

COMUNE DI SCICLI

LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI RAGUSA

SETTORE LAVORI PUBBLICI E RIQUALIFICAZIONE E VALORIZZAZIONE DEL PATRIMONIO E DELLE INFRASTRUTTURE



Oggetto:

PON 2014/2020, FONDO EUROPEO DI SVILUPPO REGIONALE (FESR), ASSE II, OBIETTIVO SPECIFICO 10.7, AZIONE 10.7.1 - AVVISO PUBBLICO MIUR PER LA PRESENTAZIONE DI PROPOSTE PROGETTUALI PER LA REALIZZAZIONE DI INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA E RIQUALIFICAZIONE DEGLI EDIFICI PUBBLICI ADIBITI AD USO SCOLASTICO.

PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO E DIAGNOSI SISMICA ED ENERGETICA DELL'EDIFICIO APPARTENENTE ALL'ISTITUTO COMPRENSIVO "GIOVANNI D'ANTONI" SCUOLA MEDIA "LIPPARINI"-MICCIGGIE' IN PIAZZA ITALIA, SCICLI

1° STRALCIO FUNZIONALE

Ditta:

Comune di Scicli



UNIONE EUROPEA

FONDI
STRUTTURALI
EUROPEI

pon
2014-2020

PER LA SCUOLA - COMPETENZE E AMBIENTI PER L'APPRENDIMENTO-FESR



Ministero dell'Istruzione, dell'Università e della Ricerca
Dipartimento per la Programmazione
Direzione Generale per interventi in materia di edilizia scolastica, per la gestione dei fondi strutturali per l'istruzione e per l'innovazione digitale
Ufficio IV

MIUR

Oggetto: TABULATO DI CALCOLO STATO DI FATTO

Scala:

I Progettisti:

Arch. Gaetano Manganello

Arch. Carmelo Tumino

Data:

15 Gennaio 2018

TAV. n.

S06

I collaboratori:

- Progetto architettonico: arch. Simona Tumino, arch. Federica La Terra
- Progetto strutturale: Ing. Giorgio Linguanti, Ing. Gianluca Iacono
- Progetto impiantistica: Ing. Giuseppe Frullo
- Indagini geologiche: geologo dott. Massimo Petralia
- Indagini sismiche: betonisti Ing. Gaetano Fidele
- Render: Marco Garli, Vincenzo Bruni
- Computo metrico: geom. Fernando Cutuli



ARCHITREND ARCHITECTURE

Gaetano Manganello Carmelo Tumino architetti

Internet: www.architrend.it

Via Padre G. Tumino, 23 RAGUSA

E-mail: studio@architrend.it

Tel-Fax: 0932 602201



RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. Premessa
2. Normative di riferimento
3. Descrizione generale dell'opera
4. Materiali
5. Azioni di progetto
 - 5.1 Azioni antropiche
 - 5.2 Azioni naturali
 - 5.2.1 Azione sismica
 - 5.2.2 Azione del vento
 - 5.2.3 Spinta delle terre
 - 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
 - 7.5 Analisi Multi-Modale
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

9.5 Analisi Modale

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 c.a.

12. Verifiche dei meccanismi locali di collasso

12.1 Individuazione delle fasce murarie

12.2 Generazione dei cinematismi di collasso

12.3 Analisi dei cinematismi di collasso

12.4 Verifiche dei cinematismi di collasso

12.4.1 Riepilogo delle verifiche effettuate

12. Indicatori di rischio

1. PREMESSA

La presente relazione illustra i calcoli di verifica della vulnerabilità sismica eseguiti per l'immobile denominato LIPPARINI_SF sito in nel comune di .

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.

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*[®] 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 info@grupposismica.it
Distributore	OmniaTest s.r.l. Via Nina da Messina 18, 98121 Messina Tel: 090-346309 info@omniatest.it
Versione	3.1(T2) 08-mar-17 step 01
Titolare licenza	Ing. Gianluca Iacono_01
Numero di licenza	000653
Documento di validazione scientifica	Scaricabile dal sito www.3dmacro.it

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 4 elevazioni e dimensione in pianta di circa 0.00 m per 0.00 m. La struttura risulta isolata poiché non è 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	Località	Coordinate geografiche		ag (10% in 50 anni)
		Latitudine	Longitudine	
-	-	36° 47' 32" N	14° 42' 23" E	0.14

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 _{pendio}	H _{edificio}	St
B	T1	-	-	1.00

Smorzamento

ξ	μ
%	
5.00	1.00

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 di nuova realizzazione

Materiale	Nome	Commento	Coefficienti di sicurezza parziali	E	G	W
				MPa	MPa	kN/m ³
Muratura	Muratura1	Materiale muratura	$\gamma_m = 2 - \gamma_{Rd} = 1.2$	4100.00	1640.00	18.00
Calcestruzzo	C25_30	Materiale calcestruzzo	$\gamma_{fc} = 1.5 - \gamma_{fct} = 0$	31447.20	13103.00	25.00
Acciaio per carpenteria	Acciaio_S_275	Materiale acciaio	$\gamma_s = 1.05$	210000.00	87500.00	78.50
Acciaio per c.a.	AcciaioCA_B_450_C	Materiale acciaio	$\gamma_s = 1.15$	210000.00	87500.00	78.50

Materiali esistenti

Materiale	Nome	Commento	LC	E	G	W
				MPa	MPa	kN/m ³
Calcestruzzo	STR_ESISTENTE	Materiale calcestruzzo	2	24436.80	10182.00	25.00
Acciaio per c.a.	AcciaioCA1_ESISTENTE	Materiale acciaio	2	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;
- η : 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

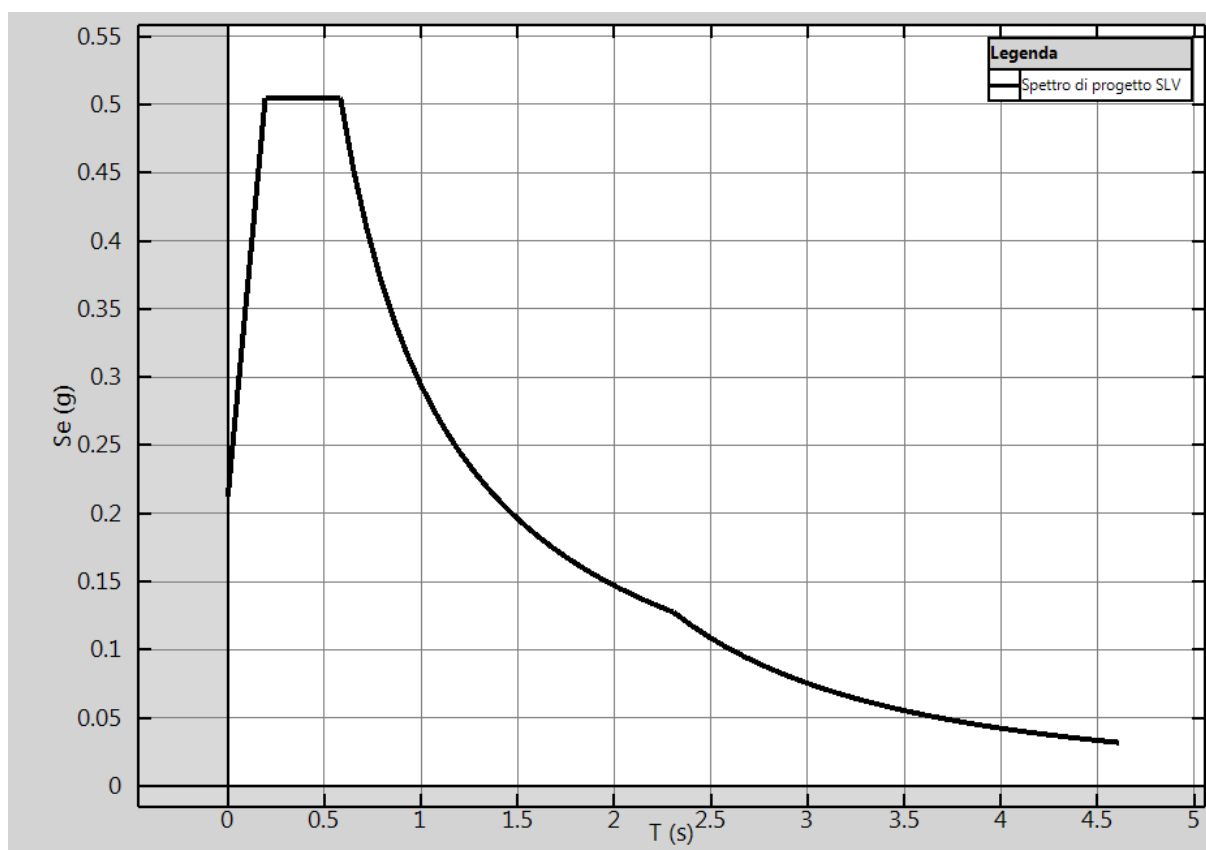
Stato limite	T_r	microzonazione			η	S	T_B	T_C	T_D
		a_g/g	F_0^*	T_C^*					
				s			s	s	s
SLO	45.16	0.04	2.52	0.24	1.00	1.20	0.12	0.35	1.74
SLD	75.43	0.05	2.55	0.27	1.00	1.20	0.13	0.39	1.79
SLV	711.84	0.18	2.38	0.45	1.00	1.20	0.19	0.58	2.31

Stato limite	T_r	microzonazione			η	S	T_B	T_C	T_D
		a_g/g	F_0^*	T_C^*					
				s			s	s	s
SLC	1462.18	0.25	2.43	0.50	1.00	1.16	0.21	0.63	2.60

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

Spettri di progetto

$T < T_B$	$T_B < T < T_C$	$T_C < T < T_D$	$T > T_D$
$S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left[\frac{T}{T_s} + \frac{1}{\eta \cdot F_s} \left(1 - \frac{T}{T_s} \right) \right]$	$S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$	$S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \frac{T_C}{T}$	$S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \frac{T_C T_D}{T^2}$



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	

Nome	Tipo	Favorevole	Sfavorevole	Principale
Variabili	Carico variabile		X	X
Concentrati	Carico concentrato		X	
Vento	Vento		X	X
Spinta delle terre			X	
Spostamenti			X	

5.2.2 Azione del vento

Nel seguito vengono proposte le tabelle riassuntive dei parametri necessari per la definizione della pressione del vento, nel rispetto della normativa vigente.

Categoria di esposizione

Zona	Classe di rugosità	Distanza dalla costa	Altitudine	Categoria
		km	m	
1	D	100.00	100.00	II

Pressione cinetica di riferimento

Vb0	Tr	α_r	Vb	qb
m/s			m/s	N/m
25.00	50.00	1.00	0.00	0.00

Pressione del vento

Quote	ce	Pressione del vento
m		N/m ²
13.60	0.00	0.00

5.2.3 Spinta delle terre

Nel seguito viene riportata la tabella riassuntiva dei parametri necessari per la definizione della spinta dei terrapieni sui maschi murari.

Spinta delle terre

Nome	Peso specifico	ϕ	Quota base terrapieno	Quota sommità terrapieno	Quota falda	Sovraccarico
	Ns ² /m ⁴		m	m	m	N/m ²
SpintaTerra1	1700000.00	20.00	0.00	2.00	1.00	Non ancora implementata

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.

$$C_u = E_d + \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(j)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_i^{(j)} \cdot \psi_2^{(j)}$$

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 ≤ 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 ≤ 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

$$C_u = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(j)} \cdot \gamma_G^{(j)} + Q_1^{(j)} \cdot \gamma_Q^{(j)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_i^{(j)} \cdot \gamma_Q^{(j)} \cdot \psi_0^{(j)}$$

- Combinazioni Stati Limite di Esercizio

Combinazione rara

$$C_r = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(j)} + Q_1^{(j)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_i^{(j)} \cdot \psi_0^{(j)}$$

Combinazione frequente

$$C_f = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(j)} + Q_1^{(j)} \cdot \psi_1^{(j)} + \sum_{i=2}^{NQ} Q_i^{(j)} \cdot \psi_2^{(j)}$$

Combinazione quasi permanente

$$C_p = \sum_{i=1}^{NG} G_i^{(j)} + \sum_{i=1}^{NQ} Q_i^{(j)} \cdot \psi_2^{(j)}$$

dove :

G_k : valore caratteristico dei carichi permanenti

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

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

ψ_0 : *valore raro* - P. superamento < 10%
 ψ_1 : *valore frequente* - P. superamento > 10%
 ψ_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	ψ_0	ψ_1	ψ_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 ≤ 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 ≤ 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	γ
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	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
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	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLE Frequente (SLE - Frequente)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanenti Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Permanententi Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanententi Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLE Quasi Permanente (SLE - Quasi Permanente)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanententi Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanententi Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	----
Permanententi Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	----
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	----
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	----
Vento	1.00	-	Sfavorevole	----
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	----

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLU # 04-000 (SLU)				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanententi Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanententi Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Permanententi Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	1.50
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Vento	1.00	-	Sfavorevole	1.50
Spinta delle terre	1.00	-	Sfavorevole	1.50

Condizioni	Moltiplicatore	Principale	Favorevole - Sfavorevole	γ
Analisi: Statica SLU.GEO # 04-000 ()				
Gravity	1.00	-	Sfavorevole	1.00
Permanententi Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.00
Permanententi Non Strutturali	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Permanententi Non Strutturali CD	1.00	-	Sfavorevole	1.00
Variabili	1.00	X	Sfavorevole	1.30
Concentrati	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Vento	1.00	-	Sfavorevole	1.30
Spinta delle terre	1.00	-	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.

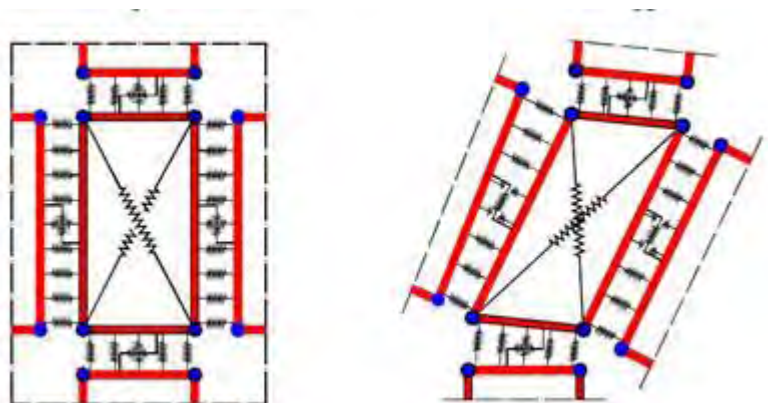
Tale modello può essere collocato nell'ambito dei cosiddetti macro-modelli essendo basato su una modellazione meccanica equivalente di una porzione finita di muratura concepita con l'obiettivo di cogliere i meccanismi di collasso nel piano tipici dei fabbricati murari.

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.

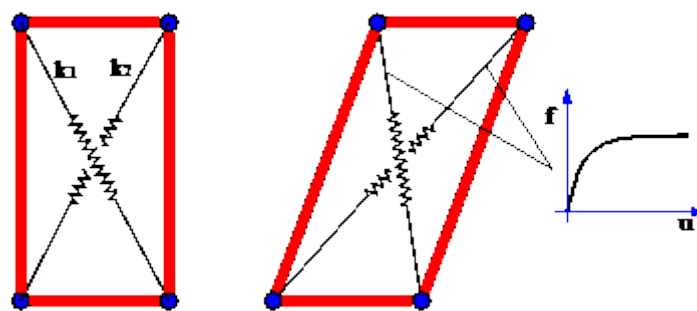
6.1 Pannelli e pareti murarie

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.



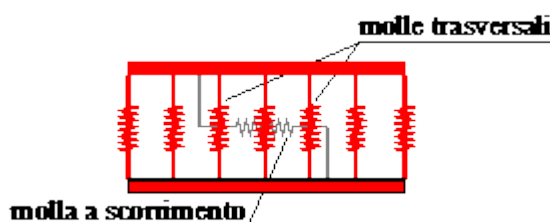
Interazione tra un pannello e gli elementi limitrofi mediante letti di molle.

Pertanto il modello si può 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.

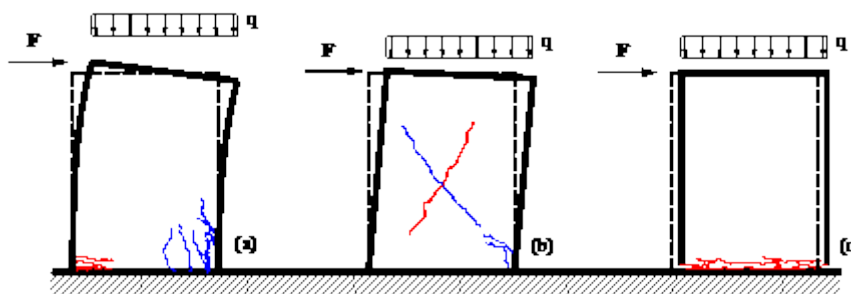
Le molle diagonali dell'elemento pannello hanno il compito di simulare la deformabilità a taglio della muratura rappresentata. Nelle molle poste in corrispondenza delle interfacce è concentrata la deformabilità assiale e flessionale di una porzione di muratura corrispondente a due pannelli contigui.

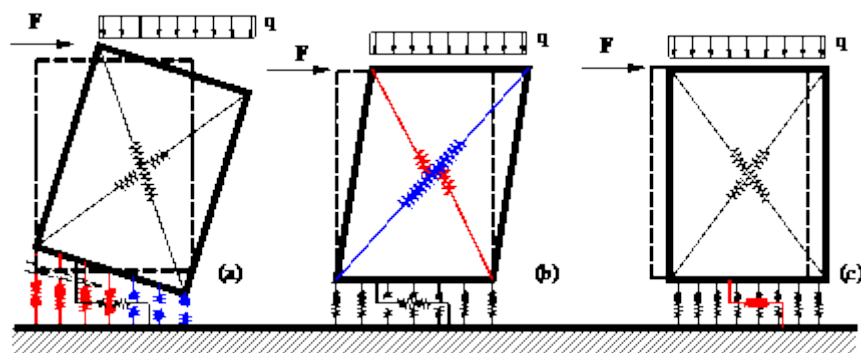


Elemento di interfaccia.

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.

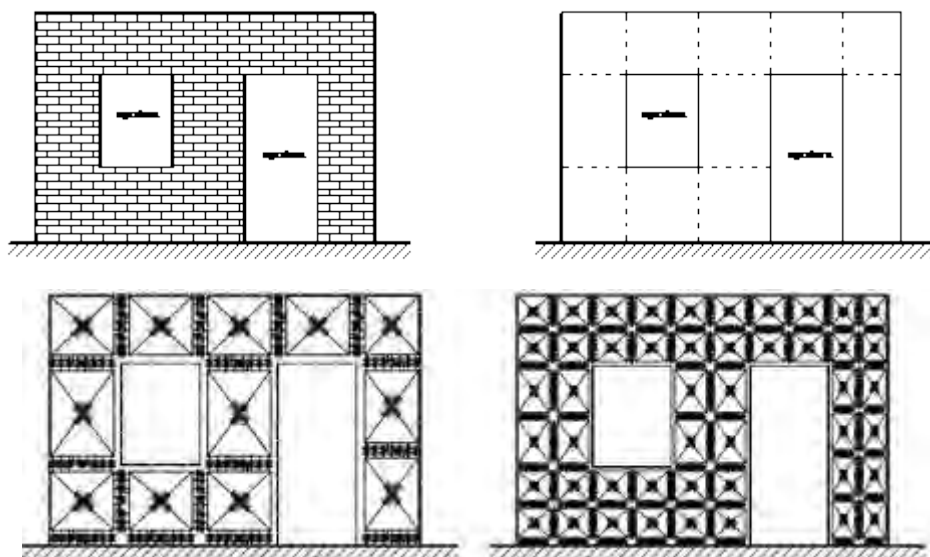
Come già accennato il modello consente di simulare, in modo distinto, tutti i principali meccanismi di collasso nel piano della muratura. In particolare le molle diagonali del pannello simulano il meccanismo di rottura a taglio per fessurazione diagonale, le molle trasversali delle interfacce simulano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

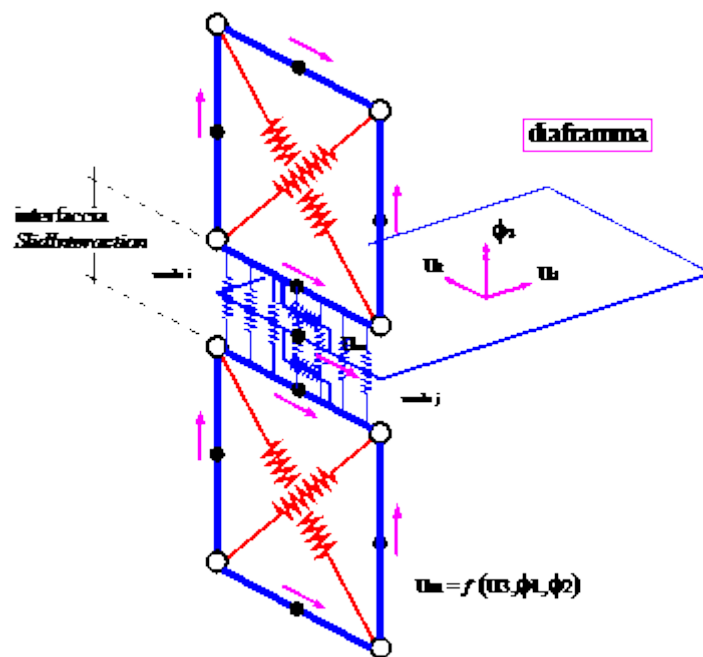
Come accennato all'inizio del paragrafo, ciascuna parete agisce unicamente nel proprio piano. Il comportamento 3D viene ottenuto mediante l'interazione tra gli elementi delle pareti e degli elementi di collegamento: diaframmi e cordoli di piano. I particolari di tali interazioni vengono illustrati nel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

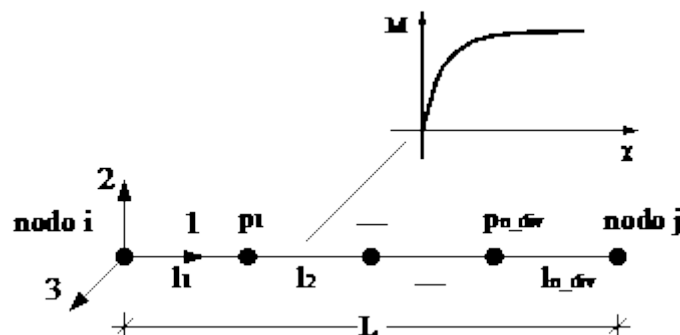
6.3 Interazione tra le pareti e cordoli o architravi

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:

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);

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.

