



azienda casa emilia - romagna
provincia di bologna

Piazza della Resistenza 4 - 40122
Bologna - BO
tel. 051.292111 fax 051.554335
Codice Fiscale - Partita IVA e Registro
Imprese di Bologna n. 00322270372
sito web: www.acerbologna.it
posta elettronica: info@acerbologna.it

INTERVENTO

**FONDO COMPLEMENTARE AL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA
PROGRAMMA "SICURO, VERDE E SOCIALE: RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA"**

**PROGETTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA PER ADEGUAMENTO SISMICO E
MIGLIORAMENTO ENERGETICO DELL'EDIFICIO POSTO IN VIA GALILEI 3-5-7
COMUNE DI IMOLA**

LOTTO **3050/PN**

PROGETTO ESECUTIVO

TAV. RS.STR.01_G3-5-7		OGGETTO GENERALI: Illustrazione Sintetica Elementi Essenziali			DATA		
SCALA -					Settembre 2022		
					N. DISEGNO		
VERSIONE	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO		APPROVATO
00	PRIMA EMISSIONE		Giugno 2022		N. LEONE		N. LEONE
01	REVISIONE 1		Settembre 2022		N. LEONE		N. LEONE
02							
03							

Il Progettista Architettonico Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	Il Progettista Strutturale Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	Il Progettista Impianti Elettrici Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	Il Progettista Impianti Meccanici Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)
Il Coordinatore della Sicurezza in Fase Progettuale Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)	Il Coordinatore per la progettazione Ing. Nicola Leone SIDEL Ingegneria Srl Via Isonzo, 13 40055 Villanova di Castenaso (BO)		
Responsabile del Procedimento Ing. Antonio Frighi ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna	Il Dirigente Responsabile del Servizio Tecnico Ing. Antonio Frighi ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna	Il Direttore Generale Avv. Francesco Nitti ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna	Il Presidente Marco Bertuzzi ACER Bologna Piazza della Resistenza, 4 40122 Bologna

OGGETTO: *Fondo complementare al piano nazionale di ripresa e resilienza programma "sicuro, verde e sociale: riqualificazione dell'edilizia residenziale pubblica".*

Progetto di manutenzione straordinaria per adeguamento sismico e miglioramento energetico dell'edificio posto in via Galilei 3-5-7 Comune di Imola

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

Rev02







Sommario

PREMESSA.....	4
ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	4
VERIFICHE.....	50



PREMESSA

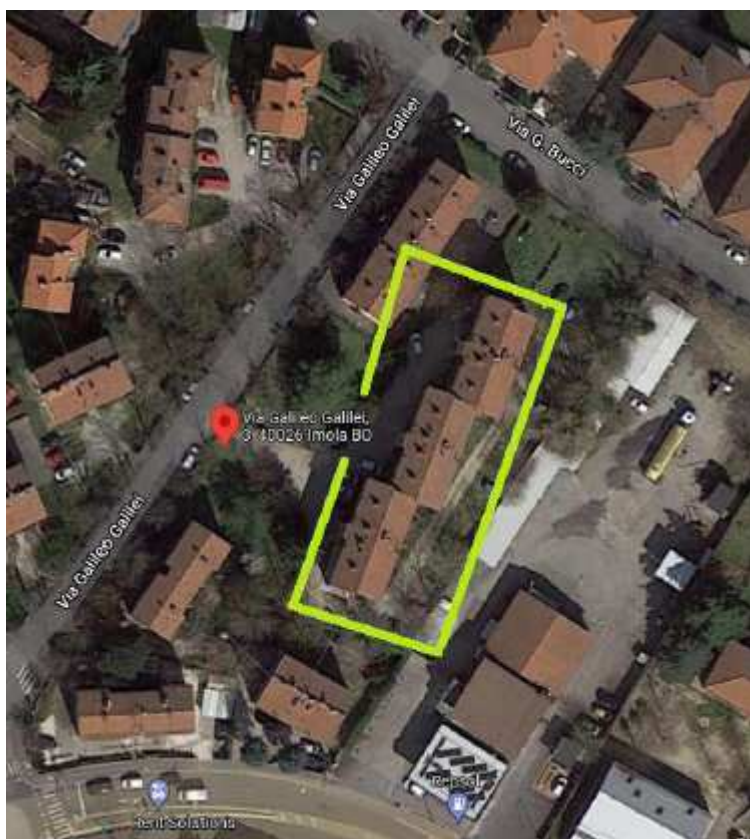
Nella presente relazione lo scrivente riporta le deduzioni ed i calcoli effettuati per il dimensionamento degli interventi strutturali da eseguirsi per l'adeguamento sismico di un fabbricato esistente in muratura portante ordinaria ad Imola (BO).

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

A) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DELLE CARATTERISTICHE DEL SITO OGGETTO DI INTERVENTO

L'immobile oggetto di intervento si colloca all'interno del Comparto Marconi, in Via Galilei 3-5-7.

L'edificio è situato nel comune di Imola, a nord del centro storico, nell'isolato delimitato da Via G. Galilei, Via G. Bucci, Via Q. Cenni, Viale G. Marconi e Viale Pampera.



L'immobile è inserito al catasto fabbricati al foglio n. 230 particella n. 1249.

Il fabbricato in oggetto non è soggetto a vincoli e/o situato in zona di interesse archeologico.

Il sito di costruzione è pianeggiante.



B) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA E DELLA TIPOLOGIA D'INTERVENTO

Per la descrizione della struttura vedi “n) Descrizione struttura esistente”.

Riassumendo, i lavori di cui all'oggetto:

- riguardano una costruzione esistente in muratura portante ordinaria;
- occorre la nomina di un collaudatore;
- riguardano un edificio che può essere classificato come “ordinario” (Tipo di costruzione “2”; Vita Nominale = 50 anni);
- l'edificio di progetto è di classe d'uso II (attualmente classe d'uso I), quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:
- $VR = VN \times CU = 50 \times 1,0 = 50$ anni;
- sono soggetti a semplice deposito;
- non si amplia né si sopraeleva l'edificio;
- la costruzione è isolata;
- sulle nuove pareti non grava più del 50% dei carichi gravitazionale.

Si evidenzia che la costruzione attuale:

- riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- non palesa difetti di impostazione e di realizzazione rispetto allo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- non manifesta danni e dissesti significativi;
- presenta un degrado dovuto alla obsolescenza materica.

Il presente progetto pertanto prevede;

- allargamento fondale dei muri caricati dai solai
- inspessimento delle murature all'interrato con intonaco armato
- rinforzo dei solai nel loro spessore
- rinforzo delle murature perimetrali e di alcune pareti interne con tecnica FRCM
- messa in opera di catene metalliche nel sottotetto
- realizzazione di nuovi vani ascensore in conglomerato cementizio armato.

Il percorso progettuale seguito per la definizione delle opere strutturali dallo scrivente progettista si è sviluppato, nell'ordine, secondo i seguenti criteri:

- sopralluoghi nella costruzione, con particolare riferimento alle zone d'intervento, per presa visione e conoscenza dello stato attuale e delle strutture esistenti;
- interazione con le esigenze architettoniche per lo sviluppo di un intervento che, nel rispetto delle necessità e richieste del Committente, consenta l'adozione di ottimali soluzioni strutturali per gli interventi (nei confronti sia delle strutture esistenti sia delle opere di progetto);
- concezione di interventi strutturali con meccanismi resistenti ottimali per le opere di nuova realizzazione, nel rispetto dell'organismo strutturale esistente;



- produzione di elaborati esecutivi con definizione di particolari costruttivi che consentano la realizzazione concreta di quanto progettualmente ideato e concepito.

L'unità immobiliare oggetto del presente intervento è compiutamente individuata e definita negli elaborati predisposti dal progettista architettonico.

Le parti oggetto di interventi strutturali sono compiutamente individuate e definite negli elaborati predisposti dallo scrivente progettista strutturale.

L'uso dell'unità immobiliare non cambia (rimane civile abitazione).

C) Quadro normativo di riferimento adottato

Il progetto è stato redatto secondo la seguente normativa di riferimento:

- Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380 – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 – Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni».
- Classificazione sismica dei Comuni italiani: ALLEGATO A all'Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (G.U. 08.05.2003, n. 105) – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- L.R. (Emilia Romagna) 30 ottobre n. 19 del 2008 – «Norme per la riduzione del rischio sismico» e relativi atti di indirizzo.

D) AZIONI SULLA COSTRUZIONE E CARICHI

Azioni sulla costruzione

Azioni Naturali

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi delle azioni naturali agenti sulla struttura:

- Neve sulla copertura → azione verticale
- Vento → azione orizzontale (trascurabile per l'intervento in oggetto)
- Azione sismica → azione orizzontale



Azione sismica

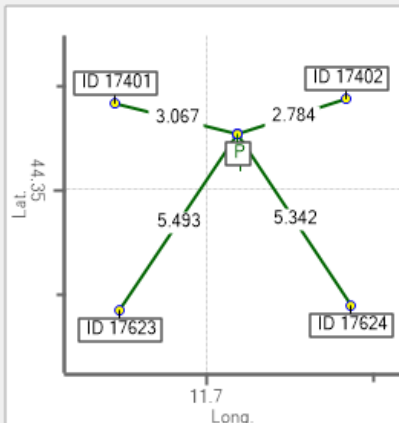
▣ Ubicazione del sito

Longitudine: Latitudine:

Tipo di interpolazione: ☐ Media ponderata ([3] in §All. A) ☒ Superficie rigata [§CA]

Tab. 2, All. B:

▣ Reticolo intorno al sito



Sito di ubicazione della costruzione:
Long. = 11.709275, Lat. = 44.363286

Vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il sito:
1: ID 17623: Long. = 11.67374, Lat. = 44.32093, distanza dal sito (km) = 5.493
2: ID 17401: Long. = 11.6722, Lat. = 44.37092, distanza dal sito (km) = 3.067
3: ID 17402: Long. = 11.74213, Lat. = 44.37197, distanza dal sito (km) = 2.784
4: ID 17624: Long. = 11.74358, Lat. = 44.32198, distanza dal sito (km) = 5.342

Risultano 1 Comuni compresi nella maglia:
Imola (BO): 11.710278, 44.356111

Comune più vicino al sito:
Imola (BO): 11.710278, 44.356111



☐ Pericolosità sismica di base

T,R (anni)	a,g (g)	F,o	T,C* (sec)
30	0.065	2.408	0.260
50	0.084	2.398	0.270
72	0.098	2.390	0.274
101	0.114	2.408	0.280
140	0.130	2.428	0.280
201	0.150	2.427	0.284
475	0.204	2.436	0.300
975	0.256	2.488	0.310
2475	0.332	2.582	0.330

☐ Risposta sismica locale

Approccio semplificato secondo Normativa

Categoria di sottosuolo

C

Categoria topografica

T1

Quota sito/Altezza rilievo

0.000

[$0 \leq (h/H) \leq 1$]

Amplificazione topografica S_T

1.000

(§3.2.3.2.1: $S_T = 1.000$)

T,R (anni)	Orizzontale			Verticale		
	a,max (g)	F,o	T,C (sec)	a,max (g)	F,v	T,C (sec)
30	0.098	2.408	0.426	0.065	0.829	0.150
50	0.126	2.398	0.437	0.084	0.938	0.150
72	0.147	2.390	0.441	0.098	1.010	0.150
101	0.171	2.408	0.447	0.114	1.098	0.150
140	0.195	2.428	0.447	0.130	1.182	0.150
201	0.222	2.427	0.452	0.150	1.269	0.150
475	0.286	2.436	0.469	0.204	1.485	0.150
975	0.337	2.488	0.479	0.256	1.699	0.150
2475	0.394	2.582	0.500	0.332	2.008	0.150



Vita nominale, Classe d'uso, Stati limite

Vita nominale (anni): $V_N = 50$

Classe d'uso: Classe II (normali affollamenti)

Coefficiente d'uso: $C_U = 1.0$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): $V_R = V_N * C_U = 50$

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R (Tab. 3.2.I)

Tempo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Stati Limite	P.VR (%)	T.R (anni)
SLO	81	30
SLD	63	50
SLV	10	475
SLC	5	975

Parametri di Spettro

Approccio semplificato secondo Normativa:

Stati Limite	T.R (anni)	Orizzontale							Verticale					
		a.g (g)	S.S	S	F.o	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	a.g (g)	S	F.v	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)
SLO	30	0.065	1.500	1.500	2.408	0.142	0.426	1.860	0.065	1.000	0.829	0.050	0.150	1.000
SLD	50	0.084	1.500	1.500	2.398	0.146	0.437	1.936	0.084	1.000	0.938	0.050	0.150	1.000
SLV	475	0.204	1.402	1.402	2.436	0.156	0.469	2.416	0.204	1.000	1.485	0.050	0.150	1.000
SLC	975	0.256	1.318	1.318	2.488	0.160	0.479	2.624	0.256	1.000	1.699	0.050	0.150	1.000

PGA

Accelerazione su roccia (analoga ad a_g)

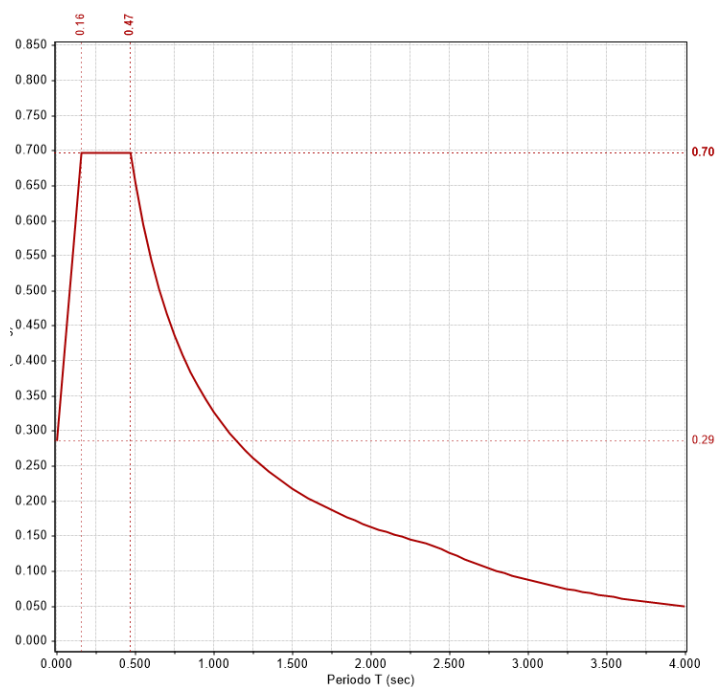
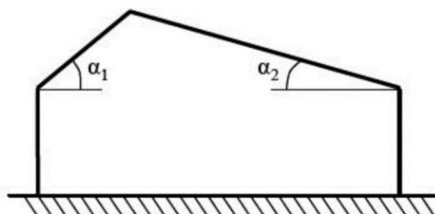


Figura 1: Spettro "elastico" SLV



Neve



- Regione: Emilia Romagna
- Provincia: Bologna
- Ubicazione: Zona I - Mediterranea
- Quota sito s.l.m.m. a_s : 47.00 m
- Topografia: Normale
- Coefficiente di esposizione C_E : 1.0
- Coefficiente termico C_t : 1.00
- Valore caratteristico di carico neve al suolo ($T_R=50$ anni) q_{sk} : 1.50 kN/m²
- Angolo α_1 della falda 1 sull'orizzontale: 19°
- Angolo α_2 della falda 2 sull'orizzontale: 22°
- Coefficiente di forma $\mu_1(\alpha_1)$: 0.80
- Coefficiente di forma $\mu_1(\alpha_2)$: 0.80

Caso (i) - Carico neve in assenza di vento

- Carico neve su falda 1 q_1 : 1.20 kN/m²
- Carico neve su falda 2 q_2 : 1.20 kN/m²

Caso (ii) - Carico neve in presenza di vento

- Carico neve su falda 1 q_1 : 0.60 kN/m²
- Carico neve su falda 2 q_2 : 1.20 kN/m²

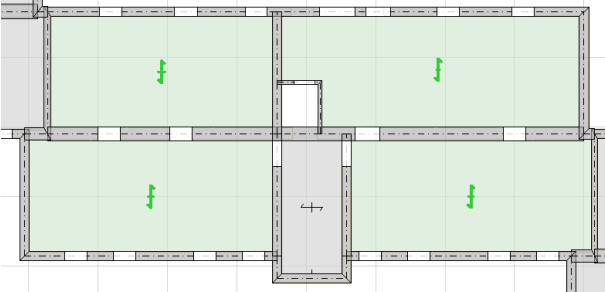

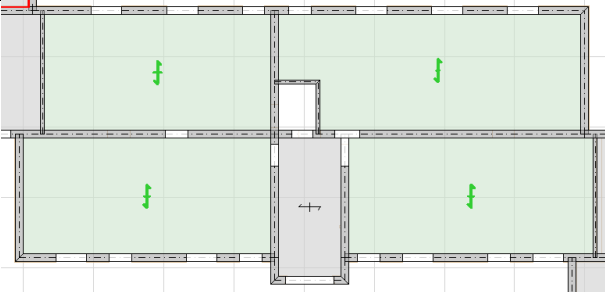
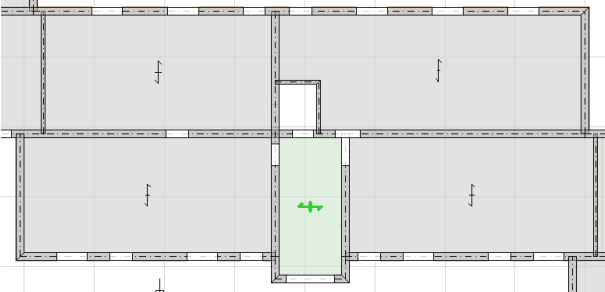
Caso (iii) - Carico neve in presenza di vento

- Carico neve su falda 1 q_1 : 1.20 kN/m²
- Carico neve su falda 2 q_2 : 0.60 kN/m²

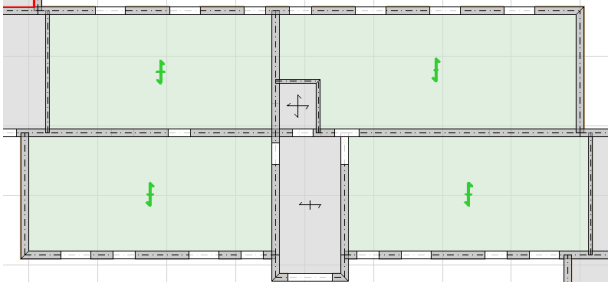
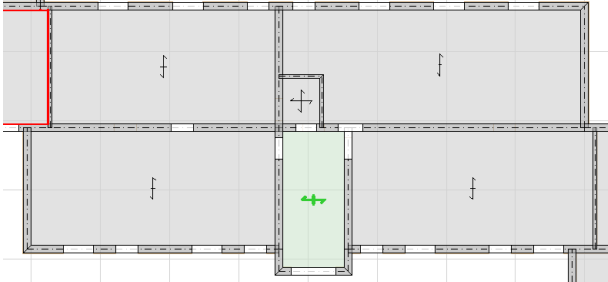
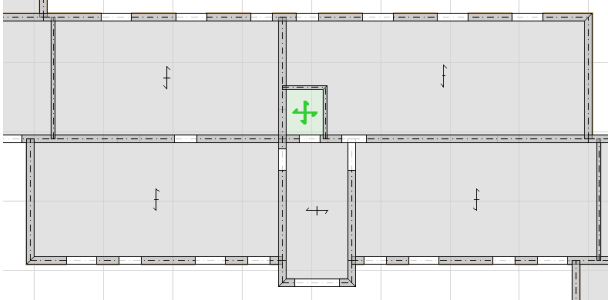
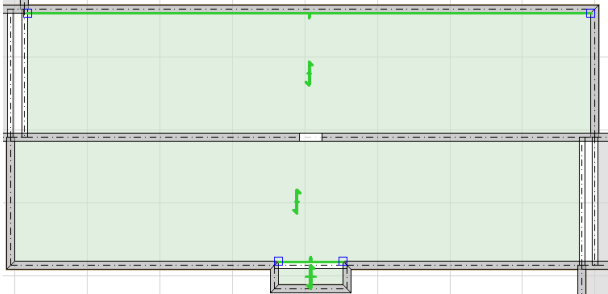


Carichi da solaio

I carichi G_2 sono stati considerati non compiutamente definiti.

