Comune di Fano

Provincia di Pesaro Urbino

Oggetto:

LAVORI DI STRAORDINARIA MANUTENZIONE CON MESSA IN SICUREZZA ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DEGLI IMMOBILI "CASAL BRIGNANO" E "CASA FERRI" DI PROPRIETA' DEL COMUNE DI FANO

Progetto Esecutivo (comprensivo di studio di fattibilità)

Elaborato:

8.3	**RELAZIONE DI CALCOLO "CASA FERRI"**

Committente:

COMUNE DI FANO **R.U.P. Ing. Federico Fabbri**
Via San Francesco d'Assisi, 76
61032 – Fano (PU)

Fano, 09.08.2021

I tecnici
F.to digitalmente
Ing. Matteo Anniballi *Ing. Giovanni Marangoni*

indice

1. AZIONE SULLE COSTRUZIONI....3
1.1. PESI PROPRI DEI MATERIALI....3
1.2. CARICHI VARIABILI....5
1.3. AZIONI DELLA NEVE....6
1.4. AZIONI SISMICHE....7
1.5. CARICHI CARATTERISTICI SU ORIZZONTAMENTI....9
1.5.1. STATO DI FATTO....9
1.5.2. STATO DI PROGETTO....11
2. ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI....12
2.1. ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI DELLO STATO DI FATTO....12
2.1.1. CRITERI GENERALI DI VERIFICA....12
2.1.2. DATI DI INPUT....13
2.1.3. DATI DI OUTPUT....16
2.1.4. RISULTATI ANALISI MODALE....16
2.1.4.1. RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA....18
2.1.4.2. RISULTATI ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA....19
2.1.5. RISULTATI ANALISI STATICA NON LINEARE SISMICA....20
2.1.6. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI....21
2.2. VERIFICHE GLOBALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI....21
2.2.1. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA....21
2.2.2. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA....24
2.2.3. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI STATICA NON LINEARE SISMICA....25
2.3. VERIFICHE LOCALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI....25
3. ANALISI E VERIFICHE DELLO STATO DI PROGETTO....30
3.1. CRITERI GENERALI DI VERIFICA....30
3.2. DATI DI INPUT....30
3.3. DATI DI OUTPUT....33
3.3.1. RISULTATI ANALISI MODALE....33
3.3.2. RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA....35
3.3.3. RISULTATI ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA....36
3.3.4. RISULTATI ANALISI STATICA NON LINEARE SISMICA....37
3.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI....37
3.5. VERIFICHE GLOBALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI....38
3.5.1. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA....38
3.5.2. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA....41
3.5.3. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI STATICA NON LINEARE SISMICA....42
3.6. VERIFICHE LOCALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI....42
3.7. CONSIDERAZIONI SUL MIGLIORAMENTO SISMICO....47
3.8. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI....50
3.8.1. VERIFICA TRAVI IN ACCIAIO DI RINFORZO SOLAIO LIV.+1....50
3.8.2. VERIFICA NUOVO SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO A LIV.+1....53
3.8.3. VERIFICA NUOVO SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO A LIV.+2....56
3.8.4. VERIFICA NUOVA CAPRIATA IN LEGNO A LIV.+2....59
3.8.1. VERIFICA CORDOLO IN ACCIAIO A LIV.+1....69
3.8.2. VERIFICA CORDOLO IN ACCIAIO A LIV.+2....69

1. AZIONE SULLE COSTRUZIONI

1.1. PESI PROPRI DEI MATERIALI

I pesi propri dei principali materiali utilizzati, strutturali e non strutturali, sono:

PESI PROPRI DEI MATERIALI			
Calcestruzzi cementizi e malte			
-	Calcestruzzo ordinario:	24,00	kN/m^3
-	Calcestruzzo armato e precompresso:	25,00	kN/m^3
-	Malta di calce	18,00	kN/m^3
-	Malta di cemento	21,00	kN/m^3
-	Sabbia	17,00	kN/m^3
-	Ghiaia e pietrisco	15,00	kN/m^3
Metalli e leghe			
-	Acciaio:	78,50	kN/m^3
-	Ghisa:	72,50	kN/m^3
-	Alluminio:	27,00	kN/m^3
Materiale lapideo e laterizi			
-	Peso muratura di mattoni pieni:	18,00	kN/m^3
-	Peso muratura di mattoni semipieni (F/A=0.15):	16,00	kN/m^3
-	Muratura mattoni forati (F/A=0.45):	11,00	kN/m^3
-	Muratura mattoni forati (F/A=0.55):	9,00	kN/m^3
-	Muratura mattoni forati (F/A=0.65):	7,00	kN/m^3
-	Peso muratura di pietra:	22,00	kN/m^3
-	Gesso:	13,00	kN/m^3
-	Granito:	27,00	kN/m^3
-	Roccia: granito, marmo	27,00	kN/m^3
-	Roccia: calcare compatto, porfido	26,00	kN/m^3
-	Roccia: calcare tenero:	22,00	kN/m^4
Legnami			
-	Legno di conifera e legno lamellare:	5,00	kN/m^3
-	Legno di latifoglia:	7,00	kN/m^3
Altri materiali			
-	Vetro	25,00	kN/m^3
-	Carta	10,00	kN/m^3
-	Acqua	10,00	kN/m^3

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI			
Sottofondi e pavimenti			
-	Calcestruzzo cellulare alleggerito per ricoprimento impianti:	6,00	kN/m^3
-	Calcestruzzo per massetti di sottofondo e pav. galleggiante:	19,00	kN/m^3
-	Pavimentazione in conglomerato bituminoso	20,00	kN/m^3
-	Pavimento in ceramica o gres (sp.=20mm):	0,40	kN/m^2
-	Pavimento in gomma, linoleum:	0,10	kN/m^2
-	Pavimento in legno:	0,25	kN/m^2
-	Pavimento in marmo (sp.=30 mm):	0,80	kN/m^2
Isolanti e impermeabilizzanti			
-	Manto impermeabilizzazione in strato bituminoso o simili:	0,05	kN/m^2
-	Strato isolamento termico polistirene	0,50	kN/m^3
-	Strato isolamento termico lana di roccia bassa densità	0,90	kN/m^3
-	Strato isolamento termico lana di roccia alta densità	1,80	kN/m^3
-	Strato isolamento termico fibra di legno bassa densità	2,30	kN/m^2
Solai e coperture			
-	Tavellonato sp.6 cm	0,35	kN/m^2
-	Intonaco su cannicciato o su rete portaintonaco, sp.=1cm	0,20	kN/m^2
-	Coppi ed embrici o coppi e sottocoppi	0,60	kN/m^2
-	Tegole	0,40	kN/m^2
-	Lamiere di acciaio ondulate o nervate	0,15	kN/m^2
Altri carichi			
-	Ringhiere per scale o balconi in ferro lavorato (valore medio)	0,15	kN/m
-	Intonaco tradizionale in cemento (sp.=1.5cm):	0,30	kN/m^2

1.2. CARICHI VARIABILI

I carichi variabili ed i relativi coefficienti di combinazione utilizzati sono:

SOVRACCARICHI VARIABILI PER EDIFICI

CAT.	TIPO DI LOCALE	Verticali ripartiti	Verticali concentrati	Orizzontali lineari	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
		kN/m^2	kN	kN/m	-	-	-
A	**Ambienti ad uso residenziale**: Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi: locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (escluse zone di affollamento); camere di degenza ospedali	2,00	2,00	1,00	0,7	0,5	0,3
Asb	**Ambienti ad uso residenziale:** Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00	0,7	0,5	0,3
B1	**Uffici**: Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00	0,7	0,5	0,3
B2	**Uffici:** Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00	0,7	0,5	0,3
C1	**Ambienti suscettibili di affollamento:** Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00	0,7	0,7	0,6
C2	**Ambienti suscettibili di affollamento:** Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00	0,7	0,7	0,6
C3	**Ambienti suscettibili di affollamento:** Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie.	5,00	5,00	3,00	0,7	0,7	0,6
C4	**Ambienti suscettibili di affollamento:** Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00	0,7	0,7	0,6
C5	**Ambienti suscettibili di affollamento:** Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00	0,7	0,7	0,6
Csb	**Ambienti suscettibili di affollamento:** Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00	0,7	0,7	0,6
D1	**Ambienti ad uso commerciale:** Negozi	4,00	4,00	2,00	0,7	0,7	0,6
D2	**Ambienti ad uso commerciale**: Centri commerciali, mercati, grandi magazzini.	5,00	5,00	2,00	0,7	0,7	0,6
Dsb	**Ambienti ad uso commerciale**: Scale, balconi e ballatoi				0,7	0,7	0,6
E1	**Aree per immagazinamento e uso commerciale ed uso industriale:** Aree per accumulo merci e relazive aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	6,00	7,00	1,00	1,0	0,9	0,8
E2	**Aree per immagazinamento e uso commerciale ed uso industriale**: Ambienti ad uso industriale				1,0	0,9	0,8
F	**Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi ponti):** Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30kN)	2,50	20,00	1,00	0,7	0,7	0,6
G	**Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi ponti):** Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso tra 30 kN e 160kN), quali rampe d'accesso , zone di carico e scarico	5,00	100,00	1,00	0,7	0,5	0,3
H	**Coperture:** Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00	0,0	0,0	0,0

1.3. AZIONI DELLA NEVE

Sulla copertura l'effetto della neve viene valutato in conformità al punto 3.4 del D.M. 17.01.2018, secondo la seguente espressione:

