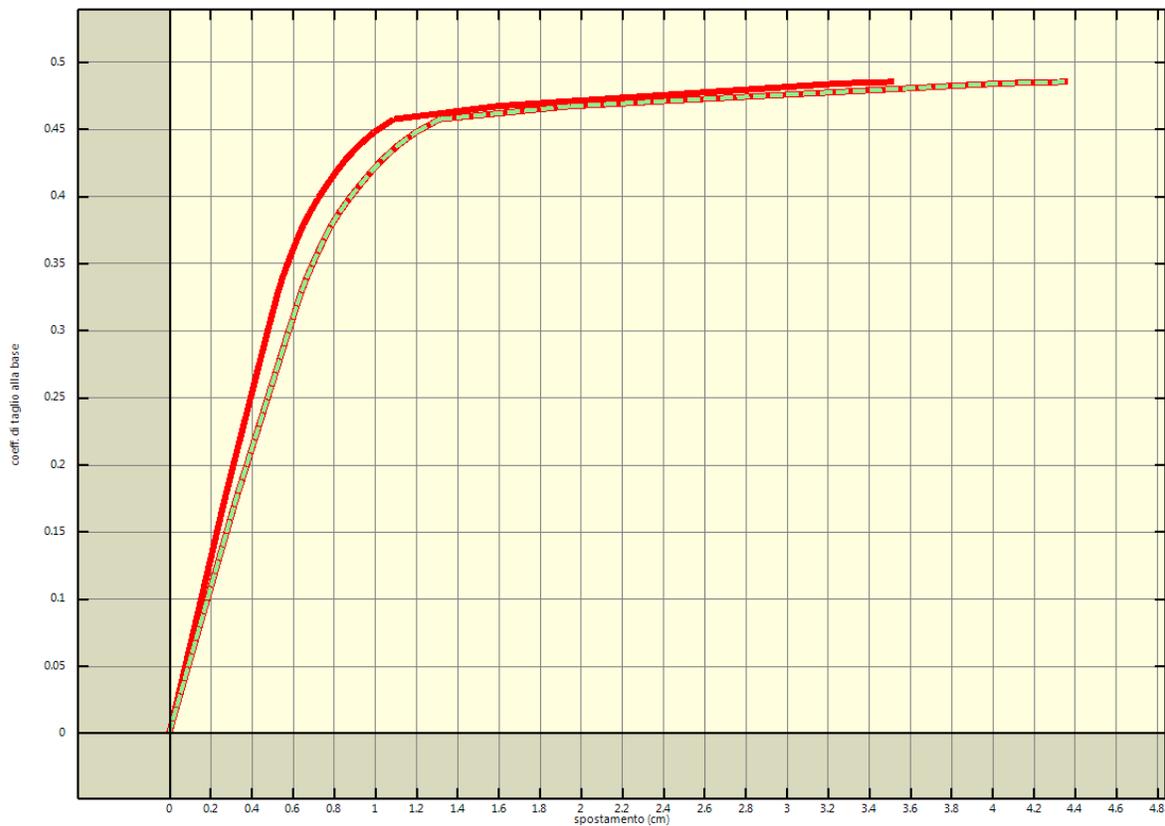
Nella tabella di riepilogo vengono forniti i valori delle grandezze maggiormente significative ai fini della resistenza sismica:

- Il taglio massimo sopportato dalla struttura ( $V_{b,ultimo}$ );

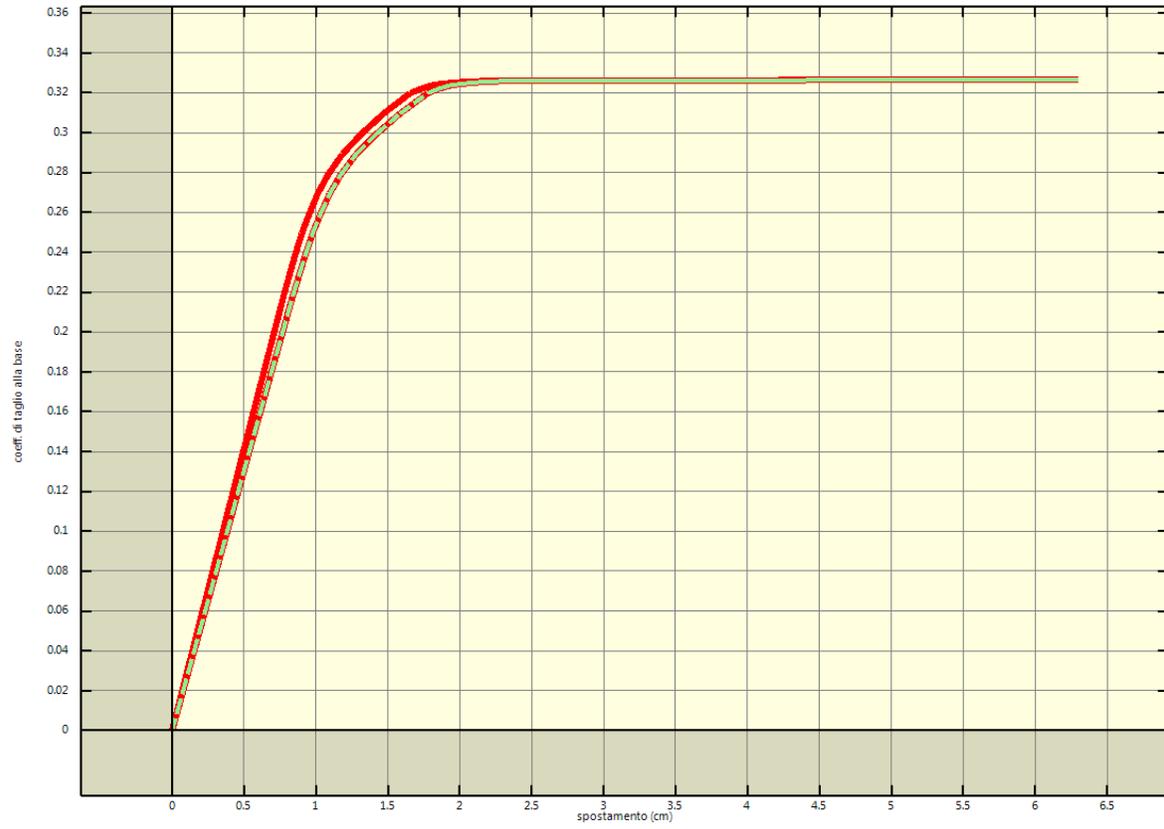
- Il coefficiente di taglio alla base massimo ( $C_{b,ultimo}$ );
- Lo spostamento massimo fra tutti i punti di controllo nella direzione di carico ( $u_{max}$ );
- La massima deriva di piano ( $\delta_{ultimo}$ )