<p>Livello 1</p> 	<p>Peso proprio strutturale G_1: 2.30 kN/m² Peso permanente portato G_2: 2.30 kN/m² Accidentale residenziale: 2.00 kN/m²</p>
<p>Livello 1</p> 	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.80 kN/m² Peso permanente portato G_2: 2.50 kN/m² Accidentale residenziale: 4.00 kN/m²</p>
<p>Livello 2 - Livello 3 - Livello 4</p> 	<p>Peso proprio strutturale G_1: 2.30 kN/m² Peso permanente portato G_2: 2.30 kN/m² Accidentale residenziale: 2.00 kN/m²</p>
<p>Livello 2 - Livello 3 - Livello 4</p> 	<p>Peso proprio strutturale G_1: 2.40 kN/m² Peso permanente portato G_2: 2.30 kN/m² Accidentale residenziale: 2.00 kN/m²</p>



<p>Livello 5</p> 	<p>Peso proprio strutturale G_1: 1.15 kN/m² Peso permanente portato G_2: 0.50 kN/m² Accidentale categoria H: 0.50 kN/m²</p>
<p>Livello 5</p> 	<p>Peso proprio strutturale G_1: 2.15 kN/m² Peso permanente portato G_2: 0.50 kN/m² Accidentale categoria H: 0.50 kN/m²</p>
<p>Livello 5</p> 	<p>Peso proprio strutturale G_1: 3.75 kN/m² Peso permanente portato G_2: 0.50 kN/m² Accidentale categoria H: 0.50 kN/m²</p>
<p>Livello 6</p> 	<p>Peso proprio strutturale G_1: 3.75 kN/m² Peso permanente portato G_2: 2.00 kN/m² Neve: 1.20 kN/m²</p>

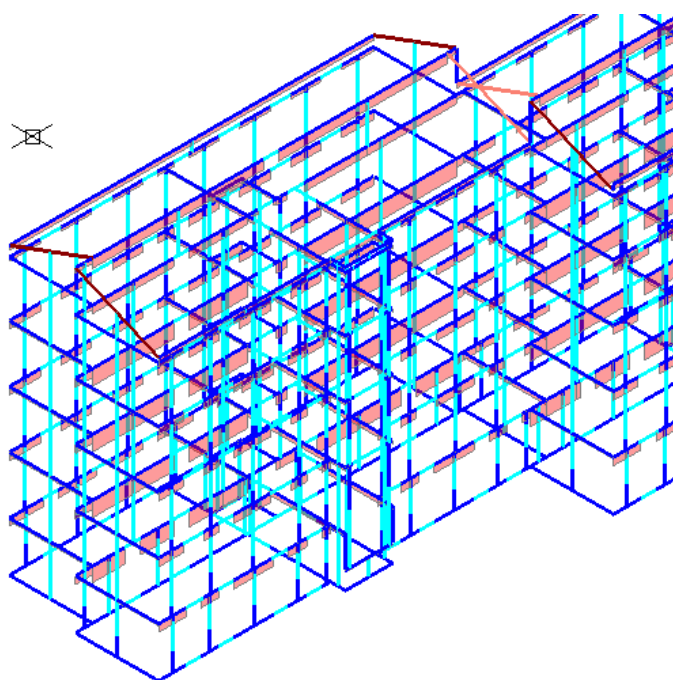


Figura 2: Carichi da solaio - permanente strutturale (G_1)

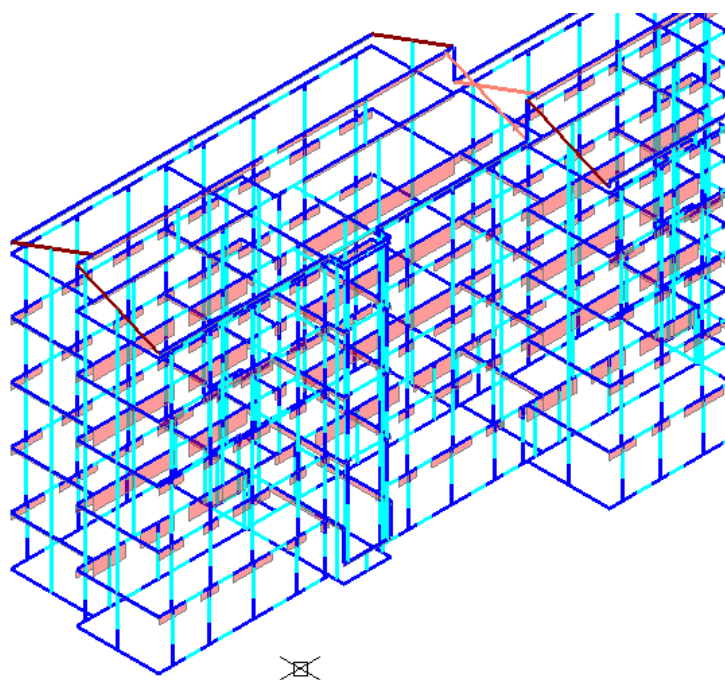


Figura 3: Carichi da solaio - permanente portato non compiutamente definito (G_2)

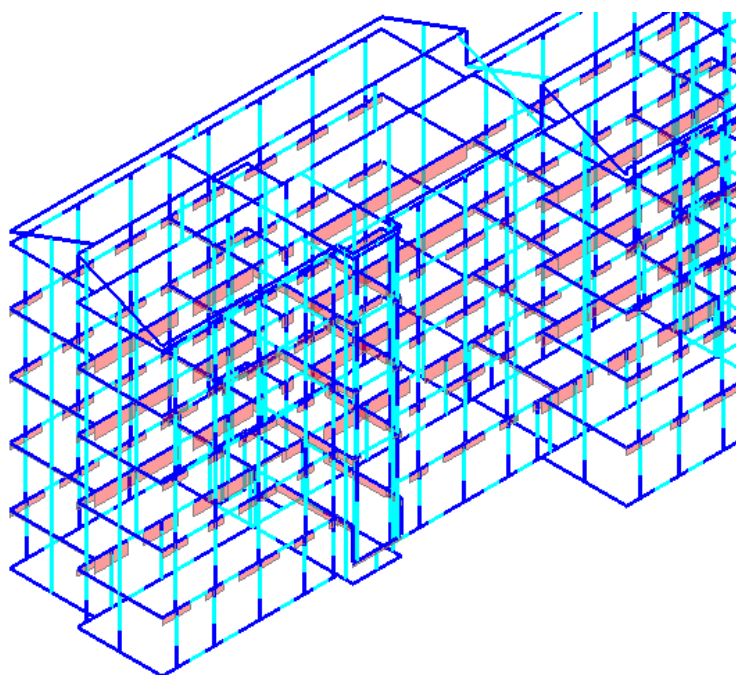


Figura 4: carichi da solaio - accidentale residenziale (categoria A)

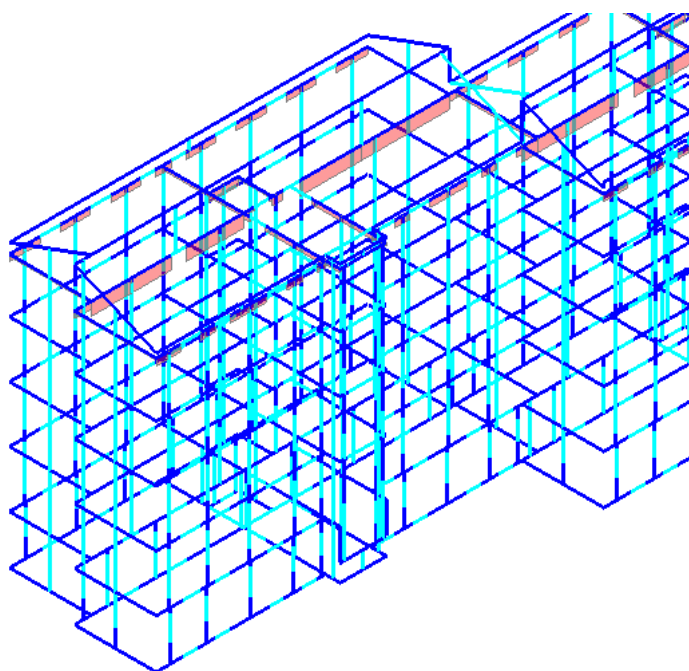


Figura 5: carichi da solaio - accidentale sottotetto (categoria H)

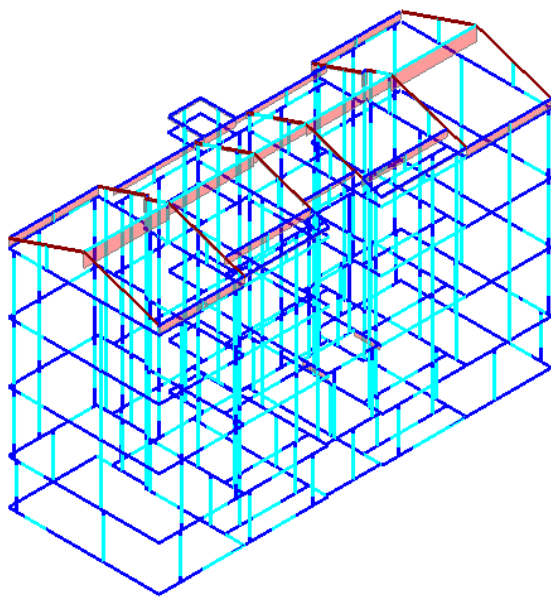


Figura 6: carichi da solaio - neve

E) MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo C25/30: fondazioni e solette controterra

C25/30, classe di esposizione XC2, con la seguente resistenza cubica a compressione a 28 giorni $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$ e le seguenti resistenze di calcolo:

- a compressione: $f_{cd} = 141,10 \text{ daN/cm}^2$
- a trazione: $f_{ctd} = 11,94 \text{ daN/cm}^2$

Calcestruzzo C25/30: strutture in elevazione

C25/30, classe di esposizione XC1, con la seguente resistenza cubica a compressione a 28 giorni $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$ e le seguenti resistenze di calcolo:

- a compressione: $f_{cd} = 141,10 \text{ daN/cm}^2$
- a trazione: $f_{ctd} = 11,94 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio per cemento armato

B450C, con la seguente tensione caratteristica di snervamento:

- $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$

e la seguente resistenza di calcolo:

- $f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$



Muratura per Interventi su esistente (chiusure di aperture, cucì-scucì, etc)

Dovendo intervenire su murature esistenti di caratteristiche meccaniche non elevate, si è ritenuto opportuno l'utilizzo di una malta di classe M5 e non più performante (ad esempio M10) per rendere la muratura di progetto più omogenea. La malta dovrà essere compatibile con i materiali esistenti.

È ammesso l'uso di elementi di laterizio di caratteristiche superiori.

- Classe di esecuzione muratura: 2
- Categoria elementi resistenti: cat II - Malta qualsiasi
- Elementi per muratura portante conformi alla norma UNI EN 771
- Sistema di attestazione di conformità: 4
- Classe malta: M 5
- Malta conforme alla norma UNI EN 998-2
- Resistenza caratteristica a taglio della muratura f_{vk} limitata
- Tipologia elemento: Laterizio semipieno

f_{bk}	f_{bkh}	f_k	f_{vk0}	$\gamma_{m,stat}$	$\gamma_{m,din}$	$f_{d,stat}$	$f_{d,din}$	$f_{vk,lim}$	E_{mur}	G_{mur}	V_{mur}
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]			[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
10.00	1.50	4.70	0.20	3.00	2.00	1.57	2.35	2.10	4700	1880	0.25

Carpenteria metallica per catene

- Tipologia laminati: Laminati a caldo con profili a sezione aperta
- Spessore nominale elemento: $t \leq 40\text{mm}$
- Dimensioni secondo UNI 5397
- Saldature con elettrodi secondo UNI 5132
- Struttura protetta

Classe acciaio	Subgrade	f_{tk}	E_s	ν	G_s	f_{yk}	γ_{Rd}	γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	β	β_1	β_2
		[MPa]	[MPa]		[MPa]	[MPa]							
S 235 - UNI EN 10025-2	JR	360	210000	0.3	80769	235	1.2	1.05	1.05	1.25	0.8	0.85	1

È ammesso l'uso di acciaio con caratteristiche meccaniche superiori.

FRCM con rete in carbonio

- Rete tipo *Betontex FB-RC225-TH12*
- Malta tipo *RINFORZA - RZ 210*
- Connettori tipo *FB-TUP10-CHT1A* e *FB-TUP10-CHT2A*



F) CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

Si è eseguita una modellazione strutturale dell'edificio con programmi software di modellazione e verifica strutturale specializzati per la verifica delle pareti murarie.

In particolare verrà utilizzato PC.M Programma per il Calcolo strutturale ad Elementi finiti 2021 della AEDES Software, che presenta le seguenti funzionalità:

- Risoluzione agli elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D).
- Particolari funzionalità studiate per 'telai equivalenti' rappresentativi di elementi parete (ad esempio, telai 2D o 3D che modellano edifici in muratura). Analisi Statica e Sismica, in accordo con la Normativa Sismica vigente (D.M.17.1.2018). Analisi sismiche implementate: statica lineare (dinamica semplificata, o statica equivalente), dinamica modale, statica non lineare specifica per edifici in muratura (analisi pushover).

I solai non sono stati considerati infinitamente rigidi.

Per le pareti trattate con intonaco armato si è agito così come segue:

- per le pareti rinforzate su entrambi i lati con intonaco armato, si è considerato l'aumento di spessore e le caratteristiche meccaniche sono state incrementate secondo quanto indicato nella circolare alle norme tecniche (coefficiente pari a 1.3¹);
- per le pareti rinforzate su una sola faccia con intonaco armato, si è considerato solo l'aumento di spessore e non si sono incrementate le caratteristiche meccaniche.

Si ritiene corretto considerare nel modello di calcolo l'aumento di spessore delle pareti rinforzate (a seguito della messa in opera dell'intonaco armato) in quanto questo comporta un ulteriore aumento di rigidità; non considerarlo potrebbe essere a sfavore di sicurezza; questa procedura non è vietata e neppure sconsigliata dalle norme tecniche per le costruzioni vigenti.

Alla base dell'edificio, per il tratto compreso tra il piano di campagna ed il primo solaio, una parte della muratura risulta trattata esternamente con tecnica FRCM ed internamente con intonaco armato; nel modello di calcolo, in questa zona, non si è tenuto conto dell'intervento FRCM.

Il rinforzo con FRCM "amplia il dominio di resistenza della sezione" (coerentemente alle diverse applicazioni) e non prevede un sintetico coefficiente di miglioramento delle caratteristiche meccaniche.

La parete in conglomerato cementizio non armato è stata considerata, a favore di sicurezza, costituita da muratura di caratteristiche identiche a quella esistente.

Le figure seguenti mostrano il rendering tridimensionale del modello strutturale.

¹ La circolare propone un valore 1.3 per le murature in mattoni semipieni e malta cementizia e un valore 1.5 per le murature in mattoni pieni e malta di calce. La muratura presente è di una tipologia intermedia. Si è scelto, a favore di sicurezza, di utilizzare il valore minore: 1.3.