- carico neve: ..... $q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$

in cui il carico da neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

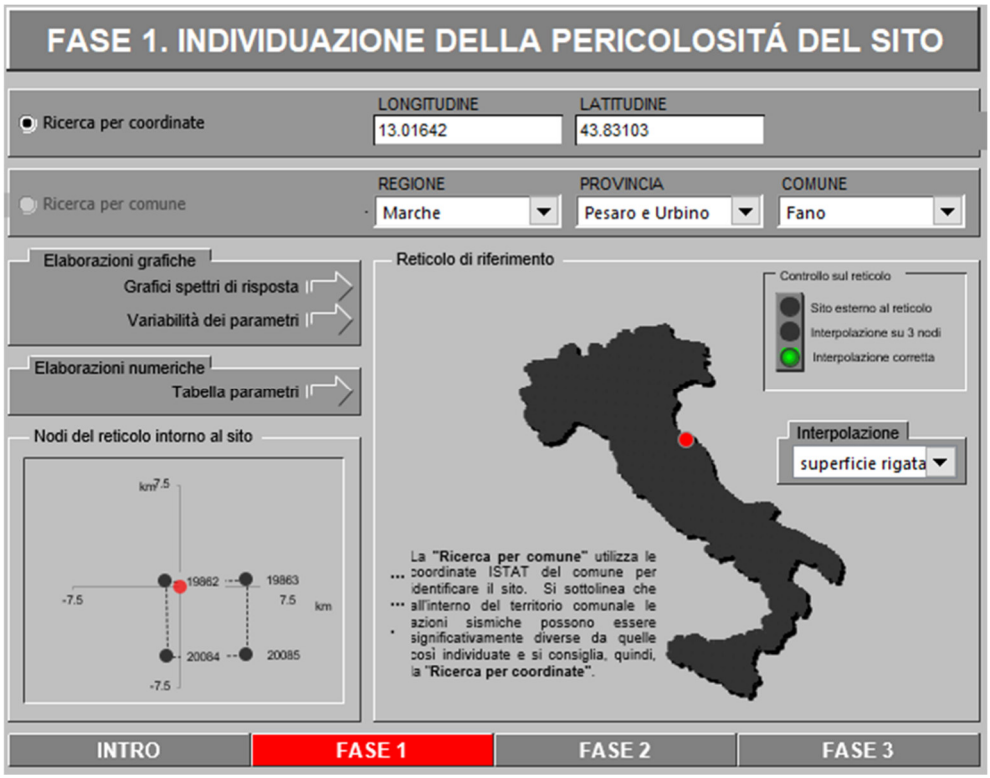
Di seguito si riporta il calcolo ed i relativi parametri assunti:

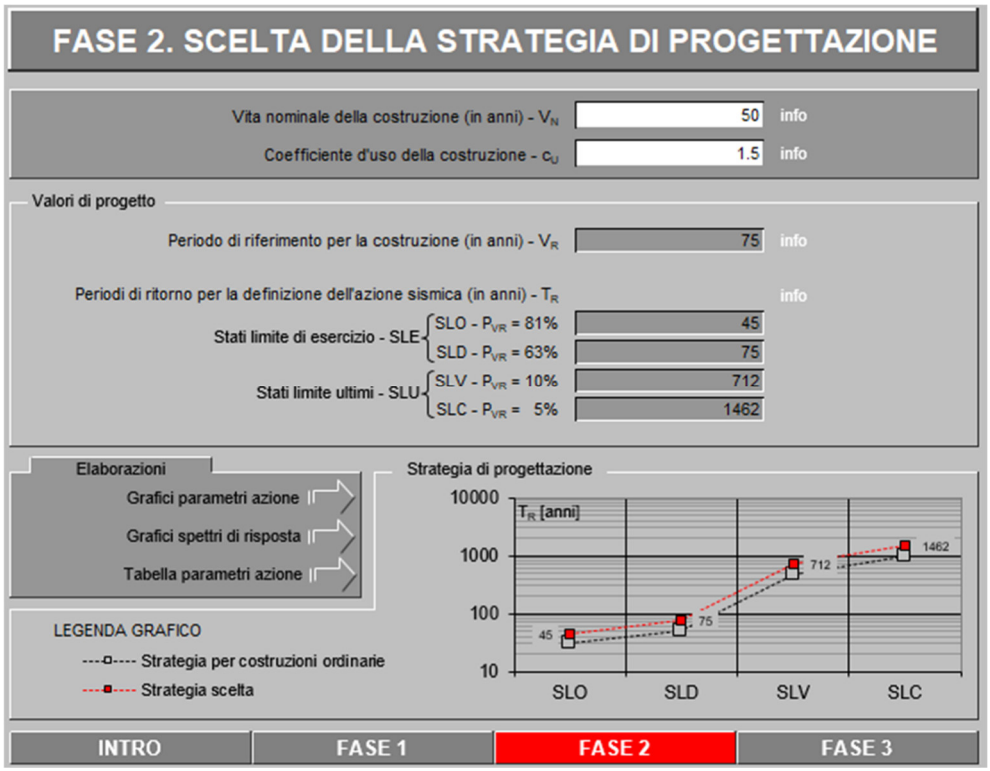
PARAMETRI DI CALCOLO PER L'AZIONE DELLA NEVE			
Altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione	a_s	30	m (s.l.m.)
Zona		I - Mediter.	
Periodo di ritorno	T_R	50	anni
Probabilità annuale di superamento	P_R	0.02	-
Coefficiente tempo di ritorno	α_r	1.00	-
Valore caratteristico del carico della neve al suolo	qsk	1.50	kN/m^1
Valore caratteristico del carico della neve al suolo	qsn	1.50	kN/m^2
Classe di esposizione (topografia)		Normale	
Coefficiente di esposizione	C_E	1.00	-
Coefficiente termico	C_t	1.00	-

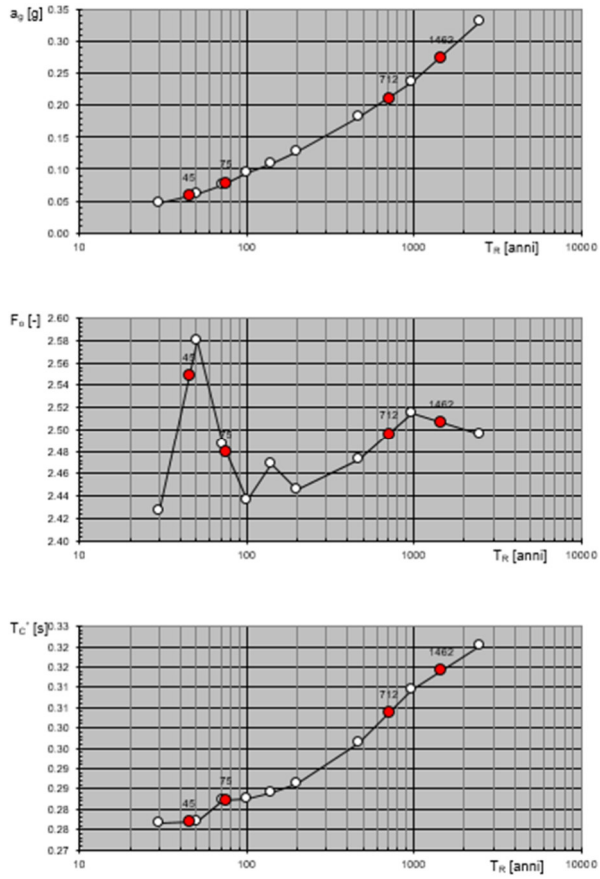
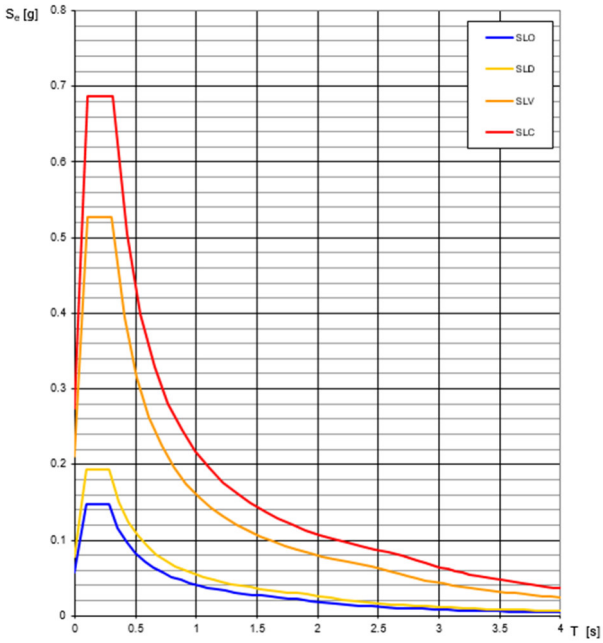
CARICO DELLA NEVE per copertura a due falde			
Angolo 1 della falda sull'orizzontale	α_1	20	°
Angolo 2 della falda sull'orizzontale	α_2	20	°
Coefficiente di forma corrispondente ad angolo 1	$\mu_1(\alpha_1)$	0.80	-
Coefficiente di forma corrispondente ad angolo 2	$\mu_1(\alpha_2)$	0.80	-
Azione della neve su falda con angolo 1:	qs1	1.20	kN/m^2
Azione della neve su falda con angolo 2:	qs2	1.20	kN/m^2

1.4. AZIONI SISMICHE

Sulla costruzione l'effetto delle eventuali azioni sismiche vengono valutate in conformità al punto 3.2 del D.M. 17.01.2018 recante "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni", assumendo i seguenti parametri.