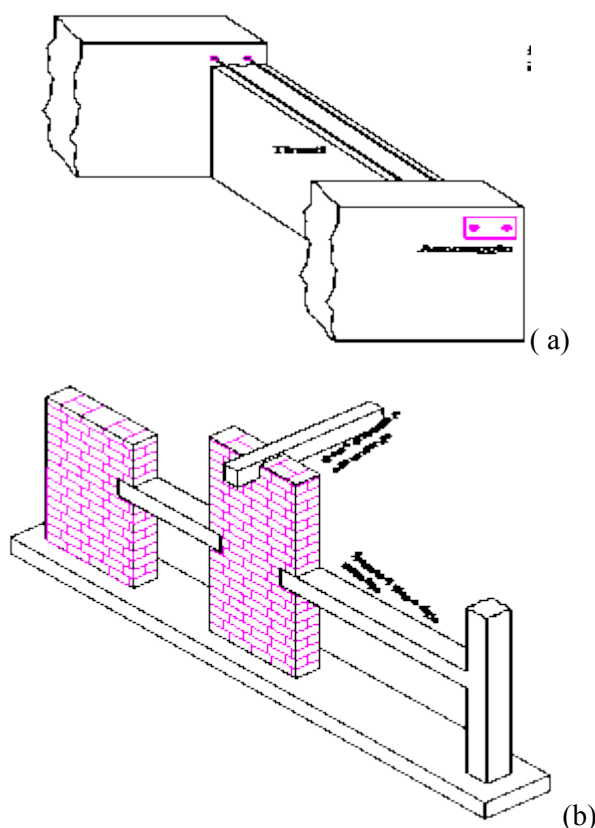


Schema meccanico elemento asta

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.

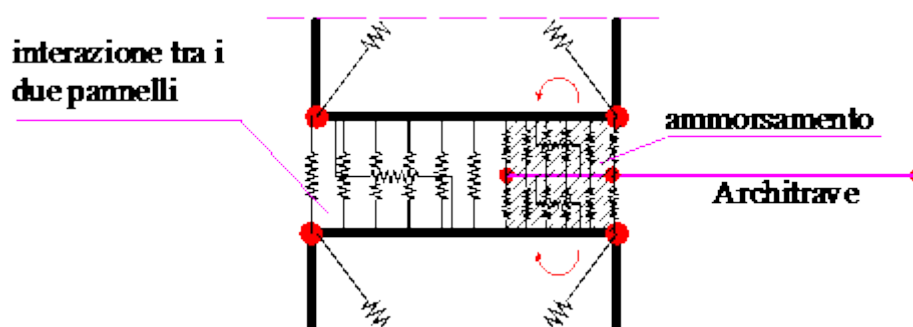


Esempi di frame non completamente inglobati nella muratura ma interagenti con essa: (a) inserimento di tiranti; (b) telai in c.a. collaboranti con la struttura muraria.

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.

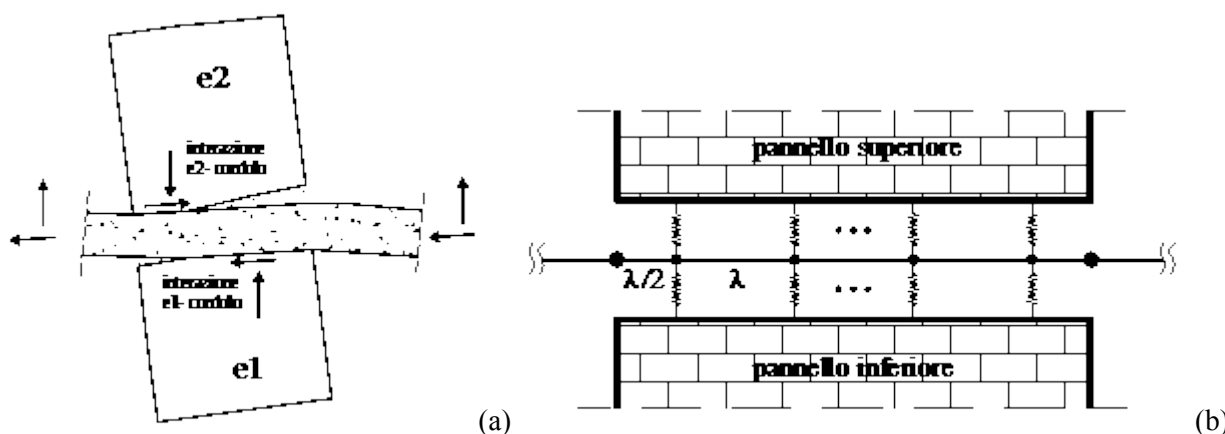
L'accoppiamento tra un frame e la muratura può avvenire per interposizione di molle non lineari che simulano la zona di ammorsamento. In tal caso il grado di vincolo dipende dalla lunghezza della parte di elemento a contatto e varia durante l'evolversi dell'analisi.

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.

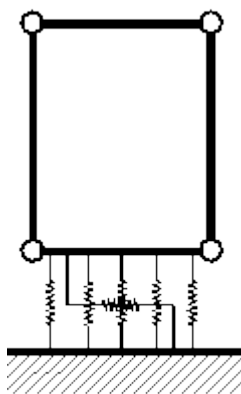


Schematizzazione dell'interazione tra due pannelli e un frame intermedio: comportamento reale (a) e modellazione (b).

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 rigidezza delle molle trasversali viene tarata in modo da considerare la deformabilità della muratura e quella del terreno (terreno elastico alla Winkler).



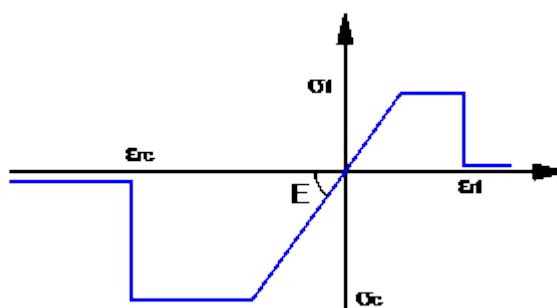
Interfaccia pannello - suolo

6.5 Legami costitutivi

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

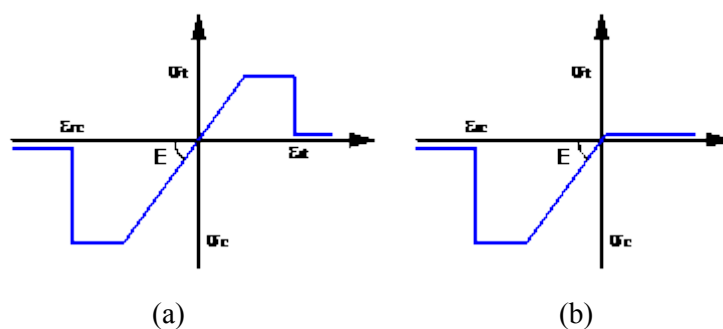
Il comportamento assiale flessionale della muratura, concentrato nelle molle trasversali di interfaccia, è di tipo elastico perfettamente plastico con limitazioni negli spostamenti sia a trazione che a compressione. Esso viene assegnato dall'utente attraverso i seguenti parametri:

- E : modulo di deformabilità normale;
- σ_t : resistenza a trazione;
- σ_c : resistenza a compressione;
- ε_t : deformazione ultima a trazione;
- ε_c : 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.



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 :

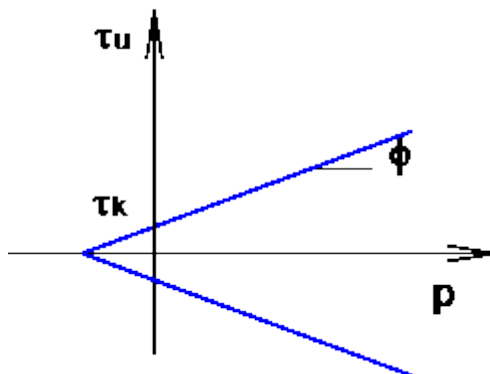
- G : modulo di deformabilità tangenziale;
- τ_k : resistenza a taglio in assenza di sforzo normale;
- ϕ : tangente dell'angolo di attrito interno;
- γ_u : scorrimento ultimo;

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 angolo di attrito interno (μ).

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.

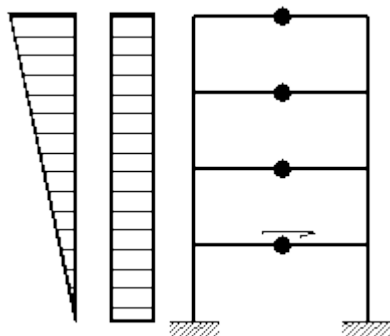
I risultati di tali analisi vengono riportati tramite appositi grafici (*curve di capacità*) che rappresenta lo spostamento di un punto rappresentativo della struttura (*punto di controllo*) in funzione del taglio alla base. Tali curve di capacità costituiscono la base per effettuare la stima di vulnerabilità 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.

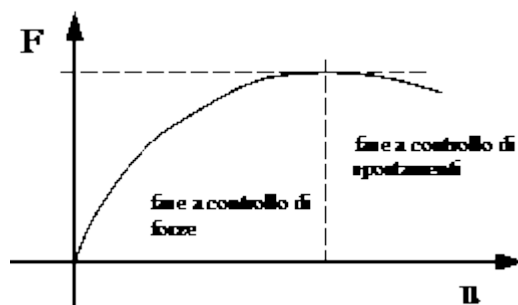
$$dF = \lambda_{sup} - F_0$$



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, ciò 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.



Fasi di carico dell'analisi push-over.

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 (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;

K la matrice corrente;

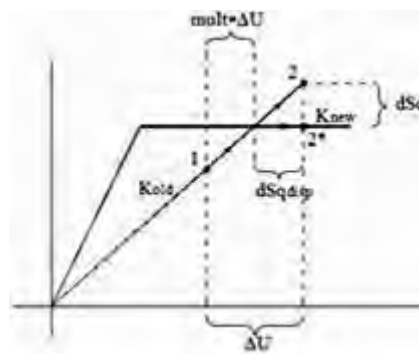
dU l'incremento di spostamenti nodali conseguenti al carico applicato.

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, ciò 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 ridistribuzione delle forze cui risulta soggetto al resto della struttura.

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

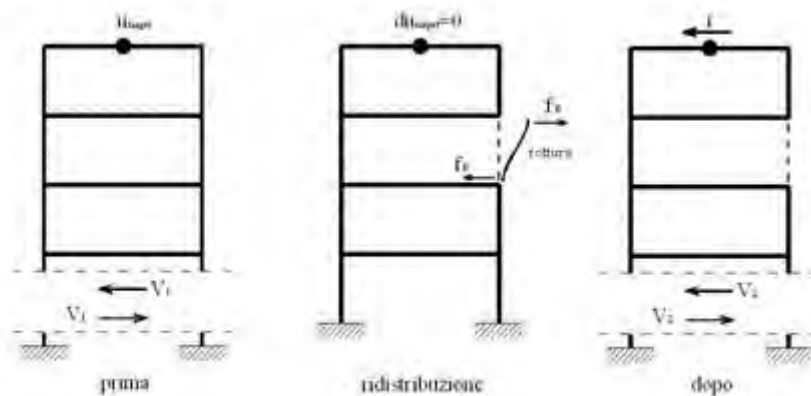
$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_R \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_R \\ r \end{bmatrix}$$

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.

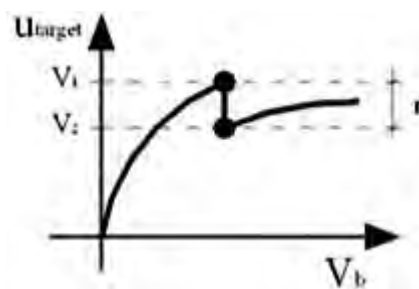
Risolvendo il sistema si ottiene:

$$\begin{cases} \mathbf{u}_R = \mathbf{K}_{11}^{-1} \cdot \mathbf{f}_R \\ \mathbf{r} = \mathbf{K}_{12}^T \cdot \mathbf{u}_R \end{cases}$$

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, Γ , 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;

ϕ : 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:

$$m^* = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i^2$$

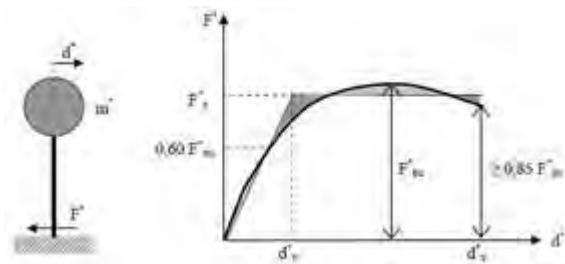
La curva del sistema ridotto viene semplificata secondo una bilatera equivalente caratterizzata da :

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}^*) può essere assunto pari al massimo spostamento di un sistema elastico equivalente ($d_{e,max}^*$). Tale parametro può 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 :

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

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

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

- 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):

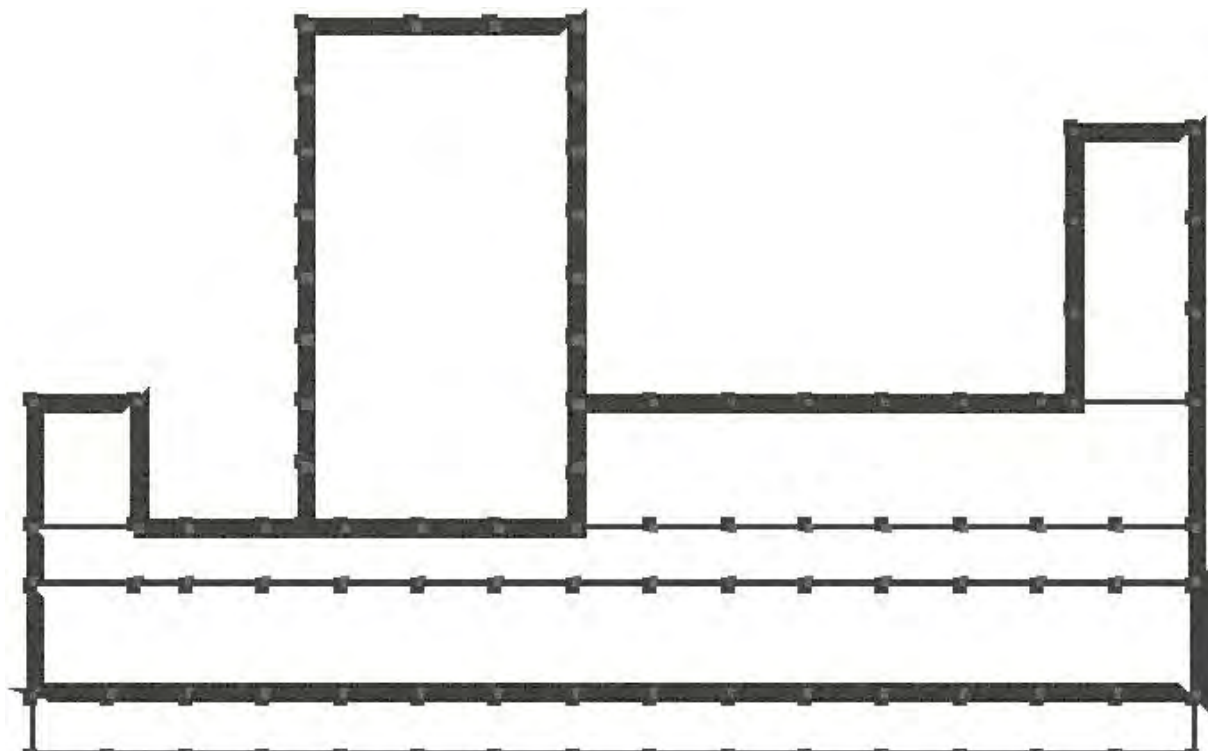
- Capacità di spostamento allo SLU (d_u): spostamento del punto di controllo corrispondente ad una riduzione della resistenza pari al 20% del massimo;

- 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.

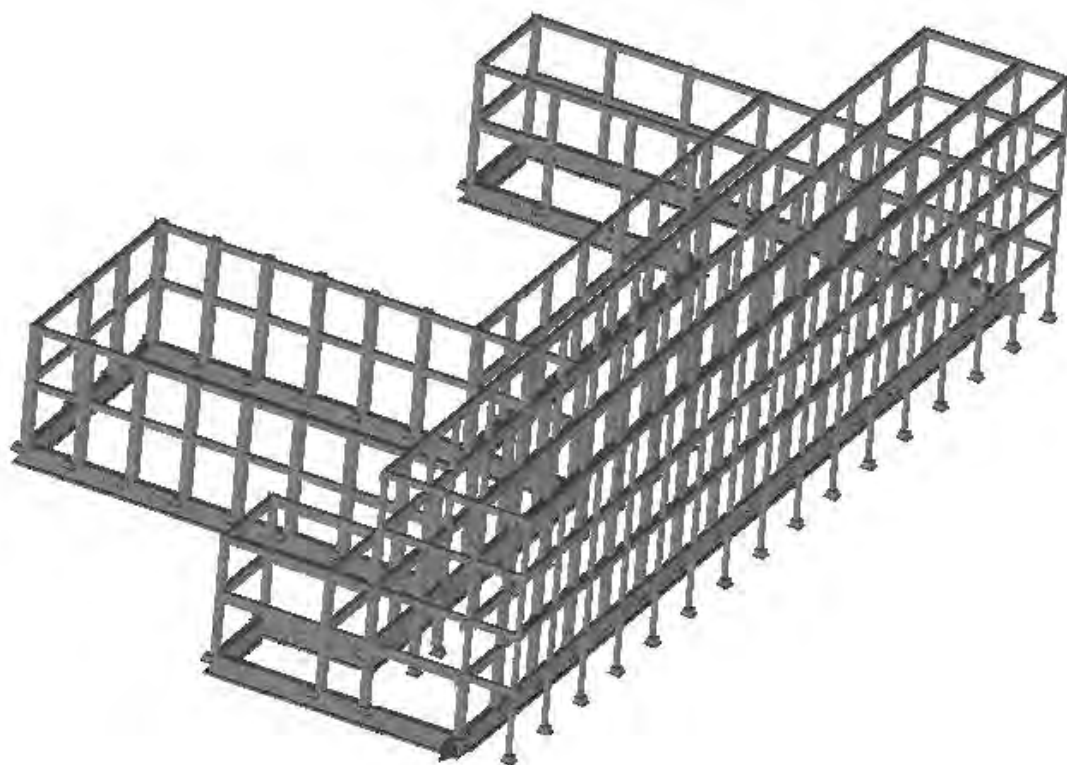
Per ciascun stato limite viene definito un coefficiente di sicurezza come il rapporto tra la capacità di spostamento e la relativa domanda.

9. DETTAGLI DI MODELLAZIONE

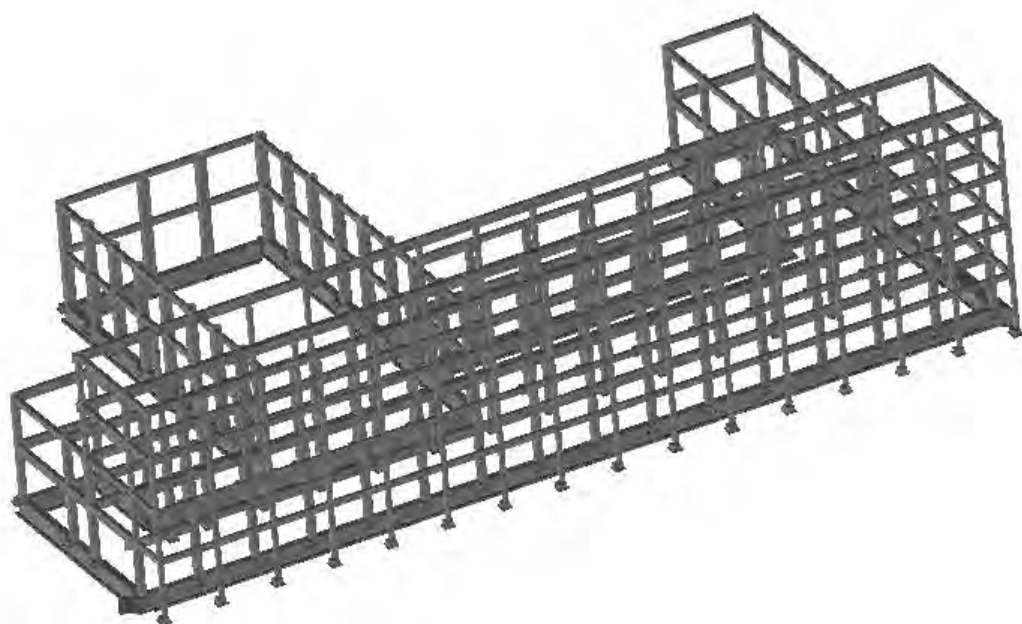
Di seguito si riportano le caratteristiche principali del modello numerico della struttura in oggetto. Tali informazioni facilitano la lettura dei risultati riportati nei capitoli successivi della presente relazione e i tabulati di calcolo allegati.