### Riepilogo risultati analisi sismiche

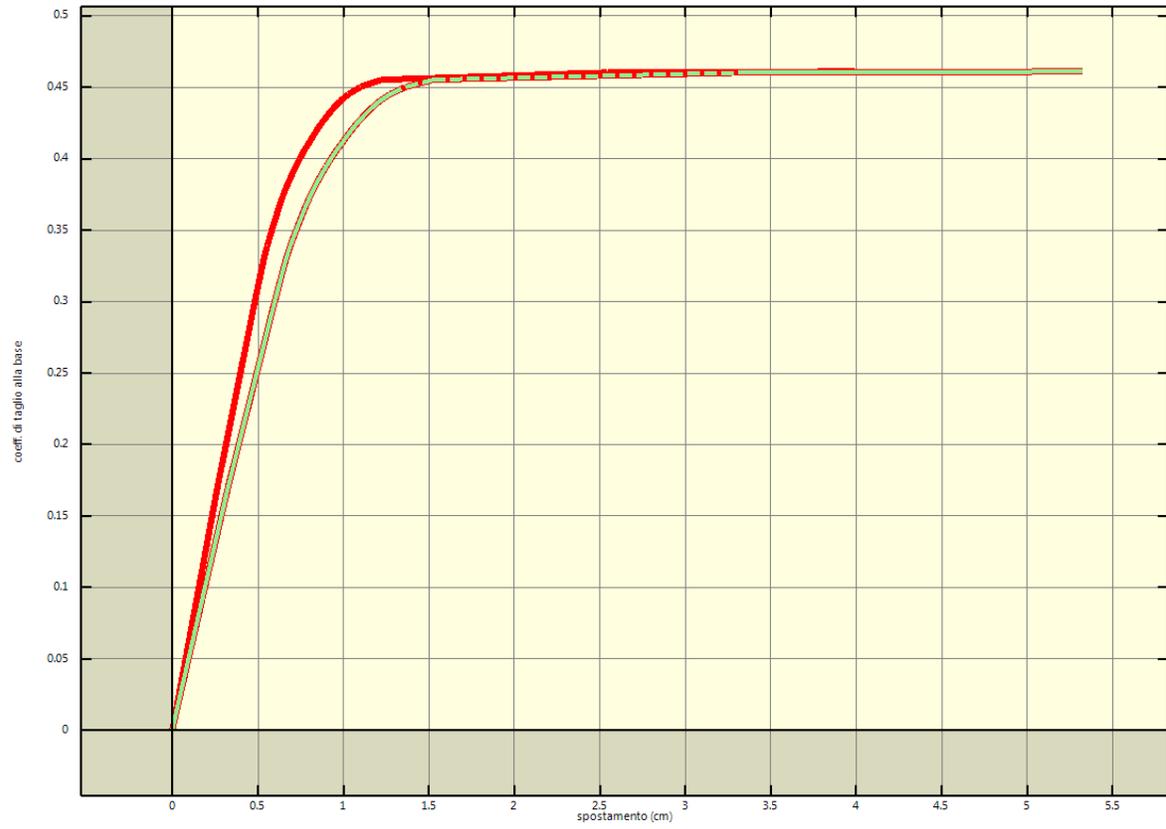
Analisi	$V_{b,ultimo}$	W	$C_{b,ultimo}$	$u_{max}$	$\delta_{b,ultimo}$
	kN	kN		cm	%
Pushover +X Massa + e	2191.58	4488.10	0.49	9.92	0.94
Pushover +Y Massa + e	1465.58	4488.10	0.33	9.59	1.62
Pushover +X Triang + e	2076.96	4488.10	0.46	9.90	1.06
Pushover +Y Triang + e	1466.84	4488.10	0.33	9.52	1.63



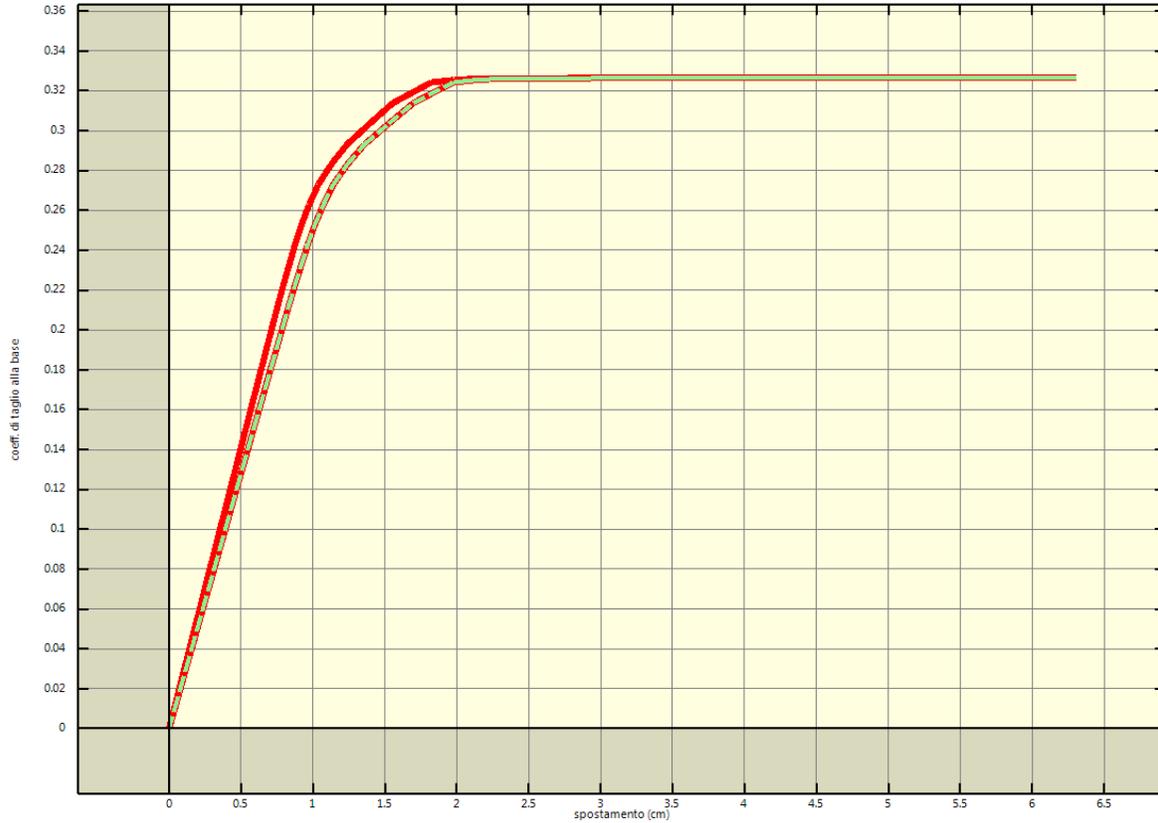
Analisi pushover "Pushover +X Massa + e" : curva di capacita'



Analisi pushover "Pushover +Y Massa + e" : curva di capacita'