Metamodello

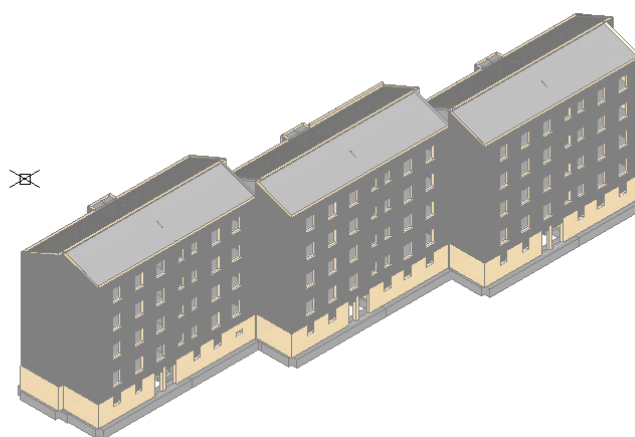


Figura 7: Rendering assonometrico

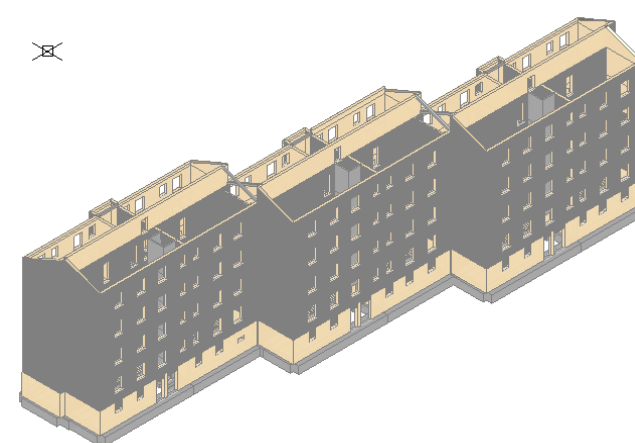
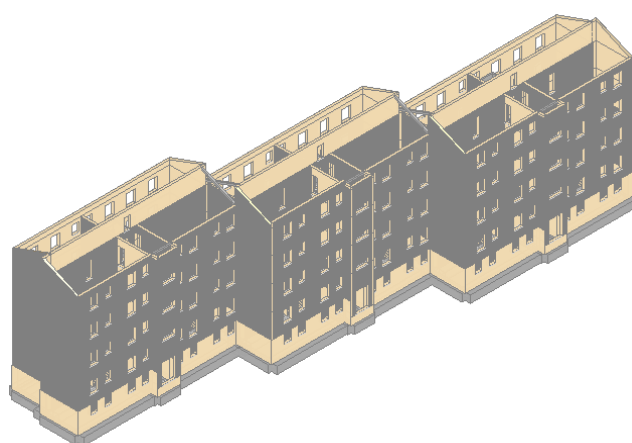


Figura 8: Rendering assonometrico senza solai

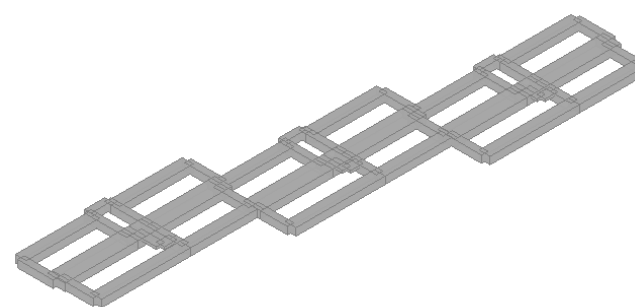
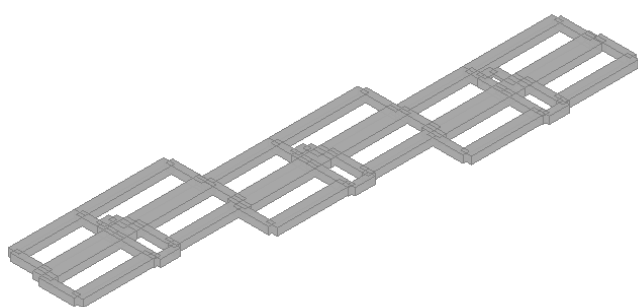


Figura 9: Fondazioni

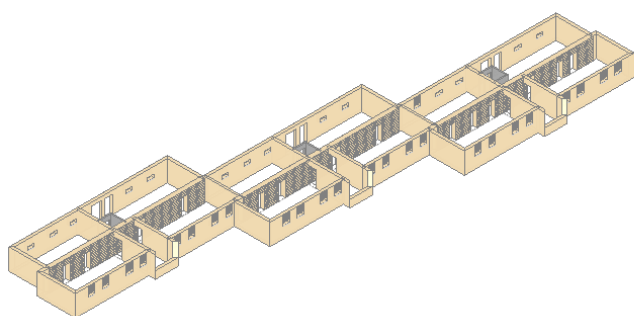


Figura 10: Livello 1

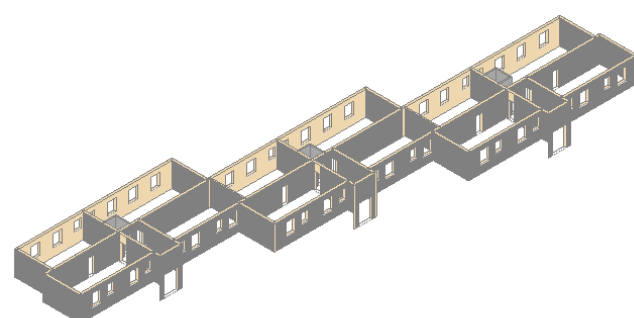
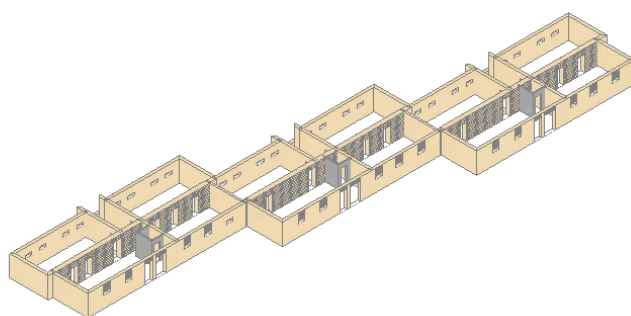


Figura 11: Livello 2

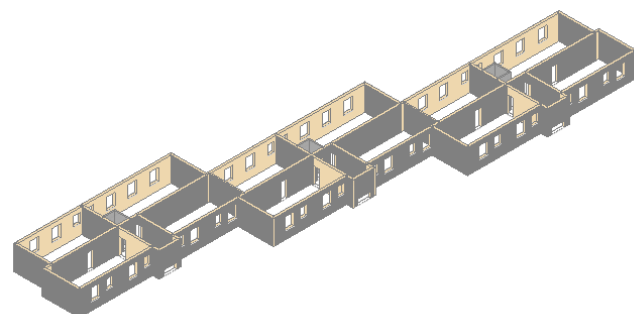


Figura 12: Livello 3

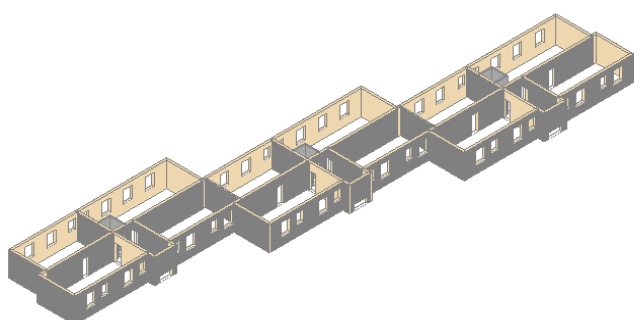
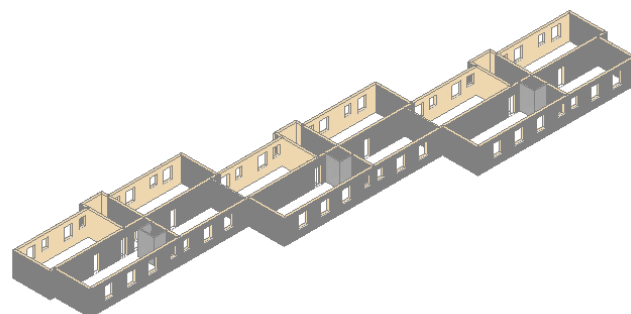
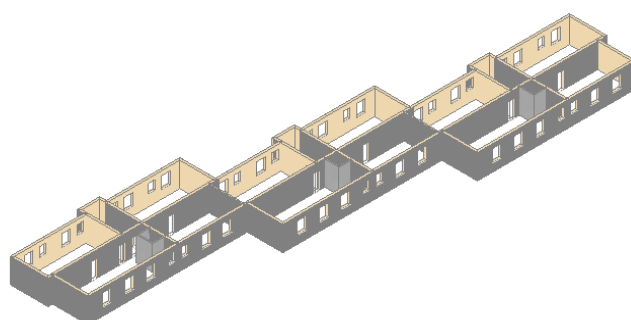


Figura 13: Livello 4



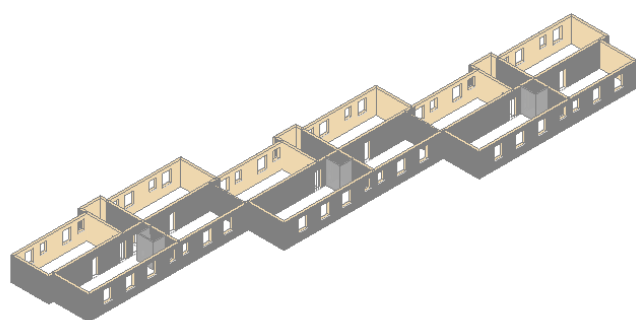
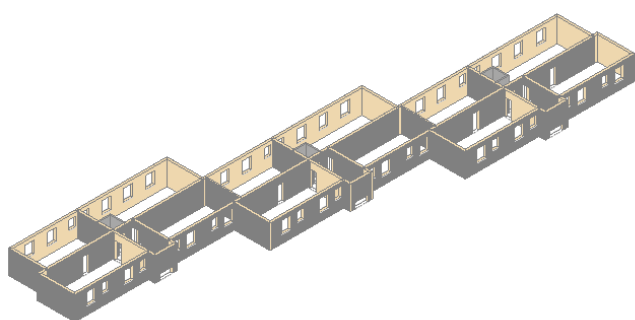


Figura 14: Livello 5

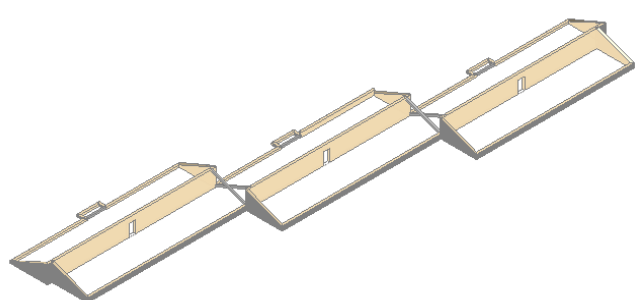
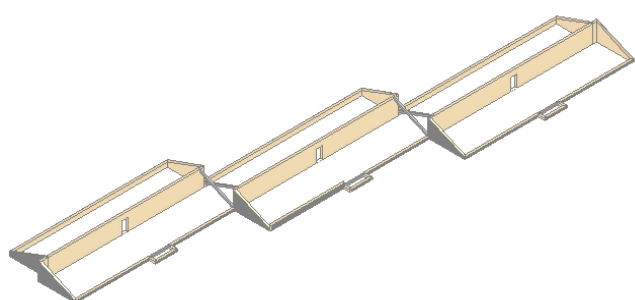


Figura 15: Livello 6



Modello a telaio equivalente

Le figure seguenti invece mostrano il rendering tridimensionale delle aste rappresentative del "telaio equivalente" nel modello strutturale, con indicate le zone rigide complanari alle estremità di ogni maschio murario.

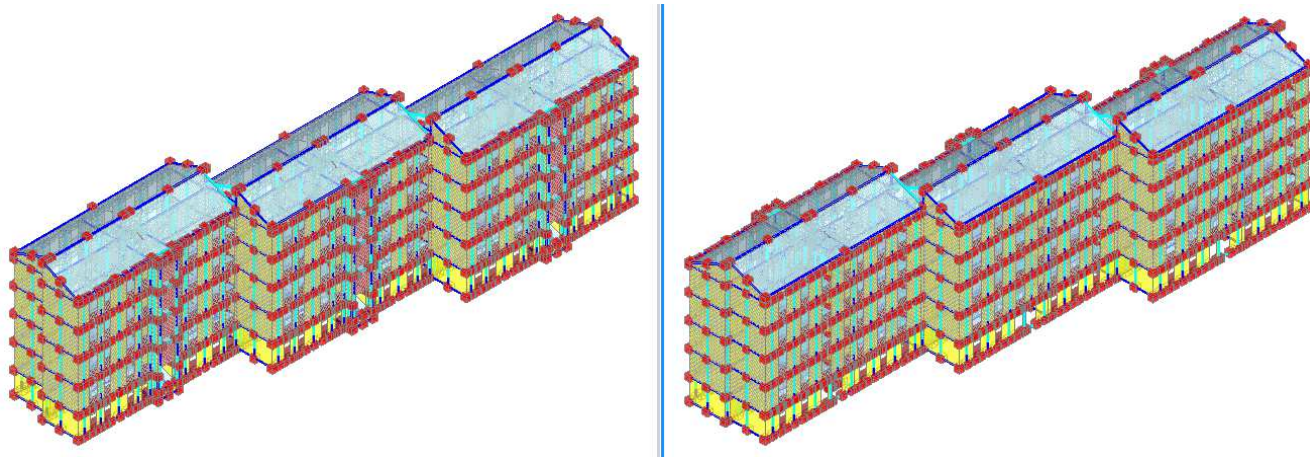


Figura 16: Modello f.e.m. a "telaio equivalente"

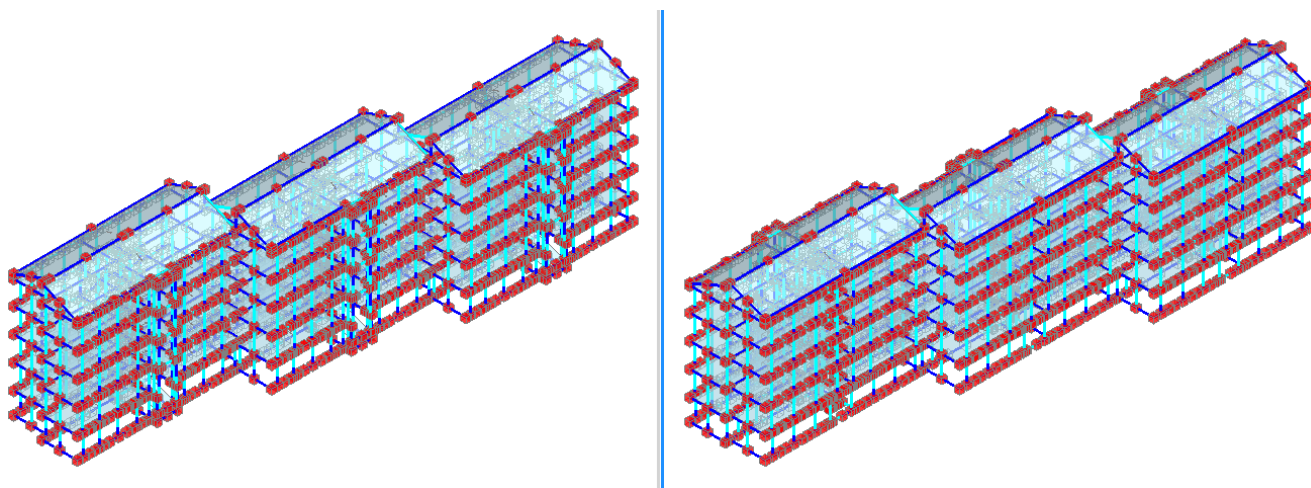


Figura 17: Modello f.e.m. a "telaio equivalente"

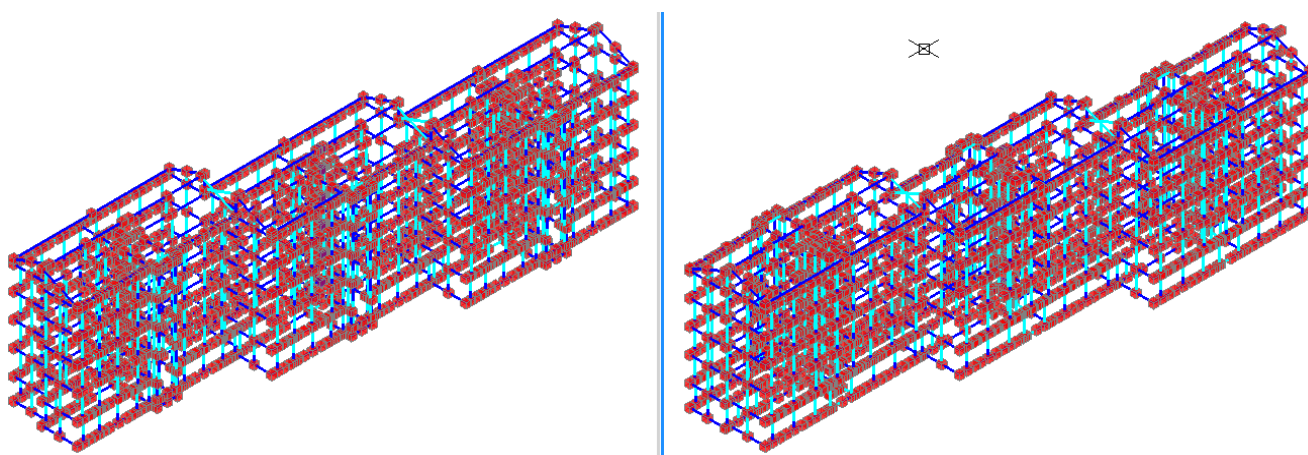


Figura 18: modello f.e.m. a "telaio equivalente"

Analisi statica

Si eseguirà un'analisi statica utilizzando un modello della muratura a telaio equivalente; in particolare si eseguiranno per ogni maschio murario le seguenti verifiche:

- verifica a pressoflessione nel piano;
- verifica a taglio;
- verifica a pressoflessione ortogonale.

Analisi sismica con il metodo pushover

Si eseguirà un'analisi sismica con il metodo Pushover utilizzando un modello della muratura a telaio equivalente, in cui pannelli murari saranno caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico.

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche possa essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi Pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura.

La procedura può essere svolta attraverso una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte dove la matrice di rigidezza della struttura viene continuamente aggiornata, per tener conto della riduzione di rigidezza degli elementi che entrano in campo plastico.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio, generalmente il punto in copertura.

Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà (M-GDL) e sistema a 1 grado di libertà (1-GDL), la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

L'analisi statica non lineare (analisi pushover) è caratterizzata da un sistema di forze statiche orizzontali applicate a livello dei solai, crescenti proporzionalmente: nel caso di distribuzione fissa, in modo tale da mantenere costante



il rapporto fra le forze ai diversi piani; in caso di distribuzione adattiva, il rapporto fra le forze viene modificato in base all'aggiornamento dell'analisi modale.