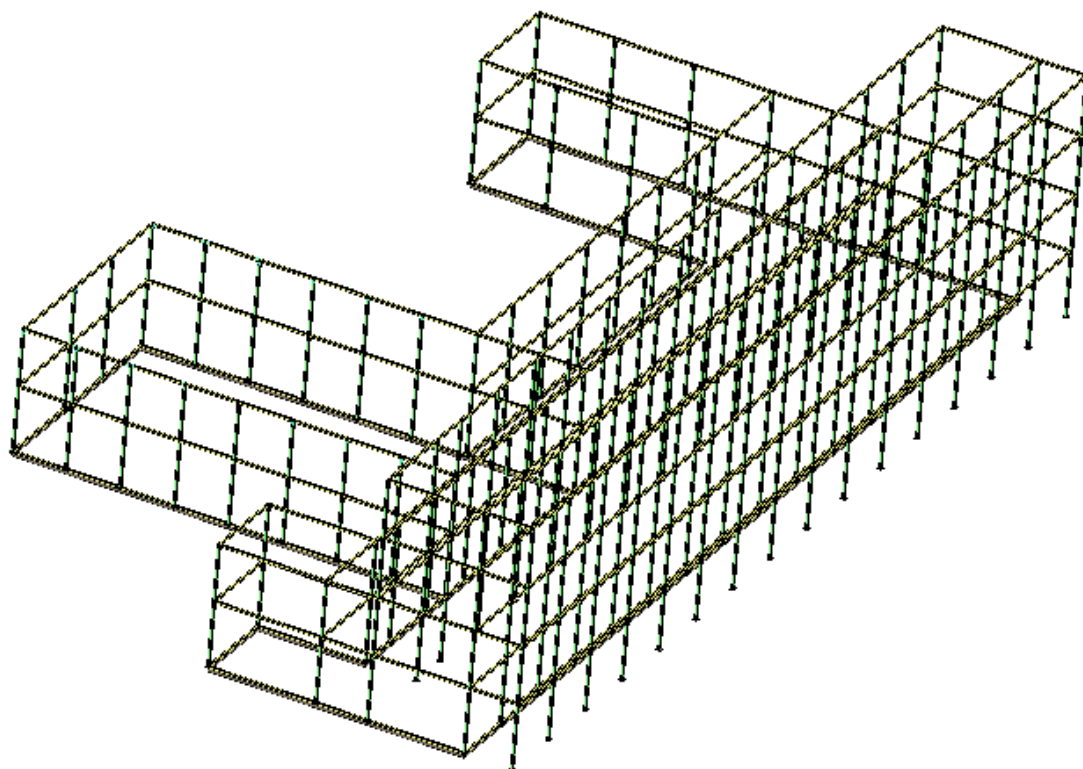
Modello 3DMacro - Vista piana.



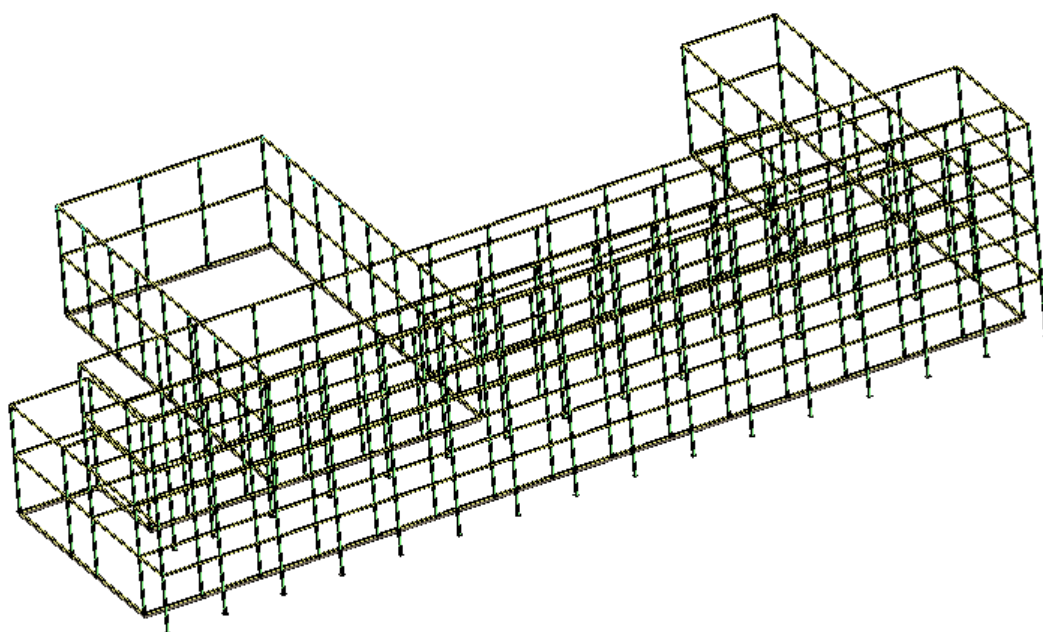
Modello 3DMacro - Vista assonometrica 1.



Modello 3DMacro - Vista assonometrica 2.



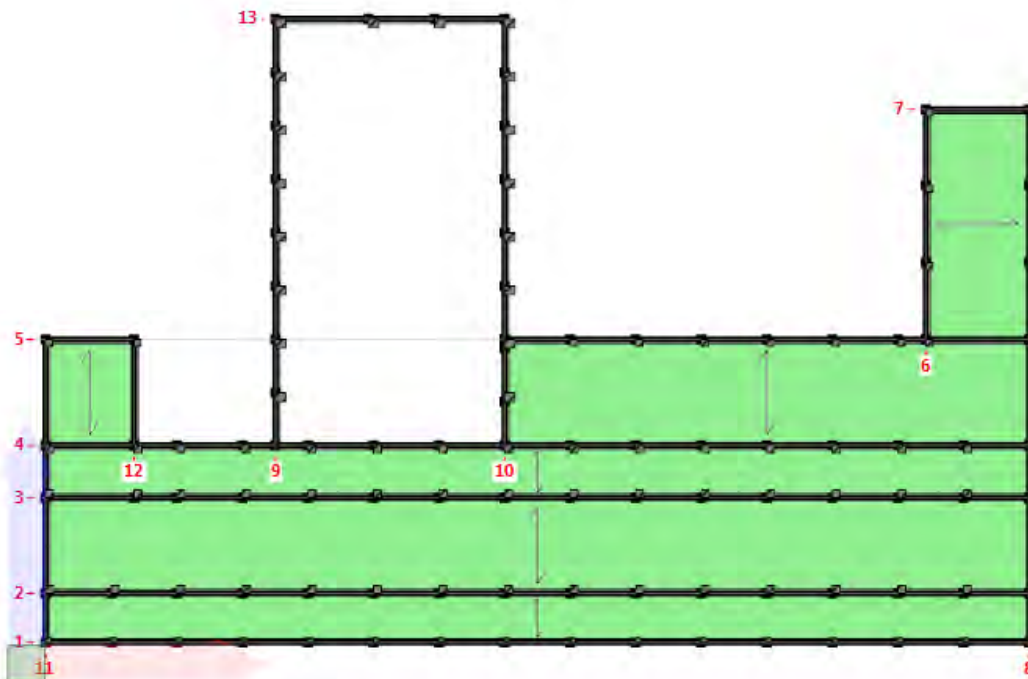
Modello 3DMacro - Vista assonometrica 1.



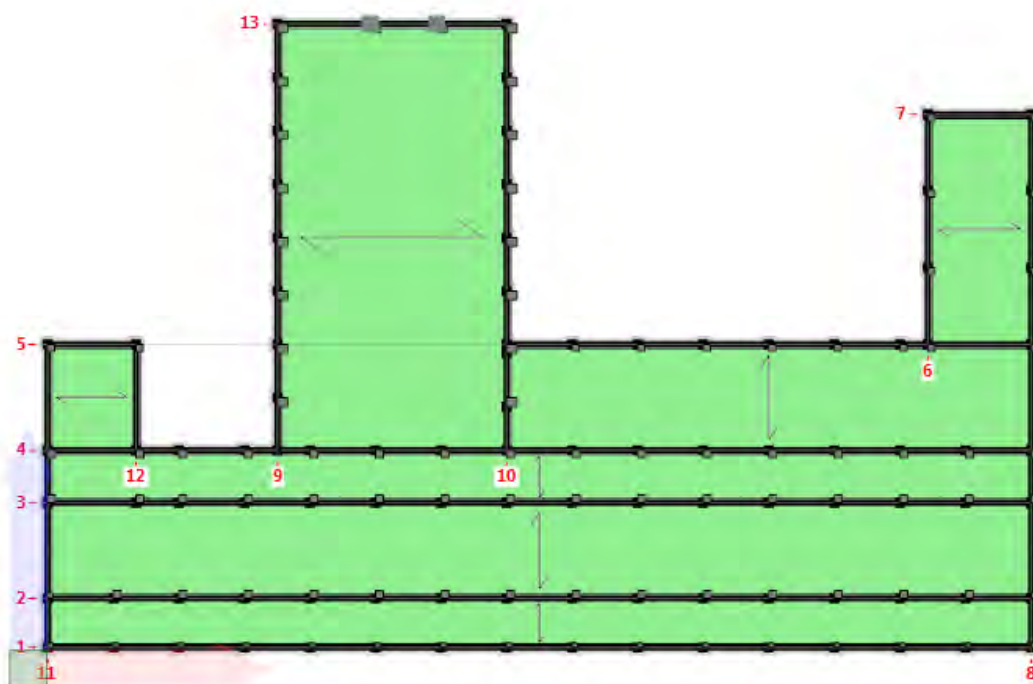
Modello 3DMacro - Vista assonometrica 2.

9.1 Schemi resistenti

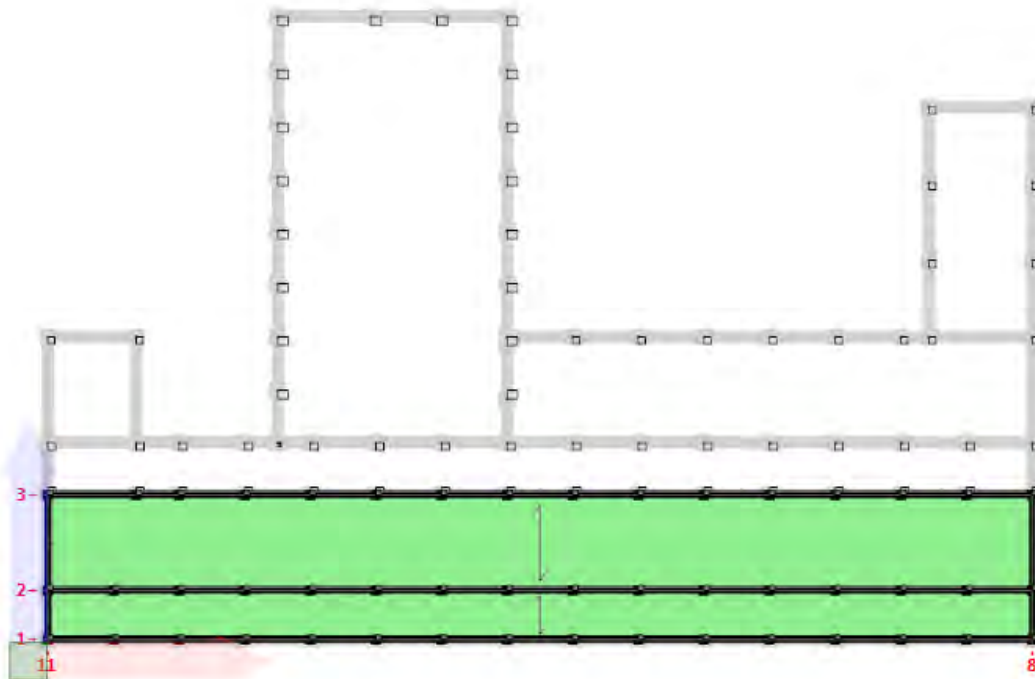
Si riportano di seguito le piante dell'edificio con l'indicazione e denominazione degli elementi resistenti (setti murari, telai).



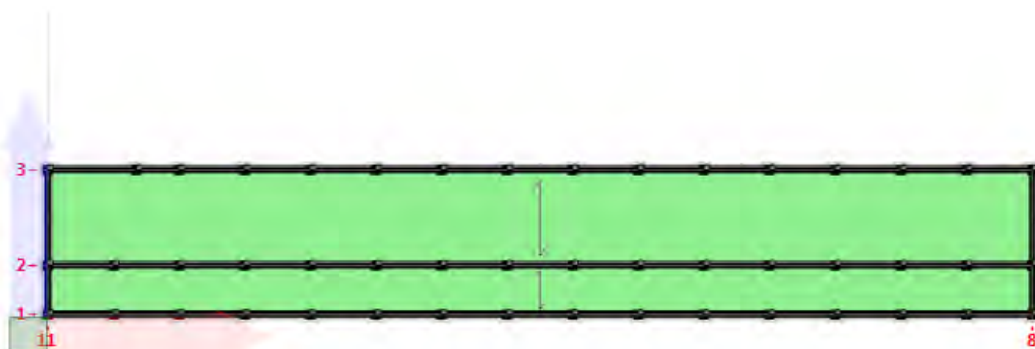
Pianta a quota 370 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti.



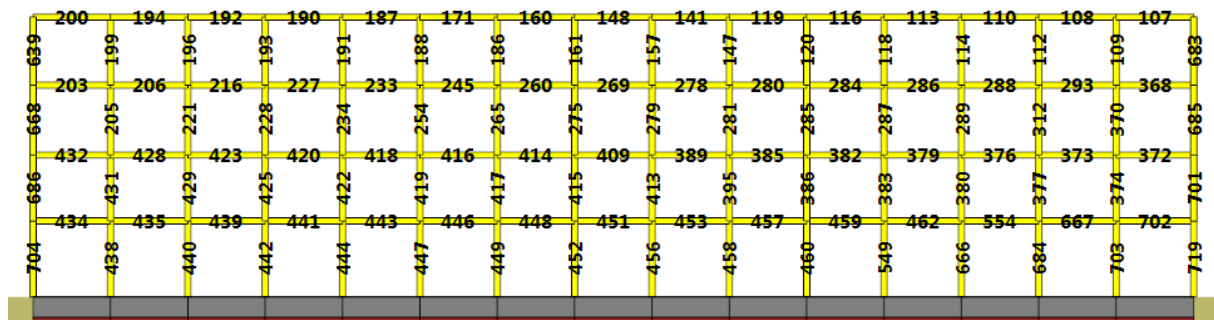
Pianta a quota 690 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti.



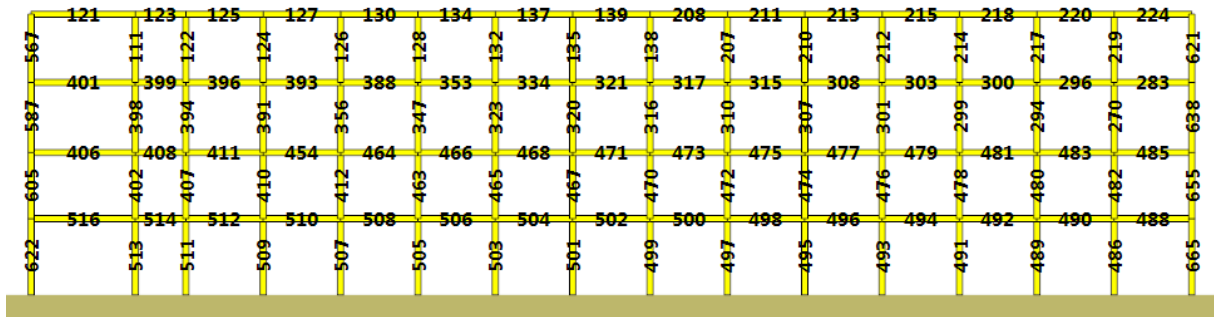
Pianta a quota 1030 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti.



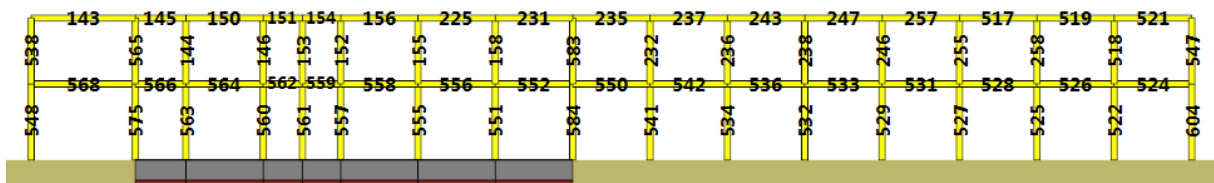
Pianta a quota 1360 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti.



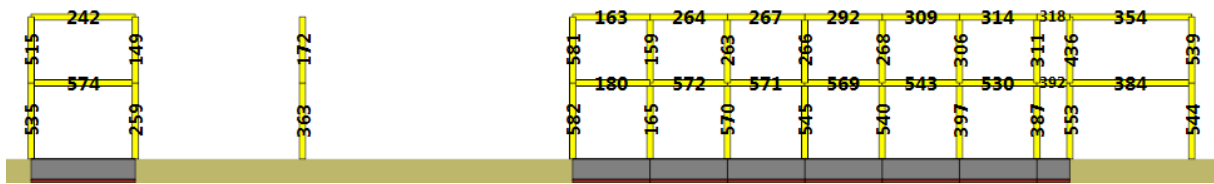
Parete 2



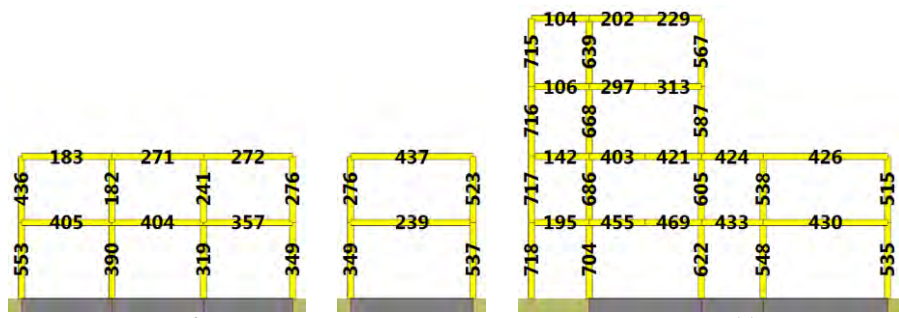
Parete 3



Parete 4



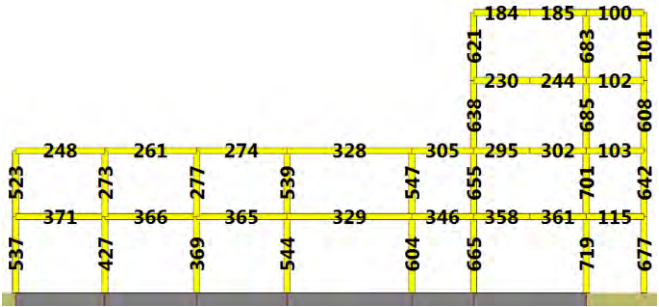
Parete 5



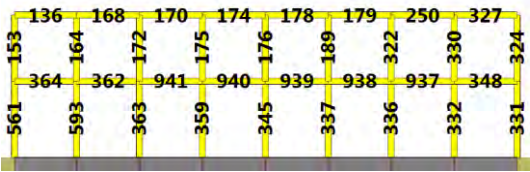
Parete 6

Parete 7

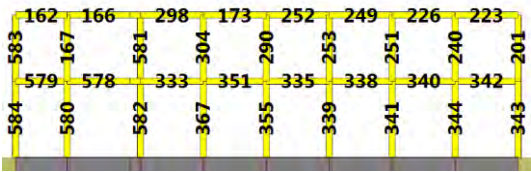
Parete 11



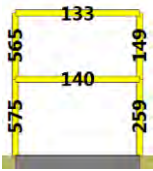
Parete 8



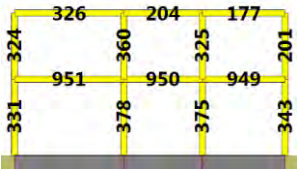
Parete 9



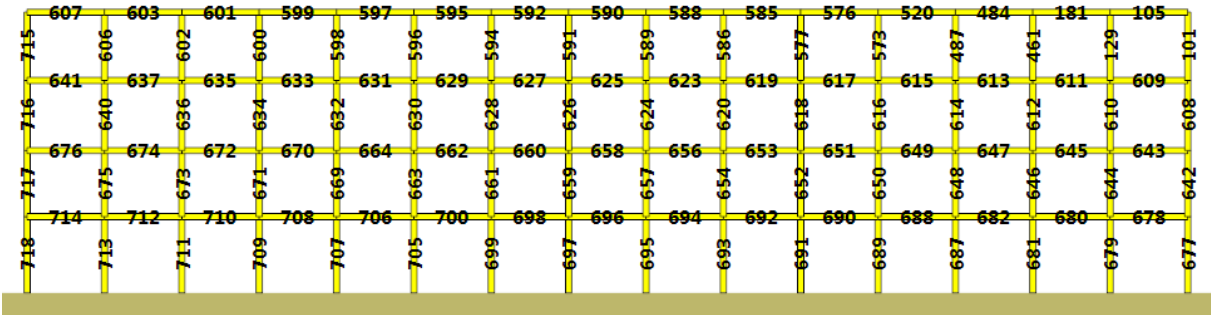
Parete 10



Parete 12



Parete 13



Parete 1

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			
						Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2si}
				kN/m ²					
AULE	PERMANENTE	Permanenti Non Strutturali	Permanente non strutturale	3.00	-	1.00	1.00	1.00	1.00
AULE	VARIABILE	Variabili	C1. Ambienti suscettibili di affollamento	3.00	C. Ambienti suscettibili di affollamento	0.70	0.70	0.60	0.60
COPERTURA	PERMANENTE	Permanenti Non Strutturali	Permanente non strutturale	3.00	-	1.00	1.00	1.00	1.00
COPERTURA	VARIABILE	Variabili	A. Ambienti ad uso residenziale	2.00	A. Ambienti ad uso residenziale	0.70	0.50	0.30	0.30
COPERTURA	NEVE	Variabili	Personalizzato	0.60	Neve (a quota = 1000 m s.l.m.)	0.50	0.20	0.00	0.00
COPERTURA_NON_ACC	PERMANENTE	Permanenti Non Strutturali	Permanente non strutturale	2.00	-	1.00	1.00	1.00	1.00
COPERTURA_NON_ACC	VARIABILE	Variabili	H1. Coperture e sottotetti	0.50	A. Ambienti ad uso residenziale	0.70	0.50	0.30	0.30
COPERTURA_NON_ACC	NEVE	Variabili	Personalizzato	0.60	Neve (a quota = 1000 m s.l.m.)	0.50	0.20	0.00	0.00
COPERTURA_TERRAZZA	PERMANENTE	Permanenti Strutturali	Permanente strutturale	3.00	-	1.00	1.00	1.00	1.00
COPERTURA_TERRAZZA	VARIABILE	Variabili	C2. Ambienti suscettibili di affollamento	4.00	C. Ambienti suscettibili di affollamento	0.70	0.70	0.60	0.60
COPERTURA_TERRAZZA	NEVE	Variabili	Personalizzato	0.60	Neve (a quota =	0.50	0.20	0.00	0.00

Nome	Voce di carico	Condizione di carico	Tipo	Valore	Destinazione d'uso	Coefficienti di combinazione			
						Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2sis}
				kN/m ²					
					1000 m s.l.m.)				