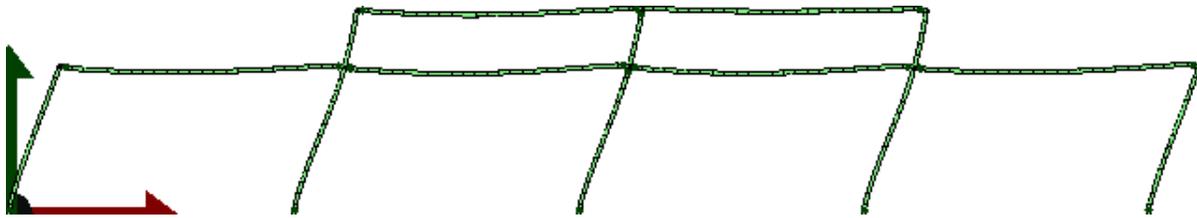
Analisi pushover "Pushover +X Triang + e" : curva di capacita'



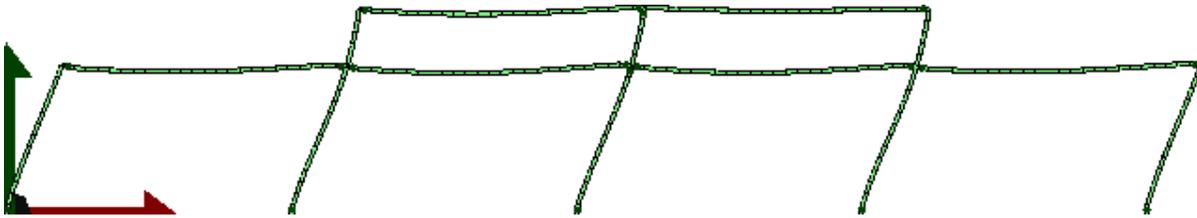
Analisi pushover "Pushover +Y Triang + e" : curva di capacita'

Punti di controllo e corrispondenti masse.

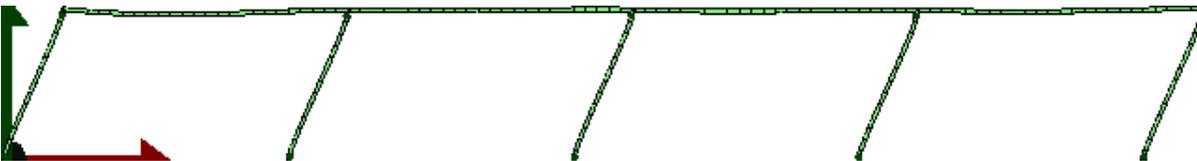
Analisi	Punto di controllo	Posizione			Massa
		x	y	z	
		m	m	m	kNs <sup>2</sup> /cm
Pushover +X Massa + e	Baricentro del Solaio 100 a quota 375 cm	14.40	10.80	3.75	3.96
Pushover +X Massa + e	Baricentro del Solaio 111 a quota 520 cm	14.40	10.80	5.20	0.75
Pushover +Y Massa + e	Baricentro del Solaio 100 a quota 375 cm	14.40	10.80	3.75	3.96
Pushover +Y Massa + e	Baricentro del Solaio 111 a quota 520 cm	14.40	10.80	5.20	0.75
Pushover +X Triang + e	Baricentro del Solaio 100 a quota 375 cm	14.40	10.80	3.75	3.96
Pushover +X Triang + e	Baricentro del Solaio 111 a quota 520 cm	14.40	10.80	5.20	0.75
Pushover +Y Triang + e	Baricentro del Solaio 100 a quota 375 cm	14.40	10.80	3.75	3.96
Pushover +Y Triang + e	Baricentro del Solaio 111 a quota 520 cm	14.40	10.80	5.20	0.75



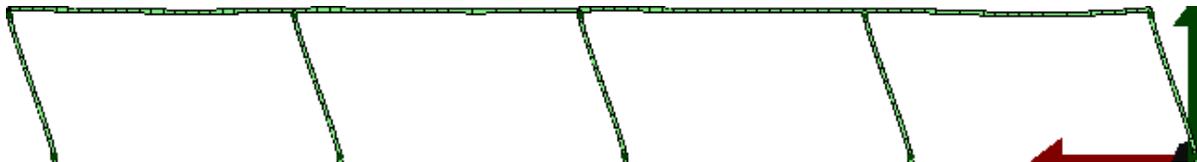
Analisi "Pushover +X Massa + e". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 67).



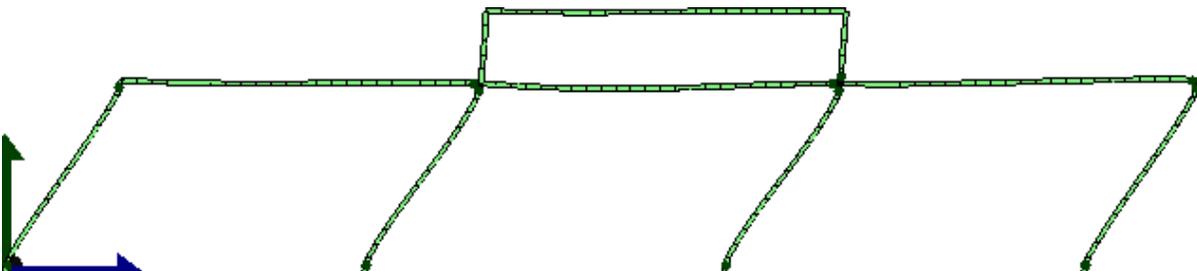
Analisi "Pushover +X Massa + e". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 67).



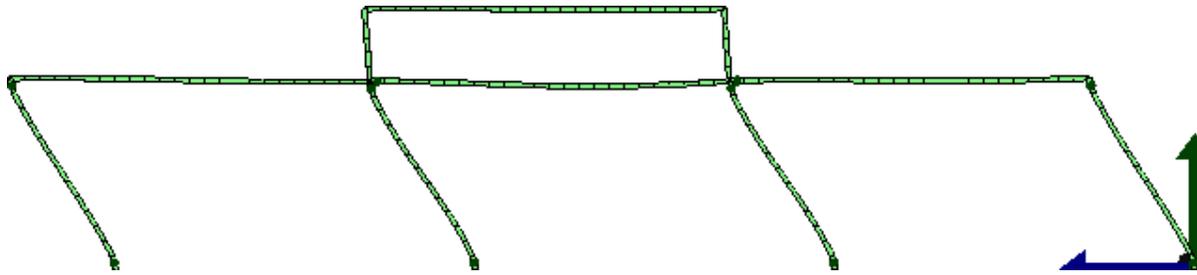
Analisi "Pushover +X Massa + e". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 67).



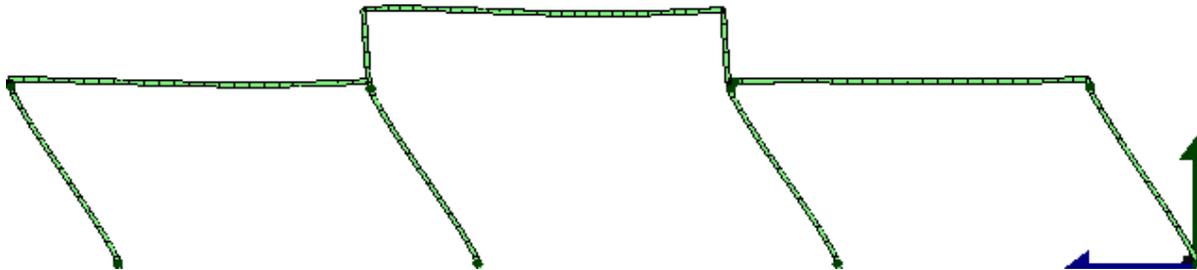
Analisi "Pushover +X Massa + e". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 67).