L'analisi statica non lineare può venire eseguita con le seguenti distribuzioni di forze.

Gruppo 1 (distribuzioni principali)

FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:

(A) (triangolare) Forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

(C) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

FISSE: i rapporti fra le forze orizzontali restano fissi nel corso del processo incrementale:

(D) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

ADATTIVE: la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidità, previa riesecuzione dell'analisi modale:

(E) (uniforme) Forze proporzionali alle masse

(F) (uni-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(G) (multi-modale) Forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(H) (multi-modale) Forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

Ad ogni passo di calcolo se uno o più elementi collassano, occorre costruire una nuova curva di capacità dell'analisi corrente che tenga conto fin dall'inizio degli elementi collassati e della diminuzione di rigidità degli elementi plasticizzati anche se non ancora collassati.

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica, equivalente allo spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta, del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale M-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Sulla curva pushover (diagramma forza-spostamento), lo Stato Limite di Danno SLD è identificato con il punto caratterizzato dallo spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede i valori indicati in normativa; lo Stato Limite Ultimo SLV coincide con il punto caratterizzato dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

Per ogni diagramma pushover ed ogni stato limite analizzato, il risultato della verifica è esprimibile sotto forma di un Coefficiente di Sicurezza, dato dal rapporto fra capacità e domanda. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1 , e quindi la struttura è in grado di sostenere lo spostamento richiesto dall'evento sismico.



Verifica a pressoflessione per azioni sismiche ortogonali alle pareti murarie

Nell'ambito dell'analisi sismica statica non lineare, utilizzando un modello della muratura a telaio equivalente, si eseguiranno per ogni maschio murario le relative verifiche a pressoflessione ortogonale.

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Verifica a ribaltamento di alcune pareti murarie

Prescindendo dalla deformabilità di tipo elastico ed adottando il modello di corpo rigido, il moto della struttura si attiva quando l'input sismico raggiunge un'intensità sufficiente a generare la formazione del meccanismo.

Il metodo di analisi cinematica lineare procede secondo i seguenti punti:

- si prevede e si descrive il meccanismo in termini parametrici;
- si calcola il moltiplicatore di collasso;
- si esegue la verifica di sicurezza controllando che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione dello spettro elastico richiesta.

Nello stato di progetto i cinematismi vengono inibiti dagli interventi di progetto, tranne che per il “timpano” del sottotetto.

G) PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Trattandosi di un intervento su di un edificio esistente, possono essere utilizzate le sole combinazioni di carico per i soli SLV.

AZIONE NON SISMICA

Le verifiche agli stati limite ultimi sono state condotte sulla base dell'Approccio 2.

Si riportano nel seguito i coefficienti parziali delle azioni ed i coefficienti di combinazioni adottati per le verifiche strutturali.

Coefficienti parziali delle azioni

- Carichi permanenti e permanenti non strutturali compiutamente definiti $\gamma_F = 1,30$
- Carichi variabili $\gamma_F = 1,50$



Coefficienti di combinazione per i carichi variabili

- Categoria A (residenziale) $\gamma_0 = 0.7$; $\gamma_1 = 0.5$; $\gamma_2 = 0.3$
- Neve ≤ 1000 m s.l.m. $\gamma_0 = 0.5$; $\gamma_1 = 0.2$; $\gamma_2 = 0.0$
- Vento $\gamma_0 = 0.6$; $\gamma_1 = 0.2$; $\gamma_2 = 0.0$

AZIONE SISMICA

Si riportano in seguito i coefficienti parziali delle azioni adottati per le verifiche strutturali.

Coefficienti parziali delle azioni

- Carichi permanenti e permanenti non strutturali: $\gamma_F = 1.00$
- Carichi variabili: $\gamma_F = 1.00$
- Categoria A (residenziale) $\gamma_2 = 0.3$
- Neve $\gamma_2 = 0.0$
- Vento $\gamma_2 = 0.0$

H) METODO DI ANALISI

Per il presente progetto sono state eseguite le analisi e verifiche in generale prescritte dalle NTC-18.

Sono state utilizzate:

- analisi statiche lineari per l'analisi della struttura in condizioni non sismiche e per il controllo dei risultati delle altre analisi
- analisi dinamiche modali per un controllo dei risultati delle altre analisi
- analisi statiche non lineari per il progetto/verifica in condizioni sismiche
- analisi cinematiche lineari (fondamentalmente per la verifica della struttura esistente)

Oltre al software di calcolo, si sono utilizzati anche calcoli manuali e fogli elettronici specificatamente predisposti e controllati dallo scrivente o semplici e testati software freeware.

I) CRITERI DI VERIFICA CON SISMA

Il dimensionamento e le verifiche delle strutture in esame sono condotti con riferimento alle norme, ai metodi di calcolo e verifica ed alle azioni riportate in precedenza.

In generale gli schemi statici e il modello di calcolo adottato è rappresentativo del comportamento delle strutture o di situazioni limite conservative rispetto a tale comportamento.

I criteri di verifica indagati in presenza di azione sismica sono:

- Stati Limite Ultimi

Da §7.8.1.6:

“(...) Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento di cui al § 7.3.4.2, salvo quanto specificato di seguito. La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base



pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

In ogni caso, sia per le costruzioni in muratura ordinaria sia per le costruzioni in muratura armata senza progettazione in capacità, la verifica di sicurezza non è soddisfatta qualora il rapporto tra taglio totale agente alla base del sistema equivalente a un grado di libertà, calcolato con lo spettro di risposta elastico, e taglio alla base resistente del sistema equivalente a un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare, ecceda il valore 4,0 (...)"

J) PRINCIPALI RISULTATI

ANALISI SISMICA STRUTTURA MURARIA POST OPERAM

Analisi modale

Si illustrano i modi principali.





Analisi statica non lineare

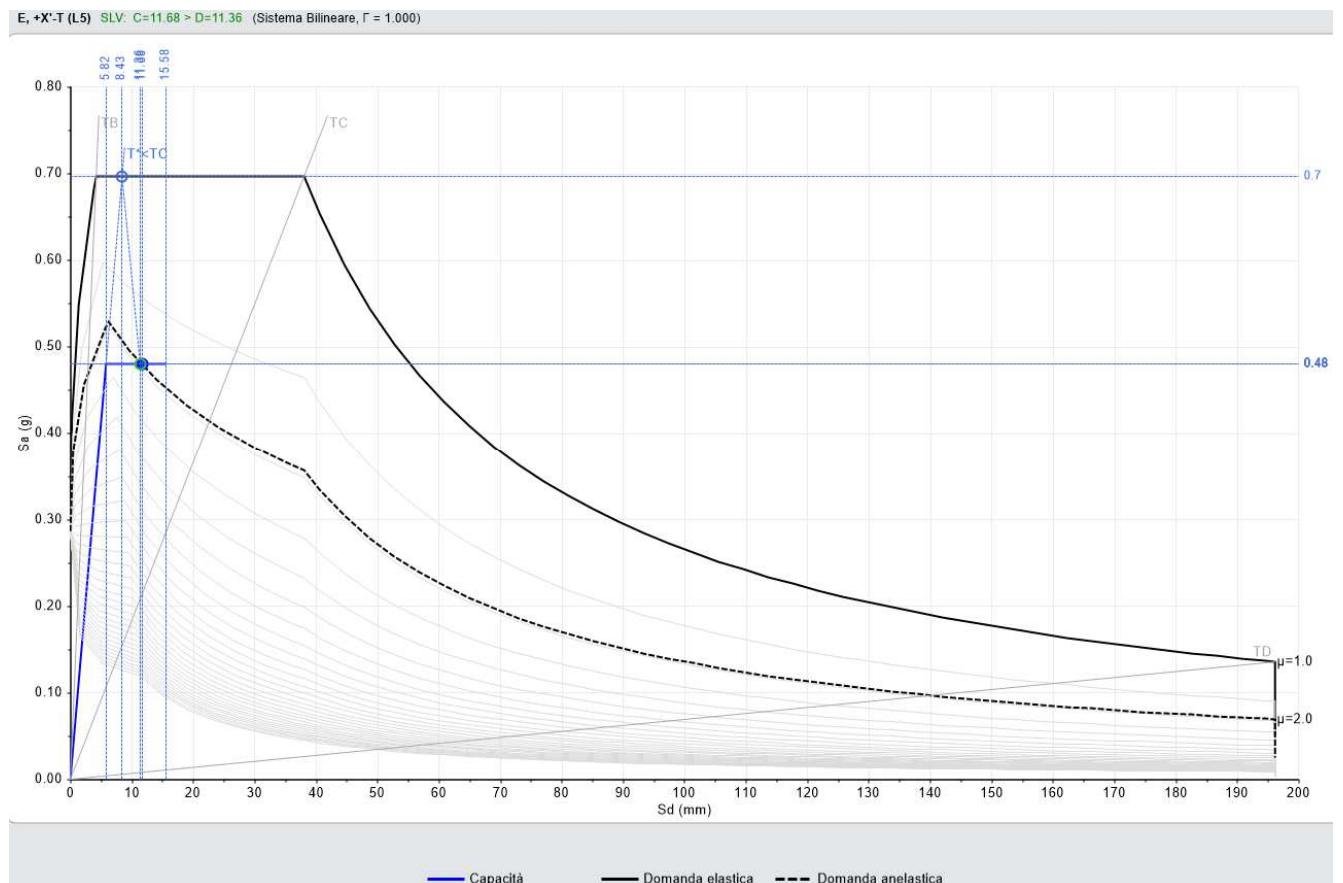
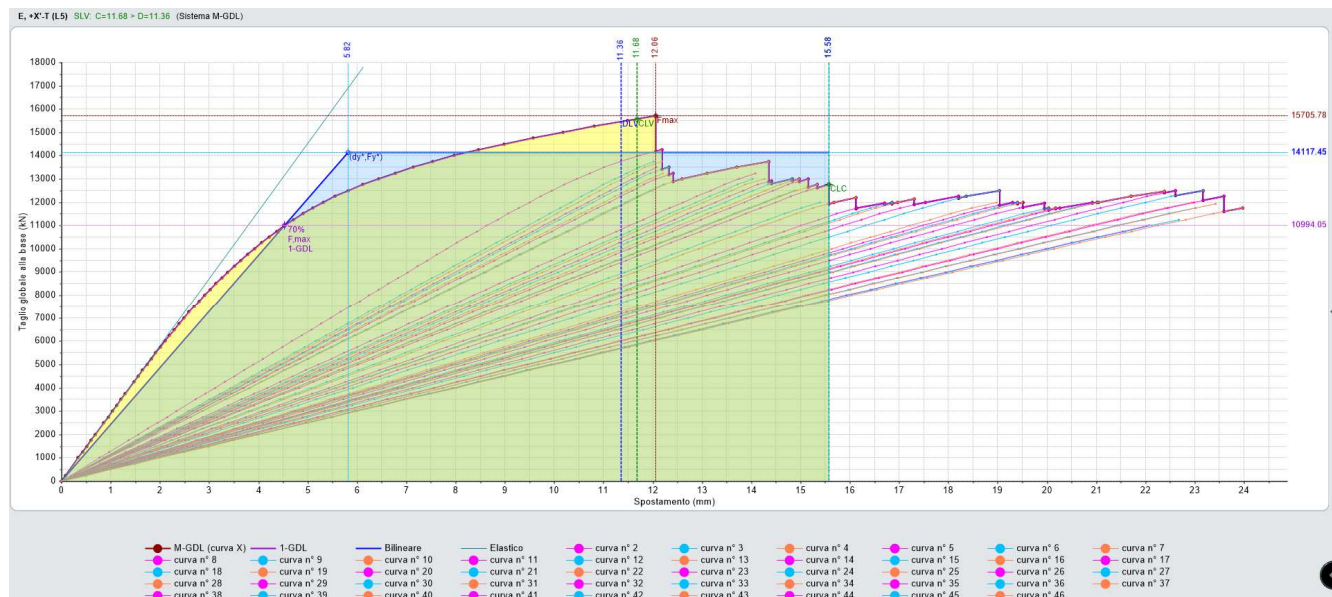
Punto di controllo nel baricentro del solaio di copertura.

N°curva	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	A	+X				L5	0.492	1.278	4.331	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
2	A	+X		+		L5	0.494	1.278	4.152	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
3	A	+X		-		L5	0.485	1.297	4.275	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
4	A	+Y'				L5	0.434	1.408	4.375	0.268	1151	4.251	1.314	2.423	121
5	A	+Y'		+		L5	0.417	1.494	4.375	0.242	816	5.943	1.186	1.718	86
6	A	+Y'		-		L5	0.443	1.355	4.375	0.282	1370	3.584	1.382	2.884	144
7	A	-X				L5	0.545	1.052	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
8	A	-X		+		L5	0.545	1.053	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
9	A	-X		-		L5	0.545	1.052	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
10	A	-Y'				L5	0.375	1.665	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
11	A	-Y'		+		L5	0.366	1.668	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
12	A	-Y'		-		L5	0.366	1.710	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
13	E	+X				L5	0.536	1.496	4.134	0.247	865	5.616	1.211	1.821	91
14	E	+X		+		L5	0.552	1.404	4.086	0.218	589	8.139	1.069	1.240	62
15	E	+X		-		L5	0.535	1.449	4.302	0.209	509	9.356	1.025	1.072	54
16	E	+Y'				L5	0.509	1.531	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
17	E	+Y'		+		L5	0.519	1.458	4.375	0.294	1611	3.056	1.441	3.392	170
18	E	+Y'		-		L5	0.519	1.516	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
19	E	-X				L5	0.596	1.292	4.375	0.257	982	4.964	1.260	2.067	104
20	E	-X		+		L5	0.571	1.450	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
21	E	-X		-		L5	0.603	1.242	4.375	0.247	876	5.548	1.211	1.844	92
22	E	-Y'				L5	0.459	1.821	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
23	E	-Y'		+		L5	0.460	1.784	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
24	E	-Y'		-		L5	0.451	1.666	4.375	0.302	1773	2.781	1.480	3.733	187

N°curva	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	A	+X				L5	1.627	5.211	261
2	A	+X		+		L5	1.627	5.211	261
3	A	+X		-		L5	1.627	5.211	261
4	A	+Y'				L5	1.314	2.423	121
5	A	+Y'		+		L5	1.186	1.718	86
6	A	+Y'		-		L5	1.382	2.884	144
7	A	-X				L5	1.627	5.211	261
8	A	-X		+		L5	1.627	5.211	261
9	A	-X		-		L5	1.627	5.211	261
10	A	-Y'				L5	1.627	5.211	261
11	A	-Y'		+		L5	1.627	5.211	261
12	A	-Y'		-		L5	1.627	5.211	261
13	E	+X				L5	1.211	1.821	91
14	E	+X		+		L5	1.069	1.240	62
15	E	+X		-		L5	1.025	1.072	54
16	E	+Y'				L5	1.627	5.211	261
17	E	+Y'		+		L5	1.441	3.392	170
18	E	+Y'		-		L5	1.627	5.211	261
19	E	-X				L5	1.260	2.067	104
20	E	-X		+		L5	1.627	5.211	261
21	E	-X		-		L5	1.211	1.844	92
22	E	-Y'				L5	1.627	5.211	261
23	E	-Y'		+		L5	1.627	5.211	261
24	E	-Y'		-		L5	1.480	3.733	187



Curva più significativa:



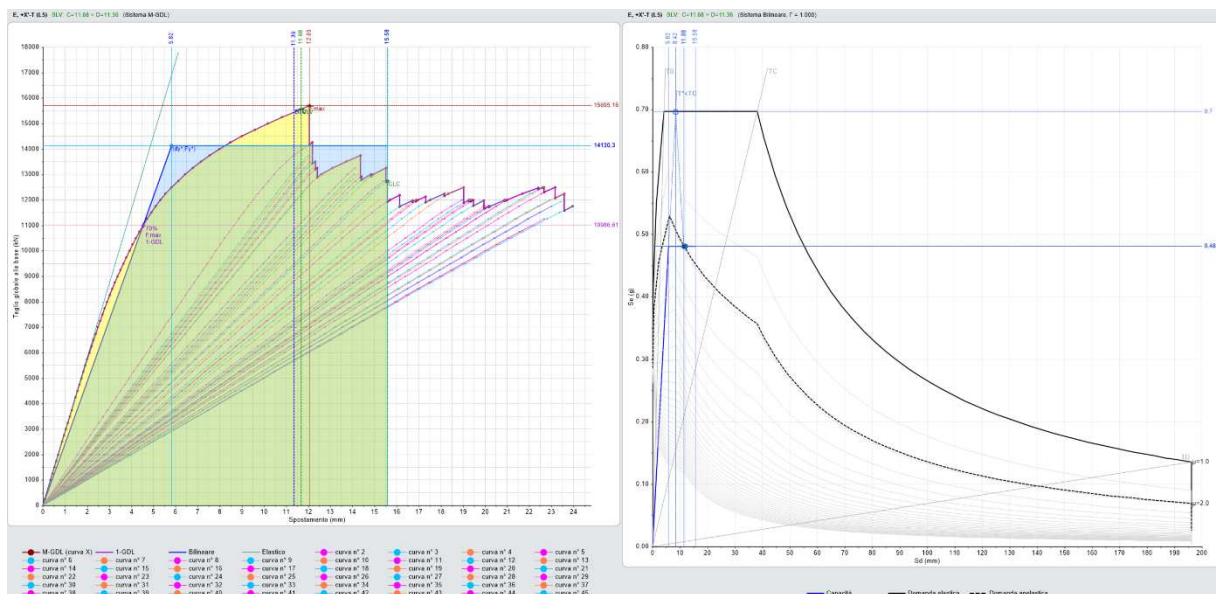
Seguono le analisi relative tenendo conto della eccentricità accidentale (tenendo quindi conto del momento torcente aggiuntivo).

Il numero complessivo delle analisi ("curve") è così pari a 72 (=24+16+32).