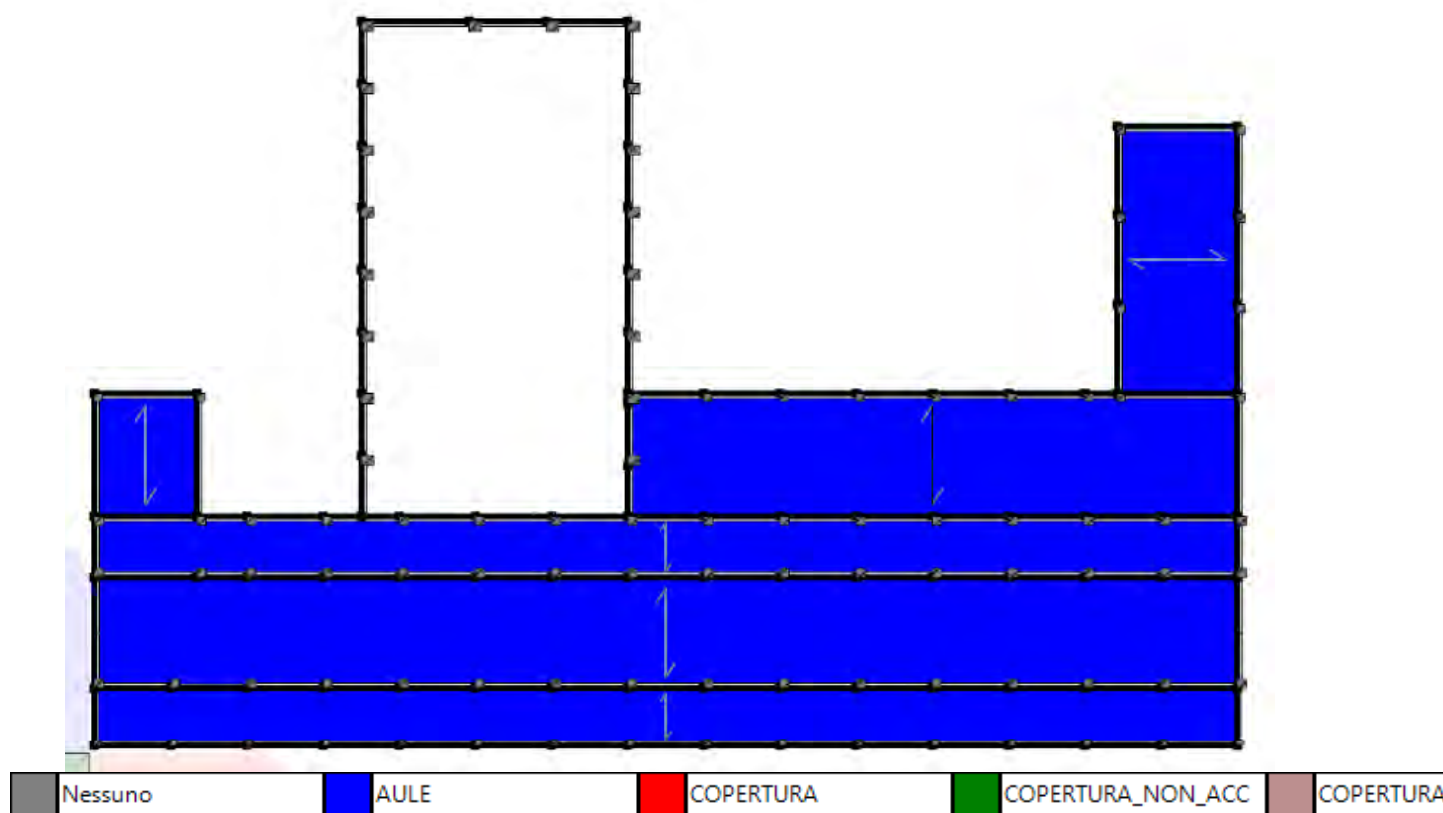
Carichi di linea

Nome	Voce di carico	Condizione di carico	Valore	Destinazione d'uso	Coefficienti di combinazione			
					Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2sis}
			kN/m					
Linea1	PERMANENTE	Permanenti Strutturali	5.10	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Linea1	VARIBILE	Variabili	7.50	C. Ambienti suscettibili di affollamento	0.70	0.70	0.60	0.60

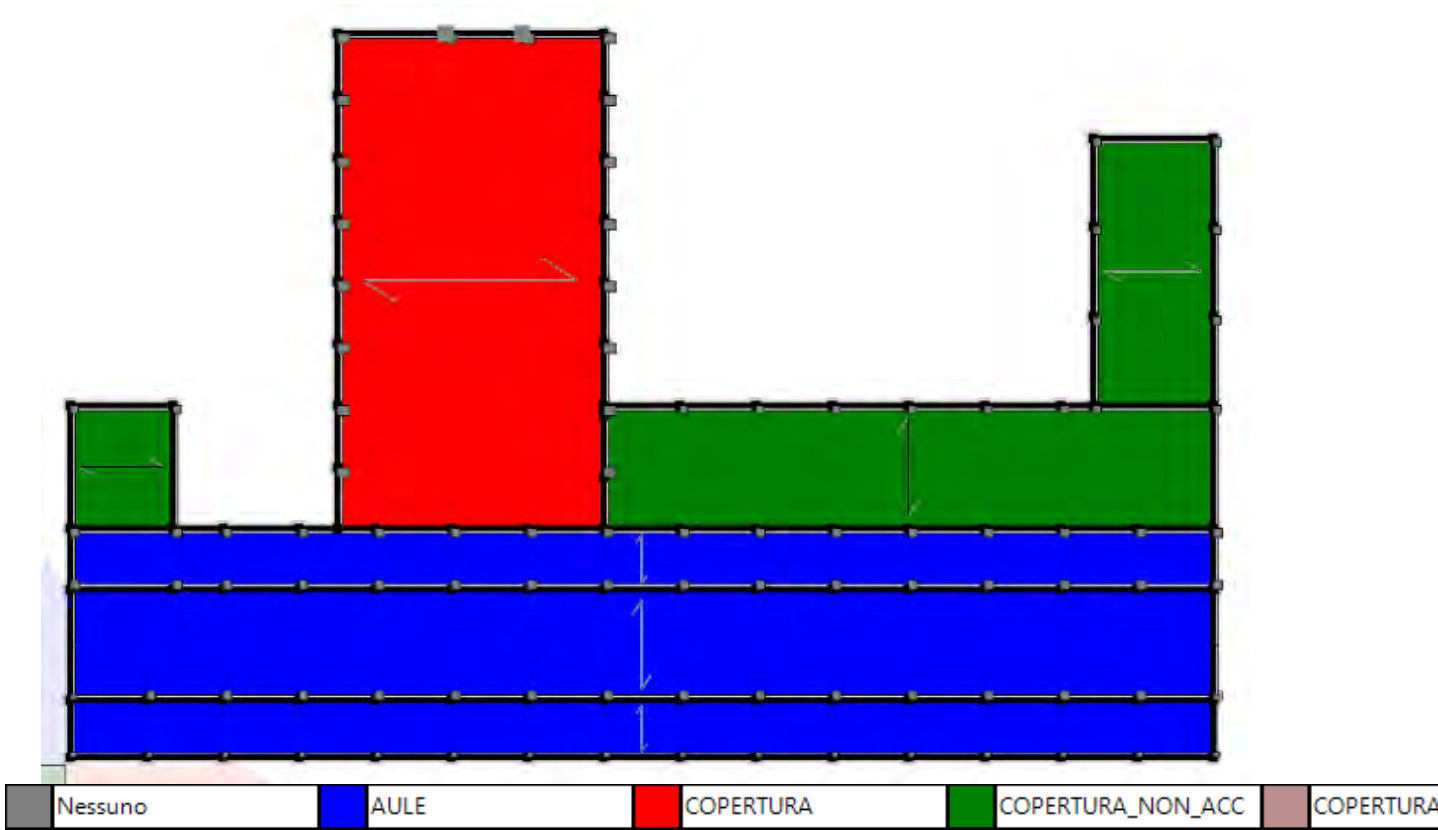
Carichi di punto

Nome	Voce di carico	Condizione di carico	Valore	Destinazione d'uso	Coefficienti di combinazione			
					Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2sis}
			kN					

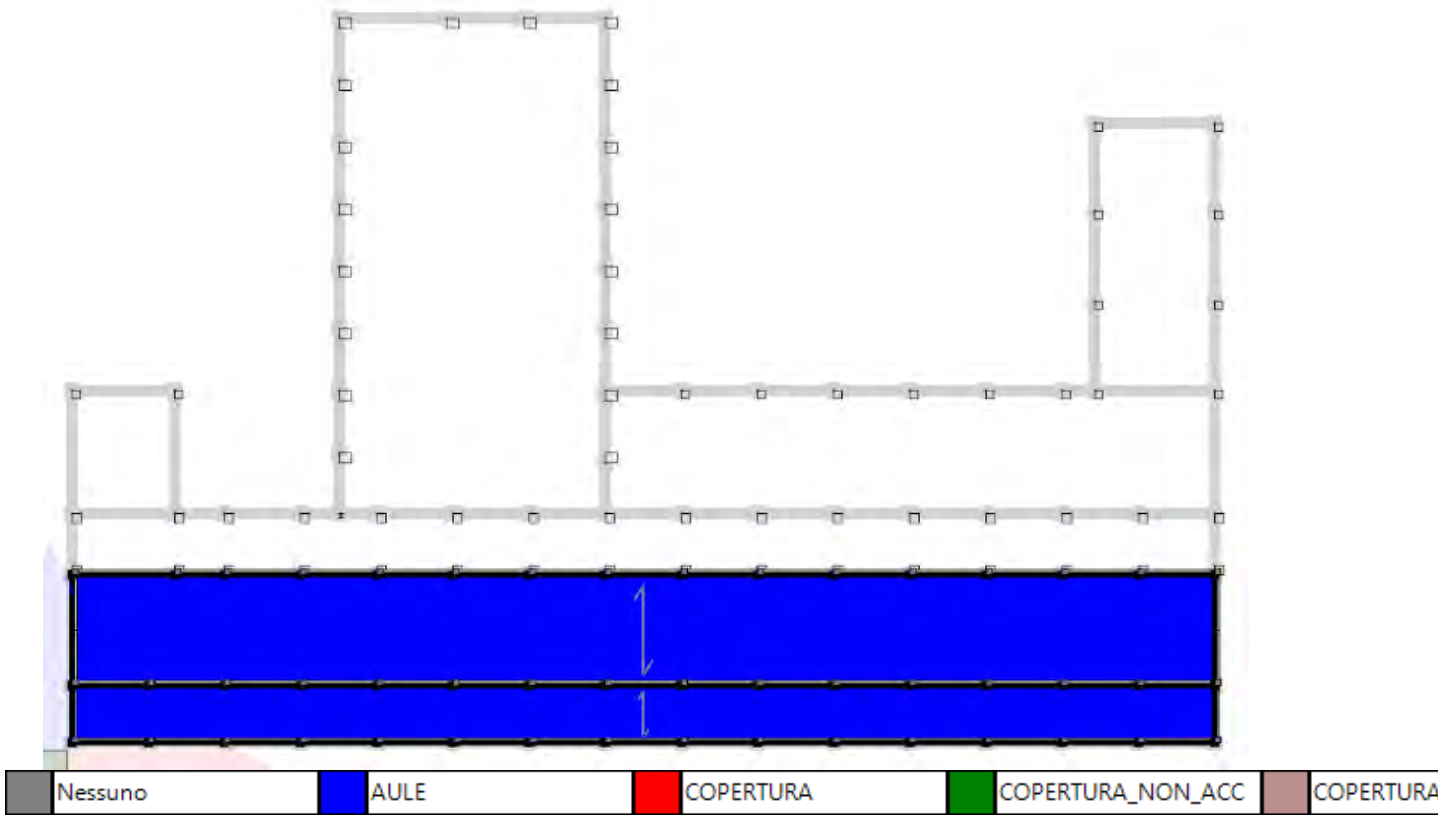
Negli schemi che seguono viene riportata la dislocazione dei carichi gravitazionali



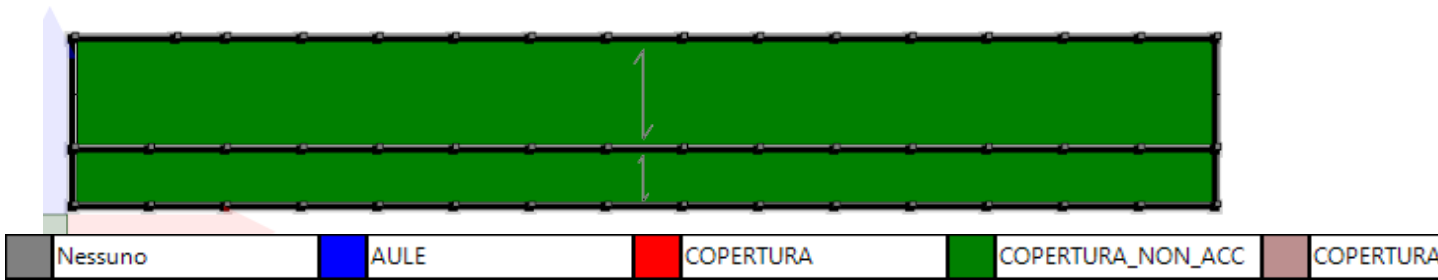
Pianta a quota 370 cm: carichi di area applicati ai solai.



Pianta a quota 690 cm: carichi di area applicati ai solai.



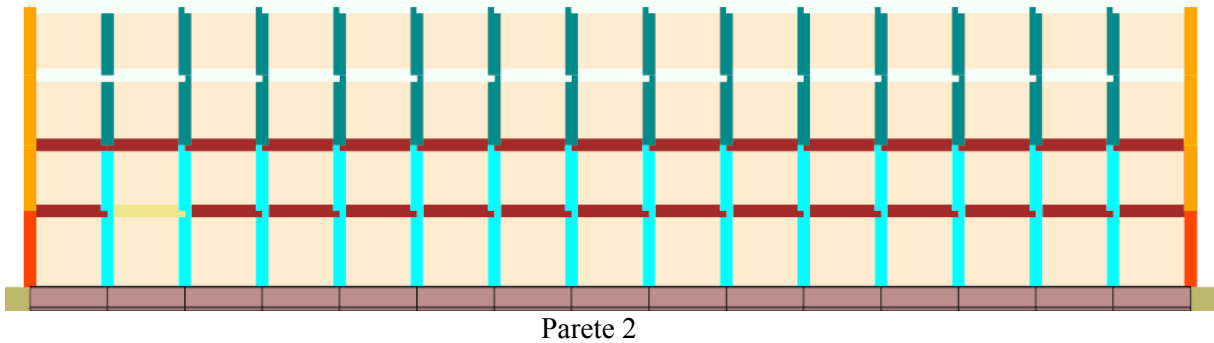
Pianta a quota 1030 cm: carichi di area applicati ai solai.

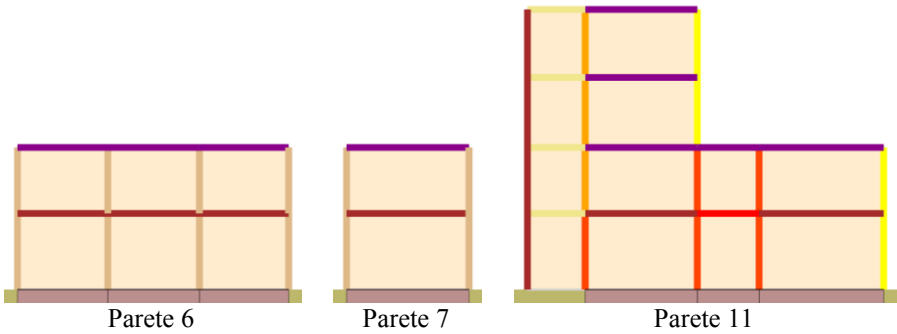
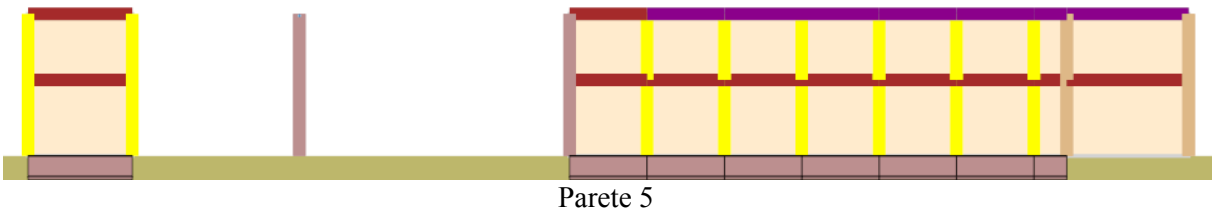
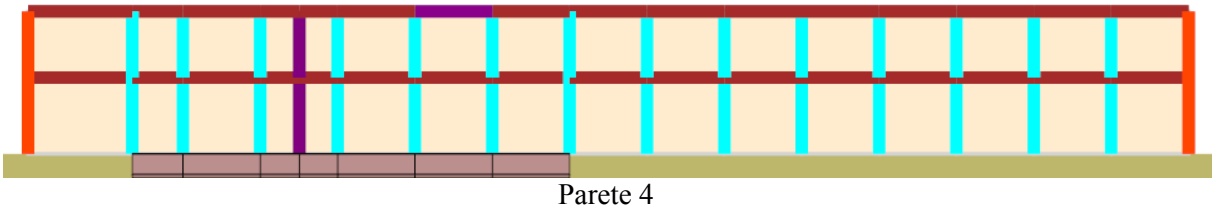
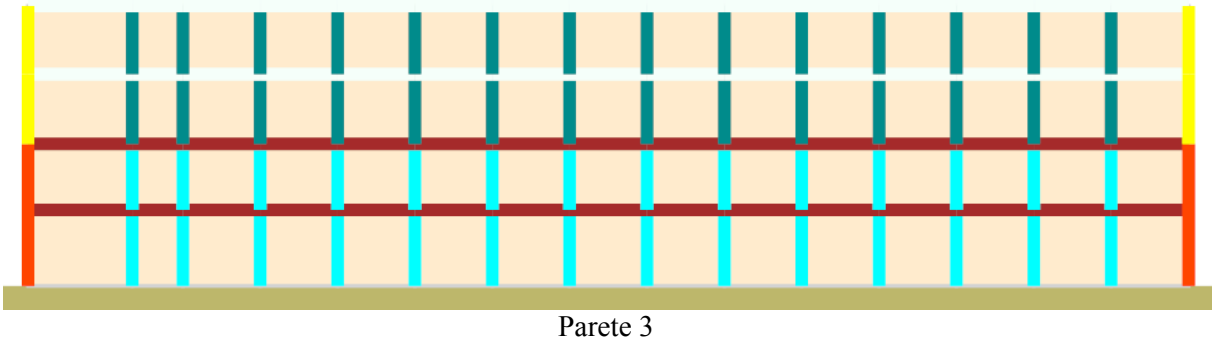


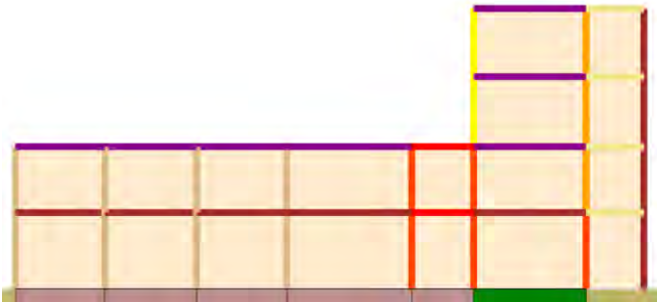
Pianta a quota 1360 cm: carichi di area applicati ai solai.