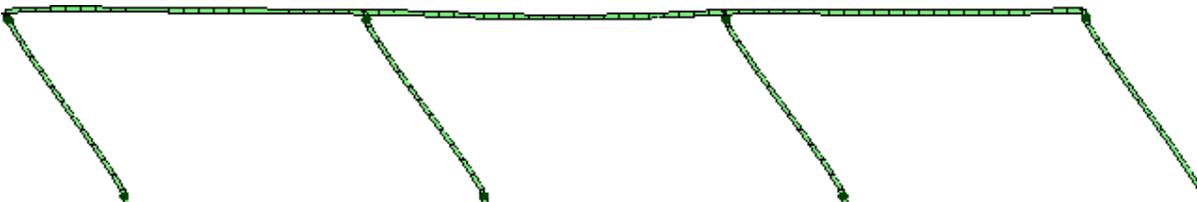
Analisi "Pushover +Y Massa + e". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 70).



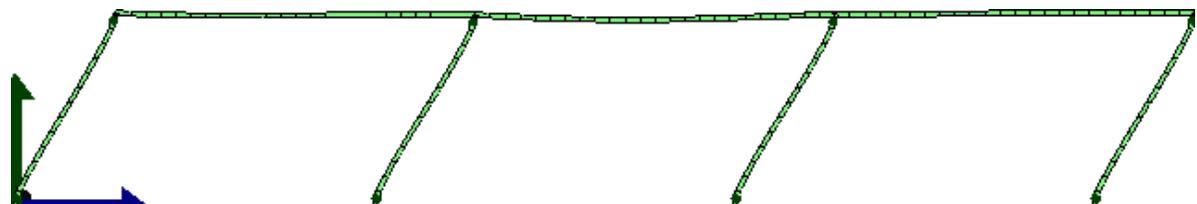
Analisi "Pushover +Y Massa + e". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 70).



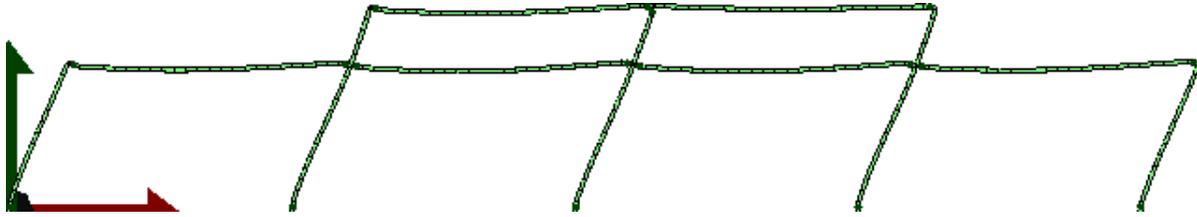
Analisi "Pushover +Y Massa + e". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 70).



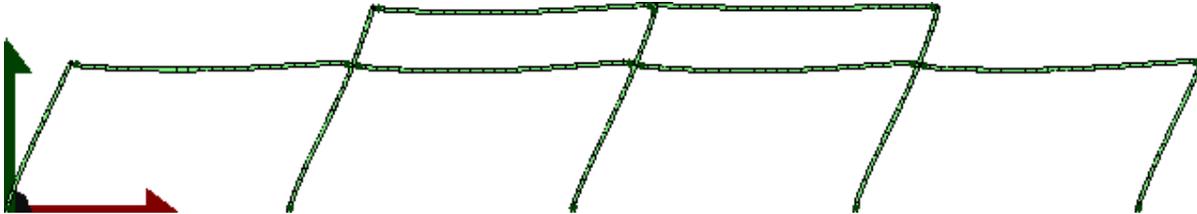
Analisi "Pushover +Y Massa + e". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 70).



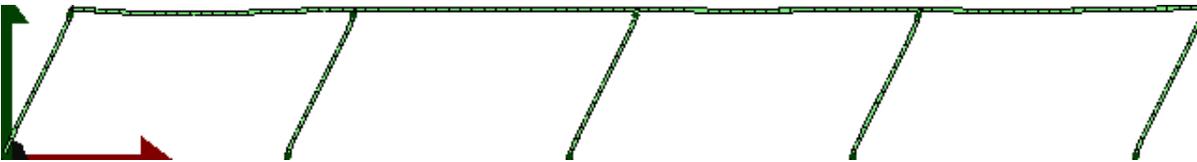
Analisi "Pushover +Y Massa + e". Configurazione della parete 9 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 70).



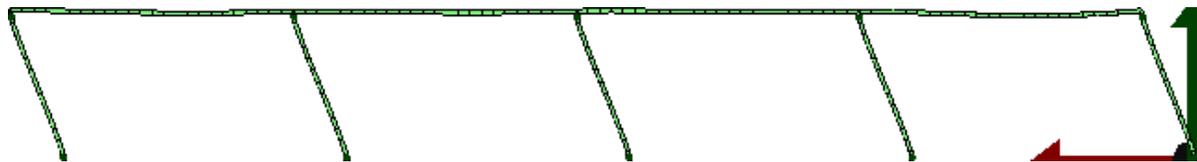
Analisi "Pushover +X Triang + e". Configurazione della parete 5 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 118).



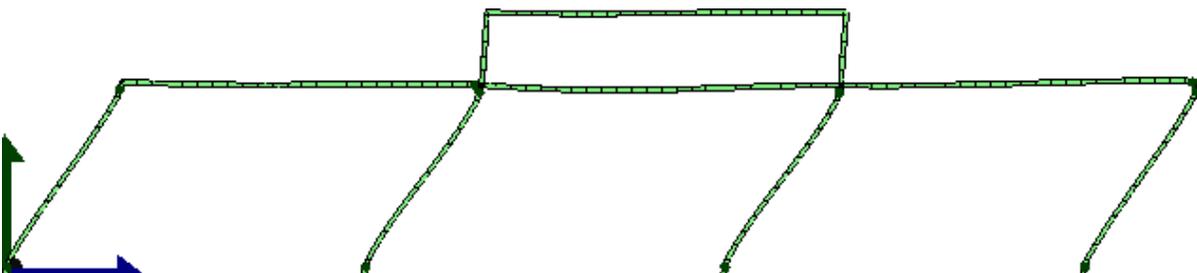
Analisi "Pushover +X Triang + e". Configurazione della parete 6 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 118).