Valori di progetto dei parametri a_g, F_0, T_C^* in funzione del periodo di ritorno.	**Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite.**
	

Valori dei parametri a_g, F_0, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.058	2.549	0.277
SLD	75	0.078	2.479	0.282
SLV	712	0.211	2.496	0.304
SLC	1462	0.274	2.506	0.314

1.5. CARICHI CARATTERISTICI SU ORIZZONTAMENTI

1.5.1. STATO DI FATTO

SOLAIO A LIVELLO						1 (piano primo)	
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI							
-	Solaio in legno a doppia orditura, con pianelle					0.94	kN/m^2
-	Varie e in arrotondamento					0.06	kN/m^2
-	TOTALE CARICHI PERMANENTI DI PESO PROPRIO					**1.00**	**kN/m^2**
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI							
-	Massetto in cemento	19.00	x	0.03		0.57	kN/m^2
-	Pavimento:					0.40	kN/m^2
-	Incidenza tramezzi					0.00	kN/m^2
-	Varie e in arrotondamento					0.03	kN/m^2
-	TOTALE CARICHI PERMANENTI PORTATI					**1.00**	**kN/m^2**
SOVRACCARICHI							
-	Sovraccarico in base a destinazione d'uso:	Cat.		**C1**		3.00	kN/m^2
-	AZIONE DOMINANTE :					**3.00**	**kN/m^2**
-	*MASSA SISMICA dell' AZIONE DOMINANTE*	*[ψ_{2j}*	=	*0.60*	*]*	*1.80*	*kN/m^2*

SOLAIO A LIVELLO						2 (sottotetto)	
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI							
-	Solaio in laterocemento					1.42	kN/m^2
-	Varie e in arrotondamento					0.08	kN/m^2
-	TOTALE CARICHI PERMANENTI DI PESO PROPRIO					**1.50**	**kN/m^2**
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI							
-	Intonaco	20.00	x	0.01		0.20	kN/m^2
-	Varie e in arrotondamento					0.10	kN/m^2
-	TOTALE CARICHI PERMANENTI PORTATI					**0.30**	**kN/m^2**
SOVRACCARICHI							
-	Sovraccarico in base a destinazione d'uso:	Cat.		**H**		0.50	kN/m^2
-	AZIONE DOMINANTE :					**0.50**	**kN/m^2**
-	*MASSA SISMICA dell' AZIONE DOMINANTE*	*[ψ_{2j}*	=	*0.00*	*]*	*0.00*	*kN/m^2*

SOLAIO A LIVELLO							**3 (copertura)**
-	Inclinazione della falda di copertura	20	(fattore di inclinazione =			1.07	)
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI							
-	Solaio in legno a doppia orditura, con pianelle	0.84		x	1.07	0.90	kN/m^2
-	Varie e in arrotondamento					0.10	kN/m^2
-	TOTALE CARICHI PERMANENTI DI PESO PROPRIO (valore proiettato)					**1.00**	**kN/m^2**
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI							
-	Manto di copertura	0.60		x	1.07	0.64	kN/m^2
-	Varie e in arrotondamento					0.06	kN/m^2
-	TOTALE CARICHI PERMANENTI PORTATI (valore proiettato)					**0.70**	**kN/m^2**
SOVRACCARICHI							
-	Sovraccarico in base a destinazione d'uso:	Cat.	**H**			0.50	kN/m^2
-	Azione variabile:		**N1**			1.20	kN/m^2
-	AZIONE DOMINANTE (valore proiettato):					**1.20**	**kN/m^2**
-	*MASSA SISMICA dell' AZIONE DOMINANTE*	*[ψ_{2j} =*	*0.00*	*]*		*0.00*	*kN/m^2*

SCALA							
-	Inclinazione della falda di copertura	30	(fattore di inclinazione =			1.15	)
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI							
-	Solaio in legno	0.40		x	1.15	0.46	kN/m^2
-	Varie e in arrotondamento					0.04	kN/m^2
-	TOTALE CARICHI PERMANENTI DI PESO PROPRIO (valore proiettato)					**0.50**	**kN/m^2**
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI							
-	Pedata	0.80				0.80	kN/m^2
-	Alzata	0.40				0.40	kN/m^2
-	Varie e in arrotondamento					0.10	kN/m^2
-	TOTALE CARICHI PERMANENTI PORTATI (valore proiettato)					**1.30**	**kN/m^2**
SOVRACCARICO							
-	Sovraccarico in base a destinazione d'uso:	Cat.	**C1**			3.00	kN/m^2
-	AZIONE DOMINANTE (valore proiettato) :					**3.00**	**kN/m^2**
-	*MASSA SISMICA dell' AZIONE DOMINANTE*	*[ψ_{2j} =*	*0.60*	*]*		*1.80*	*kN/m^2*

1.5.2. STATO DI PROGETTO

SOLAIO A LIVELLO							1
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI							
-	Solaio in legno a doppia orditura, con pianelle					0.94	kN/m^2
-	Varie e in arrotondamento					0.06	kN/m^2
-	TOTALE CARICHI PERMANENTI DI PESO PROPRIO					**1.00**	**kN/m^2**
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI							
-	Controsoffitto	13.00	x	0.015		0.20	kN/m^2
-	Massetto cemento alleggerito	13.00	x	0.06		0.78	kN/m^2
-	Pavimento in ceramica o gres (sp.=20mm):					0.40	kN/m^2
-	Incidenza tramezzi					0.80	kN/m^2
-	Varie e in arrotondamento					0.02	kN/m^2
-	TOTALE CARICHI PERMANENTI PORTATI					**2.20**	**kN/m^2**
SOVRACCARICHI							
-	Sovraccarico in base a destinazione d'uso:	Cat.		**C1**		3.00	kN/m^2
-	AZIONE DOMINANTE :					**3.00**	**kN/m^2**
-	*MASSA SISMICA dell' AZIONE DOMINANTE*	*[ψ_{2j}*	=	*0.60*	*]*	*1.80*	*kN/m^2*

SOLAIO DI COPARTURA A LIVELLO									1 e 2
-	Inclinazione della falda di copertura	20		(fattore di inclinazione =				1.07	)
CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI									
-	Solaio in legno a doppia orditura, con pianelle	0.98				x	1.07	1.05	kN/m^2
-	Varie e in arrotondamento							0.05	kN/m^2
-	TOTALE CARICHI PERMANENTI DI PESO PROPRIO (valore proiettato)							**1.10**	**kN/m^2**
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI									
-	Rasatura in malta di calce	20.00	x	0.015	x		1.07	0.32	kN/m^2
-	Strato isolamento termico:	1.80	x	0.16	x		1.07	0.31	kN/m^2
-	Pannello OSB	7.00	x	0.013	x		1.07	0.10	kN/m^3
-	Manto impermeabilizzazione:	0.10			x		1.07	0.11	kN/m^2
-	Coppi ed embrici	0.60			x		1.07	0.64	kN/m^2
-	Varie e in arrotondamento							0.02	kN/m^2
-	TOTALE CARICHI PERMANENTI PORTATI (valore proiettato)							**1.50**	**kN/m^2**
SOVRACCARICHI									
-	Sovraccarico in base a destinazione d'uso:	Cat.		**H**				0.50	kN/m^2
-	Azione variabile:			**N1**				1.20	kN/m^2
-	AZIONE DOMINANTE (valore proiettato):							**1.20**	**kN/m^2**
-	*MASSA SISMICA dell' AZIONE DOMINANTE*	*[ψ_{2j}*	=	*0.00*	*]*			*0.00*	*kN/m^2*

2. ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI

2.1. ANALISI E VERIFICHE STRUTTURALI DELLO STATO DI FATTO

2.1.1. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

L'analisi della struttura prima dell'intervento e la valutazione della sicurezza e la conseguente progettazione degli interventi di riparazione e rinforzo tengono conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non sono completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali adottati, si tiene conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza viene definito in relazione al comportamento strutturale attendibile della costruzione, tenendo conto delle dei seguenti aspetti:

- analisi storico critica: ricostruzione del processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto valutando la configurazione geometrica del fabbricato e osservando l'omogeneità dei materiali utilizzati, nonché la presenza di bucature e richiusure nelle strutture verticali ed orizzontali.
- rilievo: il rilievo geometrico-strutturale è riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo, riportato nelle tavole grafiche di progetto, sono rappresentate: le eventuali modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica; l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi; l'eventuale presenza di dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.
- caratterizzazione meccanica dei materiali: per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali.

Pertanto sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, si assume un **"livello di conoscenza" LC2**: rilievo geometrico effettuato, verifiche in sito limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; pertanto nelle verifiche degli elementi strutturali si adotta un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza, definito fattore di confidenza **FC=1.20.**

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei

collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

La sicurezza della costruzione viene valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si fa ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

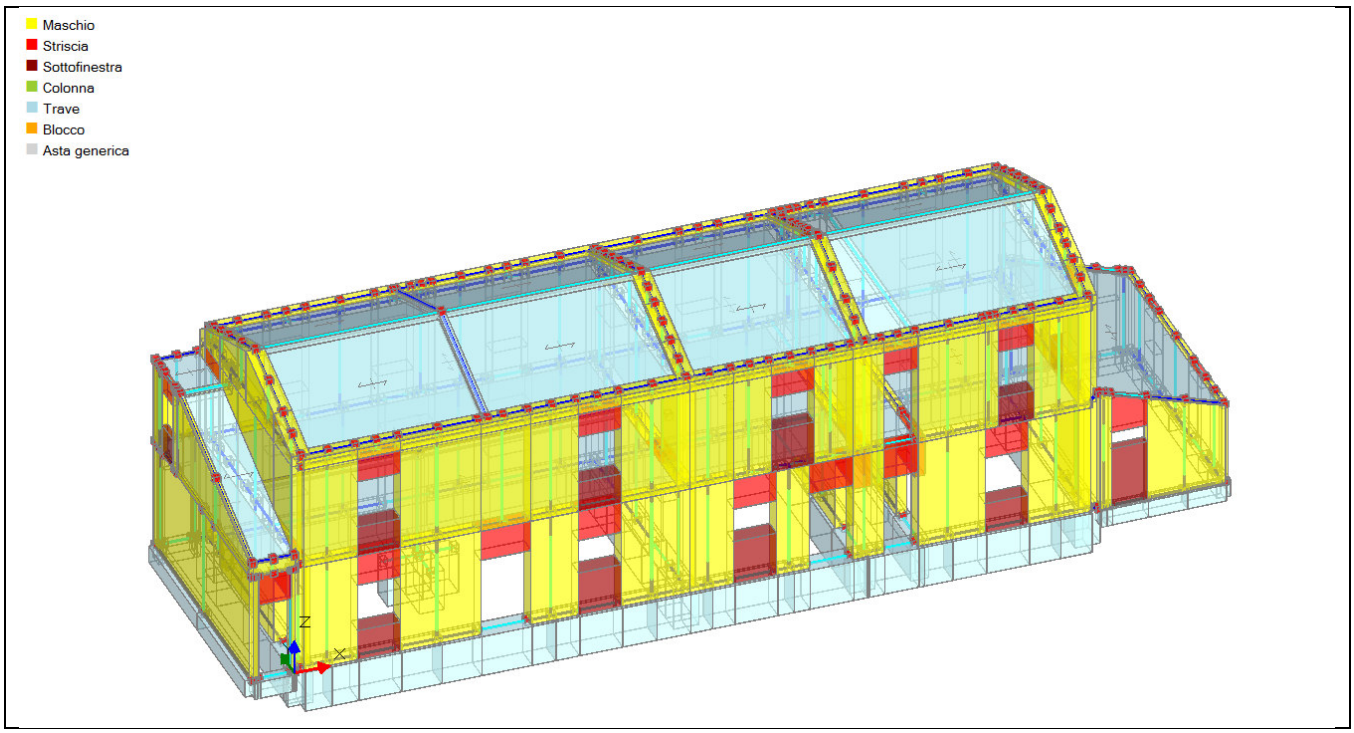
Per l'analisi sismica globale si è considerato, per quanto è stato possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidezza e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali.