N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q'	q	PGA.CLV	TR.CLV	PVR.CLV	ζ.PGA(SLV)	ζ.TR(SLV)	VN.CLV
1		<input type="checkbox"/>	A	+X'		+		L5	0.494	1.235	4.152	0.299	1691	2.914	1.466	3.560	178
2		<input type="checkbox"/>	A	+X'		-		L5	0.500	1.177	4.375	0.260	1038	4.703	1.275	2.185	109
3		<input type="checkbox"/>	A	+Y'		+		L5	0.417	1.495	4.375	0.242	816	5.943	1.186	1.718	86
4		<input type="checkbox"/>	A	+Y'		-		L5	0.446	1.347	4.375	0.290	1515	3.246	1.422	3.189	160
5		<input type="checkbox"/>	A	-X'		+		L5	0.550	1.047	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
6		<input type="checkbox"/>	A	-X'		-		L5	0.547	1.051	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
7		<input type="checkbox"/>	A	-Y'		+		L5	0.366	1.664	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
8		<input type="checkbox"/>	A	-Y'		-		L5	0.366	1.710	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
9		<input type="checkbox"/>	E	+X'		+		L5	0.552	1.405	4.087	0.219	590	8.125	1.074	1.242	62
10		<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X'		-		L5	0.535	1.448	4.299	0.209	509	9.356	1.025	1.072	54
11		<input type="checkbox"/>	E	+Y'		+		L5	0.519	1.464	4.375	0.294	1611	3.056	1.441	3.392	170
12		<input type="checkbox"/>	E	+Y'		-		L5	0.519	1.516	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
13		<input type="checkbox"/>	E	-X'		+		L5	0.571	1.449	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
14		<input type="checkbox"/>	E	-X'		-		L5	0.605	1.240	4.375	0.247	876	5.548	1.211	1.844	92
15		<input type="checkbox"/>	E	-Y'		+		L5	0.460	1.787	4.375	0.332	>=2475	2.000	1.627	5.211	261
16		<input type="checkbox"/>	E	-Y'		-		L5	0.451	1.666	4.375	0.302	1773	2.781	1.480	3.733	187

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ.PGA(SLV)	ζ.TR(SLV)	VN.CLV
1		<input type="checkbox"/>	A	+X'		+		L5	1.466	3.560	178
2		<input type="checkbox"/>	A	+X'		-		L5	1.275	2.185	109
3		<input type="checkbox"/>	A	+Y'		+		L5	1.186	1.718	86
4		<input type="checkbox"/>	A	+Y'		-		L5	1.422	3.189	160
5		<input type="checkbox"/>	A	-X'		+		L5	1.627	5.211	261
6		<input type="checkbox"/>	A	-X'		-		L5	1.627	5.211	261
7		<input type="checkbox"/>	A	-Y'		+		L5	1.627	5.211	261
8		<input type="checkbox"/>	A	-Y'		-		L5	1.627	5.211	261
9		<input type="checkbox"/>	E	+X'		+		L5	1.074	1.242	62
10		<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X'		-		L5	1.025	1.072	54
11		<input type="checkbox"/>	E	+Y'		+		L5	1.441	3.392	170
12		<input type="checkbox"/>	E	+Y'		-		L5	1.627	5.211	261
13		<input type="checkbox"/>	E	-X'		+		L5	1.627	5.211	261
14		<input type="checkbox"/>	E	-X'		-		L5	1.211	1.844	92
15		<input type="checkbox"/>	E	-Y'		+		L5	1.627	5.211	261
16		<input type="checkbox"/>	E	-Y'		-		L5	1.480	3.733	187





N°curva	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ ,PGA(SLV)	ζ ,TR(SLV)	VN,CLV
1	A	+X'	+0.3Y'	+		L6	1.627	5.211	261
2	A	+X'	+0.3Y'	-		L6	1.627	5.211	261
3	A	+X'	-0.3Y'	+		L6	1.627	5.211	261
4	A	+X'	-0.3Y'	-		L6	1.627	5.211	261
5	A	-X'	+0.3Y'	+		L6	1.627	5.211	261
6	A	-X'	+0.3Y'	-		L6	1.627	5.211	261
7	A	-X'	-0.3Y'	+		L6	1.627	5.211	261
8	A	-X'	-0.3Y'	-		L6	1.627	5.211	261
9	E	+X'	+0.3Y'	+		L6	1.627	5.211	261
10	E	+X'	+0.3Y'	-		L6	1.627	5.211	261
11	E	+X'	-0.3Y'	+		L6	1.627	5.211	261
12	E	+X'	-0.3Y'	-		L6	1.627	5.211	261
13	E	-X'	+0.3Y'	+		L6	1.627	5.211	261
14	E	-X'	+0.3Y'	-		L6	1.627	5.211	261
15	E	-X'	-0.3Y'	+		L6	1.627	5.211	261
16	E	-X'	-0.3Y'	-		L6	1.627	5.211	261

N°curva	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ ,PGA(SLV)	ζ ,TR(SLV)	VN,CLV
1	A	+Y'	+0.3X'	+		L6	1.627	5.211	261
2	A	+Y'	+0.3X'	-		L6	1.627	5.211	261
3	A	+Y'	-0.3X'	+		L6	1.627	5.211	261
4	A	+Y'	-0.3X'	-		L6	1.627	5.211	261
5	A	-Y'	+0.3X'	+		L6	1.157	1.592	80
6	A	-Y'	+0.3X'	-		L6	1.314	2.402	120
7	A	-Y'	-0.3X'	+		L6	1.598	4.907	246
8	A	-Y'	-0.3X'	-		L6	1.074	1.242	62
9	E	+Y'	+0.3X'	+		L6	1.627	5.211	261
10	E	+Y'	+0.3X'	-		L6	1.627	5.211	261
11	E	+Y'	-0.3X'	+		L6	1.627	5.211	261
12	E	+Y'	-0.3X'	-		L6	1.627	5.211	261
13	E	-Y'	+0.3X'	+		L6	1.627	5.211	261
14	E	-Y'	+0.3X'	-		L6	1.118	1.432	72
15	E	-Y'	-0.3X'	+		L6	1.627	5.211	261
16	E	-Y'	-0.3X'	-		L6	1.132	1.493	75



Analisi cinematica lineare

Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50
Classe d'uso: II
Coefficiente d'uso CU = 1
Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 50

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 11.709275
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.363286

Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno TR di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR (anni)	a_g (*g)	F_o	T_C^* (sec)
30	0.065	2.408	0.260
50	0.084	2.398	0.270
72	0.098	2.390	0.274
101	0.114	2.408	0.280
140	0.130	2.428	0.280
201	0.150	2.427	0.284
475	0.204	2.436	0.300
975	0.256	2.488	0.310
2475	0.332	2.582	0.330

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

$a_g(TR) = K * TR^\alpha$, dove:

$K = 0.013357370$, $\alpha = 0.467553000$

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO 81
SLE: SLD 63
SLU: SLV 10
SLU: SLC 5

$a_g(g)$ F_o $T_C^*(sec)$ e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a_g (*g)	F_o	T_C^* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	30	0.065	2.408	0.260	1.500	0.142	0.426	1.860	0.829
SLD	50	0.084	2.398	0.270	1.500	0.146	0.437	1.936	0.938
SLV	475	0.204	2.436	0.300	1.402	0.156	0.469	2.416	1.485
SLC	975	0.256	2.488	0.310	1.318	0.160	0.479	2.624	1.699

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione su roccia (analoga ad a_g)

Componenti:

Spettro di risposta (componente orizzontale):

SLE: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5

$\eta = [10 / (5 + \xi)] = 1$

SLU: Fattore di Comportamento q per Analisi Cinematica = 2.0

1) Cinematismo

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali [1) Cinematismo]

V (m^3)	H (m)	Z (m)	T1 (sec)	γ	FC	SLD
1.477	16.760	0.000	0.414	1.385	1.350	X



V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo
H = altezza della struttura rispetto alla fondazione
Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura
T1 = primo periodo di vibrazione
 γ = Coefficiente di partecipazione modale
FC = fattore di confidenza
SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione [1] Cinematismo]

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.010	14.290	14.600	0.010	9.610	14.600	0.000	0.000	30.41	0.000	4.680

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi [1] Cinematismo]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ_2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.148	12.537	15.328	0.00	0.00	-26.59	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	0.290	11.950	15.570	0.00	0.00	-3.81	0.00	0.00	-2.38	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro [1] Cinematismo]

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-26.59	-26.59	0.00	0.00	-0.728	0.000	0.138	-3.672	19.362	0.000
2	0.00	0.00	-3.81	-3.81	0.00	0.00	-0.970	0.000	0.280	-1.066	3.698	0.000

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2*Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ

(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)

L1 = lavoro virtuale delle forze statiche: $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$

L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$

L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [1] Cinematismo]

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.205	3067	0.989	0.154

α_0 = moltiplicatore di collasso

M* = massa partecipante

e* = frazione di massa partecipante

a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 1.000$

SLD: Verifiche di sicurezza [1] Cinematismo]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.126	0.000	0.126	0.103	80	80	1.226	1.600

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD

TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD

VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ,E,SLD,PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ,E,SLD,TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza [1] Cinematismo]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
-----	-----	----	-----	----	----	---------	--------



(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.143	0.000	0.143	0.226	652	69	1.108	1.373

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido

a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile

PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV

TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV

VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Sintesi risultati Analisi Cinematica Lineare

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α_0	PGA,CLD	TR,CLD	PGA,CLV	TR,CLV
		/PGA,DLD	/TR,DLD	/PGA,DLV	/TR,DLV
1	0.205	1.226	1.600	1.108	1.373

n. = numero consecutivo del cinematismo

α_0 = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se TR>2475 si pone TR=2475.

Se TR<30, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC)

si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$,

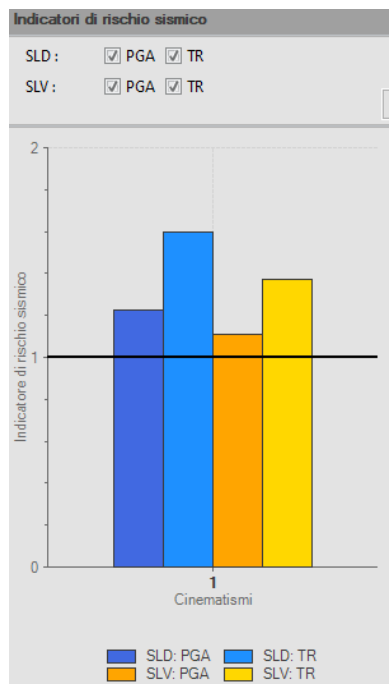
effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR)=k \cdot TR^\alpha$.

Per il sito in esame risulta: $K = 0.013357370$, $\alpha = 0.467553000$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD: $(2475/TR, DLD)=49.500$

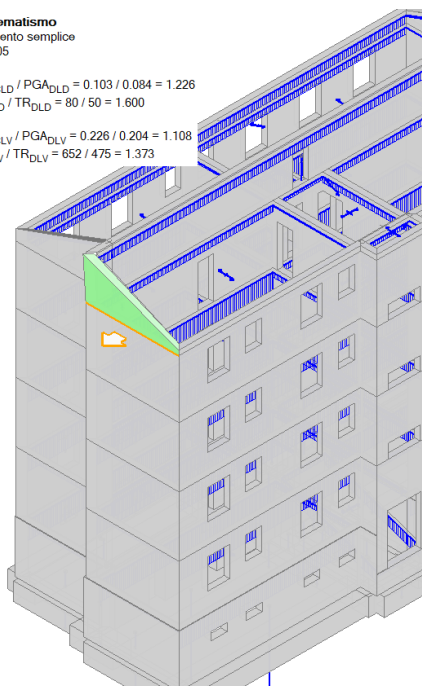
SLV: $(2475/TR, DLV)=5.211$





01. Cinematismo Ribaltamento semplice $\alpha_0 = 0.205$

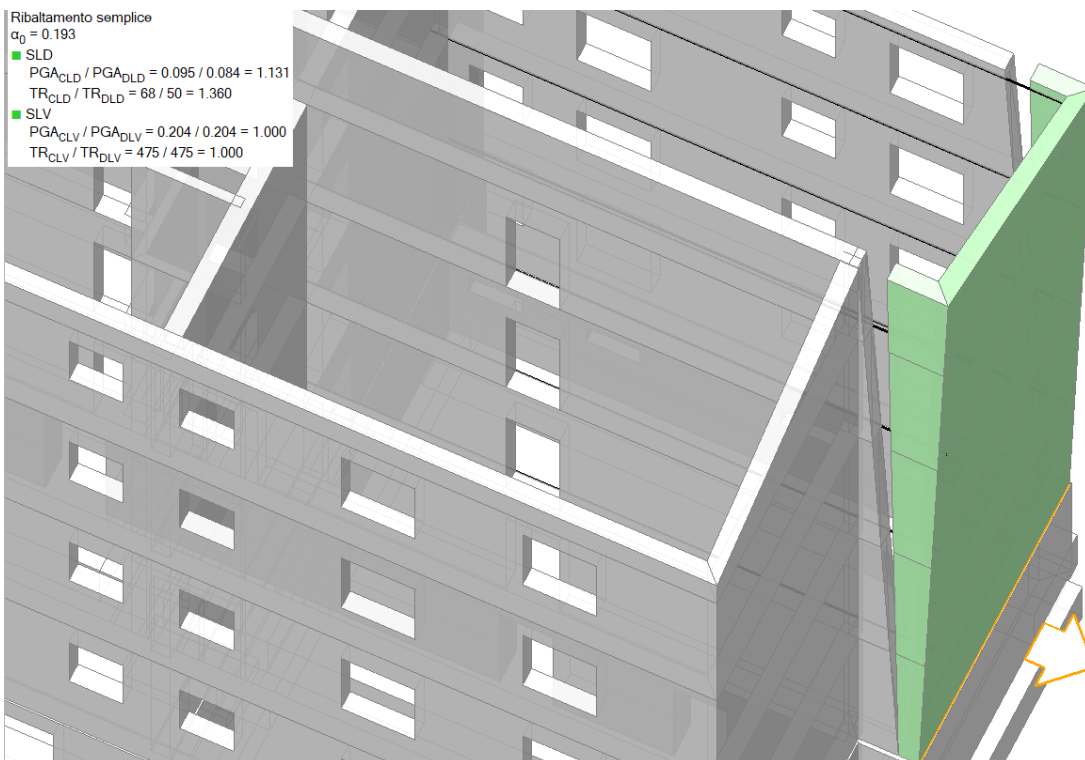
- SLD
 $PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.103 / 0.084 = 1.226$
 $TR_{CLD} / TR_{DLD} = 80 / 50 = 1.600$
- SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.226 / 0.204 = 1.108$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 652 / 475 = 1.373$



Si riporta il confronto con il cinematismo più significativo dello stato pre intervento.

Ribaltamento semplice $\alpha_0 = 0.193$

- SLD
 $PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.095 / 0.084 = 1.131$
 $TR_{CLD} / TR_{DLD} = 68 / 50 = 1.360$
- SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.204 / 0.204 = 1.000$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 475 / 475 = 1.000$





Cinematismo

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali [1] Cinematismo]

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
19.541	16.760	0.000	0.414	1.385	1.350	X

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione [1] Cinematismo]

Coord. punto iniziale (m)			Coord. punto finale (m)			Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)		(kN)	(N/mm ²)	(m)
0.010	14.290	2.620	0.010	9.610	2.620	0.000	0.000	293.21	0.000	4.680

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi [1] Cinematismo]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ_2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	0.148	11.950	4.130	0.00	0.00	-44.62	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da catena	0.010	14.010	5.640	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
3	da catena	0.010	9.890	5.640	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
4	da solaio	0.290	11.950	5.460	0.00	0.00	-8.36	0.00	0.00	-3.63	0.30
5	peso proprio	0.148	11.950	7.150	0.00	0.00	-44.62	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da catena	0.010	14.010	8.660	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da catena	0.010	9.890	8.660	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
8	da solaio	0.290	11.950	8.480	0.00	0.00	-8.36	0.00	0.00	-3.63	0.30
9	peso proprio	0.148	11.950	10.170	0.00	0.00	-44.62	0.00	0.00	0.00	0.30
10	da catena	0.010	14.010	11.680	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
11	da catena	0.010	9.890	11.680	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
12	da solaio	0.290	11.950	11.500	0.00	0.00	-8.36	0.00	0.00	-3.63	0.30
13	peso proprio	0.148	11.950	13.140	0.00	0.00	-43.14	0.00	0.00	0.00	0.30
14	da catena	0.010	14.010	14.600	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
15	da catena	0.010	9.890	14.600	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
16	da solaio	0.290	11.950	14.420	0.00	0.00	-3.00	0.00	0.00	-0.91	0.00
17	peso proprio	0.148	12.537	15.328	0.00	0.00	-17.73	0.00	0.00	0.00	0.30
18	da solaio	0.290	11.950	15.570	0.00	0.00	-3.81	0.00	0.00	-2.38	0.00
19	peso proprio	0.508	14.160	15.703	0.00	0.00	-5.27	0.00	0.00	0.00	0.30
20	da solaio	0.600	14.010	16.497	0.00	0.00	-2.33	0.00	0.00	-1.46	0.00
21	peso proprio	0.453	14.162	13.189	0.00	0.00	-6.05	0.00	0.00	0.00	0.30
22	da solaio	0.555	14.010	14.420	0.00	0.00	-1.62	0.00	0.00	-0.49	0.00
23	peso proprio	0.388	14.165	10.236	0.00	0.00	-4.97	0.00	0.00	0.00	0.30
24	da solaio	0.493	14.010	11.500	0.00	0.00	-3.46	0.00	0.00	-1.50	0.30
25	peso proprio	0.322	14.170	7.240	0.00	0.00	-3.66	0.00	0.00	0.00	0.30
26	da solaio	0.428	14.010	8.480	0.00	0.00	-2.35	0.00	0.00	-1.02	0.30
27	peso proprio	0.253	14.180	4.271	0.00	0.00	-2.35	0.00	0.00	0.00	0.30
28	da solaio	0.363	14.010	5.460	0.00	0.00	-1.25	0.00	0.00	-0.54	0.30
29	peso proprio	0.487	9.740	14.722	0.00	0.00	-0.55	0.00	0.00	0.00	0.30
30	da solaio	0.560	9.890	14.643	0.00	0.00	-2.03	0.00	0.00	-1.27	0.00
31	peso proprio	0.454	9.741	13.190	0.00	0.00	-6.03	0.00	0.00	0.00	0.30
32	da solaio	0.555	9.890	14.420	0.00	0.00	-1.62	0.00	0.00	-0.49	0.00
33	peso proprio	0.390	9.738	10.237	0.00	0.00	-4.94	0.00	0.00	0.00	0.30
34	da solaio	0.493	9.890	11.500	0.00	0.00	-3.46	0.00	0.00	-1.50	0.30
35	peso proprio	0.323	9.733	7.241	0.00	0.00	-3.63	0.00	0.00	0.00	0.30
36	da solaio	0.428	9.890	8.480	0.00	0.00	-2.35	0.00	0.00	-1.02	0.30
37	peso proprio	0.254	9.723	4.273	0.00	0.00	-2.32	0.00	0.00	0.00	0.30
38	da solaio	0.363	9.890	5.460	0.00	0.00	-1.25	0.00	0.00	-0.54	0.30