9.3 Formati

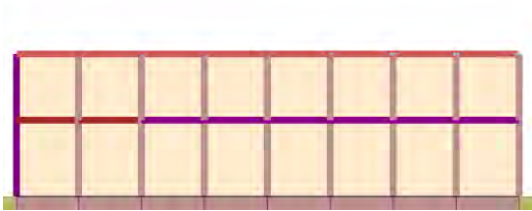
Le figure seguenti mostrano la distribuzione dei formati per le varie tipologie di murature adottate all'interno del modello.



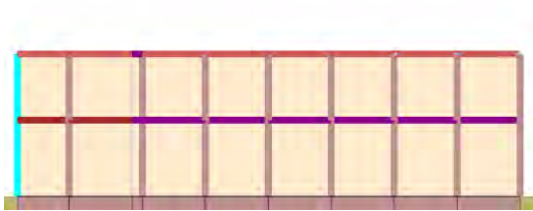




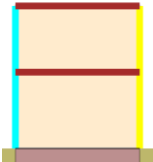
Parete 8



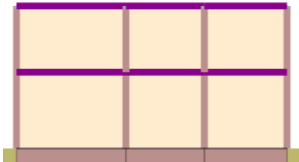
Parete 9



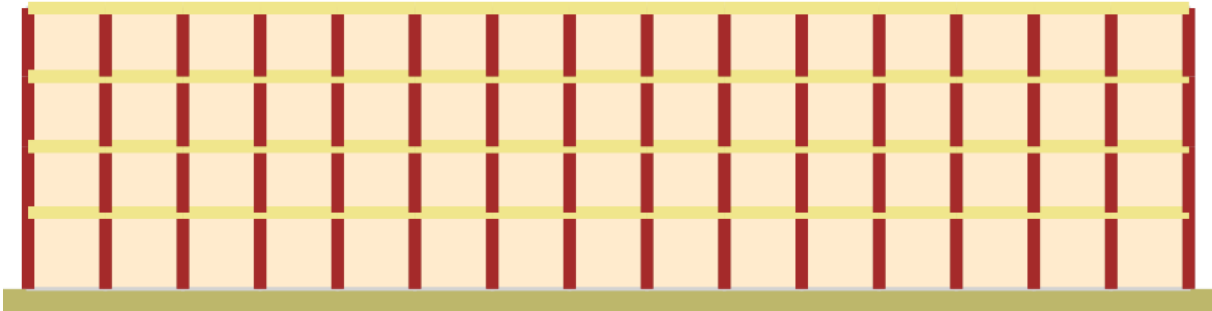
Parete 10



Parete 12



Parete 13



Parete 1

Legenda Formati Murature

Muro1	
Muro2	

Legenda Formati Setti in c.a.

Setto1	
--------	--

Legenda Formati Aste

Trave2D	TR_30_60	TR_30_50	PIL30_30_N	
Trave3D	HE_200_A_P	TR_30_40_a	PIL_30_30_R_FRP	
Pilastro3D	Fondazione	PIL50_50_R_RFP	PIL_30_25	
PIL45_45	Cordolo	PIL50_50_R_RFP1	TRAV_40_25	
PIL50_60	UPN_300	TR30_60_R_FRP		
PIL40_40	PIL45_45_R	UPN_260		
TR30_60	PIL45_45_R_FRP	PIL50_60_R_FRP		
HE_200_A	PIL40_40_R_FRP	FONDAZIONE_60_120		
TR_25_70	PIL40_40_R_FRP1			

Legenda Formati Fondazioni

FondazioneLinea1	
FondazionePunto1	
FONDAZIONE_N01	
TRAVEDIBORDO	

9.4 Analisi statiche

Di seguito si riportano le analisi statiche definite per il modello in oggetto.

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	Vert	+X	Massa	--	100.00	1	100.00	--	E

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	%	
Massa									
Pushover -X Massa	Vert	-X	Massa	--	100.00	1	100.00	--	E
Pushover +Y Massa	Vert	+Y	Massa	--	100.00	1	100.00	--	E
Pushover -Y Massa	Vert	-Y	Massa	--	100.00	1	100.00	--	E
Pushover +X Acc	Vert	+X	Triangolare	--	100.00	1	100.00	--	E
Pushover -X Acc	Vert	-X	Triangolare	--	100.00	1	100.00	--	E
Pushover +Y Acc	Vert	+Y	Triangolare	--	100.00	1	100.00	--	E
Pushover -Y Acc	Vert	-Y	Triangolare	--	100.00	1	100.00	--	E
Pushover +X Massa + e	Vert	+X	Massa +e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover -X Massa + e	Vert	-X	Massa +e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover +Y Massa + e	Vert	+Y	Massa +e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover -Y Massa + e	Vert	-Y	Massa +e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover +X Acc + e	Vert	+X	Triangolare +e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover -X Acc + e	Vert	-X	Triangolare +e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover +Y Acc + e	Vert	+Y	Triangolare +e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover -Y Acc + e	Vert	-Y	Triangolare +e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover +X Massa - e	Vert	+X	Massa -e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover -X Massa - e	Vert	-X	Massa -e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover +Y Massa - e	Vert	+Y	Massa -e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover -Y Massa - e	Vert	-Y	Massa -e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N

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	%	
-Y Massa - e									
Pushover +X Acc - e	Vert	+X	Triangolare - e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover -X Acc - e	Vert	-X	Triangolare - e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover +Y Acc - e	Vert	+Y	Triangolare - e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N
Pushover -Y Acc - e	Vert	-Y	Triangolare - e	--	100.00	N.D.	100.00	--	N

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	-	-	-	E
Statica SLE Rara	nessuna	SLE Rara	100.00	-	-	-	N
Statica SLE Frequente	nessuna	SLE Frequente	100.00	-	-	-	N
Statica SLE Quasi Permanente	nessuna	SLE Quasi Permanente	100.00	-	-	-	N
Statica SLU # 04-000	nessuna	SLU	100.00	-	-	-	N
Statica SLU.GEO # 04-000	nessuna	SLU Geo	100.00	-	-	-	N

9.5 Analisi Modale

Di seguito si riportano i dettagli dell'analisi modale definita per il modello in oggetto:

- Il periodo proprio dei modi (T);
- La frequenza circolare modale (ω);
- La massa modale del singolo modo nelle direzioni X, Y e Z (M_x , M_y , M_z);
- La massa modale cumulata nelle direzioni X, Y e Z ($M_x \text{ sum}$, $M_y \text{ sum}$, $M_z \text{ sum}$);
- Il coefficiente di partecipazione modale nelle direzioni X, Y e Z (Γ_x , Γ_y , Γ_z).

Dettagli Analisi Modale

Nessuna analisi modale eseguita.

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 (d_{ultimo})

Riepilogo risultati analisi sismiche

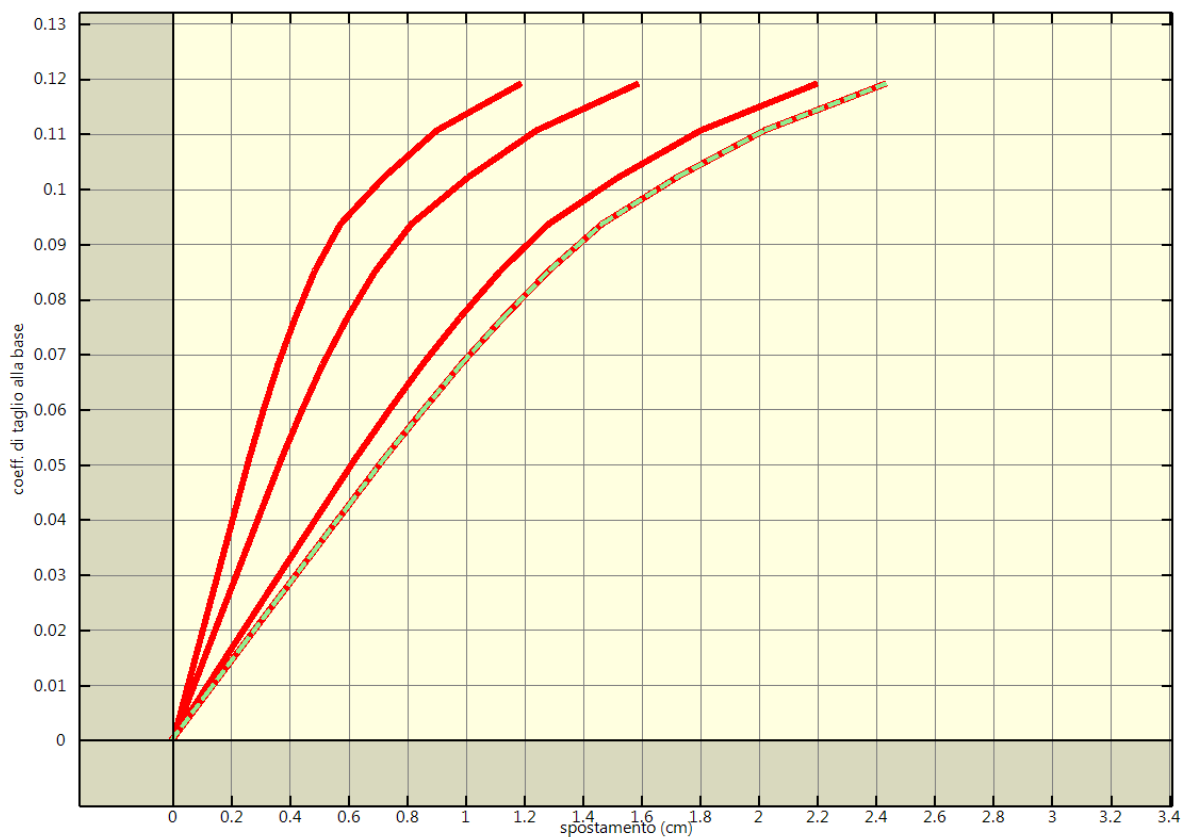
Analisi	$V_{b,ultimo}$ kN	W kN	$C_{b,ultimo}$	u_{max} cm	δ_{ultimo} %
Pushover +X Massa	4396.09	32296.66	0.14	2.43	0.32
Pushover -X Massa	4367.21	32296.66	0.14	2.45	0.32
Pushover +Y Massa	1802.86	32296.66	0.06	5.38	0.68
Pushover -Y Massa	1863.39	32296.66	0.06	6.12	0.74
Pushover +X Acc	3762.90	32296.66	0.12	3.29	0.56
Pushover -X Acc	3521.75	32296.66	0.11	3.30	0.55
Pushover +Y Acc	1295.78	32296.66	0.04	4.08	0.61
Pushover -Y Acc	1331.40	32296.66	0.04	4.23	0.63

Nella tabella seguente vengono forniti i valori dei parametri relativi alle analisi multimodali:

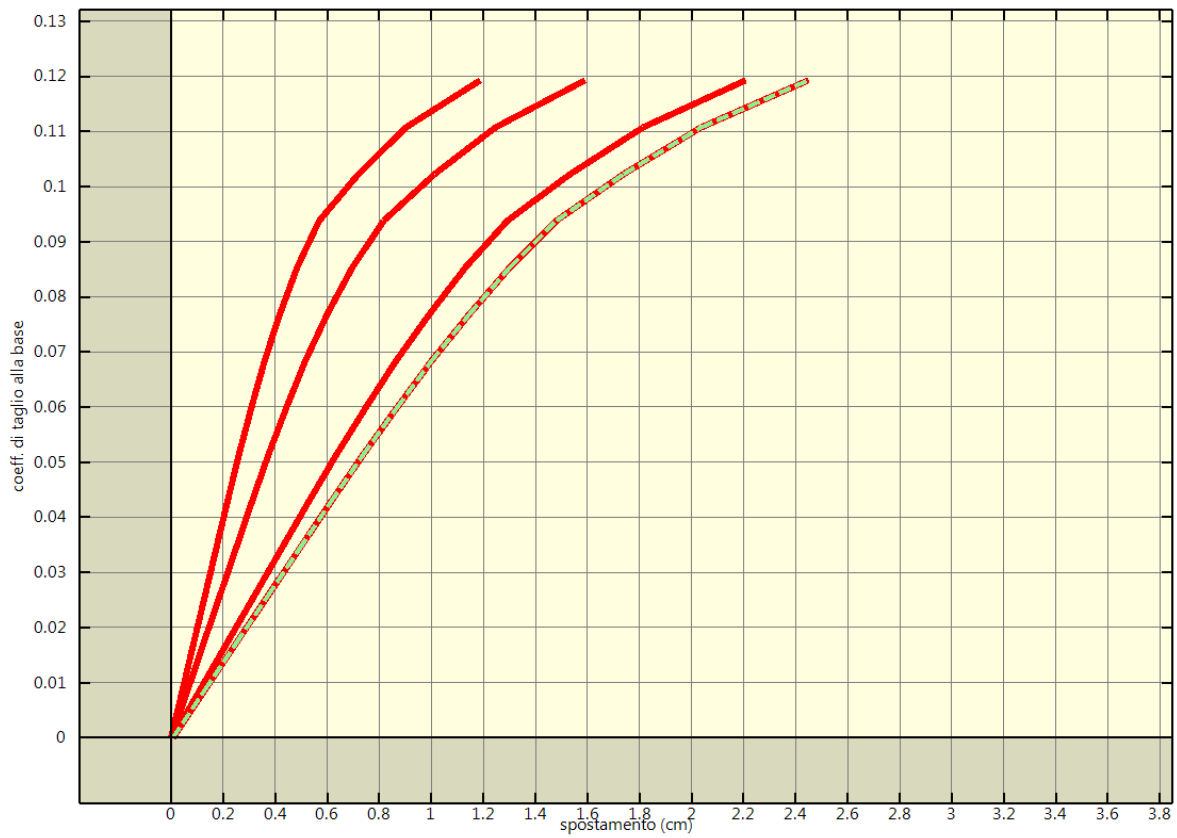
- La Pseudo Accelerazione Spettrale (*PAS*);
- Lo spostamento spettrale (*Disp*);
- I coefficienti di Combinazione dei modi (*Coeff. combinazione*);
- La massa modale del singolo modo (*M*);
- La massa modale cumulata (*M sum*).

Parametri analisi sismiche multimodali

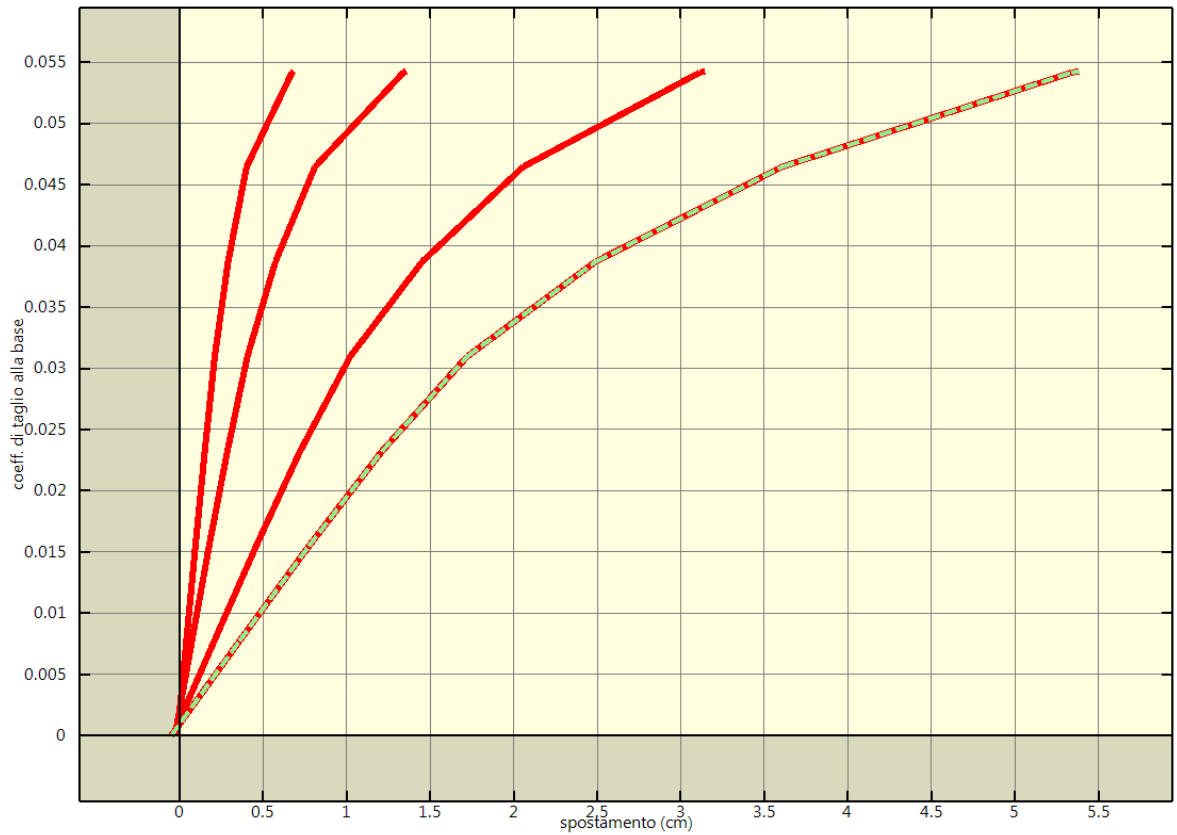
Nessuna analisi multimodale eseguita.



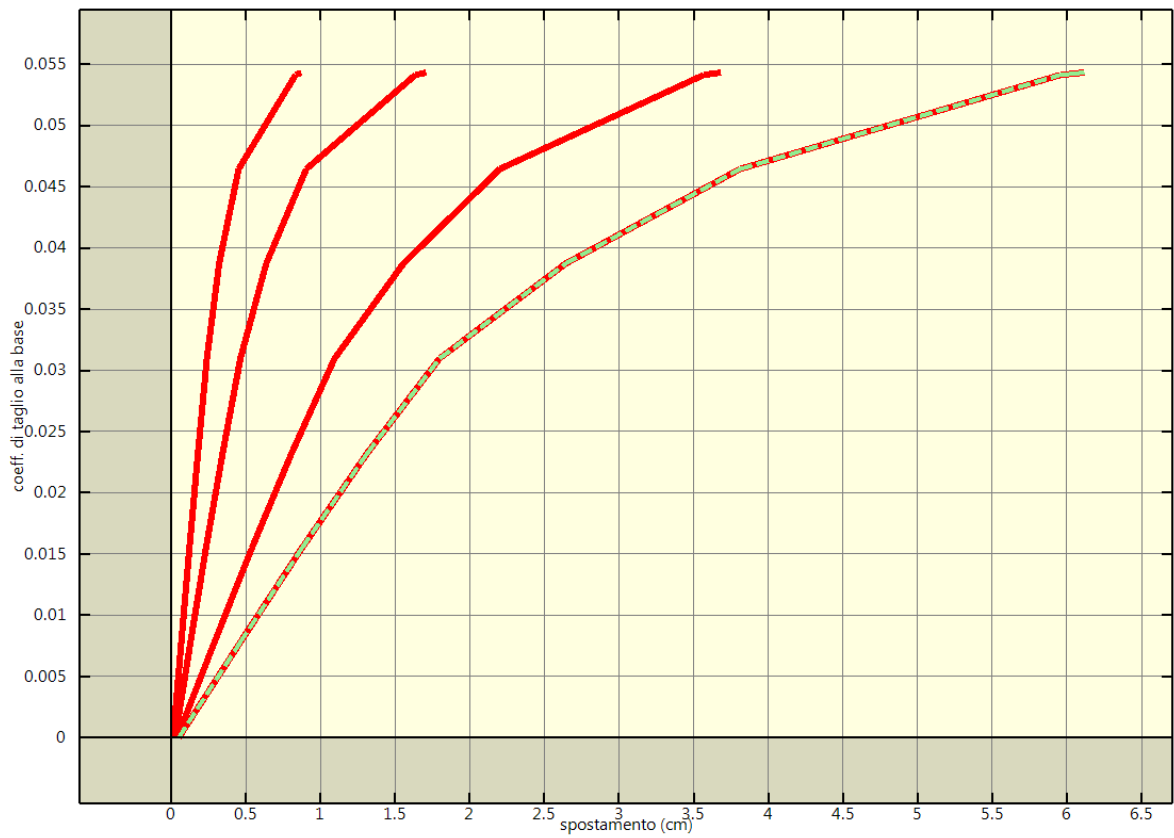
Analisi pushover "Pushover +X Massa" : curva di capacità'.