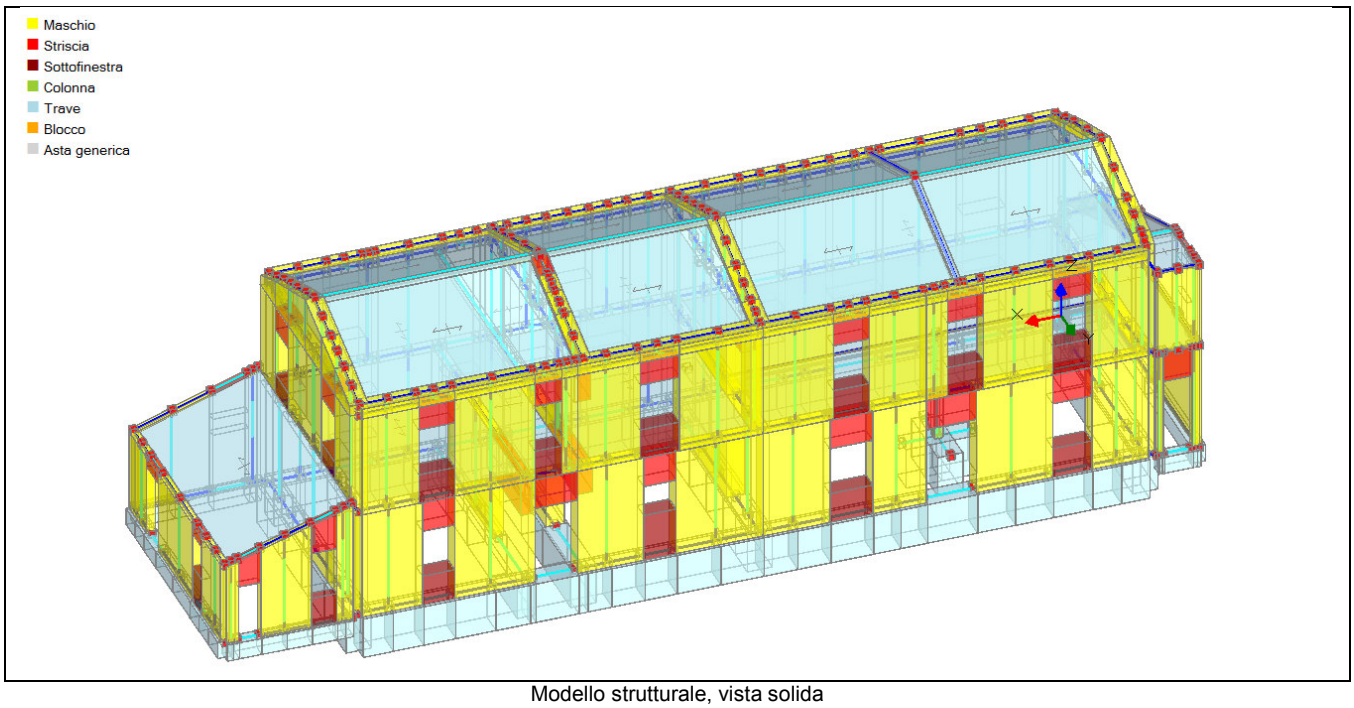
In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono non essere adeguati, pertanto nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine si individua l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

L'US individuata nelle analisi ha continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali ed è delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, si sono valutati gli effetti di: spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni sono eseguite con riferimento ai soli Stati Limite Ultimi (SLU) e alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV).

2.1.2. DATI DI INPUT





Modello strutturale, vista solida

L'analisi sismica globale, unitamente all'analisi in condizioni statiche è condotta mediante un modello FEM le cui caratteristiche meccaniche e geometriche, unitamente ai parametri di progetto assunti ed alle combinazioni di carico, sono riportate nell' **Allegato A1**.

Di seguito si riassumono i principali parametri utilizzati.

GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA

```
Nome del file del Progetto : 2120_SDF01-E_vallato
Data e Ora di archiviazione: 10/08/2021 09:00:29
Dati PCM Versione 2021.1.1.0
Abilitazione USB: RVRPPJJT

***
```

AZIONE SISMICA

```
Struttura:
  Vita Nominale VN (anni) =  50
  Classe d'uso: III
  Coefficiente d'uso CU =  1.5
  Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) =  75
Pericolosita':
  Ubicazione del sito:
    Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) =  13.016417
    Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) =  43.831028
    Tipo di interpolazione: superficie rigata [§CA]
  ag(g) Fo Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento
   30     0.047         2.429         0.278
   50     0.061         2.581         0.28
   72     0.076         2.49          0.28
   101    0.093         2.439         0.28
   140    0.108         2.469         0.28
   201    0.128         2.449         0.29
   475    0.182         2.47          0.3
   975    0.237         2.517         0.31
   2475   0.332         2.499         0.32
```

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:
ag(TR) = K * TR^α, dove:
K = 0.007208230, α = 0.549109160

Stati Limite:
PVR (%) Probabilita' di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)
SLE: SLO 81
SLE: SLD 63
SLU: SLV 10
SLU: SLC 5
ag(g) Fo Tc*(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)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	45	0.058	2.549	0.280	1.500	0.149	0.447	1.832	0.829
SLD	75	0.078	2.484	0.280	1.500	0.149	0.447	1.912	0.937
SLV	712	0.211	2.496	0.306	1.384	0.158	0.475	2.444	1.548
SLC	1462	0.274	2.509	0.314	1.288	0.161	0.483	2.696	1.773

(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
Componenti:
Spettro di risposta: componente orizzontale:
Spettro elastico: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5
η=[10/(5+ξ)]= 1
Spettro di progetto - SLD: Fattore di Comportamento = 1.5
Spettro di progetto - SLV/SLC: Fattore di Comportamento = 2.25 => η=1/q= 0.444
Spettro di risposta: componente verticale:
SS=1.000, S=1.000, TB=0.050 sec, TC=0.150 sec, TD=1.000 sec, ξ=5% (η=1.000), q=1.500 (η=1/q=0.667)
PGA:
Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analoga ad: ag*S, dove: S=SS*ST)

PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica
Direzioni di analisi e quote di riferimento:
Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y' (+ se antiorario) (α°) = 0
(analisi nelle direzioni X e Y)
Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione H (m) = 7.4
Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m) = 0
In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti: no
Analisi Sismiche Lineari:
Direzioni di analisi: X Y
Criterio di combinazione delle componenti orizzontali:
Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni [§7.3.5]
Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti alle eccentricita' accidentali [§7.2.6]: si
Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore μ nel calcolo delle tensioni sul terreno [§7.3.3.3]: no
Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin): no

```
Analisi Sismica Statica Lineare:
  Periodo principale T1 (sec): T1=C1*H^(3/4), C1=0.05, T1 =  0.224
  λ=1.00 nella definizione delle forze sismiche [§7.3.3.2]:  no
  Progettazione semplificata per zone a bassa sismicita' [§7]:  no

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale
  Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos
  Numero modi da calcolare:  50
  Numero di modi da considerare: tutti i modi con massa part.>5% e comunque tali che massa
part.tot.>85% [§7.3.3.1]
  Metodo di combinazione dei modi: CQC (combinazione quadratica completa) [§7.3.3.1]

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura
Tipo di edificio: Muratura Ordinaria
  Edificio Esistente
  Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente
  - γM in Statica [§4.5.6.1] =  3
  - γM in Sismica [§7.8.1.1] =  2.4
Per maschi murari:
  Contributo rigidezza trasversale:  si
  Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui:  no
  Link orizzontali rigidi anche fuori piano:  si
Comportamento muratura:
  Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: Stress-block, con: Mu = (l²tσ0/2)*
[1 - (σ0/ (0.85 fd))] [§7.8.2.2.1]

PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione
Stati Limite da considerare:  SLV
Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti:
  Intervento di Adeguamento [§8.4.3] o Stato Attuale di un Intervento di Miglioramento:
    indicatore di rischio sismico ζ,E >= 1.000
```

2.1.3. DATI DI OUTPUT

I dati di output del modello FEM, in particolare i valori delle reazioni vincolari, delle sollecitazioni massime, ottenute per le diverse combinazioni di carico analizzate, sono riportati in forma completa nell' **Allegato A1**.

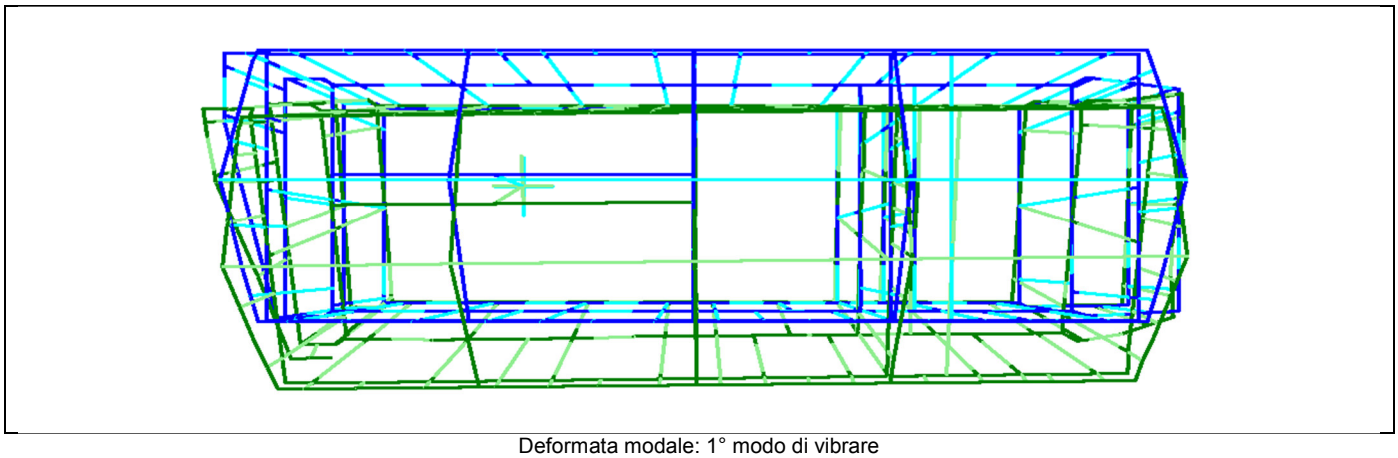
Di seguito si riportano in forma grafica i principali risultati ottenuti.