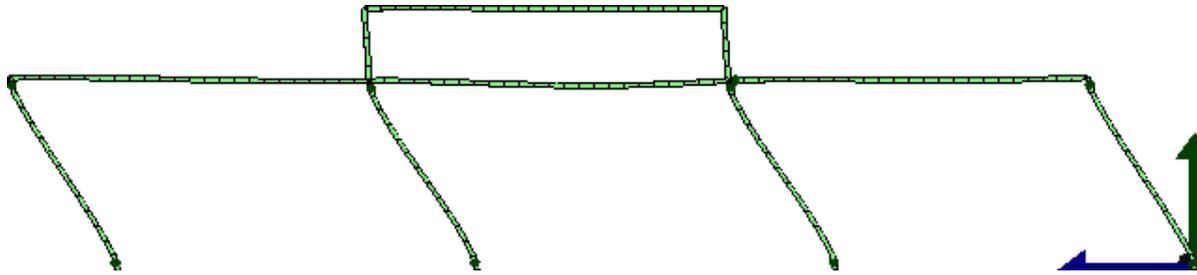
Analisi "Pushover +X Triang + e". Configurazione della parete 1 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 118).



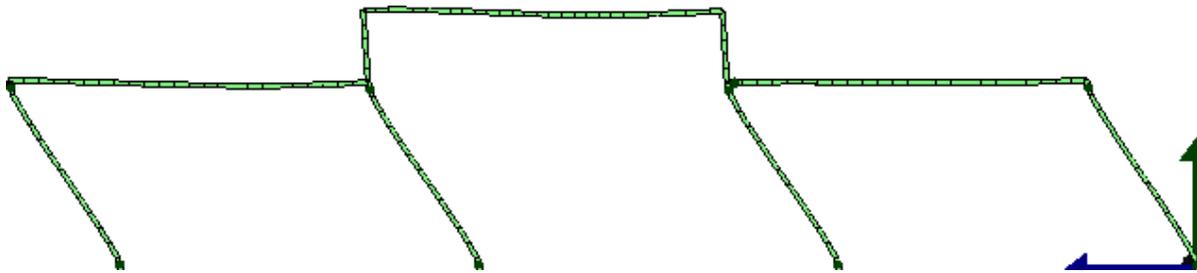
Analisi "Pushover +X Triang + e". Configurazione della parete 3 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 118).



Analisi "Pushover +Y Triang + e". Configurazione della parete 2 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 69).



Analisi "Pushover +Y Triang + e". Configurazione della parete 4 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 69).



Analisi "Pushover +Y Triang + e". Configurazione della parete 7 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 69).



Analisi "Pushover +Y Triang + e". Configurazione della parete 8 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 69).



Analisi "Pushover +Y Triang + e". Configurazione della parete 9 in corrispondenza della capacita' relativa allo stato limite SLV (passo 69).

## 11. VERIFICA SISMICA DELL'EDIFICIO

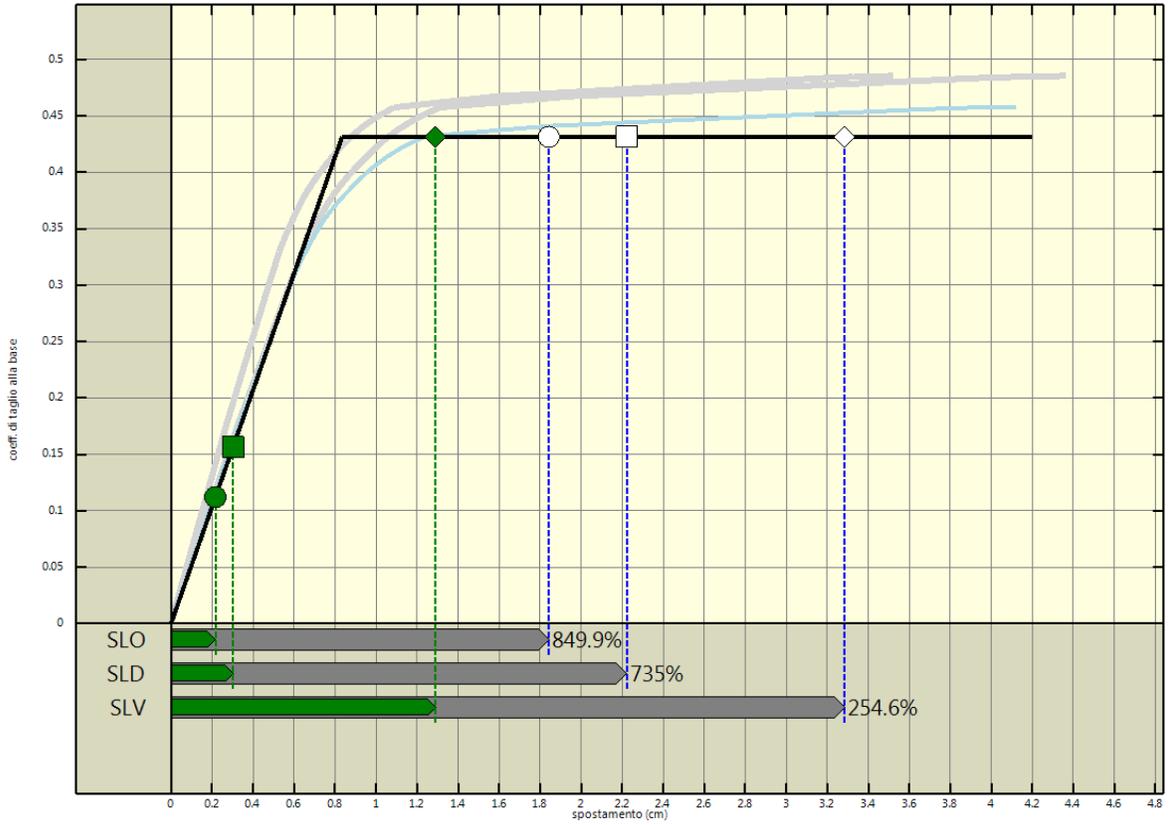
### 11.1 Stima per ciascuna direzione di carico

Nel presente paragrafo viene eseguita la verifica sismica della struttura. Tale operazione consiste nel confrontare l'impegno richiesto, in termini di spostamento, dal sisma di progetto con la capacità disponibile della struttura, in corrispondenza del raggiungimento degli stati limite considerati. I dettagli relativi al calcolo della capacità e della domanda di spostamento sono riportati nel capitolo "criteri di verifica".