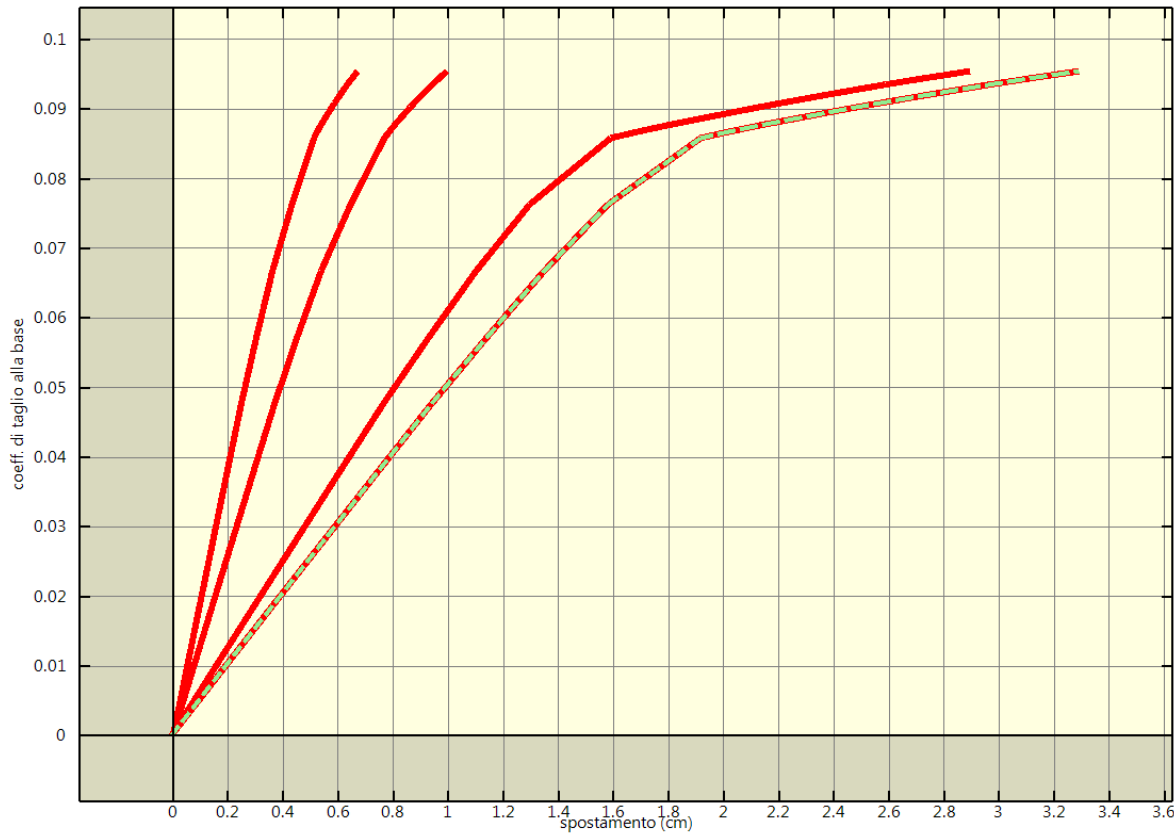
Analisi pushover "Pushover -X Massa" : curva di capacita'.



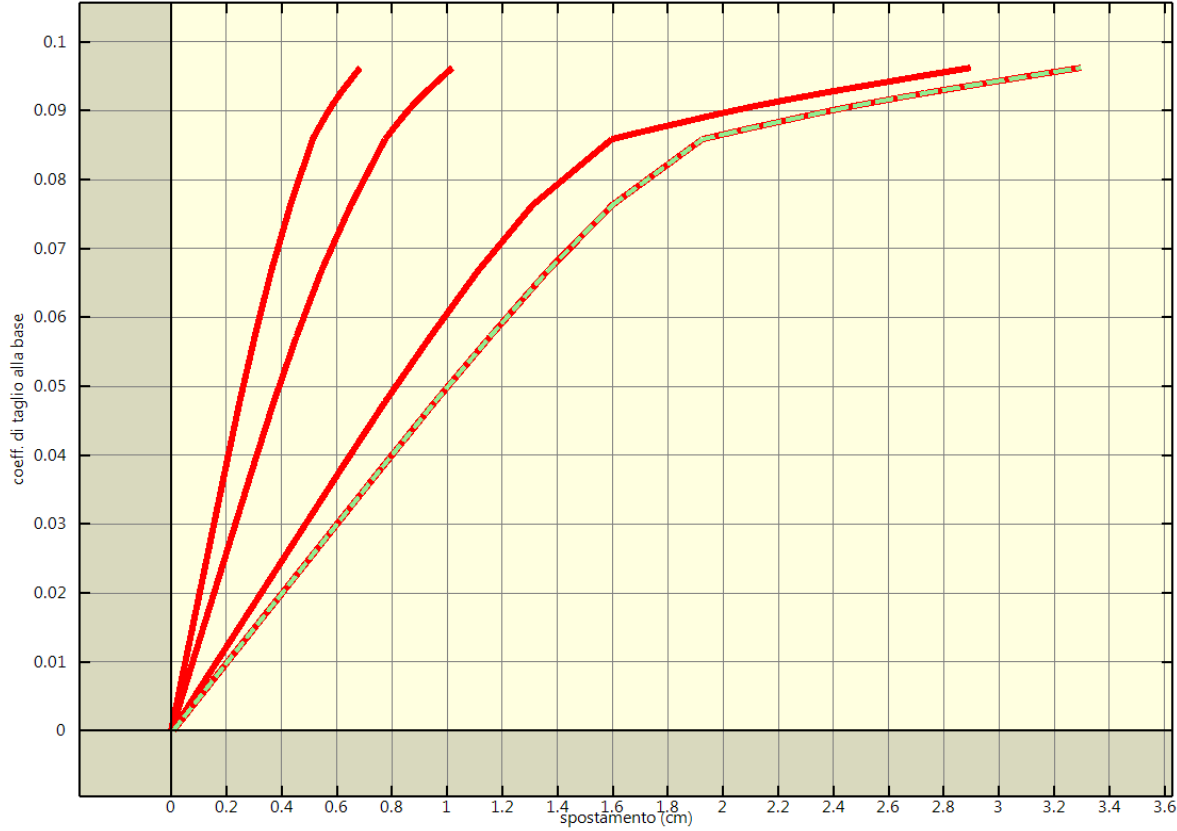
Analisi pushover "Pushover +Y Massa" : curva di capacita'.



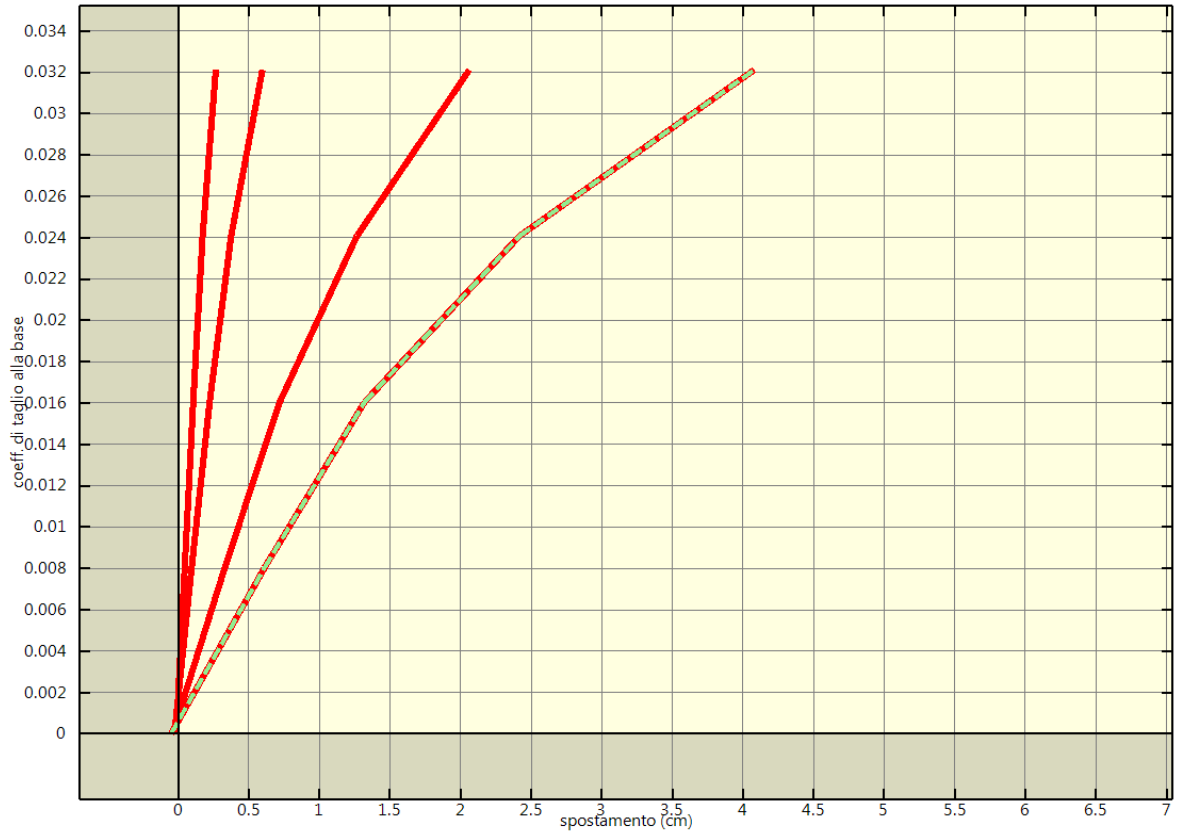
Analisi pushover "Pushover -Y Massa" : curva di capacita'.



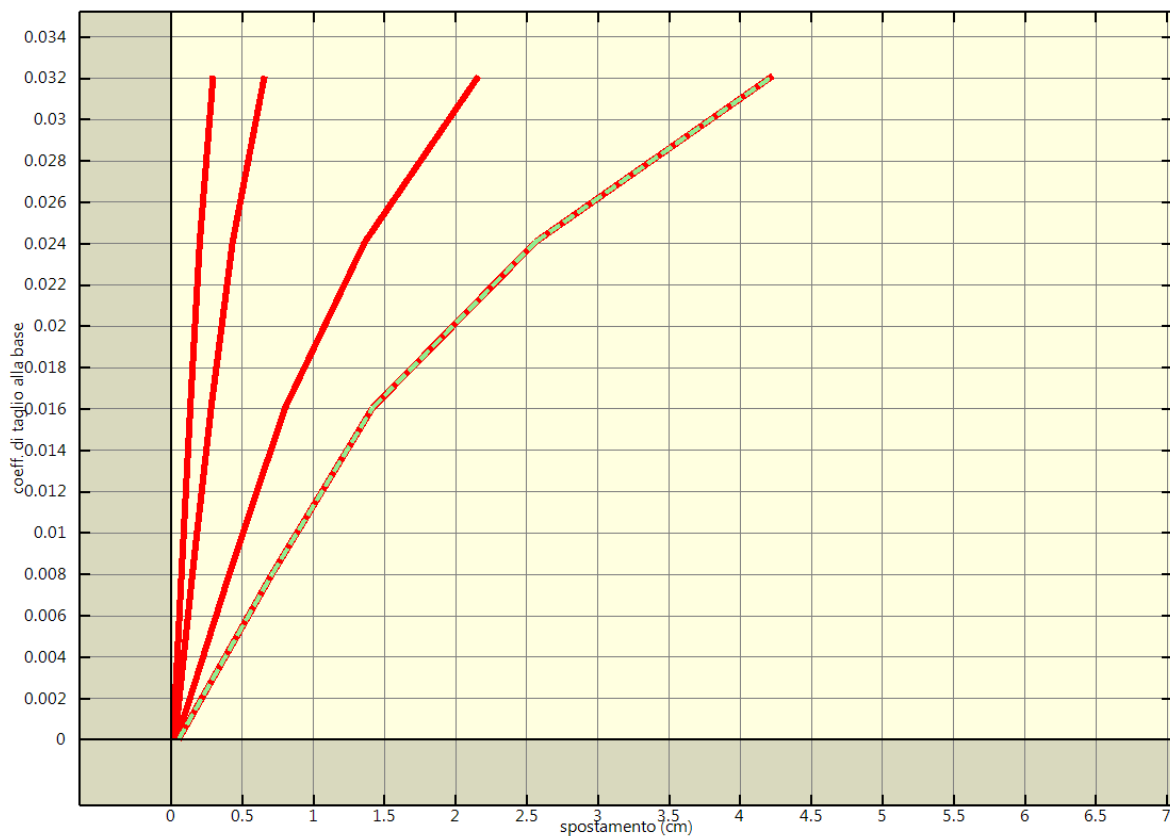
Analisi pushover "Pushover +X Acc" : curva di capacita'.



Analisi pushover "Pushover -X Acc" : curva di capacita'.



Analisi pushover "Pushover +Y Acc" : curva di capacita'.



Analisi pushover "Pushover -Y Acc" : curva di capacita'.

Punti di controllo e corrispondenti masse.

Analisi	Punto di controllo	Posizione			Massa
		x	y	z	
		m	m	m	kNs ² /cm
Pushover +X Massa	Baricentro del Solaio 100 a quota 370 cm	33.08	10.40	3.70	9.89
Pushover +X Massa	Baricentro del Solaio 107 a quota 690 cm	29.93	14.07	6.90	11.39
Pushover +X Massa	Baricentro del Solaio 115 a quota 1030 cm	29.23	5.38	10.30	4.64
Pushover +X Massa	Baricentro del Solaio 118 a quota 1360 cm	29.23	5.38	13.60	3.38
Pushover -X Massa	Baricentro del Solaio 100 a quota 370 cm	33.08	10.40	3.70	9.89
Pushover -X Massa	Baricentro del Solaio 107 a quota 690 cm	29.93	14.07	6.90	11.39
Pushover -X Massa	Baricentro del Solaio 115 a quota 1030 cm	29.23	5.38	10.30	4.64
Pushover -X Massa	Baricentro del Solaio 118 a quota 1360 cm	29.23	5.38	13.60	3.38
Pushover +Y Massa	Baricentro del Solaio 100 a quota 370 cm	33.08	10.40	3.70	9.89
Pushover +Y Massa	Baricentro del Solaio 107 a quota 690 cm	29.93	14.07	6.90	11.39
Pushover +Y Massa	Baricentro del Solaio 115 a quota 1030 cm	29.23	5.38	10.30	4.64
Pushover +Y Massa	Baricentro del Solaio 118 a quota 1360 cm	29.23	5.38	13.60	3.38
Pushover -Y Massa	Baricentro del Solaio 100 a quota 370 cm	33.08	10.40	3.70	9.89
Pushover -Y Massa	Baricentro del Solaio 107 a quota 690 cm	29.93	14.07	6.90	11.39
Pushover -Y Massa	Baricentro del Solaio 115 a quota 1030 cm	29.23	5.38	10.30	4.64
Pushover -Y Massa	Baricentro del Solaio 118 a quota 1360 cm	29.23	5.38	13.60	3.38
Pushover +X Acc	Baricentro del Solaio 100 a quota 370 cm	33.08	10.40	3.70	9.89
Pushover +X Acc	Baricentro del Solaio 107 a quota 690 cm	29.93	14.07	6.90	11.39
Pushover +X Acc	Baricentro del Solaio 115 a quota 1030 cm	29.23	5.38	10.30	4.64
Pushover +X Acc	Baricentro del Solaio 118 a quota 1360 cm	29.23	5.38	13.60	3.38
Pushover -X Acc	Baricentro del Solaio 100 a quota 370 cm	33.08	10.40	3.70	9.89
Pushover -X Acc	Baricentro del Solaio 107 a quota 690 cm	29.93	14.07	6.90	11.39
Pushover -X Acc	Baricentro del Solaio 115 a quota 1030 cm	29.23	5.38	10.30	4.64
Pushover -X Acc	Baricentro del Solaio 118 a quota 1360 cm	29.23	5.38	13.60	3.38
Pushover +Y Acc	Baricentro del Solaio 100 a quota 370 cm	33.08	10.40	3.70	9.89

Analisi	Punto di controllo	Posizione			Massa
		x	y	z	
		m	m	m	kNs ² /cm
Pushover +Y Acc	Baricentro del Solaio 107 a quota 690 cm	29.93	14.07	6.90	11.39
Pushover +Y Acc	Baricentro del Solaio 115 a quota 1030 cm	29.23	5.38	10.30	4.64
Pushover +Y Acc	Baricentro del Solaio 118 a quota 1360 cm	29.23	5.38	13.60	3.38
Pushover -Y Acc	Baricentro del Solaio 100 a quota 370 cm	33.08	10.40	3.70	9.89
Pushover -Y Acc	Baricentro del Solaio 107 a quota 690 cm	29.93	14.07	6.90	11.39
Pushover -Y Acc	Baricentro del Solaio 115 a quota 1030 cm	29.23	5.38	10.30	4.64
Pushover -Y Acc	Baricentro del Solaio 118 a quota 1360 cm	29.23	5.38	13.60	3.38

11. VERIFICA SISMICA DELL'EDIFICIO

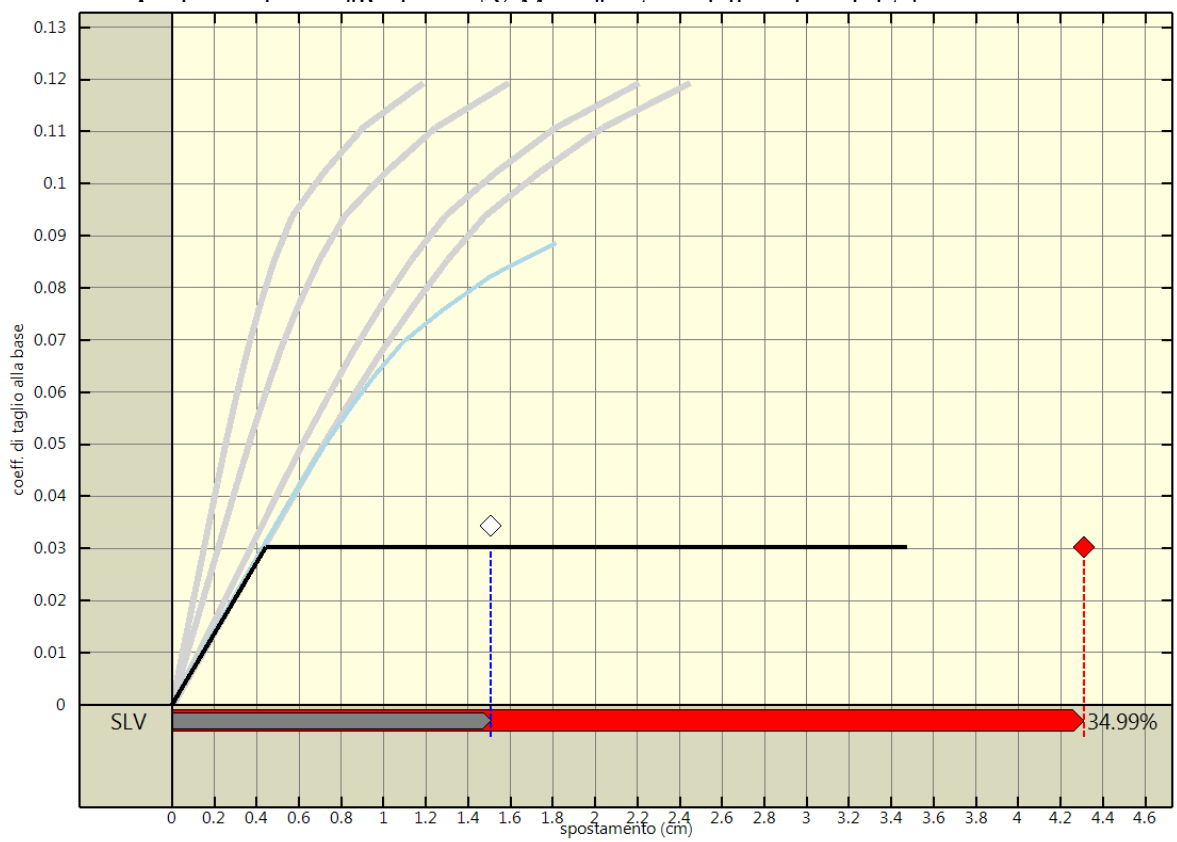
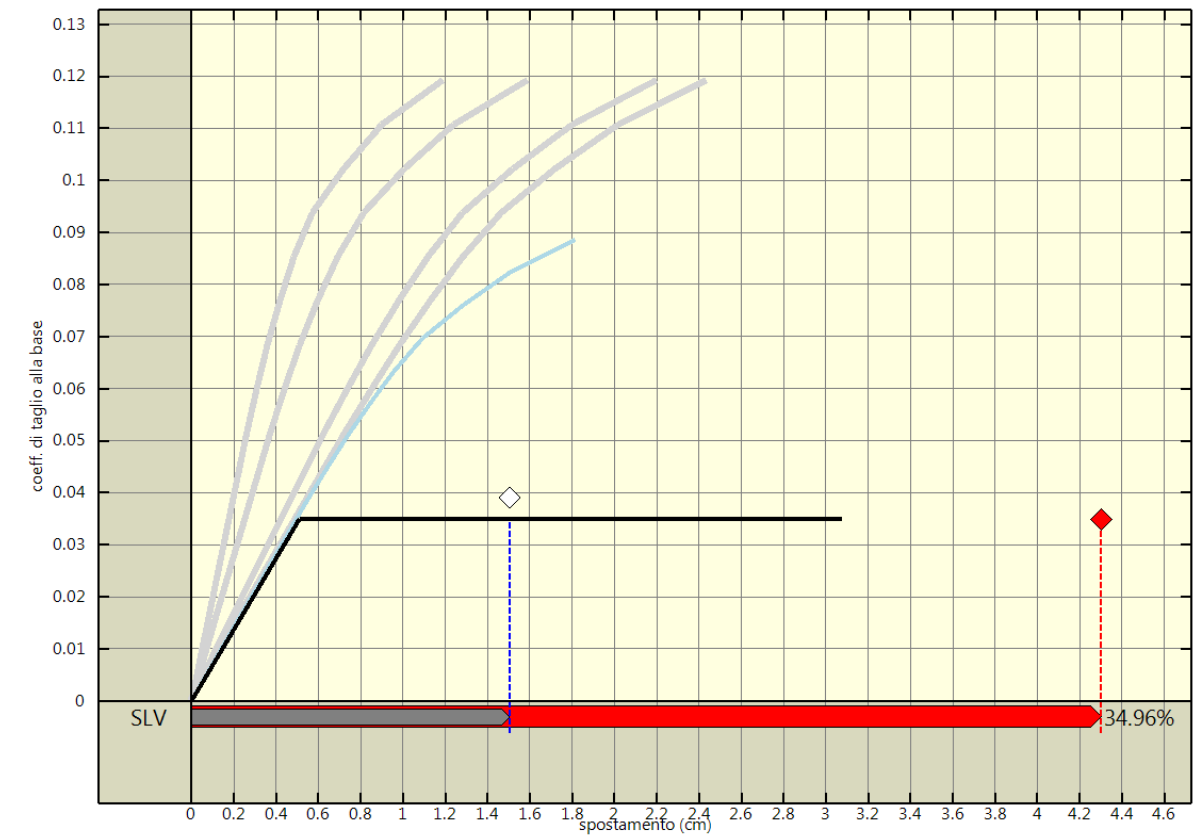
11.1 Stima per ciascuna direzione di carico

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".