2.1.4. RISULTATI ANALISI MODALE

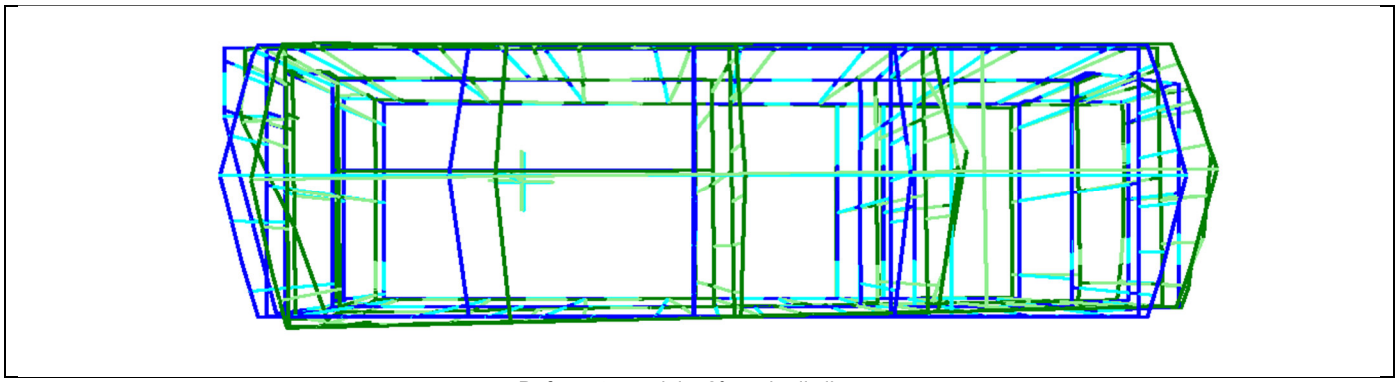
Modo	Autovalore (rad/sec)^2	Frequenza (cicli/sec)	Periodo (sec)	Masse modali efficaci (% sulla massa totale)			Totale progressivo %			Quote masse modali efficaci (m)		
				X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
10	8.04372E03	1.4E01	0.070	0.025	1.276	0.004	92.692	96.977	98.914	3.788	3.884	3.619
11	1.01188E04	1.6E01	0.062	0.345	0.670	0.026	93.037	97.647	98.940	4.015	4.627	4.504
12	1.06531E04	1.6E01	0.061	0.063	0.086	0.077	93.100	97.732	99.017	4.480	4.794	4.547
13	1.20784E04	1.7E01	0.057	0.125	0.000	0.000	93.224	97.733	99.017	4.153	4.009	4.595
14	1.26309E04	1.8E01	0.056	4.242	0.031	0.005	97.467	97.764	99.021	4.372	4.293	4.591
15	1.45706E04	1.9E01	0.052	0.487	0.233	0.016	97.953	97.997	99.037	4.671	4.519	4.627
16	1.52935E04	2.0E01	0.051	0.290	0.498	0.008	98.244	98.496	99.045	4.499	3.815	4.183
17	1.62796E04	2.0E01	0.049	0.138	0.020	0.196	98.382	98.515	99.241	4.535	4.135	3.754
18	1.66730E04	2.1E01	0.049	0.066	0.102	0.013	98.448	98.617	99.253	4.429	4.324	3.988
19	1.69579E04	2.1E01	0.048	0.290	0.023	0.507	98.738	98.641	99.760	4.556	4.156	4.128
20	1.96081E04	2.2E01	0.045	0.051	0.036	0.001	98.789	98.677	99.761	4.278	3.620	4.369
21	2.18479E04	2.4E01	0.043	0.013	0.515	0.001	98.802	99.192	99.762	3.876	3.915	4.451

22	2.29210E04	2.4E01	0.042	0.004	0.186	0.008	98.806	99.379	99.770	4.142	3.749	3.753
23	2.36977E04	2.5E01	0.041	0.002	0.039	0.008	98.807	99.418	99.779	4.189	3.451	3.808
24	2.40741E04	2.5E01	0.040	0.011	0.079	0.001	98.818	99.497	99.780	4.204	3.739	3.923
25	2.53482E04	2.5E01	0.039	0.002	0.001	0.000	98.820	99.498	99.780	3.124	3.307	4.030
26	2.69934E04	2.6E01	0.038	0.614	0.000	0.000	99.434	99.498	99.780	5.200	3.750	4.309
27	2.97340E04	2.7E01	0.036	0.098	0.018	0.130	99.532	99.516	99.910	4.355	3.621	3.812
28	3.14599E04	2.8E01	0.035	0.082	0.031	0.004	99.614	99.547	99.914	3.986	3.341	4.180
29	3.72281E04	3.1E01	0.033	0.010	0.032	0.002	99.625	99.580	99.916	3.250	4.676	4.032
30	3.95848E04	3.2E01	0.032	0.018	0.000	0.010	99.642	99.580	99.926	3.419	3.762	4.210
31	4.27736E04	3.3E01	0.030	0.012	0.000	0.007	99.654	99.580	99.934	4.021	5.828	4.314
32	4.51109E04	3.4E01	0.030	0.001	0.022	0.006	99.655	99.602	99.940	4.014	5.796	4.224
33	4.78547E04	3.5E01	0.029	0.013	0.011	0.005	99.668	99.613	99.945	3.554	4.612	4.411
34	5.10047E04	3.6E01	0.028	0.000	0.000	0.000	99.668	99.613	99.945	3.316	3.274	4.285
35	5.30800E04	3.7E01	0.027	0.003	0.003	0.007	99.671	99.616	99.952	3.095	3.401	4.080
36	5.59600E04	3.8E01	0.027	0.004	0.019	0.000	99.675	99.634	99.952	3.298	4.155	4.273
37	5.87073E04	3.9E01	0.026	0.004	0.049	0.006	99.679	99.683	99.959	3.315	4.451	4.084
38	6.00313E04	3.9E01	0.026	0.003	0.001	0.003	99.682	99.684	99.962	3.245	3.392	3.858
39	6.46454E04	4.0E01	0.025	0.001	0.004	0.000	99.683	99.688	99.962	3.326	3.584	3.744
40	6.57545E04	4.1E01	0.025	0.000	0.000	0.000	99.683	99.688	99.962	3.428	3.640	3.966
41	6.73703E04	4.1E01	0.024	0.001	0.000	0.000	99.684	99.688	99.962	5.364	6.265	4.005
42	6.97875E04	4.2E01	0.024	0.008	0.027	0.001	99.691	99.715	99.963	3.287	3.585	3.579
43	7.65170E04	4.4E01	0.023	0.021	0.016	0.000	99.713	99.732	99.963	3.260	3.647	3.701
44	7.96225E04	4.5E01	0.022	0.012	0.048	0.000	99.725	99.780	99.963	3.348	3.802	3.944
45	8.07771E04	4.5E01	0.022	0.001	0.014	0.002	99.726	99.794	99.964	3.337	3.889	3.821
46	8.84510E04	4.7E01	0.021	0.018	0.016	0.002	99.744	99.809	99.966	3.393	4.544	4.073
47	9.27803E04	4.8E01	0.021	0.020	0.004	0.000	99.764	99.813	99.966	3.230	3.527	3.814
48	9.47766E04	4.9E01	0.020	0.012	0.000	0.000	99.776	99.814	99.966	3.672	3.612	3.777
49	9.73397E04	5.0E01	0.020	0.000	0.008	0.000	99.776	99.822	99.967	3.623	4.288	3.979
50	1.02619E05	5.1E01	0.020	0.000	0.016	0.000	99.776	99.838	99.967	4.241	5.253	4.288