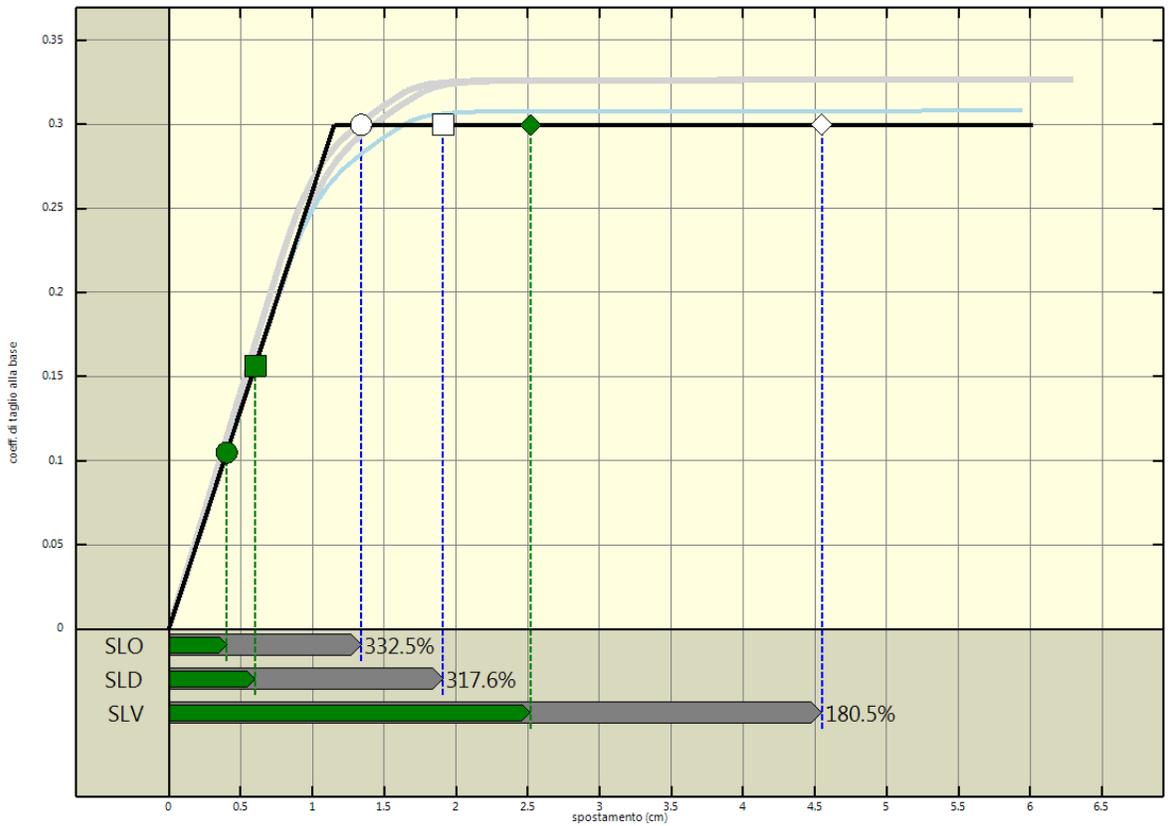
Nelle figure seguenti vengono riportate, per ciascuna analisi, la curva di *push-over* del sistema reale, quella del sistema ridotto e la bilatera equivalente.

Sono inoltre riportati graficamente, per ciascuno degli stati limite, il confronto - in termini di spostamento - tra capacità e richiesta. Vicino a ognuna di tali linee è riportato un simbolo grafico per indicare a quale stato limite si riferisce. Tale simbolo è di colore grigio in corrispondenza della capacità, di colore verde in corrispondenza della richiesta (se questa è inferiore alla capacità), di colore rosso in corrispondenza della richiesta (se questa è oltre la capacità).

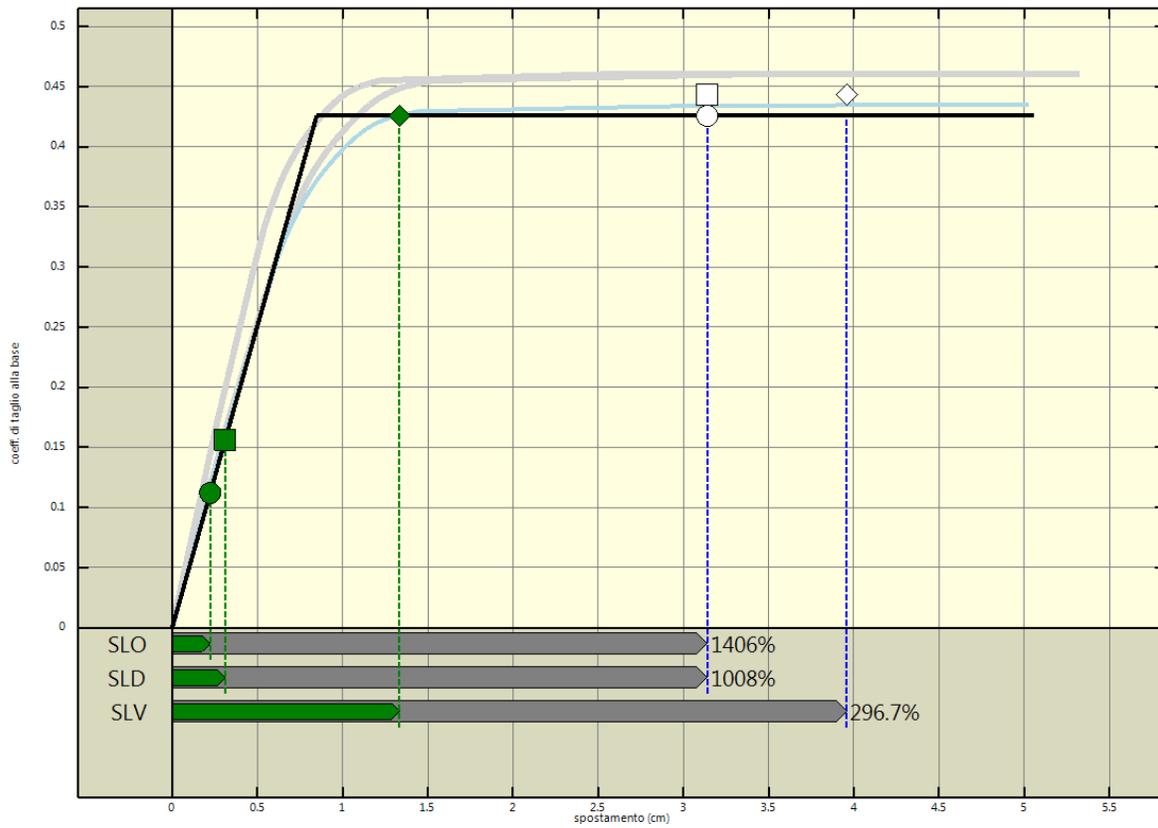
L'analisi della risposta sismica globale può essere effettuata con uno dei metodi di cui al par. 7.3 delle NTC, con le precisazioni e restrizioni indicate al par. 7.8.1.5. In particolare, per le costruzioni esistenti è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente della percentuale di massa partecipante sul primo modo (cfr. C8.7.1.4).