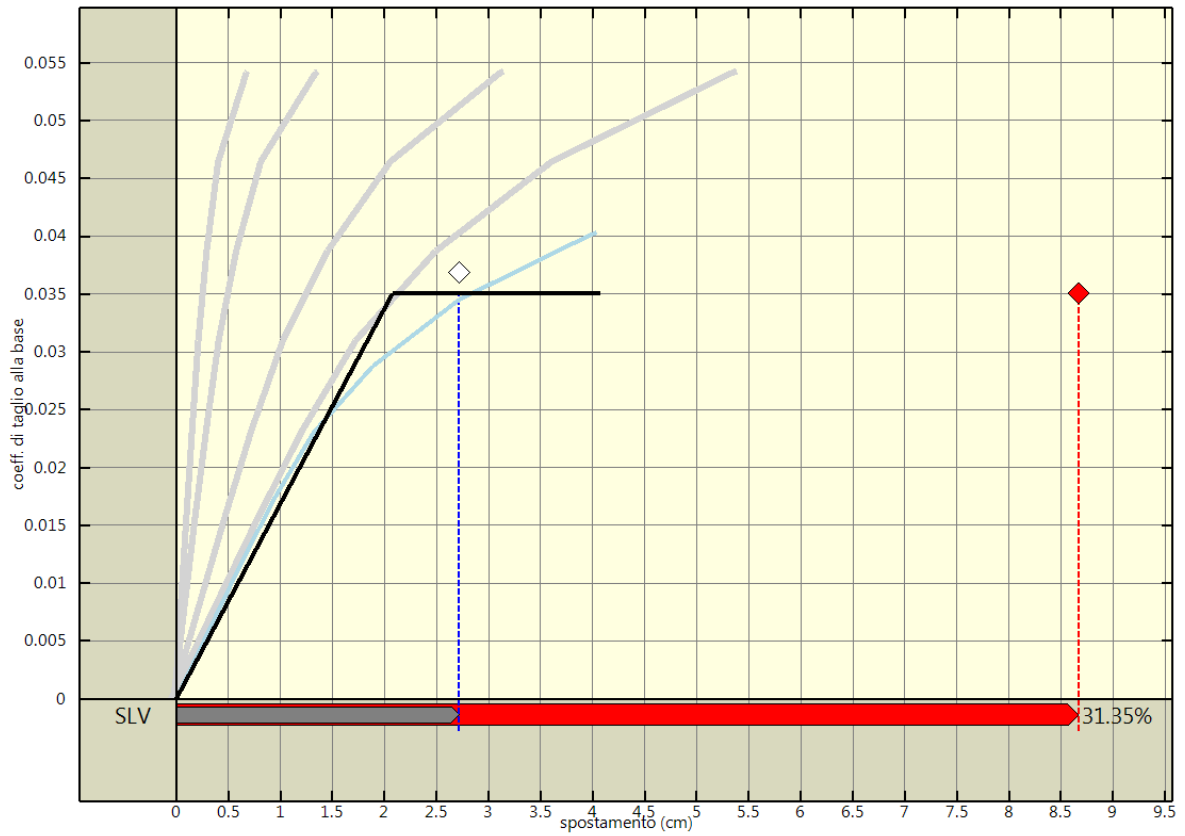
Nelle figure seguenti vengono riportate, per ciascuna analisi, la curva di *push-over* del sistema reale, quella del sistema ridotto e la bilatera equivalente.

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).

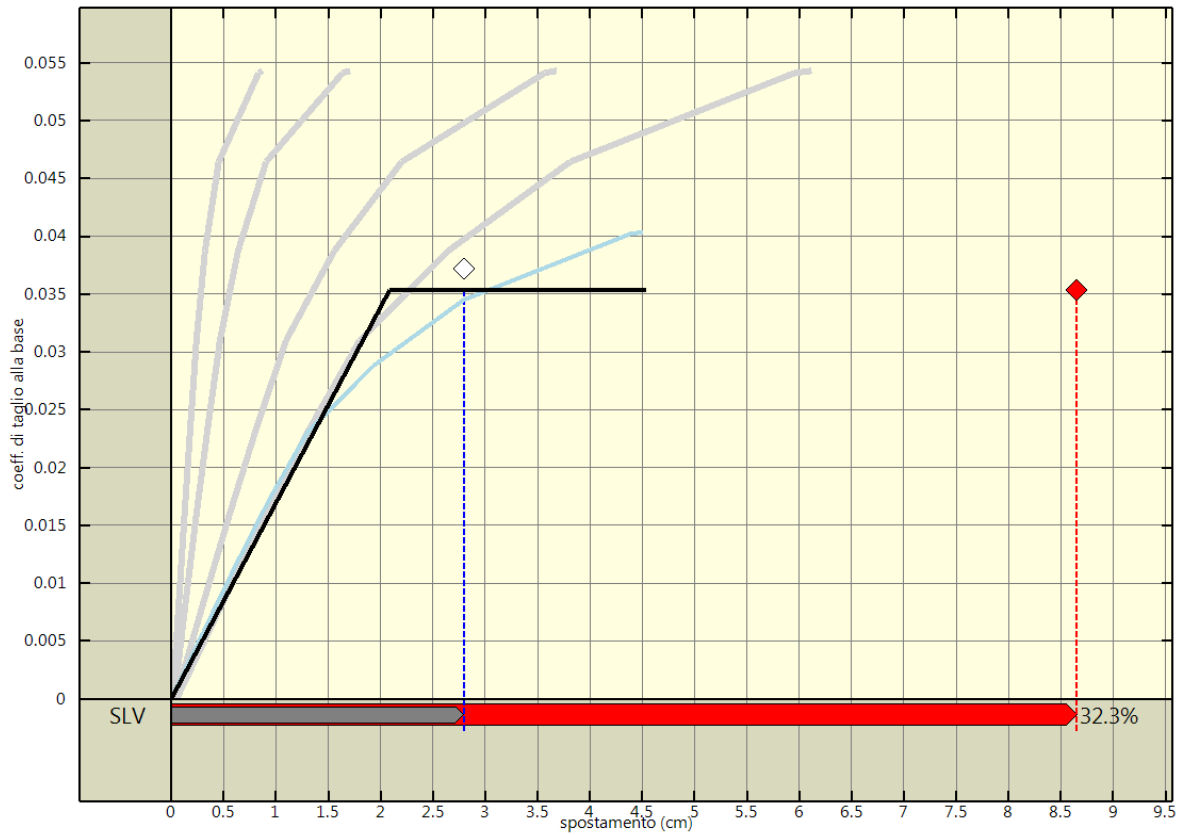
L'analisi della risposta sismica globale può essere effettuata con uno dei metodi di cui al par. 7.3 delle NTC, con le precisazioni e restrizioni indicate al par. 7.8.1.5. In particolare, per le costruzioni esistenti è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzioni 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).



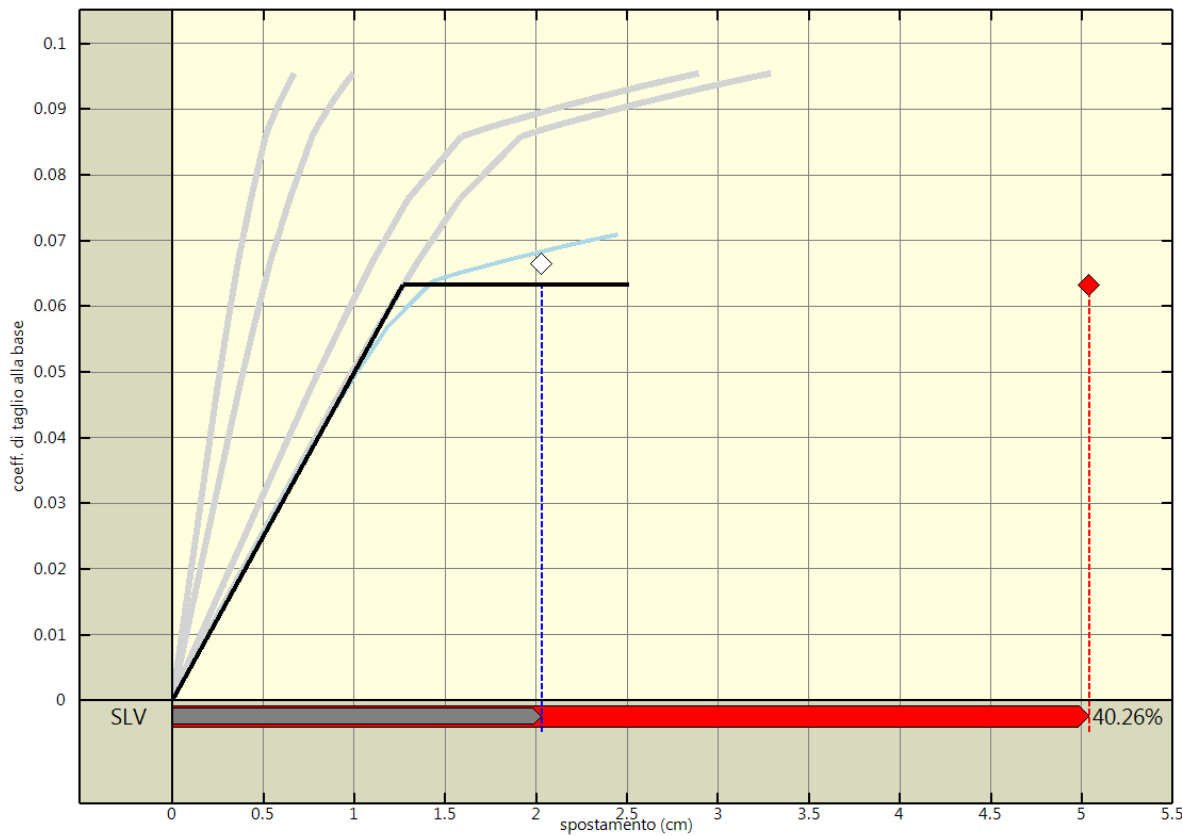
Analisi pushover "Pushover -X Massa" : stima della vulnerabilita' sismica.



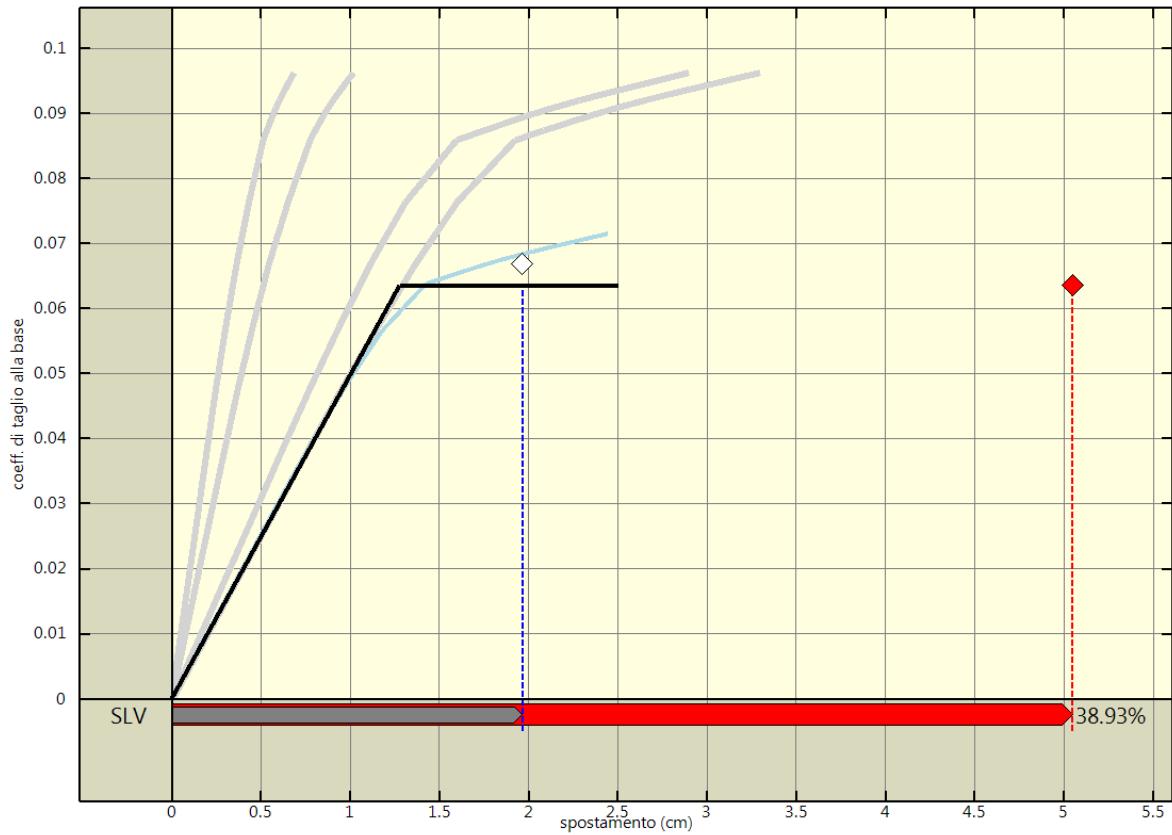
Analisi pushover "Pushover +Y Massa" : stima della vulnerabilita' sismica.



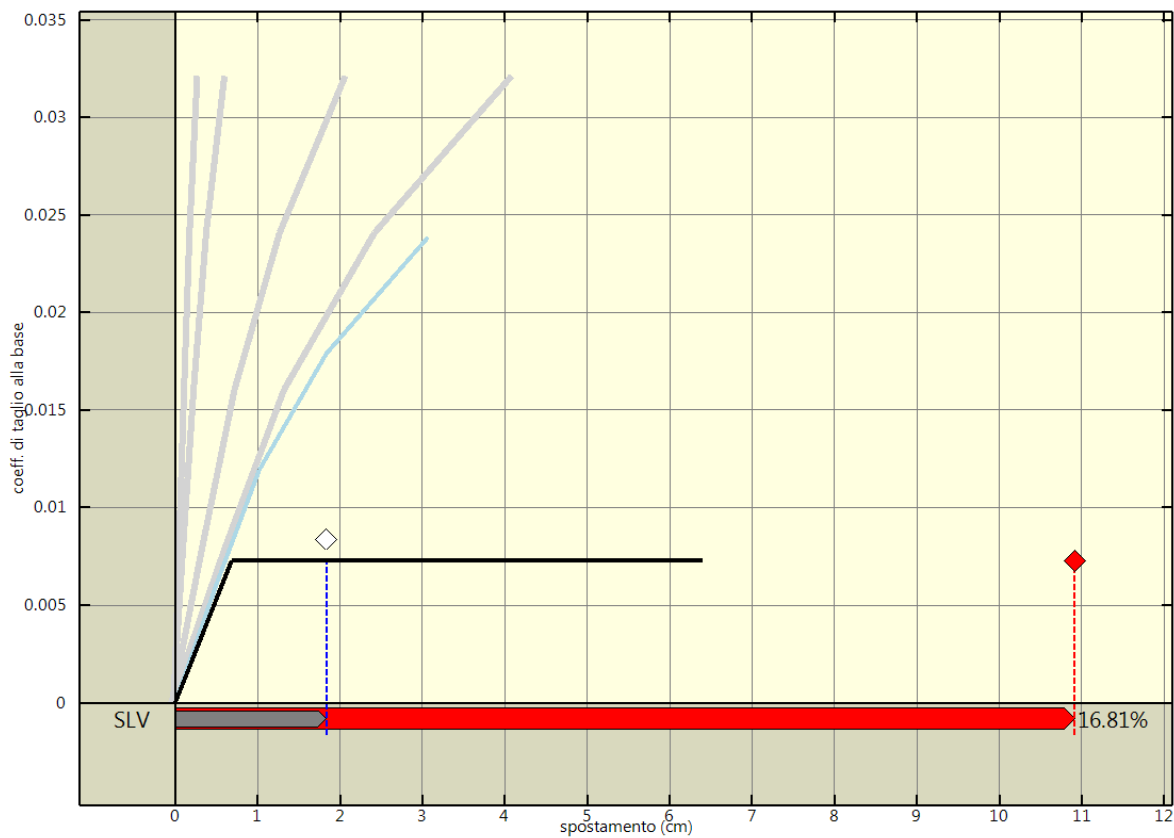
Analisi pushover "Pushover -Y Massa" : stima della vulnerabilita' sismica.



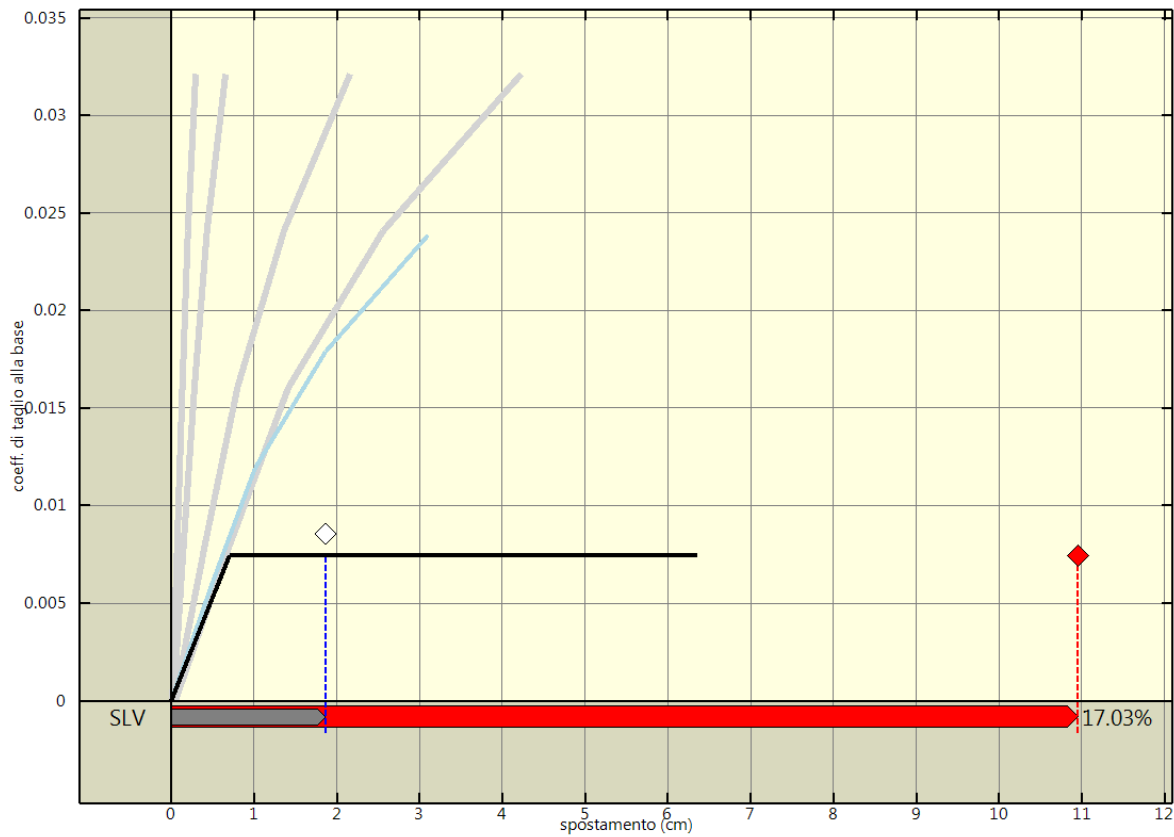
Analisi pushover "Pushover +X Acc" : stima della vulnerabilita' sismica.



Analisi pushover "Pushover -X Acc" : stima della vulnerabilita' sismica.