Risultati analisi modale

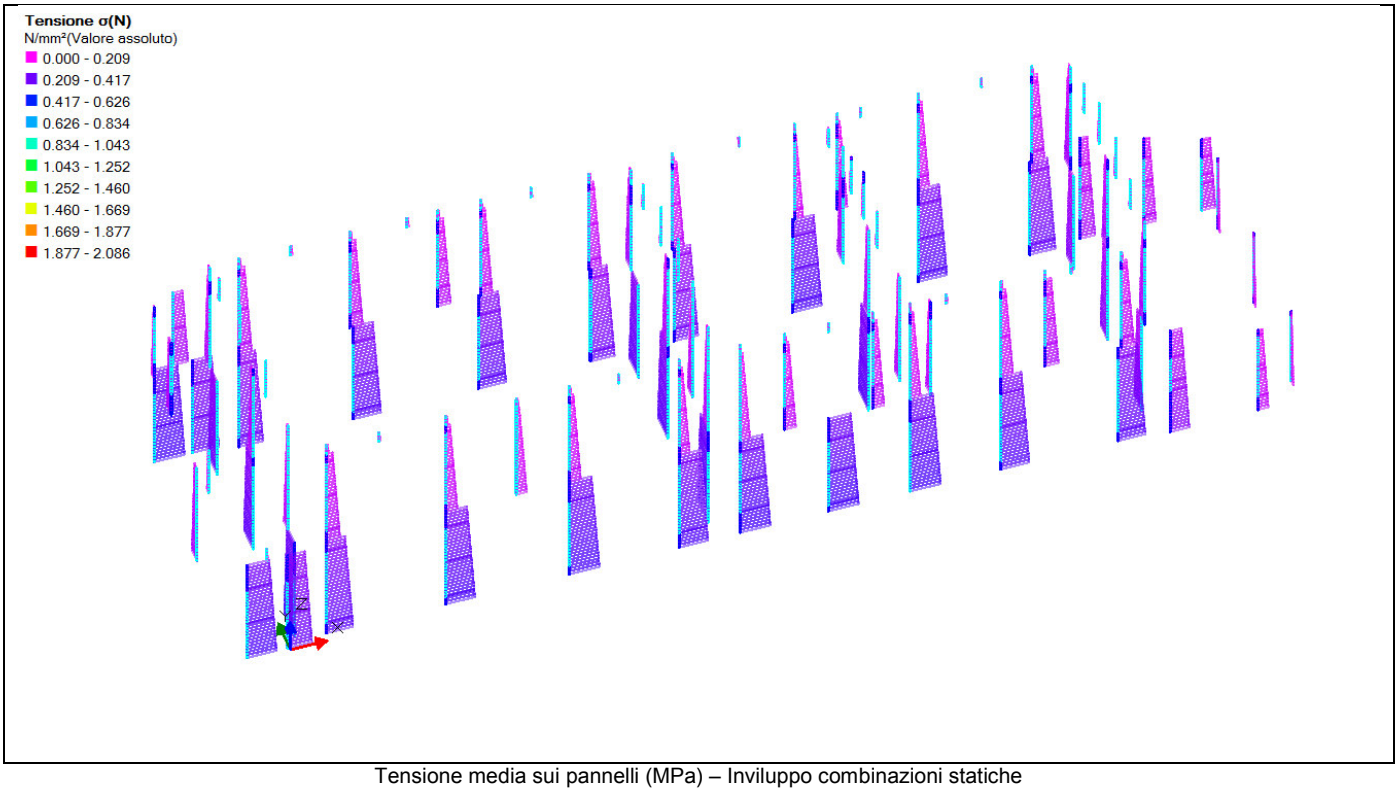


Deformata modale: 1° modo di vibrare

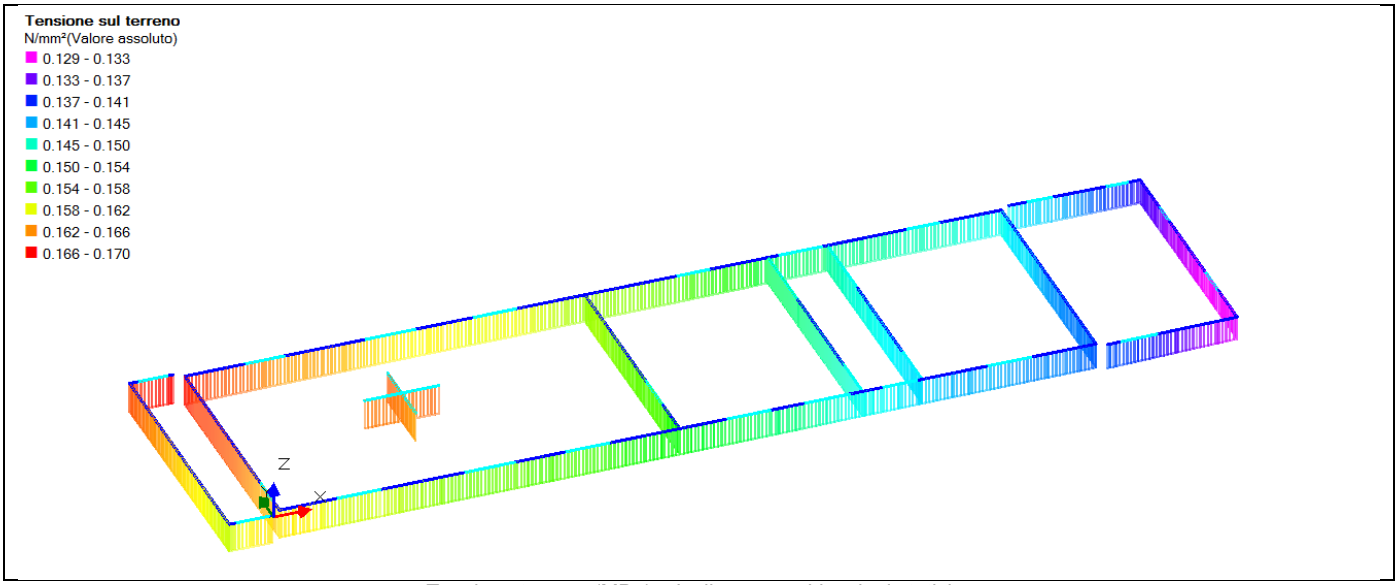


Deformata modale: 2° modo di vibrare

2.1.4.1. RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA

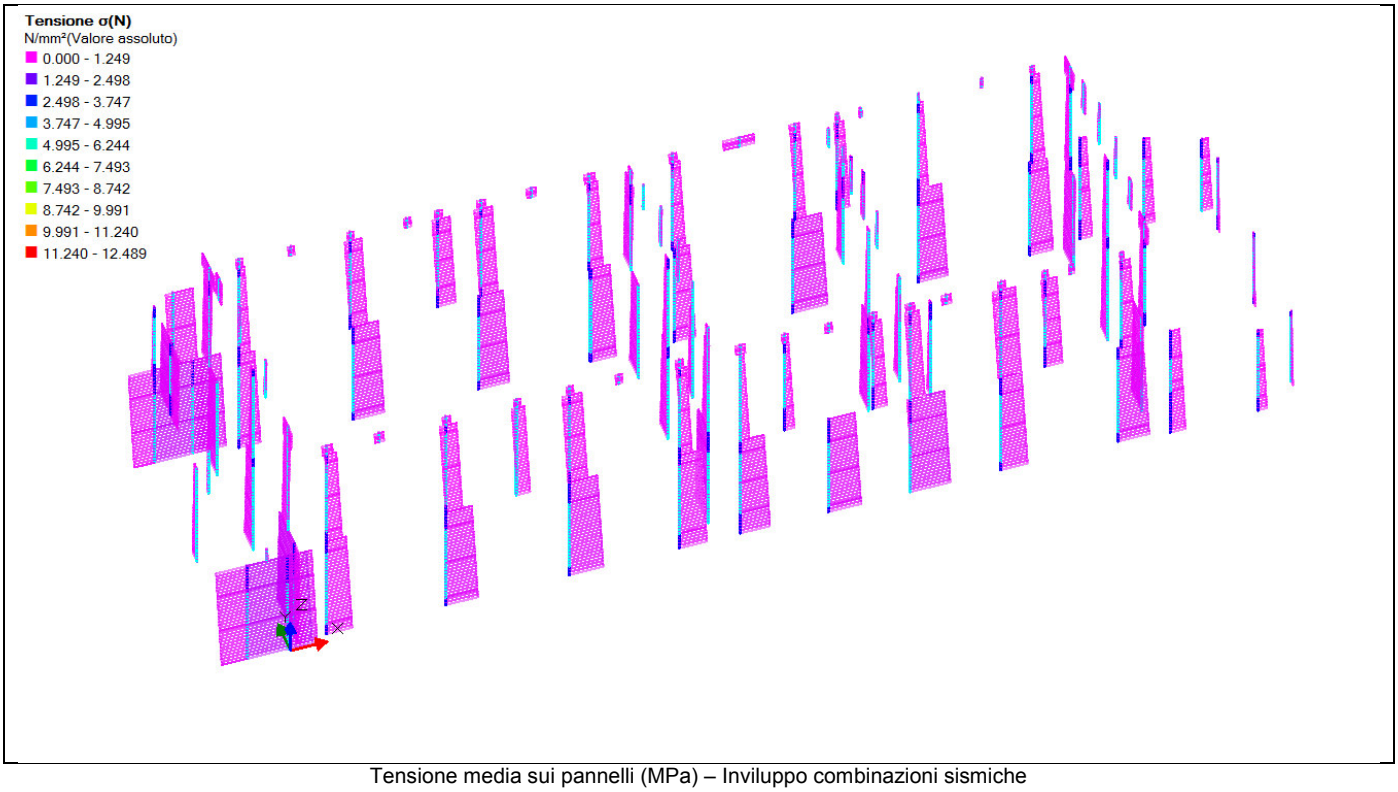


Tensione media sui pannelli (MPa) – Inviluppo combinazioni statiche

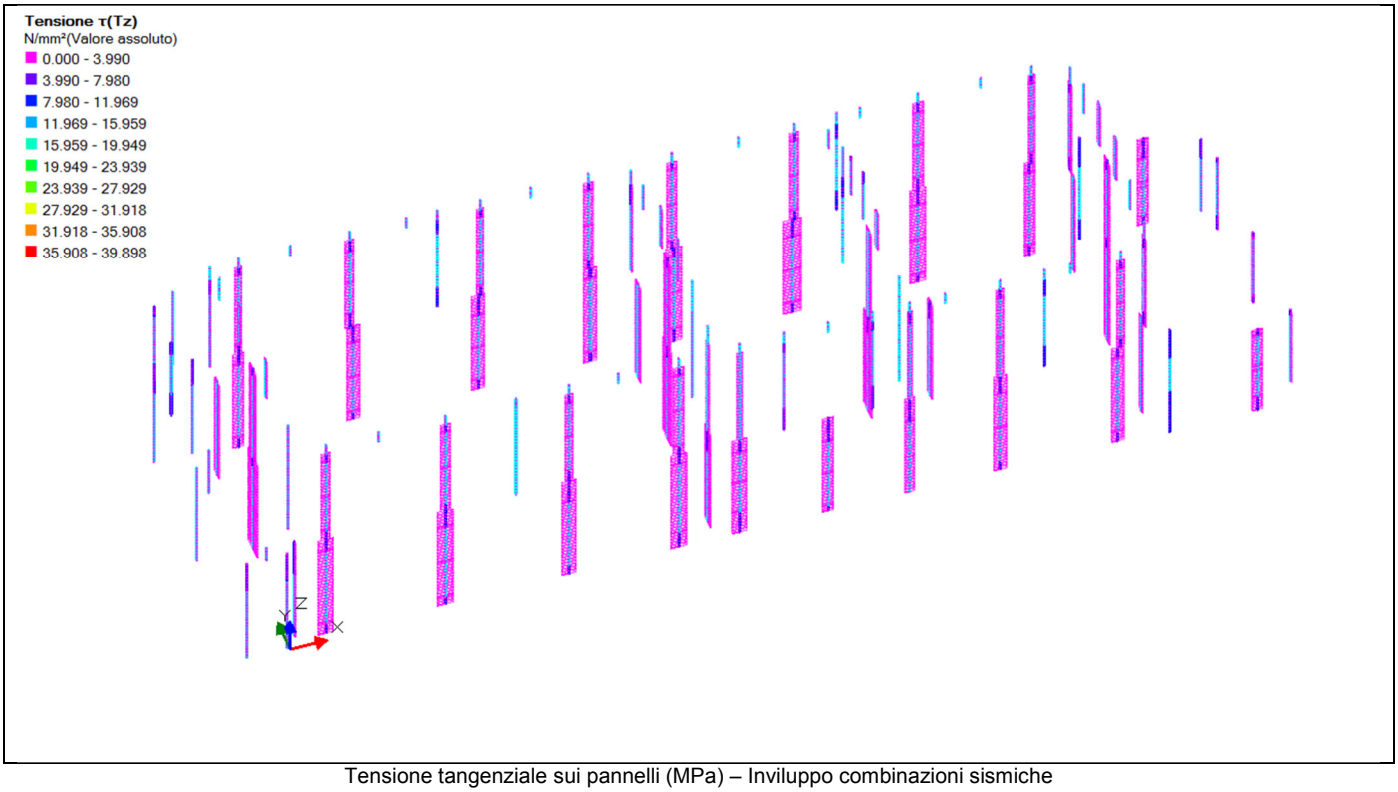


Tensione terreno (MPa) – Inviluppo combinazioni statiche

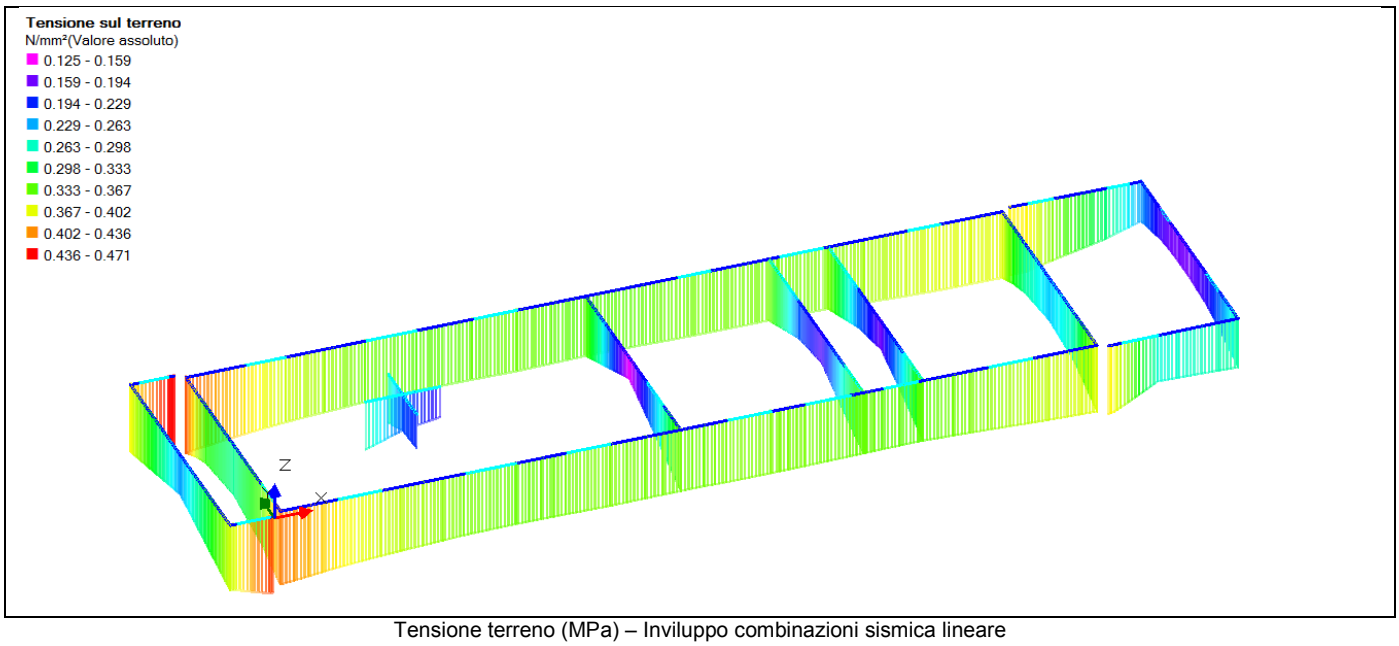
2.1.4.2. RISULTATI ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA



Tensione media sui pannelli (MPa) – Inviluppo combinazioni sismiche

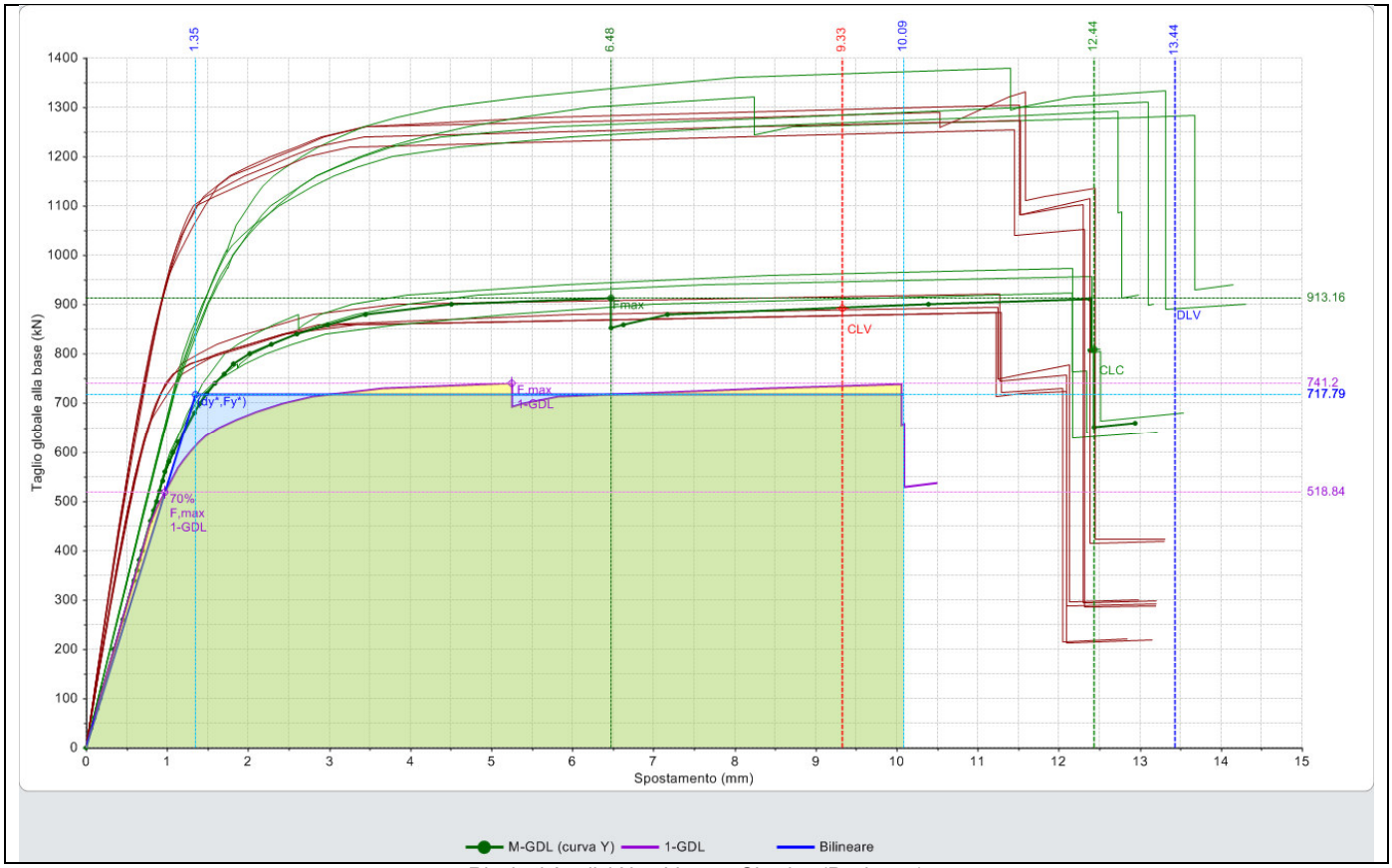


Tensione tangenziale sui pannelli (MPa) – Inviluppo combinazioni sismiche



Tensione terreno (MPa) – Inviluppo combinazioni sismica lineare

2.1.5. RISULTATI ANALISI STATICA NON LINEARE SISMICA



Risultati Analisi Non Lineare Sismica (Pushover)

2.1.6. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, è stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica del software, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi, secondo quanto meglio descritto nel calcolo semplificato, allegato alla presente relazione.

Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

2.2. VERIFICHE GLOBALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI

I dati delle verifiche, parametri assunti e valori dei coefficienti di sicurezza, dei vari elementi strutturali che costituiscono l'intera struttura sono riportati nell' **Allegato A1**.

Di seguito si riportano in forma grafica i principali risultati ottenuti.