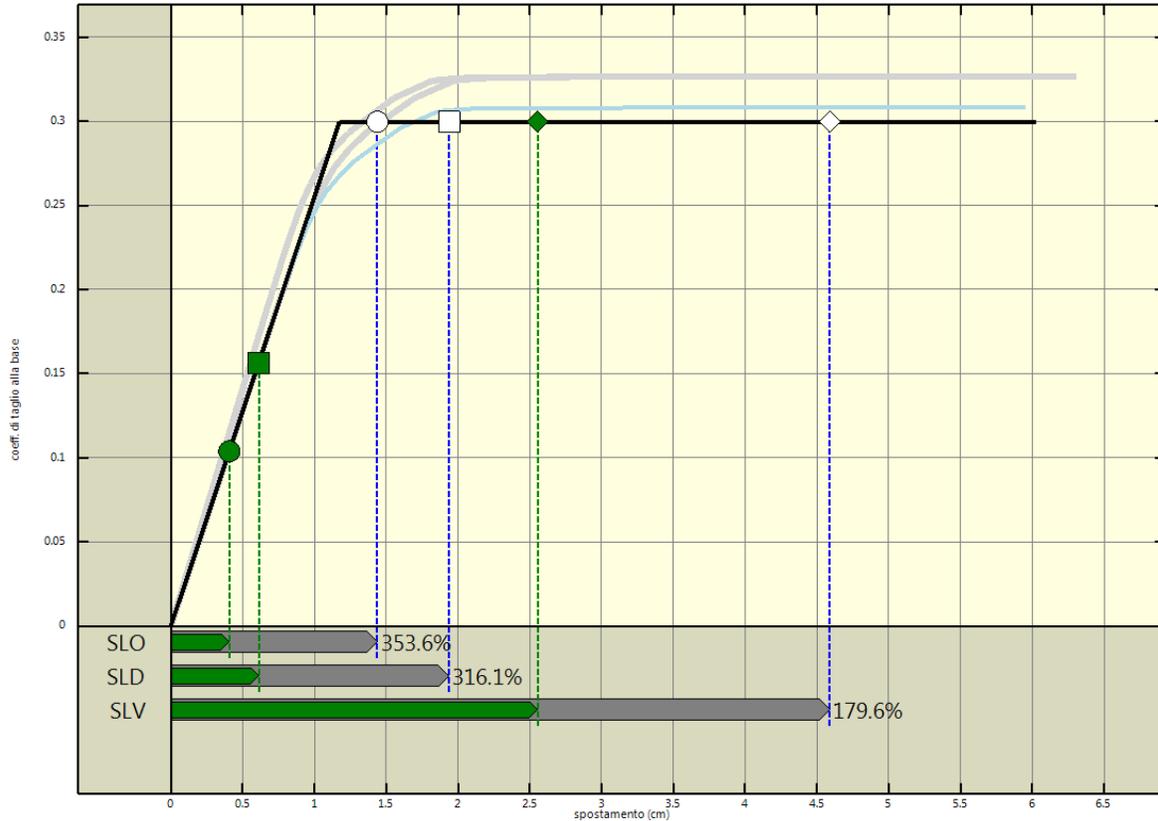
Analisi pushover "Pushover +X Massa + e" : stima della vulnerabilita' sismica.



Analisi pushover "Pushover +Y Massa + e" : stima della vulnerabilita' sismica.



Analisi pushover "Pushover +X Triang + e" : stima della vulnerabilita' sismica.



Analisi pushover "Pushover +Y Triang + e" : stima della vulnerabilita' sismica.

## 11.2 Riepilogo dei risultati e definizione del coefficiente di sicurezza della struttura

Nelle tabelle che seguono viene riportato un riepilogo dei risultati delle stime di vulnerabilità con riferimento ai passaggi fondamentali:

Determinazione del sistema ridotto

Analisi	Sistema reale			$\Gamma$	Sistema ridotto		
	m	$C_{b,max}$	$\delta_u$		m	$C_{b,max}$	$\delta_u$
	kNs <sup>2</sup> /cm		cm		kNs <sup>2</sup> /cm		cm
Pushover +X Massa + e	4.58	0.49	9.92	1.06	4.44	0.43	9.36
Pushover +Y Massa + e	4.58	0.33	9.59	1.06	4.44	0.30	9.05
Pushover +X Triang + e	4.58	0.46	9.90	1.06	4.44	0.43	9.34
Pushover +Y Triang + e	4.58	0.33	9.52	1.06	4.44	0.30	8.98

Legenda:

- $m$  : massa sismica
- $C_{b \max}$  : coefficiente di taglio alla base massimo
- $\delta_u$  : spostamento massimo
- $\Gamma$  : fattore di partecipazione

### Determinazione del sistema bilineare equivalente

Analisi	$K^*$	$T^*$	$F^*_y$	$\delta_y$	$\delta^*_u$	$\mu^*$
	kN/m	s	kN	cm	cm	
Pushover +X Massa + e	232152.50	0.27	1936.41	0.83	4.20	5.03
Pushover +Y Massa + e	116764.20	0.39	1344.81	1.15	6.02	5.23
Pushover +X Triang + e	225338.10	0.28	1910.64	0.85	5.06	5.97
Pushover +Y Triang + e	114532.50	0.39	1345.55	1.17	6.03	5.13

Legenda:

- $K^*$  : rigidezza elastica
- $T^*$  : periodo del sistema
- $F^*_y$  : forza di snervamento
- $\delta^*_y$  : spostamento di snervamento
- $\delta^*_u$  : spostamento ultimo
- $\mu^*$  : duttilità ultima del sistema

### Stima di vulnerabilità

Analisi	Stato limite	Richiesta						Capacita'	$\alpha$
		PGA/g	S	$q^*$	$d^*_{e, \max}$	$d^*_{\max}$	$d_{\max}$	$d_{SL}$	
Pushover +X Massa + e	SLO	0.04	1.20	0.26	0.22	0.22	0.23	1.95	8.50
Pushover +X Massa + e	SLD	0.05	1.20	0.36	0.30	0.30	0.32	2.35	7.35
Pushover +X Massa + e	SLV	0.20	1.20	1.27	1.06	1.29	1.37	3.48	2.55
Pushover +Y Massa + e	SLO	0.04	1.20	1.00	0.40	0.40	0.43	1.42	3.33
Pushover +Y Massa + e	SLD	0.05	1.20	0.52	0.60	0.60	0.64	2.02	3.18
Pushover +Y Massa + e	SLV	0.20	1.20	1.83	2.11	2.52	2.67	4.82	1.81
Pushover +X Triang + e	SLO	0.04	1.20	0.26	0.22	0.22	0.24	3.33	14.06
Pushover +X Triang + e	SLD	0.05	1.20	0.37	0.31	0.31	0.33	3.33	10.08
Pushover +X Triang + e	SLV	0.20	1.20	1.29	1.09	1.33	1.41	4.19	2.97
Pushover +Y Triang + e	SLO	0.04	1.20	1.00	0.41	0.41	0.43	1.52	3.54
Pushover +Y Triang + e	SLD	0.05	1.20	0.52	0.61	0.61	0.65	2.05	3.16
Pushover +Y Triang + e	SLV	0.20	1.20	1.83	2.15	2.55	2.71	4.86	1.80

Legenda:

- PGA : accelerazione di riferimento per il sito di costruzione
- S : coefficiente suolo

- $q^*$  : fattore di struttura  
 $d_{e\_max}^*$  : massimo spostamento del sistema elastico equivalente  
 $d_{max}^*$  : massimo spostamento del sistema bilineare equivalente  
 $d_{max}$  : massimo spostamento del sistema reale (richiesta di spostamento)  
 $d_{SL}$  : capacità di spostamento del sistema reale allo stato limite considerato  
 $\alpha$  : coefficiente di sicurezza ( $d_{SL} / d_{max}$ )

### 11.3 Verifiche di sicurezza (in termini di forza)

In aggiunta alle verifiche precedenti, nel rispetto del punto 7.8.1.6 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, affinché la verifica di sicurezza risulti soddisfatta, il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare non deve superare il valore 3.