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



Analisi pushover "Pushover -Y Acc" : 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			Γ	Sistema ridotto		
	m	$C_{b,max}$	δ_u		m	$C_{b,max}$	δ_u
	kNs ² /cm		cm		kNs ² /cm		cm
Pushover +X Massa	32.93	0.12	2.43	1.35	19.45	0.09	1.81
Pushover -X Massa	32.93	0.12	2.45	1.35	19.45	0.09	1.81
Pushover +Y Massa	32.93	0.05	5.38	1.35	19.45	0.04	4.04
Pushover -Y Massa	32.93	0.05	6.12	1.35	19.45	0.04	4.51
Pushover +X Acc	32.93	0.10	3.29	1.35	19.45	0.07	2.45
Pushover -X Acc	32.93	0.10	3.30	1.35	19.45	0.07	2.44
Pushover +Y Acc	32.93	0.03	4.08	1.35	19.45	0.02	3.07
Pushover -Y Acc	32.93	0.03	4.23	1.35	19.45	0.02	3.10

Legenda:

- m : massa sismica
 $C_{b,max}$: coefficiente di taglio alla base massimo
 δ_u : spostamento massimo
 Γ : fattore di partecipazione

Determinazione del sistema bilineare equivalente

Analisi	K^*	T^*	F_y^*	δ_v^*	δ_u^*	μ^*
	kN/m	s	kN	cm	cm	
Pushover +X Massa	221228.70	0.59	1128.07	0.51	3.07	6.03
Pushover -X Massa	220433.40	0.59	976.95	0.44	3.48	7.84
Pushover +Y Massa	54488.48	1.19	1131.92	2.08	4.07	1.96
Pushover -Y Massa	54702.68	1.18	1141.89	2.09	4.54	2.17
Pushover +X Acc	161198.70	0.69	2042.54	1.27	2.51	1.98
Pushover -X Acc	160751.00	0.69	2052.95	1.28	2.50	1.96
Pushover +Y Acc	34376.94	1.49	235.16	0.68	6.40	9.36
Pushover -Y Acc	34121.89	1.50	240.50	0.70	6.36	9.02

Legenda:

- K^* : rigidezza elastica
 T^* : periodo del sistema
 F_y^* : forza di snervamento
 δ_v^* : spostamento di snervamento
 δ_u^* : spostamento ultimo
 μ^* : duttilità ultima del sistema

Stima di vulnerabilità

Analisi	Stato limite	Richiesta						Capacita'	α
		PGA/g	S	q^*	$d_{e,max}^*$	d_{max}^*	d_{max}	d_{SL}	
Pushover +X Massa	SLV	0.18	1.20	1.00	4.30	4.30	5.79	2.02	0.35
Pushover -X Massa	SLV	0.18	1.20	1.00	4.31	4.31	5.80	2.03	0.35
Pushover +Y Massa	SLV	0.18	1.20	1.00	8.67	8.67	11.67	3.66	0.31
Pushover -Y Massa	SLV	0.18	1.20	1.00	8.65	8.65	11.64	3.76	0.32
Pushover +X Acc	SLV	0.18	1.20	1.00	5.04	5.04	6.78	2.73	0.40
Pushover -X Acc	SLV	0.18	1.20	1.00	5.05	5.05	6.79	2.64	0.39

Analisi	Stato limite	Richiesta						Capacità	α
		PGA/g	S	q^*	$d_{e, \max}^*$	d_{\max}^*	d_{\max}	d_{SL}	
Pushover +Y Acc	SLV	0.18	1.20	1.00	10.91	10.91	14.69	2.47	0.17
Pushover -Y Acc	SLV	0.18	1.20	1.00	10.95	10.95	14.74	2.51	0.17

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
 α : 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	$V_{b, agente}$ kN	$V_{b, resistente}$ kN	$V_{b, agente} / V_{b, resistente}$	Fattore di sicurezza
Pushover +X Massa	9517.76	1128.07	8.43719 > 3	0.36
Pushover -X Massa	9500.63	976.95	9.724751 > 3	0.31
Pushover +Y Massa	4723.52	1131.92	4.173036 > 3	0.72
Pushover -Y Massa	4732.80	1141.89	4.144699 > 3	0.72
Pushover +X Acc	8124.46	2042.54	3.977624 > 3	0.75
Pushover -X Acc	8113.17	2052.95	3.951953 > 3	0.76
Pushover +Y Acc	3751.87	235.16	15.95464 > 3	0.19
Pushover -Y Acc	3737.92	240.50	15.54262 > 3	0.19

11.4 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. Per maggiori dettagli sulle singole verifiche si rimanda ai tabulati di riferimento.

Verifiche a taglio non soddisfatte per sezioni in CA

Asta	Formato	Analisi	Stato limite	Sezione	V_{sd} kN	V_{rd} kN	Coefficiente di sicurezza
				m	kN	kN	

Verifiche a taglio soddisfatte per sezioni in CA

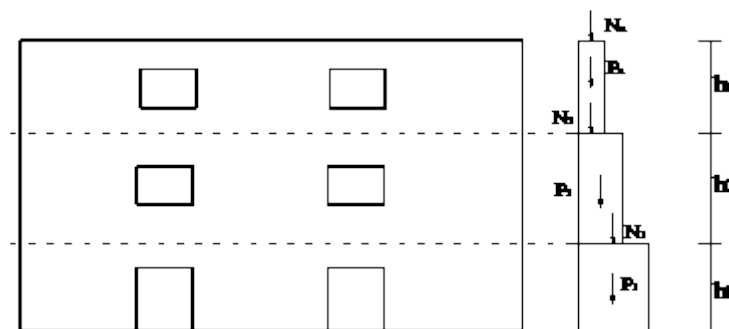
Asta	Formato	Analisi	Stato limite	Sezione	V_{sd} kN	V_{rd} kN	Coefficiente di sicurezza
				m	kN	kN	

12 VERIFICHE DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

Nel seguito viene descritta la procedura di verifica dei meccanismi di ribaltamento fuori piano delle pareti. L'approccio utilizzato è quello dell'analisi limite che consente di determinare il moltiplicatore dei carichi gravitazionali che attiva il meccanismo. Le successive verifiche si basano sulla definizione di un oscillatore equivalente secondo quanto previsto in normativa.

12.1 Individuazione delle fasce murarie

Costituiscono oggetto di verifica delle "fasce" verticali di muratura comprendenti un'intera parete o una porzione di essa. Ciascuna fascia è soggetta ai carichi gravitazionali derivanti dal peso proprio della muratura e dagli scarichi dei solai. Le eccentricità dei carichi vengono determinate considerando le rastremazioni della parete lungo l'altezza e le lunghezze di ammorsamento dei solai.



Vista in prospettiva e in sezione di una fascia di muratura oggetto di verifica.

Si riportano nel seguito le grandezze geometriche e statiche caratterizzanti ciascuna quota della fascia:

P	: peso proprio della muratura;
s	: spessore del pannello;
h	: quota di sommità rispetto alla base;
N	: scarico (applicato alla quota h);
e_N	: eccentricità del carico N rispetto alla mezzzeria del blocco su cui scarica;

Le azioni ribaltanti sono rappresentate da una distribuzione di forze orizzontali proporzionali ai carichi gravitazionali secondo un unico moltiplicatore (α).

Ulteriori azioni stabilizzanti sono dovute alla presenza di tiranti/catene e all'ammorsamento dei solai, caratterizzate dalle grandezze sotto riportate:

T_h	: forza di snervamento del tirante;
h_T	: quota del punto di applicazione del tirante;
$F = \mu * \alpha_s * N_i$: massima forza d'attrito esplicata dal solaio;
μ	: coefficiente di attrito caratterizzante la superficie di scorrimento muratura/solaio
α_s	: coefficiente riduttivo [0;1] per tenere conto dell'area effettiva di contatto tra solaio e muratura

12.2 Generazione dei cinematismi di collasso

I cinematismi di collasso da sottoporre a verifica vengono generati in automatico a partire dalla geometria della fascia: numero di quote, presenza di vincoli di piano, presenza di tiranti. In particolare si considerano due tipologie di cinematismi, entrambi caratterizzati dalla formazione di cerniere orizzontali:

Meccanismi semplici: ottenuti considerando la formazione di una cerniera plastica con conseguente rotazione rigida della porzione di muratura superiore.

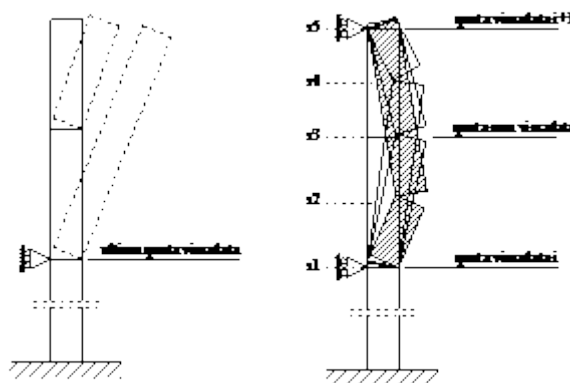
Meccanismi composti : caratterizzati dalla formazione di tre cerniere e due porzioni di muratura coinvolte. In corrispondenza delle cerniere di estremità si hanno spostamenti orizzontali nulli mentre in corrispondenza della cerniera intermedia si ha il massimo spostamento.

Le cerniere possono formarsi in corrispondenza di particolari sezioni “sezioni critiche”, individuate a priori, in corrispondenza delle:

- quote di piano;
- quote di applicazione dei tiranti;
- quote delle aperture.

I meccanismi di tipo "a" vengono definiti a partire dal vincolo fisso a quota più alta. In assenza di vincoli fissi la posizione della cerniera spazia tra tutte le sezioni critiche.

I meccanismi composti (b) vengono definiti tra due quote vincolate successive e collocando le tre cerniere secondo tutte le possibili combinazioni.

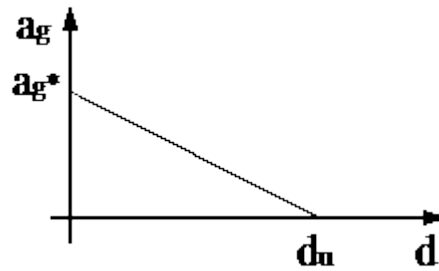


Definizione dei meccanismi di tipo (a) e (b).

12.3 Analisi dei cinematismi di collasso

L'analisi del meccanismo consiste nel calcolare, mediante l'applicazione dell'analisi limite, il moltiplicatore dei carichi che attiva il cinematismo (α) e lo spostamento limite del punto di controllo (coincidente con il baricentro delle forze gravitazionali) che annulla la resistenza della parete (d_k).

Considerando una cinematica lineare, come previsto dalla normativa, si ottiene il legame costitutivo sotto riportato:



Legame costitutivo a ribaltamento “linearizzato”.

Meccanismo di tipo “a”

Imponendo l’equilibrio limite si ottiene la seguente espressione del moltiplicatore dei carichi:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^{nP} P_i \cdot b_{P,i} + \sum_{i=1}^{nN} N_i \cdot b_{N,i} + \sum_{i=1}^{nT} T_i \cdot h_{T,i} + \sum_{i=1}^n \eta_i \cdot N_i \cdot h_{T,i}}{\sum_{i=1}^{nP} P_i \cdot h_{P,i} + \sum_{i=1}^{nN} N_i \cdot h_{N,i}}$$

dove $(h_{P,i}, h_{N,i})$ rappresentano il braccio verticale delle forze ribaltanti; $(b_{P,i}, b_{N,i})$ il braccio orizzontale delle forze stabilizzanti;

Meccanismo di tipo “b”

Il moltiplicatore dei carichi viene determinato applicando il principio dei lavori virtuali nel caso di corpi rigidi ($dL_{est}=0$). La cinematica è governata da un unico parametro libero assunto pari alla rotazione attorno alla sezione inferiore (θ) mentre la rotazione attorno alla sezione superiore, indicando con h_1 e h_2 le porzioni di muratura individuate dalla cerniera centrale, risulta:

$$\theta_1 = \theta \cdot \frac{h_1}{h_2} = \theta \cdot \frac{h_2 - h_{c1}}{h_{c2} - h_c}$$

Indicando con:

- w_a : il lavoro associato alle forze d’inerzia considerando $\alpha=1$;
- w_G : il lavoro negativo associato alle forze gravitazionali;
- w_e : il lavoro associato alle forze stabilizzanti esterne (tiranti, solai).

Il moltiplicatore dei carichi limite risulta:

$$\alpha = \frac{w_a + w_e}{w_G}$$

12.4 Verifiche dei cinematismi di collasso

Il primo passo della verifica consiste nel determinare l’accelerazione di attivazione del meccanismo (a_g^*) e lo spostamento ultimo (d^*) utilizzando le seguenti espressioni:

$$a_s^* = a \frac{\sum_{i=1}^n (P_i + N_i)}{M^* FC}$$

$$d^* = d_t \frac{\sum_{i=1}^n (P_i \delta_{x,i}^2 + N_i \delta_{x,i}^2)}{\delta_{x,t} \sum_{i=1}^n (P_i \delta_{x,i} + N_i \delta_{x,i})}$$

dove:

$\delta_{x,i}$ $\delta_{x,K}$: spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze gravitazionali e del punto di controllo, normalizzati in modo da rendere unitario il massimo spostamento virtuale;

FC : fattore di confidenza;

M^* : massa efficace.

La massa partecipante viene calcolata come:

$$M^* = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i \delta_{x,i} + N_i \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n (P_i \delta_{x,i}^2 + N_i \delta_{x,i}^2)}$$

- Verifica di sicurezza allo SLD

La verifica consiste nel confrontare la massima accelerazione del sistema equivalente con la richiesta del sisma, valutata tramite lo spettro corrispondente:

$$a_s^* \geq S_e(T=0) \quad (1.a) \text{ per blocchi isolati}$$

$$a_s^* \geq S_e(T=T_1) \cdot \frac{z}{H} \cdot \gamma \quad (1.b) \text{ per blocchi posti a una certa quota}$$

dove:

$S_e(T)$ = spettro elastico allo SLD;

T_1 = periodo fondamentale della struttura nella direzione considerata;

γ = coefficiente di partecipazione modale calcolato come $3N/(2N+1)$ con N il numero di piani;

z = quota del centro di massa della porzione che ribalta;

H = altezza totale della struttura.

Per blocchi poggiati a terra va eseguita unicamente la verifica (1.a); per i cinematismi posti a quota (z) bisogna eseguire entrambe le verifiche.

- Verifica di sicurezza allo SLU (approccio lineare)

L'approccio di verifica lineare consiste nel verificare la capacità e la richiesta in termini di accelerazione:

$$\alpha^* \geq \frac{S_s(T=0)}{q} \quad (1.a)$$

(2.a) per blocchi isolati

$$\alpha^* \geq \frac{1}{q} \cdot S_s(T_1) \cdot \frac{z}{H} \cdot \gamma \quad (1.b)$$

(2.b) per blocchi posti a una certa quota

Dove q rappresenta il coefficiente di struttura e posto pari a 2.

- Verifica di sicurezza allo SLU (approccio non-lineare)

La verifica consiste nel confrontare la capacità di spostamento di un oscillatore equivalente con la corrispondente richiesta di spostamento dedotta dallo spettro allo SLV.

Il periodo del sistema equivalente viene calcolato come segue:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s}{\alpha_s}}$$

con :

$$d_s = 0.4 \cdot d^*$$

$$\alpha_s = \alpha^* \cdot \left(1 - \frac{d_s}{d^*}\right) = 0.6 \cdot \alpha^*$$

La verifica consiste nel confronto:

$$d_s \geq S_s(T_s) \cdot \left(\frac{2\pi}{T_s}\right)^2$$

(3.a) blocco isolato

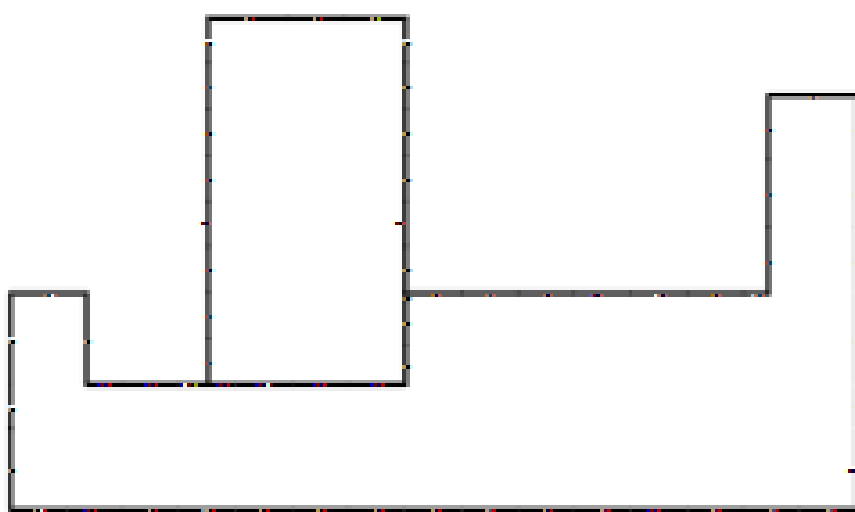
$$d_s \geq S_s(T_1) \cdot \left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^2 \cdot \frac{z}{H} \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{\sqrt{(1 - T_s/T_1)^2 + 0.02(T_s/T_1)}}$$

(3.b) blocchi a quota

Anche in questo caso i meccanismi posti a quota (z) è necessario verificare entrambe le disuguaglianze (3.a e 3.b).

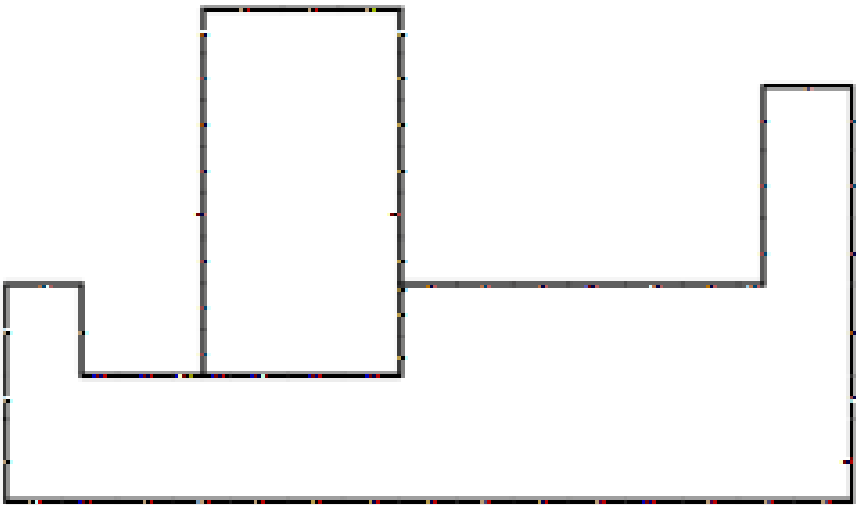
12.4.1 Riepilogo delle verifiche effettuate

Di seguito è riportata la pianta dell'edificio nella quale sono indicati in rosso i tratti di parete per i quali non risulta soddisfatta la verifica dei cinematismi fuori-piano rispetto allo SLD:



Verifica dei cinematismi fuori-piano rispetto allo SLD.

Di seguito è riportata la pianta dell'edificio nella quale sono indicati in rosso i tratti di parete per i quali non risulta soddisfatta la verifica dei cinematismi fuori-piano rispetto allo SLV:



Verifica dei cinematismi fuori-piano rispetto allo SLV.

Per ogni parete si riporta il cinematismo più pericoloso con la relativa stima della vulnerabilità sismica rispetto allo SLD e allo SLV.

13. 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_{CLO}/PGA_{DLO}	PGA_{CLD}/PGA_{DLD}	PGA_{CLV}/PGA_{DLV}	PGA_{CLC}/PGA_{DLC}
	g				
Rottura a taglio nella muratura	non rilevata				
Rotazione limite nella muratura	non rilevata				
Rottura a taglio in un'asta	non rilevata				
Rotazione di snervamento in un'asta	0.027	0.783	0.577	0.155	0.110
3/4 della rotazione ultima in un'asta	0.028	0.796	0.587	0.158	0.112
Rottura a flessione in un'asta	0.047	1.331	0.981	0.264	0.187
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLD)	non rilevata				
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLV)	non rilevata				
Analisi globale della vulnerabilità sismica in termini di forza	0.0332	--	--	0.188	--
- Direzione X	0.0545	--	--	0.308	--
- Direzione Y	0.0332	--	--	0.188	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)	0.0279	--	--	0.158	--
- Direzione X	0.0592	--	--	0.335	--
- Direzione Y	0.0279	--	--	0.158	--

Legenda:

Evento: evento di crisi monitorato;

PGA: accelerazione al suolo;

PGA_{CLO}/PGA_{DLO} : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLO;

PGA_{CLD}/PGA_{DLD} : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLD;

PGA_{CLV}/PGA_{DLV} : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLV;

PGA_{CLC}/PGA_{DLC} : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLC.

Indicatori di rischio (Tr)

Evento	Tr anni	$(TR_{CLO}/TR_{DLO})^a$	$(TR_{CLD}/TR_{DLD})^a$	$(TR_{CLV}/TR_{DLV})^a$	$(TR_{CLC}/TR_{DLC})^a$
Rottura a taglio nella muratura					
Rotazione limite nella muratura					
Rottura a taglio in un'asta					
Rotazione di snervamento in un'asta	30	0.845	0.684	0.272	0.202
3/4 della rotazione ultima in un'asta	31	0.855	0.692	0.275	0.204
Rottura a flessione in un'asta	73	1.219	0.987	0.392	0.291
Crisi per ribaltamento fuori piano					

Evento	Tr	$(TR_{CLO}/TR_{DLO})^a$	$(TR_{CLD}/TR_{DLD})^a$	$(TR_{CLV}/TR_{DLV})^a$	$(TR_{CLC}/TR_{DLC})^a$
	anni				
(SLD)					
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLV)					
Analisi globale della vulnerabilità sismica in termini di forza	41.246	--	--	0.310	--
- Direzione X	94.1983	--	--	0.435	--
- Direzione Y	41.246	--	--	0.310	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)	30.8463	--	--	0.275	--
- Direzione X	108.893	--	--	0.462	--
- Direzione Y	30.8463	--	--	0.275	--

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;

a=0.41