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)



Catene

Dati:

n.	a	d	fyd	Piastr (mm)			Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm ²										Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm ²									
	mm ²	mm	N/mm ²	a	b	s	s	fm	τ_0	σ_N	τ	fd	fvd	s	fm	τ_0	σ_N	τ	fd	fvd						
2	201	16	235	300	300	15	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043						
3	201	16	235	300	300	15	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043						
6	201	16	235	300	300	15	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043						
7	201	16	235	300	300	15	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043						
10	201	16	235	300	300	15	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043						
11	201	16	235	300	300	15	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043						
14	201	16	235	300	300	15	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043						
15	201	16	235	300	300	15	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043	280	6.500	0.125	0.000	0.125	2.257	0.043						

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
2	47.250	28.194	203.125	70.500	5.600
3	47.250	28.194	203.125	70.500	5.600
6	47.250	28.194	203.125	70.500	5.600
7	47.250	28.194	203.125	70.500	5.600
10	47.250	28.194	203.125	70.500	5.600
11	47.250	28.194	203.125	70.500	5.600
14	47.250	28.194	203.125	70.500	5.600
15	47.250	28.194	203.125	70.500	5.600

Dati:

n. = numero del carico corrispondente alla catena

a, d: sezione, diametro; fyd: tensione di snervamento

Piastr (mm): a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore

Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione fm, resistenza a taglio puro τ_0 ,

tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio σ_N , resistenza media a taglio τ ,

resistenza di progetto a compressione fd, resistenza di progetto a taglio fvd

Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio,

penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel calcolo

Forze, spostamenti, lavoro [1] Cinematismo]

n.	Carico totale $G+\psi_2 Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-44.62	-44.62	0.00	44.62	-1.510	0.000	0.138	-6.143	67.378	6.143
2	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-3.020	0.000	-0.002	-16.912	0.000	0.000
3	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-3.020	0.000	-0.002	-16.912	0.000	0.000
4	0.00	0.00	-9.45	-9.45	0.00	9.45	-2.840	0.000	0.279	-2.632	26.834	2.632
5	0.00	0.00	-44.62	-44.62	0.00	44.62	-4.530	0.000	0.136	-6.076	202.128	6.076
6	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-6.040	0.000	-0.003	-33.824	0.000	0.000
7	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-6.040	0.000	-0.003	-33.824	0.000	0.000
8	0.00	0.00	-9.45	-9.45	0.00	9.45	-5.860	0.000	0.277	-2.618	55.367	2.618
9	0.00	0.00	-44.62	-44.62	0.00	44.62	-7.550	0.000	0.135	-6.008	336.879	6.008
10	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-9.060	0.000	-0.005	-50.736	0.000	0.000
11	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-9.060	0.000	-0.005	-50.736	0.000	0.000
12	0.00	0.00	-9.45	-9.45	0.00	9.45	-8.880	0.000	0.276	-2.603	83.899	2.603
13	0.00	0.00	-43.14	-43.14	0.00	43.14	-10.520	0.000	0.133	-5.745	453.855	5.745
14	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-11.980	0.000	-0.006	-67.088	0.000	0.000
15	5.60	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-11.980	0.000	-0.006	-67.088	0.000	0.000
16	0.00	0.00	-3.00	-3.00	0.00	3.00	-11.800	0.000	0.274	-0.822	35.376	0.822
17	0.00	0.00	-17.73	-17.73	0.00	17.73	-12.708	0.000	0.132	-2.342	225.308	2.342
18	0.00	0.00	-3.81	-3.81	0.00	3.81	-12.950	0.000	0.274	-1.043	49.386	1.043
19	0.00	0.00	-5.27	-5.27	0.00	5.27	-13.083	0.000	0.491	-2.586	68.919	2.586
20	0.00	0.00	-2.33	-2.33	0.00	2.33	-13.877	0.000	0.583	-1.357	32.316	1.357
21	0.00	0.00	-6.05	-6.05	0.00	6.05	-10.570	0.000	0.438	-2.649	63.985	2.649
22	0.00	0.00	-1.62	-1.62	0.00	1.62	-11.800	0.000	0.539	-0.875	19.148	0.875
23	0.00	0.00	-4.97	-4.97	0.00	4.97	-7.617	0.000	0.374	-1.861	37.856	1.861
24	0.00	0.00	-3.91	-3.91	0.00	3.91	-8.880	0.000	0.478	-1.869	34.705	1.869
25	0.00	0.00	-3.66	-3.66	0.00	3.66	-4.620	0.000	0.309	-1.132	16.899	1.132
26	0.00	0.00	-2.66	-2.66	0.00	2.66	-5.860	0.000	0.415	-1.105	15.594	1.105
27	0.00	0.00	-2.35	-2.35	0.00	2.35	-1.651	0.000	0.242	-0.568	3.871	0.568
28	0.00	0.00	-1.41	-1.41	0.00	1.41	-2.840	0.000	0.352	-0.498	4.016	0.498
29	0.00	0.00	-0.55	-0.55	0.00	0.55	-12.102	0.000	0.471	-0.259	6.669	0.259
30	0.00	0.00	-2.03	-2.03	0.00	2.03	-12.023	0.000	0.544	-1.104	24.409	1.104
31	0.00	0.00	-6.03	-6.03	0.00	6.03	-10.570	0.000	0.439	-2.645	63.696	2.645
32	0.00	0.00	-1.62	-1.62	0.00	1.62	-11.800	0.000	0.539	-0.875	19.148	0.875
33	0.00	0.00	-4.94	-4.94	0.00	4.94	-7.617	0.000	0.376	-1.857	37.641	1.857
34	0.00	0.00	-3.91	-3.91	0.00	3.91	-8.880	0.000	0.478	-1.869	34.705	1.869
35	0.00	0.00	-3.63	-3.63	0.00	3.63	-4.621	0.000	0.311	-1.128	16.771	1.128
36	0.00	0.00	-2.66	-2.66	0.00	2.66	-5.860	0.000	0.415	-1.105	15.594	1.105
37	0.00	0.00	-2.32	-2.32	0.00	2.32	-1.653	0.000	0.243	-0.564	3.828	0.564
38	0.00	0.00	-1.41	-1.41	0.00	1.41	-2.840	0.000	0.352	-0.498	4.016	0.498

n. = numero consecutivo del carico

PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2 Q$ nel sistema XYZ

EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico

EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico

$\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)



$L1 = \text{lavoro virtuale delle forze statiche: } L1 = \sum(n) [Pi \cdot \delta i]$
 $L2 = \text{lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: } L2 = \sum(n) [EXi \cdot \delta Xi + EYi \cdot \delta Yi]$
 $L3 = \text{lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: } L3 = \sum(n) [EZi \cdot \delta Zi]$

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [1) Cinematismo]

$\alpha 0$	M^* (kgm)	e^*	$a0^*$ (g)
0.193	23405	1.000	0.143

$\alpha 0$ = moltiplicatore di collasso
 M^* = massa partecipante
 e^* = frazione di massa partecipante
 $a0^*$ = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 1.000$

SLD: Verifiche di sicurezza [1) Cinematismo]

$a1^*$ (g)	$a2^*$ (g)	a^* (g)	PGA CLD	TR CLD	VN CLD	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD
0.126	0.000	0.126	0.095	68	68	1.131	1.360

$a1^*$ = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
 $a2^*$ = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
 PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD
 TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD
 VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD
 PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
 TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza [1) Cinematismo]

$a1^*$ (g)	$a2^*$ (g)	a^* (g)	PGA CLV	TR CLV	VN CLV	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
0.143	0.000	0.143	0.204	475	50	1.000	1.000

$a1^*$ = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
 $a2^*$ = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
 PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
 TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Sintesi risultati Analisi Cinematica Lineare

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	$\alpha 0$	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
	0.193	1.131	1.360	1.000	1.000

n. = numero consecutivo del cinematismo
 $\alpha 0$ = moltiplicatore di collasso
 PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
 TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD
 PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
 TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se $TR > 2475$ si pone $TR = 2475$.

Se $TR < 30$, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'extrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR) = k \cdot TR^\alpha$.

Per il sito in esame risulta: $K = 0.013357370$, $\alpha = 0.467553000$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD: $(2475/TR, DLD) = 49.500$

SLV: $(2475/TR, DLV) = 5.211$



L'effetto della rete FRCM è stato simulato con l'introduzione nel modello di calcolo di 8 catene (1+1 ad ogni piano, ad esclusione del sottotetto e del coperto).

Per inibire il cinematisimo in oggetto ogni catena deve esercitare un "tiro" pari a 5.6 kN, che equivale a circa 1.9 kN/m su metro di altezza per ciascuno dei due spigoli.

La tensione sulla fibra CFRP è quindi di circa 34 MPa (considerando, a favore di sicurezza, sempre un solo strato di rinforzo), valore ampiamente sopportabile dalla rete (tensione di rottura della fibra pari a 5100 MPa).

Anche dal punto di vista dell'adesione della malta (considerando il lato più "sfortunato" con la risega di 55 cm) si ha una tensione di 0.0035 MPa, valore ampiamente sopportabile dall'interfaccia malta/laterizio (adesione al supporto > 0.5 MPa).

A favore di sicurezza, non si è tenuto in conto della presenza dei connettori.

Sintesi

L'edificio risulta adeguato

Edificio Esistente in muratura - Intervento di Adeguamento ⁽¹⁾

Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per la verifica di sicurezza di un intervento di adeguamento (§8.4.3) si richiede che l'indicatore di rischio sismico ζ_E sia ≥ 0.800 per i casi c) e), e $\zeta_E \geq 1.000$ per gli altri casi.

Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si richiede: $\zeta_E \geq 1.000$

Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico ζ_E in termini di PGA

Verifica soddisfatta

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLV	1.025

⁽¹⁾ Questa scheda di sintesi costituisce il risultato completo nel caso dell'Intervento di Adeguamento.

In alternativa, la scheda può riferirsi allo **Stato Attuale** (pre-intervento) **di un Intervento di Miglioramento**: in tal caso, il risultato complessivo dell'Intervento di Miglioramento è costituito dalla scheda di sintesi del file dell'edificio allo Stato di Progetto (post-intervento), dove i risultati dello Stato di Progetto vengono confrontati con quelli dello Stato Attuale.

Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo: $\zeta_E \geq 1.000$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): II

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)



Comportamento	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLV: Resistenza fuori piano	1.025
SLV: Resistenza nel piano	1.025
SLV: Cinematismo	1.108

Domanda

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.065	30
SLD	0.084	50
SLV	0.204	475

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi cinematica

Verifiche di resistenza (RES)

SLV	PGA _C (g)	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ_E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.209	1.025	509	1.072
Resistenza fuori piano del pannello	0.209	1.025	509	1.072
Cinematismo	0.226	1.108	652	1.373

Indicatori di Rischio (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	ζ_E (TR _C /TR _D)
SLV	1.025	1.072

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag, accelerazione su roccia.

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): II

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U: 1

Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3) V_R = V_N * C_U: 50 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

TR_{CLV} (anni) = 509 anni

Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $TR = TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$:

V_{RC} (anni) = 53.6 anni

T_{INT} (anni) = 53.6 anni

Edifici in muratura e verifiche di sicurezza: descrizione della metodologia



Il D.M.17.1.2018 organizza le verifiche competenti ai vari Stati Limite in dipendenza dalla Classe d'Uso dell'edificio (Tab.7.3.III in §7.3.6), distinguendole in verifiche di rigidezza (RIG: consistono in verifiche di deformazione) e in verifiche di resistenza (RES, che coinvolgono i comportamenti dei pannelli murari nel piano e fuori piano e la capacità limite in fondazione).

Più precisamente:

SLO: Stato Limite di Operatività:

RIG: verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3). In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in §7.3.6.1.

In analisi statica non lineare la verifica per SLO è definita dal confronto fra capacità (definita dallo spostamento del punto di controllo pari a $(2/3)$ di quello allo SLD) e domanda per SLO (determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV).

SLD: Stato Limite di Danno:

a) **RIG:** verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso I e II (§7.3.6).

In analisi lineare consiste nel controllo della deformazione di interpiano, con riferimento ai limiti indicati in §7.3.6.1.

In analisi statica non lineare la verifica per SLD è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo minore fra le seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente allo SLV;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione, e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a $3/4$ del taglio di base massimo. La domanda per SLD è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.

b) **RES:** verifica obbligatoria per edifici nuovi e classe d'uso III o IV (§7.3.6), o per edifici esistenti e classe IV (§8.3).

In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento q per SLD ($q \leq 1.5$, cfr. Tab.7.3.I §7.3).

In analisi statica non lineare, la verifica per SLD coincide con quanto descritto per RIG.

SLV: Stato Limite di salvaguardia della Vita:

RES: verifiche richieste per tutti gli edifici. Per gli edifici esistenti, include le verifiche dei cinematismi condotte in termini di resistenza (con fattore di comportamento q posto in genere pari a 2).

In analisi lineare consiste nelle verifiche di resistenza, con analisi condotta con fattore di comportamento q .

In analisi statica non lineare la verifica per SLV è definita dal confronto fra capacità e domanda. La capacità è definita dallo spostamento del punto di controllo pari a $(3/4)$ di quello allo SLC. SLC è definito dallo spostamento minore fra le seguenti condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio alla base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite di deformazione angolare per SLC in tutti i maschi di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza.

La domanda per SLV è determinata attraverso l'oscillatore monodimensionale calcolato con la bilineare equivalente allo SLV.

Analisi sismiche eseguite e risultati per i vari comportamenti strutturali

Per ogni modello analizzato come unica struttura globale o per ogni sottostruttura di un modello calcolato come assemblaggio di sottostrutture, la scheda di sintesi indica i tipi di analisi eseguite le cui verifiche confluiscono nei risultati degli indicatori di rischio, con distinzione fra Stato Attuale e Stato di Progetto.



Le possibili analisi ed i corrispondenti comportamenti strutturali sono i seguenti:

- **Analisi cinematica:** meccanismi di collasso (cinematismi)

- **Analisi statica non lineare (pushover):**

- a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio);

- b) se considerato in pushover: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello;

- c) se vi sono fondazioni nello schema statico e sono considerate in pushover: capacità limite delle fondazioni.

- **Analisi sismica lineare** (con priorità per la dinamica modale rispetto alla statica lineare):

- a) comportamento dei pannelli nel piano (per pressoflessione e/o taglio), se non è eseguita la pushover;

- b) se la verifica è richiesta: comportamento dei pannelli fuori piano per azioni di calcolo da modello (considerato anche se è eseguita la pushover) e/o per azioni equivalenti secondo §7.2.3 e §7.8.1.5.2;

- c) se vi sono fondazioni nello schema statico: capacità limite delle fondazioni, se non si considera in pushover.

Per garantire coerenza fra le verifiche eseguite in analisi lineare ed i risultati dell'analisi pushover, il fattore di comportamento q utilizzato in analisi lineare deve coincidere con q calcolato in pushover (rispettando comunque, nel caso del D.M.17.1.2018, secondo §7.3.1, il valore massimo di q tale che: $S_{e,SLV} \geq S_{e,SLD}$).

Valutazione della sicurezza

Per gli edifici esistenti, seguendo §8.3, è possibile che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possano essere eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi (SLV), salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV: per esse sono richieste le verifiche anche agli stati limite di esercizio SLE (SLO e SLD), per i quali potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

L'**indicatore di rischio** ζ_E , consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio.

Il calcolo dell'indicatore di rischio sismico viene effettuato attraverso un procedimento iterativo sulla domanda.

Questa viene fatta variare fino a trovare il massimo valore sostenibile, tale cioè da garantire il soddisfacimento contemporaneo delle due seguenti condizioni: a) capacità \geq domanda (in termini di spostamento); b) q^*

(rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente) ≤ 3.0 , con riferimento a SLV (la relazione $q^* \leq 4.0$ indicata in D.M. 17.1.2018 per SLC viene ricondotta a $q^* \leq 3.0$ per SLV, dato il rapporto di (3/4) esistente fra le capacità per SLC e per SLV (EuroCodice 8, UNI EN 1998-3:2005, §C4.1.2).

Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV) ζ_E può essere espresso sia in termini di PGA che di TR; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e TR, ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1.

Per quanto riguarda la **pericolosità sismica**, la verifica di sicurezza e l'elaborazione dell'indicatore di rischio vengono eseguite in modo analogo sia nel caso di approccio semplificato (con riferimento al reticolo sismico italiano, pubblicato nel D.M.14.1.2008), sia nel caso di approccio rigoroso secondo **analisi della Risposta**

Sismica Locale (da microzonazione).

La procedura subisce invece alcune modifiche in altri casi di **parametri di spettro non conformi** al reticolo sismico, secondo le seguenti modalità.

(a) Se la difformità riguarda **ag**, il legame diretto tra TR e ag espresso dal reticolo non è più valido. Per tutti gli stati limite, il calcolo dell'indicatore di rischio si esegue attraverso una procedura iterativa direttamente su ag; il risultato in termini di TR si calcola in seguito facendo riferimento all'espressione proposta dal D.M. 65 del 07.03.2017: $TR_C = TR_D * (PGA_C/PGA_D)^\eta$

dove: $\eta = 1/0.49$ per $ag \geq 0.25g$; $\eta = 1/0.43$ per $0.25g \geq ag \geq 0.15g$; $\eta = 1/0.356$ per $0.15g \geq ag \geq 0.05g$;

$\eta = 1/0.34$ per $0.05g \geq ag$ (ag = accelerazione massima su roccia, che viene assunta con riferimento a SLV).