Verifiche di sicurezza

Analisi	$V_{b, agente}$	$V_{b, resistente}$	$V_{b, agente} / V_{b, resistente}$	Fattore di sicurezza
	kN	kN		
Pushover +X Massa + e	2463.15	1936.41	1.272018 < 3	2.36
Pushover +Y Massa + e	2463.15	1344.81	1.831596 < 3	1.64
Pushover +X Triang + e	2463.15	1910.64	1.289178 < 3	2.33
Pushover +Y Triang + e	2463.15	1345.55	1.830591 < 3	1.64

### 11.3 Verifiche a taglio aste in CA

Le verifiche di resistenza a taglio per le sezioni delle aste in CA sono state realizzate seguendo il criterio dell'inclinazione variabile del puntone. Nel seguito verranno riepilogate esclusivamente le verifiche a taglio per le aste in CA che presentano almeno una sezione non verificata, con riferimento ai differenti stati limite scelti dall'utente. Tutte le verifiche a taglio nelle aste risultano verificate. Per maggiori dettagli sulle singole verifiche si rimanda ai tabulati di riferimento.

## 12. INDICATORI DI RISCHIO

Nel presente paragrafo viene riportata la tabella degli indicatori di rischio, opportunamente divisa in due per comodità di lettura.

Indicatori di rischio (PGA)

Evento	PGA	PGA <sub>CLO</sub> /PGA <sub>DLO</sub>	PGA <sub>CLD</sub> /PGA <sub>DLD</sub>	PGA <sub>CLV</sub> /PGA <sub>DLV</sub>	PGA <sub>CLC</sub> /PGA <sub>DLC</sub>
	<b>g</b>				
Rotazione di snervamento in un'asta	0.047	1.226	0.876	0.234	0.165
3/4 della rotazione ultima in un'asta	0.330	8.646	6.179	1.648	1.164
Rottura a flessione in un'asta	0.374	9.787	6.994	1.865	1.318
Analisi globale della vulnerabilità sismica in termini di forza	0.328	--	--	1.638	--
- Direzione X	0.374	--	--	1.865	--
- Direzione Y	0.328	--	--	1.638	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLO)	0.127	3.325	--	--	--
- Direzione X	0.282	7.376	--	--	--
- Direzione Y	0.127	3.325	--	--	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLD)	0.168	--	3.149	--	--
- Direzione X	0.318	--	5.953	--	--
- Direzione Y	0.168	--	3.149	--	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)	0.334	--	--	1.669	--
- Direzione X	0.374	--	--	1.865	--
- Direzione Y	0.334	--	--	1.669	--

### Legenda:

Evento: evento di crisi monitorato;

PGA: accelerazione al suolo;

PGA<sub>CLO</sub>/PGA<sub>DLO</sub>: indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLO;

PGA<sub>CLD</sub>/PGA<sub>DLD</sub>: indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLD;

PGA<sub>CLV</sub>/PGA<sub>DLV</sub>: indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLV;

PGA<sub>CLC</sub>/PGA<sub>DLC</sub>: indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLC.

Indicatori di rischio (Tr)

Evento	Tr	(TR <sub>CLO</sub> /TR <sub>DLO</sub> ) <sup>a</sup>	(TR <sub>CLD</sub> /TR <sub>DLD</sub> ) <sup>a</sup>	(TR <sub>CLV</sub> /TR <sub>DLV</sub> ) <sup>a</sup>	(TR <sub>CLC</sub> /TR <sub>DLC</sub> ) <sup>a</sup>
	<b>anni</b>				
Rotazione di snervamento in un'asta	61	1.134	0.918	0.365	0.271
3/4 della rotazione ultima in un'asta	1906	4.665	3.777	1.500	1.115
Rottura a flessione in un'asta	2475	5.195	4.206	1.670	1.242
Analisi globale della vulnerabilità sismica in termini di forza	1881.84	--	--	1.492	--
- Direzione X	2475	--	--	1.492	--

Evento	Tr	$(TR_{CLO}/TR_{DLO})^a$	$(TR_{CLD}/TR_{DLD})^a$	$(TR_{CLV}/TR_{DLV})^a$	$(TR_{CLC}/TR_{DLC})^a$
	<b>anni</b>				
- Direzione Y	1881.84	--	--	1.492	--
Analisi globale della vulnerabilita' sismica (SLO)	303.822	2.191	--	--	--
- Direzione X	1363.78	4.065	--	--	--
- Direzione Y	303.822	2.191	--	--	--
Analisi globale della vulnerabilita' sismica (SLD)	495.965	--	2.171	--	--
- Direzione X	1761.98	--	3.657	--	--
- Direzione Y	495.965	--	2.171	--	--
Analisi globale della vulnerabilita' sismica (SLV)	1958.07	--	--	1.516	--
- Direzione X	2475	--	--	1.670	--
- Direzione Y	1958.07	--	--	1.516	--

**Legenda:**

Evento: evento di crisi monitorato;

Tr: periodo di ritorno

$(TR_{CLO}/TR_{DLO})^a$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLO;

$(TR_{CLD}/TR_{DLD})^a$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLD;

$(TR_{CLV}/TR_{DLV})^a$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLV;

$(TR_{CLC}/TR_{DLC})^a$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLC.

### **13. CONCLUSIONI**

E' stata condotto uno studio approfondito della struttura oggetto della presente relazione. Nell'ambito di questo studio è stato effettuato un progetto di adeguamento sismico completo, basato sui risultati della verifica sismica dello stato di fatto.

L'intervento previsto nella presente progettazione è basato sull'applicazione di tessuti in FRP disposti in avvolgimento in tutte le sezioni (avvolgimento completo nei pilastri e a U nelle travi). Tale tipologia di intervento garantisce regolarità strutturale, così come avviene nel caso della struttura non rinforzata. Un secondo vantaggio è quello di conferire mediante il confinamento delle sezioni maggiore resistenza e duttilità. Infine sopperisce al deficit di resistenza a taglio delle sezioni che presentavano staffatura insufficiente.

A seguito del progetto è stato colmato il gap in termini di deficit della verifica globale agli spostamenti. In particolare il coefficiente di sicurezza minimo adesso è pari a 1.8.

Anche il deficit delle sezioni rispetto al comportamento a taglio, dovuto a una staffatura insufficiente, è stato colmato mediante l'applicazione di tessuti in FRP.

Pertanto tutte le verifiche risultano correttamente soddisfatte.