Per gli altri parametri di spettro, il valore viene unificato, per tutti i periodi di ritorno.

(b) Se la difformità riguarda **non ag ma altri parametri di spettro** (ad es. il coefficiente di suolo S_s): i valori di ogni parametro difforme sono impostati costanti per tutti i periodi di ritorno, e la procedura iterativa viene eseguita su TR, sostituendo il valore previsto dalla Normativa con quello difforme.

(c) In caso di **spettro personalizzato definito per punti**, non è possibile risalire ai singoli parametri di spettro,



tuttavia il valore di ancoraggio (spettro per $T=0$), pari ad $(ag \cdot S)$, consente una procedura iterativa basata sull'accelerazione mediante la quale è possibile definire, per ogni stato limite, il valore degli indicatori di rischio. La procedura assume per ipotesi che la forma spettrale sia proporzionale ad $(ag \cdot S)$ e che la definizione per punti dello spettro riguardi entrambe le direzioni sismiche X' e Y' (in assenza di una delle due definizioni, questa viene assunta uguale all'altra) ed un eventuale spettro in direzione Z ; durante la procedura iterativa, tutti gli spettri vengono 'scalati' con il medesimo fattore di proporzionalità.

(d) Se la Normativa di riferimento è l'**EuroCodice**, il calcolo si limita agli indicatori di rischio in termini di PGA, con procedura iterativa analoga al punto (a) senza tuttavia valutare risultati in termini di TR.

La verifica di sicurezza per i **nuovi edifici** richiede che ζ_E sia ≥ 1.000 .

Il D.M.17.1.2018 introduce livelli di sicurezza specifici per gli **edifici esistenti**, ed a tal fine è possibile fare riferimento all'indicatore **ζ_E espresso in termini di accelerazione al suolo PGA**, preferibilmente espresso considerando gli effetti di suolo: **$ag \cdot S$** (la scelta di definizione di PGA come accelerazione su roccia ag o contenente anche gli effetti di suolo: $ag \cdot S$ è definita in input nel file di Aedes.PCM).

Per gli **interventi di Miglioramento** (§8.4.2) ζ_E può essere minore di 1.0: per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV a seguito degli interventi di miglioramento deve essere: $\zeta_E \geq 0.600$; per tutti gli altri edifici, ζ_E deve essere incrementato di almeno 0.1: $\Delta \zeta_E \geq 0.100$.

Per gli **interventi di Adeguamento** (§8.4.3) in alcuni casi (c) e in §8.4.3) è sufficiente che ζ_E sia ≥ 0.800 , mentre negli altri casi il livello di sicurezza uguaglia quello richiesto alle nuove costruzioni: $\zeta_E \geq 1.000$.

Per quanto riguarda l'**intervallo di calcolo dei periodi di ritorno**: il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone $TR = 2475$ come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUI (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR) = k \cdot TR^\alpha$. L'intervallo di calcolo di TR è quindi $[1, 2475]$; ne consegue che la capacità in termini di PGA può assumere anche valori minori di quello corrispondente a $TR = 30$ anni.

La **capacità della struttura in termini di Vita Nominale (V_{NC})**, definita anche come **Tempo di intervento T_{INT}** , si identifica con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile TR_{CLV} , mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento V_{RC} ($= V_{NC} \cdot C_U$) la probabilità di superamento PV_R definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV.

Per una valutazione del valore ottenuto per V_{NC} relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011). Se risulta: $TR_{CLV} \geq 2475$ anni, si potrà considerare un valore della vita nominale \geq del limite V_{NC} riportato nella scheda (corrispondente a $TR = 2475$ anni: $V_{NC} \geq 2475 \cdot -\ln(1 - PV_R) / C_U$).



Semplici calcoli per controllo

CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.1]

Dalle condizioni controllate, l'edificio risulta:

- **NON REGOLARE IN PIANTA**
- **NON REGOLARE IN ALTEZZA**

REGOLARITA' IN PIANTA:

a) La configurazione in pianta deve essere compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità. **no**

b) Il rapporto tra lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta deve essere < 4 .

Considerando un rettangolo con lati paralleli agli assi XY, si ha:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 20.3
- Dimensione minore in pianta (m) = 8.839999
- **Rapporto tra le due dimensioni = 2.30 < 4**

c) Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione.

Parametri di riferimento per eseguite i controlli su eventuali rientri o sporgenze:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 20.30
 - corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: $< = 25\%$ di 20.30 = 5.08
- Dimensione minore in pianta (m) = 8.84
 - corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: $< = 25\%$ di 8.84 = 2.21

d) Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti: **no**

REGOLARITA' IN ALTEZZA:

e) Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione **no**

f) Controlli su variazioni di massa e di rigidità:

la regolarità in altezza richiede le seguenti condizioni:

variazioni di massa $< = 25\%$; variazioni di rigidità: $-30\% \leq \Delta K \leq +10\%$.

La rigidità si riferisce alle condizioni sismiche e tiene quindi conto

di eventuali rigidità fessurate (definite come: '% di K elastica' nei Dati Aste)

- Piano 1:

- peso [da massa in dir.X] (kN) = 2033.7
- peso [da massa in dir.Y] (kN) = 2033.7
- rigidità in dir.X (kN/mm) = 6360.075
- rigidità in dir.Y (kN/mm) = 6519.05

- Piano 2:

- peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 1933.28
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -4.94 %**
- peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 1933.28
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -4.94 %**
- rigidità in dir.X (kN/mm) = 1545.539
 - **variazione rigidità rispetto al p.no sottostante = -75.70 %**
- rigidità in dir.Y (kN/mm) = 2350.288
 - **variazione rigidità rispetto al p.no sottostante = -63.95 %**

- Piano 3:

- peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 1939.17
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = 0.30 %**
- peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 1939.17
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = 0.30 %**
- rigidità in dir.X (kN/mm) = 1705.786
 - **variazione rigidità rispetto al p.no sottostante = +10.37 %**
- rigidità in dir.Y (kN/mm) = 2352.404
 - **variazione rigidità rispetto al p.no sottostante = 0.09 %**

- Piano 4:

- peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 1537.39
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -20.72 %**
- peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 1537.39
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -20.72 %**
- rigidità in dir.X (kN/mm) = 1652.698
 - **variazione rigidità rispetto al p.no sottostante = -3.11 %**
- rigidità in dir.Y (kN/mm) = 2352.402
 - **variazione rigidità rispetto al p.no sottostante = 0.00 %**

- Piano 5:

- peso [da massa totale di piano in dir.X] (kN) = 795.12
 - **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -48.28 %**
- peso [da massa totale di piano in dir.Y] (kN) = 795.12



- **variazione massa rispetto al p.no sottostante = -48.28 %**
- rigidezza in dir.X (kN/mm) = 19913.01
- **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = +1104.88 %**
Attenzione: muri bassi (sottotetto) nel piano di copertura possono essere molto rigidi determinando un'elevata variazione di rigidità rispetto al piano sottostante.
In tal caso è ragionevole valutare la regolarità solo sui piani sottostanti.
- rigidezza in dir.Y (kN/mm) = 17242.45
- **variazione rigidezza rispetto al p.no sottostante = +632.97 %**
Attenzione: muri bassi (sottotetto) nel piano di copertura possono essere molto rigidi determinando un'elevata variazione di rigidità rispetto al piano sottostante.
In tal caso è ragionevole valutare la regolarità solo sui piani sottostanti.

h) Controlli da eseguire su eventuali restringimenti (m):

- Piano 2:
 - Dimensione maggiore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 8.84 = 2.65
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 8.84 = 1.77
 - Dimensione minore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 20.30 = 6.09
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 20.30 = 4.06
- Piano 3:
 - Dimensione maggiore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 8.84 = 2.65
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 8.84 = 1.77
 - Dimensione minore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 20.30 = 6.09
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 20.30 = 4.06
- Piano 4:
 - Dimensione maggiore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 8.84 = 2.65
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 8.84 = 1.77
 - Dimensione minore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 20.30 = 6.09
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 20.30 = 4.06
- Piano 5:
 - Dimensione maggiore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 8.84 = 2.65
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 8.84 = 1.77
 - Dimensione minore in pianta:
 - Limitazione rispetto al piano terreno: $\leq 30\%$ di 20.30 = 6.09
 - Limitazione rispetto al piano sottostante: $\leq 20\%$ di 20.30 = 4.06

ANALISI SISMICA, DINAMICA MODALE

Somma delle Reazioni Vincolari (orientate secondo gli assi globali XYZ):
RX, RY, RZ, MX, MY, MZ [forze:kN - momenti: kNm]
(in presenza di nodi su suolo elastico, le corrispondenti reazioni vincolari RZ sono ottenute dallo sforzo normale agente alla base degli elementi verticali
- maschi, pareti, pilastri - impostati su tali nodi)

Parte statica della Combinazione di Carico Sismica [§3.2.4]: $G1 + G2 + P + Somme_j(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$
0.00, 0.00, 8238.71, 0.00, 0.00, -0.06

Massimi effetti sismici (SLV):
1330.70, 1444.53, 4930.61, 0.00, 0.00, 15.50

VERIFICA SISMICA PER COSTRUZIONI SEMPLICI [§7.8.1.9]

Dalle condizioni controllate, risulta che: **l'edificio NON E' VERIFICATO**
Le condizioni controllate sono evidenziate dal grassetto e dal simbolo verde o rosso; l'Utente deve eseguire a parte il controllo delle altre condizioni, evidenziate dal simbolo giallo

1) La costruzione deve ricadere in zona sismica 2, 3 o 4: **si**

■ 2) In ciascuna delle due direzioni devono essere previsti almeno due sistemi di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab.7.8.I:

- 50% della dimensione lungo X (m) = 10.15
- 50% della dimensione lungo Y (m) = 4.42

■ 3) La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta non sia inferiore al 75% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti):

- 75% della dimensione lungo X (m) = 6.63
- 75% della dimensione lungo Y (m) = 15.23



■ 4) Il numero di piani non deve essere superiore a 3 per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata: **no**

ANALISI STATICA STRUTTURA MURARIA POST OPERAM

Verifiche ai carichi gravitazionali.

Le verifiche sono soddisfatte.

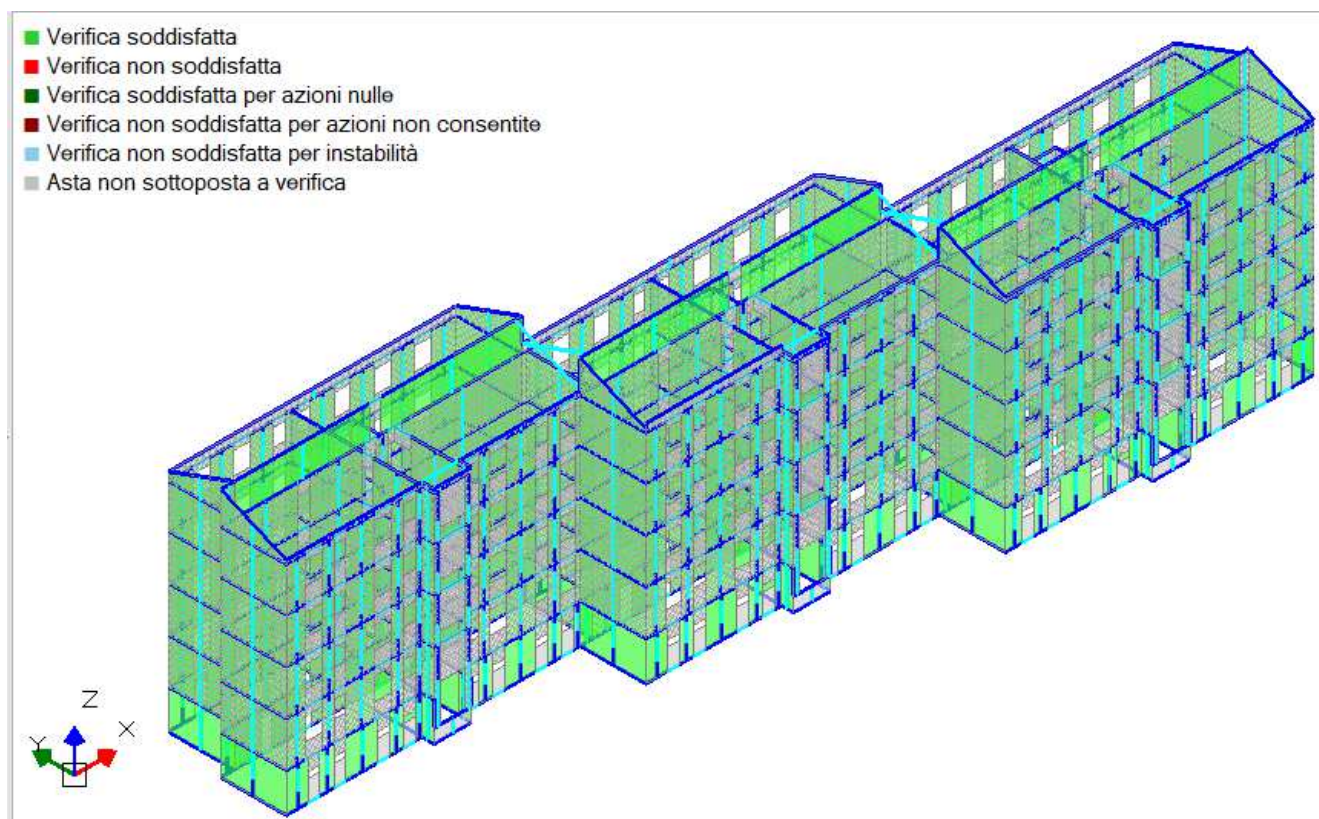


Figura 19: Verifiche a pressoflessione complanare, taglio e pressoflessione ortogonale

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5] Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

Involuppo CCC

Verifica di Resistenza della Struttura (STR)

Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.028	100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	1.077	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.067	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.098	100%



Semplici calcoli per controllo

ANALISI STATICA LINEARE, NON SISMICA

Somma delle Reazioni Vincolari (orientate secondo gli assi globali XYZ):

RX, RY, RZ, MX, MY, MZ [forze:kN - momenti: kNm]

(in presenza di nodi su suolo elastico, le corrispondenti reazioni vincolari RZ sono ottenute dallo sforzo normale agente alla base degli elementi verticali - maschi, pareti, pilastri - impostati su tali nodi)

Combinazione di Carico: 1: SLU: Combinazione 1 (Fondamentale/Variabile Cat.A/Vento +X)
0.01, 0.02, 11975.07, 0.00, 0.00, -0.09

Combinazione di Carico: 2: SLU: Combinazione 29 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento +X)
0.00, 0.03, 11689.75, 0.00, 0.00, -0.08

Combinazione di Carico: 3: SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)
-0.02, 0.03, 11712.71, 0.00, 0.00, -0.10

Combinazione di Carico: 4: SLE: Combinazione 1 (Frequente/Variabile Cat.A/Vento +X)
-0.03, 0.00, 8408.47, 0.00, 0.00, -0.06

Combinazione di Carico: 5: SLE: Combinazione 29 (Frequente/Variabile Cat.H/Vento +X)
0.00, 0.00, 8238.71, 0.00, 0.00, -0.06

Combinazione di Carico: 6: SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)
0.01, 0.03, 8270.56, 0.00, 0.00, -0.05

Combinazione di Carico: 7: SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente)
0.00, 0.00, 8238.71, 0.00, 0.00, -0.06

Combinazione di Carico: 8: Combinazione sismica (QuasiPermanente)
0.00, 0.00, 8238.71, 0.00, 0.00, -0.06

Combinazione di Carico: 9: Combinazione 1
-0.01, 0.01, 9056.69, 0.00, 0.00, -0.06

VERIFICA SISMICA PER COSTRUZIONI SEMPLICI [§7.8.1.9]

Dalle condizioni controllate, risulta che: **l'edificio NON E' VERIFICATO**

Le condizioni controllate sono evidenziate dal grassetto e dal simbolo verde o rosso; l'Utente deve eseguire a parte il controllo delle altre condizioni, evidenziate dal simbolo giallo

■ 1) La costruzione deve ricadere in zona sismica 2, 3 o 4: **no**

■ 2) In ciascuna delle due direzioni devono essere previsti almeno due sistemi di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab.7.8.I:

- 50% della dimensione lungo X (m) = 10.15
- 50% della dimensione lungo Y (m) = 4.42

■ 3) La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta non sia inferiore al 75% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti):

- 75% della dimensione lungo X (m) = 6.63
- 75% della dimensione lungo Y (m) = 15.23

K) INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO

Per l'analisi della muratura verrà utilizzato PC.M Programma per il Calcolo strutturale ad Elementi finiti della AEDES Software, che presenta le seguenti funzionalità:

- Risoluzione agli elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D).
- Particolari funzionalità studiate per 'telai equivalenti' rappresentativi di elementi parete (ad esempio, telai 2D o 3D che modellano edifici in muratura). Analisi Statica e Sismica, in accordo con la nuova Normativa Sismica (D.M.17.1.2018) Analisi sismiche implementate: statica lineare (dinamica semplificata, o statica equivalente), dinamica modale; statica non lineare specifica per edifici in muratura (analisi pushover).



L) STRUTTURE DI FONDAZIONE

Vengono ampliate le fondazioni delle pareti caricate dai solai con nuovi cordoli in conglomerato cementizio armato.

Nel modello è stato adottato con coefficiente di sottofondo pari a 5 daN/cm^3 .

Le pressioni sul terreno nello stato di progetto sono inferiori a quello ante operam.

Le pressioni calcolate sono accettabili.

M) CATEGORIA D'INTERVENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- sopraelevare la costruzione;
- ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
- apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

L'intervento in questione non rientra nei casi sopra esposti, ricadrebbe quindi nella casistica del miglioramento, ma la committenza ha richiesto un **adeguamento**.

N) DESCRIZIONE STRUTTURA ESISTENTE

L'edificio è situato nel comune di Imola, a nord del centro storico, nell'isolato delimitato da Via G. Galilei, Via G. Bucci, Via Q. Cenni, Viale G. Marconi e Viale Pampera.

Il fabbricato unico nella forma edificatoria è costituito da 3 edifici di forma rettangolare uniti ciascuno con il successivo/precedente per circa la metà del lato corto e leggermente disallineati rispetto all'asse viario di via Galilei.

Il periodo presunto di edificazione del suddetto fabbricato risale tra gli anni 1956-1967, durante il boom economico ed edificatorio, come si evince dalla documentazione dell'epoca.

Il manufatto è composto da n. 4 piani fuori terra per un'altezza complessiva di circa mt. 15,50 ed avente accesso da cortile privato che affaccia su Via Galilei; sono presenti anche un piano seminterrato ed un sottotetto.

La struttura è in muratura portante e le tamponature perimetrali sono costituite da mattoni faccia a vista privi di isolamento per i primi 1,5 m e rifiniti con intonaco di tipo civile per la restante altezza.



La parete di spina di ciascun corpo è costituita da un muro di conglomerato cementizio non armato, così come la parte controterra delle pareti perimetrali che presenta anche uno spessore maggiore delle murature di elevazione.

L'immobile presenta 3 vani scala.

L'immobile presenta struttura portante in muratura ordinaria; i solai di piano sono latero – cementizi privi di cappa armata, così come le scale:

- solaio tipo e scale spessore 14 cm,
- solaio di sottotetto e copertura spessore 12 cm.

Le fondazioni sono costituite da cordoli massicci in conglomerato cementizio non armato.

La struttura non è regolare in pianta e non è regolare in altezza.

Nel complesso il corpo di fabbrica si presenta in forte stato di degrado.

O) MATERIALI DELLA STRUTTURA ESISTENTE

La Società 4 EMME Service S.p.A., specializzata nell'esecuzione di prove di carico e prove sperimentali su strutture in sito, è stata incaricata di effettuare una serie di indagini su elementi strutturali in muratura dei fabbricati abitativi siti in via G. Galilei, 1 e 3-5-7 nel Comune di Imola (BO); si vedano le relazioni allegate.

Attraverso queste indagini si sono caratterizzate le proprietà meccaniche della muratura.

La muratura in opera è costituita da mattoni pieni di laterizio e malta bastarda.

Si premette che i due corpi di fabbrica analizzati sono stati realizzati praticamente in “contemporanea”, con i medesimi materiali e le medesime tecnologie; si è quindi scelto di utilizzare i valori di prova di entrambi gli edifici per descrivere la muratura che compone entrambe le strutture.

Il livello di conoscenza raggiunto è pari a LC2.

I valori delle prove sono molto dispersi.

Nonostante la difficile interpretazione dei dati, si ritiene quindi di poter considerare una muratura con queste caratteristiche:

Proprietà meccaniche			
Modulo di elasticità normale	E	3640	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	910	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f _m	4.550	N/mm ²
Resistenza media a compressione orizzontale	f _{hm}	2.275	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f _{tm}	0.455	N/mm ²
Resistenza media a taglio (muratura irregolare)	τ ₀	0.088	N/mm ²
Resistenza media a taglio (muratura regolare)	f _{vm0}	0.196	N/mm ²

P) LIVELLI DI SICUREZZA PRE E POST INTERVENTO



STRUTTURA MURARIA ANTE OPERAM

Indicatori di Rischio (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Limite	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLV	0.176	0.017

Il valore di PGA specificato in input è pari ad a_g , accelerazione su roccia.

STRUTTURA MURARIA POST OPERAM

Indicatori di Rischio (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Limite	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLV	1.025	1.072



VERIFICHE

Intervento su solaio esistente

A favore di sicurezza, non si considera l'armatura esistente e la partecipazione delle pignatte in laterizio (anche se con ogni probabilità sono del tipo collaborante).

Alla larghezza di un metro di solaio corrisponde all'incirca una sezione resistente costituita dal nuovo travetto gettato (largo 24 cm e armato con 3+3 Ø14 a correre e staffe Ø8 a due braccia a passo 15 cm nella parte centrale e passo 7 cm alle estremità) e da tre travetti esistenti (di cui non si considera l'armatura).

$$3 \text{ } \varnothing 14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

Momento resistente ($M_{Rd,appoggio}$) all'appoggio: 16.64 kN·m (per metro di solaio); a favore di sicurezza non si considera l'armatura inferiore compressa.

Titolo: Galilei - appoggio

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	42	13.5
2	24	0.5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.62	3

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
x_{Ed} 0
y_{Ed} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6 ‰
τ_{c1} 1.829 ‰

M_{xRd} -16.64 kN m
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 6.011 ‰
d 11 cm
x 4.048 x/d 0.368
δ 0.9

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Momento resistente ($M_{Rd,mezzeria}$) in mezzeria: 17.06 kN·m (per metro di solaio) a favore di sicurezza non si considera l'armatura inferiore compressa.

Titolo: Galilei - mezzeria

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	42	13.5
2	24	0.5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.62	11

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 14.45 kNm
x_{Ed} 0
y_{Ed} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6 ‰
τ_{c1} 1.829 ‰

M_{xRd} 17.06 kN m
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 6.763 ‰
d 11 cm
x 3.751 x/d 0.341
δ 0.8663

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
DXF

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso



Solaio tipo:

- Peso proprio strutturale G_1 : 2.30 kN/m^2
- Peso permanente portato G_2 : 2.30 kN/m^2
- Accidentale residenziale: 2.00 kN/m^2
- $q_{SLU} = 2.30 \times 1.3 + 2.30 \times 1.5 + 2.00 \times 1.5 = 9.44 \text{ kN/m}^2$

Luce netta pari a circa 410 cm.

Per vincoli di un solaio, si intendono quei legami che intercorrono fra lo stesso e la struttura che lo sostiene, sia essa trave o parete. Essi hanno la funzione di creare le condizioni di equilibrio sotto l'azione dei carichi considerati.

Non è realistico pensare di effettuare dei calcoli rigorosi per la loro valutazione, sia perché bisognerebbe aggiungere delle complicazioni ulteriori per effetto di eventuali condizioni di iperstaticità non valutabili, sia perché bisognerebbe aggiungere, altresì, gli effetti di altri fenomeni comunque esistenti, quali le variazioni termiche, il "ritiro" del calcestruzzo, le variazioni del momento di inerzia nelle diverse sezioni per effetto della differente situazione delle armature metalliche e, infine, per il fatto che il modulo di elasticità, specialmente

del calcestruzzo, non può ritenersi costante. Quand'anche, inoltre, si riuscisse a valutare tutte le situazioni sopra riportate, ci sarebbero altri fattori da valutare, quali:

- 1) non avverano mai le ipotesi della perfetta solidarietà fra le membrature che concorrono in un "nodo";
- 2) possono esserci difetti di costruzione o carenze nei materiali che sfuggono alla valutazione;
- 3) le varie parti della struttura principale, nonché il solaio, vengono costruiti in tempi sicuramente diversi e in condizioni altrettanto diverse tra loro;
- 4) a causa degli assestamenti, si verificano delle deformazioni, anche anelastiche, che difficilmente si è in grado di valutare.

La situazione reale è rappresentabile, ai fini del calcolo ingegneristico del solaio, con un classico e consolidato schema a "semincastro" ($M=qxL^2/12$ agli appoggi ed in mezzeria).

Considerando uno schema statico di "semincastro":

- $M_{max,SLV} = 13,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (per metro di solaio)
- $T_{max,SLV} = 19,35 \text{ kN}$ (per metro di solaio)

$$M_{Rd,appoggio} 16.64 \text{ kN}\cdot\text{m} > 13,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,mezzeria} 17.06 \text{ kN}\cdot\text{m} > 13,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

La sezione è idonea.



Senza considerare le staffe, la sezione ha un taglio resistente paria a 20.38 kN (per metro di solaio)

Sollecitazioni e metodo di calcolo

☒ S.L.U. ☐ Metodo n

Ricoprimento armatura c: 3 1
A's/As %: 0 %

Criteri di progetto

☐ Fissa altezza H: 13.5 1
☐ Fissa Base B: 42 1
☒ Fissa Base e Altezza

Arrotol. 1 1
5 1

Acciaio B450C Calcestruzzo C25/30

Deformazione adimensionale armatura tesa

Armatura forte (NO) SA $\epsilon_s / \epsilon_{yd}$ 3.06 x/d 0.369 δ 0.901 CR Armatura debole (OK)

Risultati

Armatura superiore

A's 0.00 1² - A's min 0.00

Armatura inferiore

3 ϕ 14

As 4.62 1² +3.7% As min 4.45

Taglio

τ_{max} 12 N/mm²

Taglio Resistente = 20.38 kN

Opzioni taglio

☐ minimizza staffe
cot θ 1

☒ no staffe ρ_l 0 %

ϕ staffe 8 mm
n° bracci 0
 ϕ reggistaffe 12
☐ gancio 135°

Comb. barre superiori

Osservazioni

$$T_{Rd} 20.38 \text{ kN} > 19.35 \text{ kN}$$

La sezione è idonea.



Definizione della sezione esistente

Solaio esistente

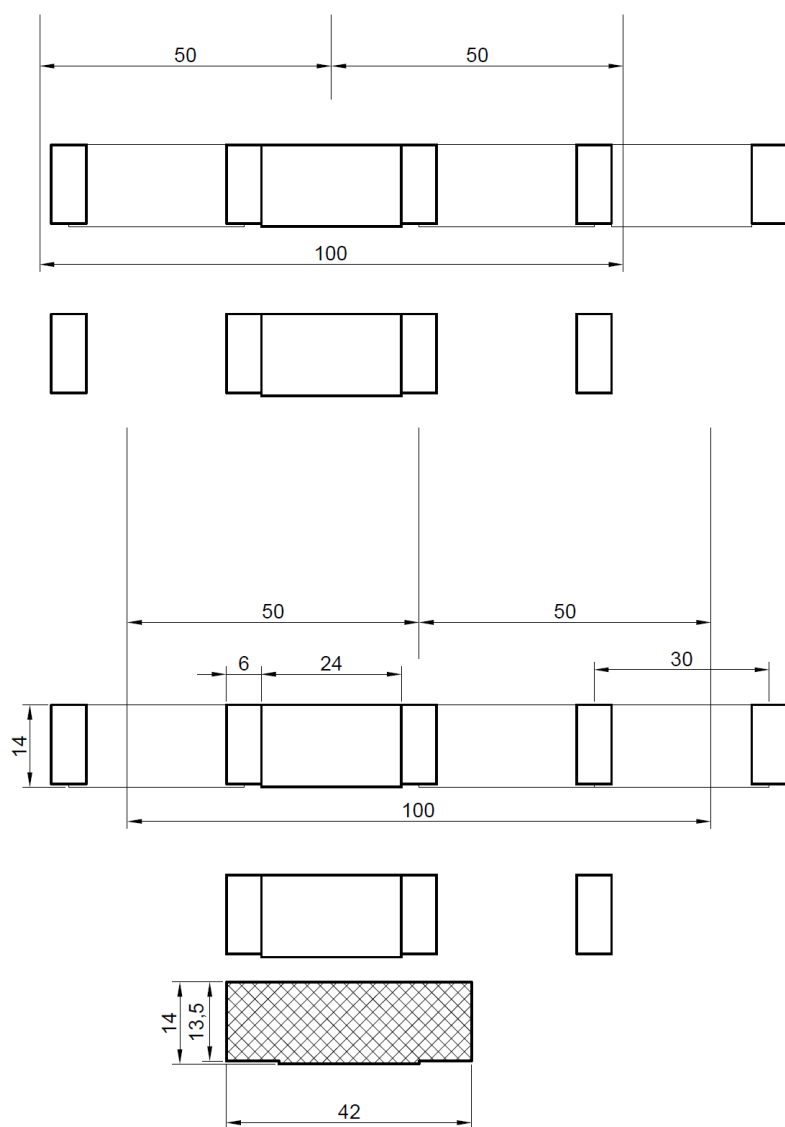
- Larghezza pignatta = 24 cm
- Larghezza travetto = 6 cm
- Interasse travetti = 30 cm
- Altezza solaio = 14 cm

Una striscia di solaio di larghezza pari a 100 cm contiene almeno tre travetti esistenti

Si sostituisce una fila di pignatte ogni due con nuovo cemento armato.

La sezione resistente è costituita da 3 travetti esistenti ed il nuovo getto.

A favore di sicurezza non si è considerata l'armatura esistente (che viene comunque conservata) e si trascura l'effetto delle pignatte collaboranti.



$$6 + 24 + 6 + 6 = 42\text{cm}$$



Si precisa che le pignatte in laterizio esistenti sono del tipo collaborante (con cartelle superiori rinforzate), ma di questo non si è tenuto conto (a favore di sicurezza).

La resistenza ai carichi concentrati è assicurata dalla tipologia delle pignatte.

Il rinforzo in “spessore di solaio” è stato un vincolo progettuale (gli interpiani sono limitati).

Platea vano ascensore

Si riporta la verifica delle platee in conglomerato cementizio armato, considerando, a favore di sicurezza, la massima pressione rilevata dal modello f.e.m. (0.166 MPa) che è superiore a quella calcolata alla base dei vani ascensore.

Spessore platea: 25 cm

Calcestruzzo: C25/30

Armatura: B450C, 1 $\varnothing 14$ / 20 cm nelle due direzioni, superiormente ed inferiormente

Luci di calcolo: 200x150 cm

Momento resistente (M_{Rd})

Considero una sezione “virtuale” di larghezza 100 cm

5 $\varnothing 14 = 7,70 \text{ cm}^2$

Titolo : Platea ascensore

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.70	6
2	7.70	19

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Barre
N° 5 ϕ 14
0 8
0 8
As 7.70 Calcola Inserisci

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 14.17 N/mm²
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6 N/mm²
	τ_{c1} 1.829 N/mm²

M_{xRd} 60.14 kN m

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 11.71 ‰

d 19 cm

x 4.373 x/d 0.2301

δ 0.7277

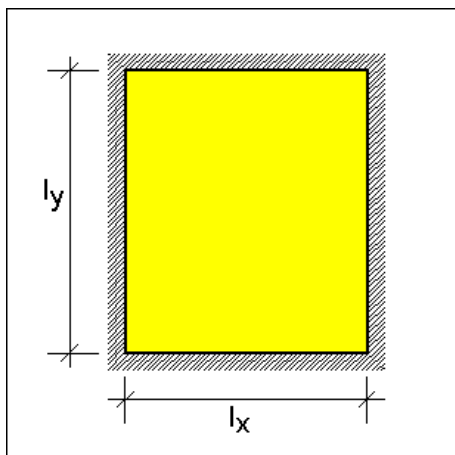
$M_{Rd} = 60.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Pressione sul terreno: 0.166 MPa \rightarrow 166 kN/m²



Si considerano due schemi limite:

- piastra rettangolare incastrata su tutti i lati
- piastra rettangolare incernierata su tutti i lati.



Carico distribuito uniforme (Piastra rettangolare, incastrata su tutti i lati)

DATI:

Lunghezza in direzione x **l_x** (cm) = **150**

Lunghezza in direzione y **l_y** (cm) = **200**

Carico distribuito **q** (kg/m²) = **16600**

RISULTATI:

Coefficiente **λ** = l_y/l_x = **1.333333**

Componente di carico **q_x** (kg/m²) = $q \lambda^4 / (1 + \lambda^4)$ = **12610.0900**

Componente di carico **q_y** (kg/m²) = $q - q_x$ = **3989.9100**

Coefficiente **v** = $1 - 5/18 * \lambda^2 / (1 + \lambda^4)$ = **0.881306**

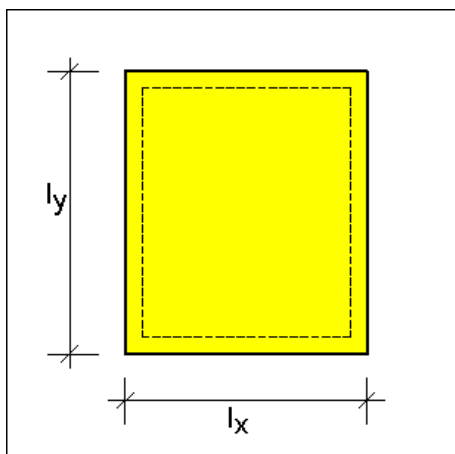
Momento max parallelo a l_x **$M_{x,MAX}$** (kgm/m) = $q_x l_x^2 v / 24$ = **1041.88 → 10.4 kN·m/m**

Momento max parallelo a l_y **$M_{y,MAX}$** (kgm/m) = $q_y l_y^2 v / 24$ = **586.06 → 5.9 kN·m/m**

Momento d'incastro parallelo a l_x **M_{xi}** (kgm/m) = $-q_x l_x^2 / 12$ per $l_x < l_y$; $-q l_y^2 / 24$ per $l_x > l_y$ = **-2364.39 → -23.6 kN·m/m**

Momento d'incastro parallelo a l_y **M_{yi}** (kgm/m) = $-q l_x^2 / 24$ per $l_x < l_y$; $-q_y l_y^2 / 12$ per $l_x > l_y$ = **-1556.25 → -15.6 kN·m/m**

I momenti sollecitanti sono inferiori a quello resistente.



Carico distribuito uniforme (Piastra rettangolare, appoggi su tutti i lati)

DATI:

Lunghezza in direzione x l_x (cm) = **150**

Lunghezza in direzione y l_y (cm) = **200**

Carico distribuito q (kg/m²) = **16600**

RISULTATI:

Coefficiente $\lambda = l_y/l_x = \mathbf{1.333333}$

Componente di carico q_x (kg/m²) = $q \lambda^4 / (1 + \lambda^4) = \mathbf{12610.0900}$

Componente di carico q_y (kg/m²) = $q - q_x = \mathbf{3989.9100}$

Coefficiente $v = 1 - 5/6 * \lambda^2 / (1 + \lambda^4) = \mathbf{0.643917}$

Momento max parallelo a l_x $M_{x,MAX}$ (kgm/m) = $q_x l_x^2 v / 8 = \mathbf{2283.71} \rightarrow \mathbf{22.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}}$

Momento max parallelo a l_y $M_{y,MAX}$ (kgm/m) = $q_y l_y^2 v / 8 = \mathbf{1284.59} \rightarrow \mathbf{12.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}}$

I momenti sollecitanti sono inferiori a quello resistente.

In entrambe le situazioni limite, la sezione è verificata.