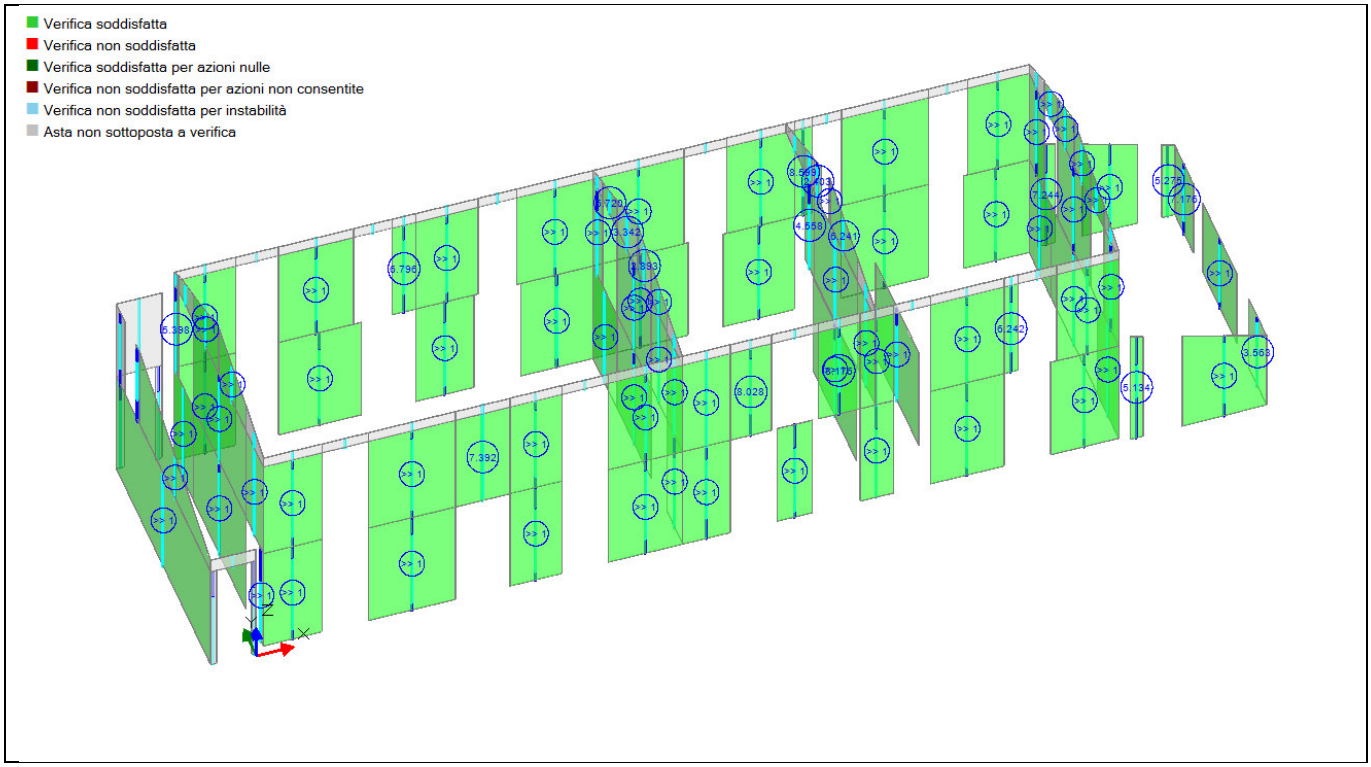
2.2.1. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA

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

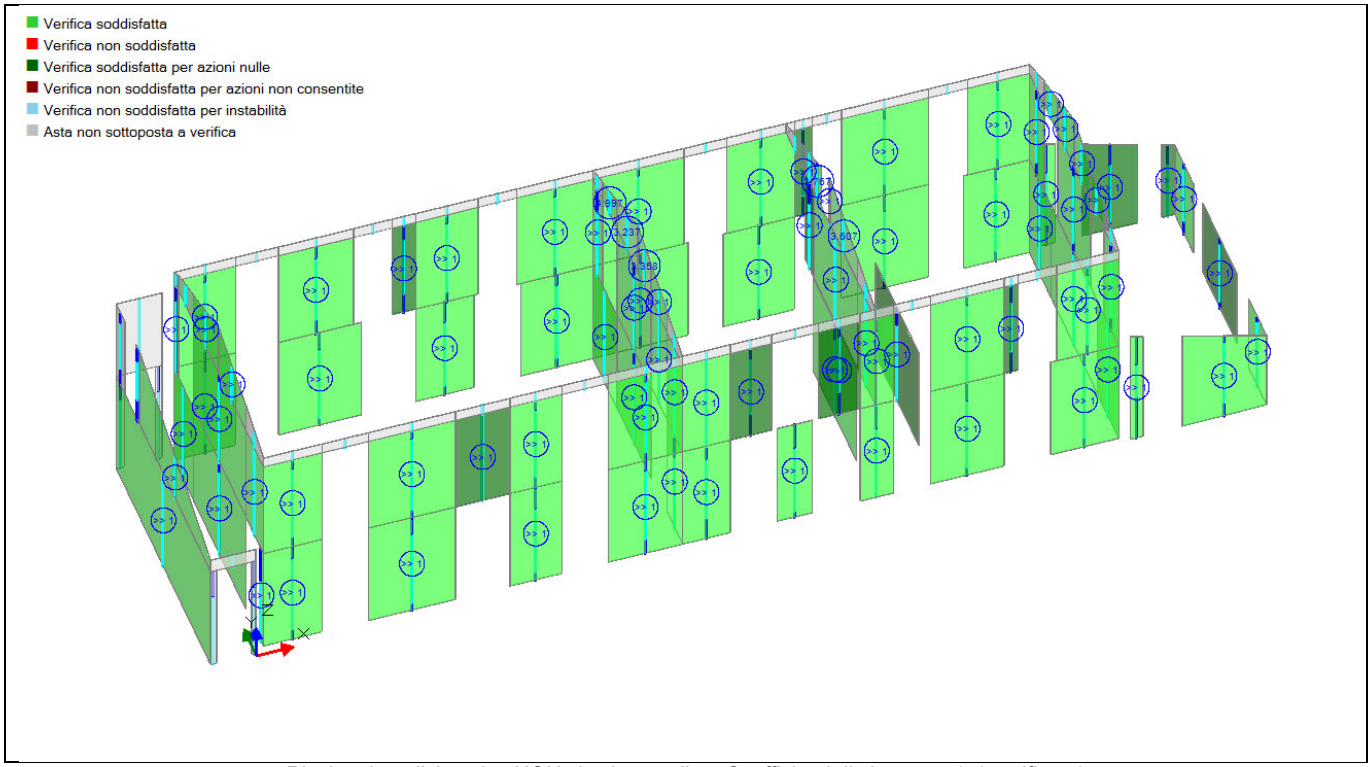
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)

	Inviluppo CCC	
Pressofless. complanare [§4.5.6]	2.403	100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	4.387	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	3.237	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	4.303	100%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	2.643	

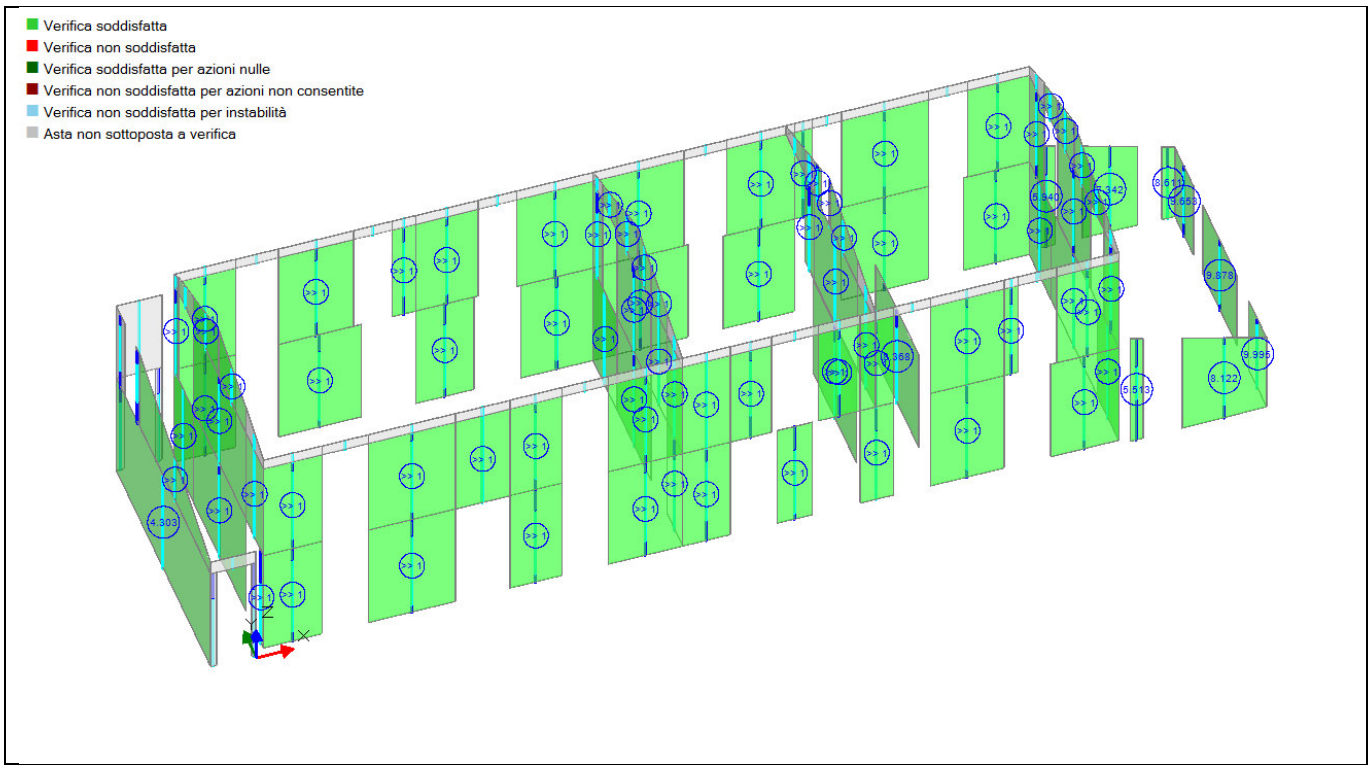
Risulatati analisi statica NON sismica – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)



Risulatati analisi statica NON sismica: pressoflessione complanare – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)



Risulatati analisi statica NON sismica: taglio – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)



Risulatati analisi statica NON sismica: pressoflessione ortogonale (da modello 3D) – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)

2.2.2. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA

Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)
Ed.esistente, CU III: obbligatoria

Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio

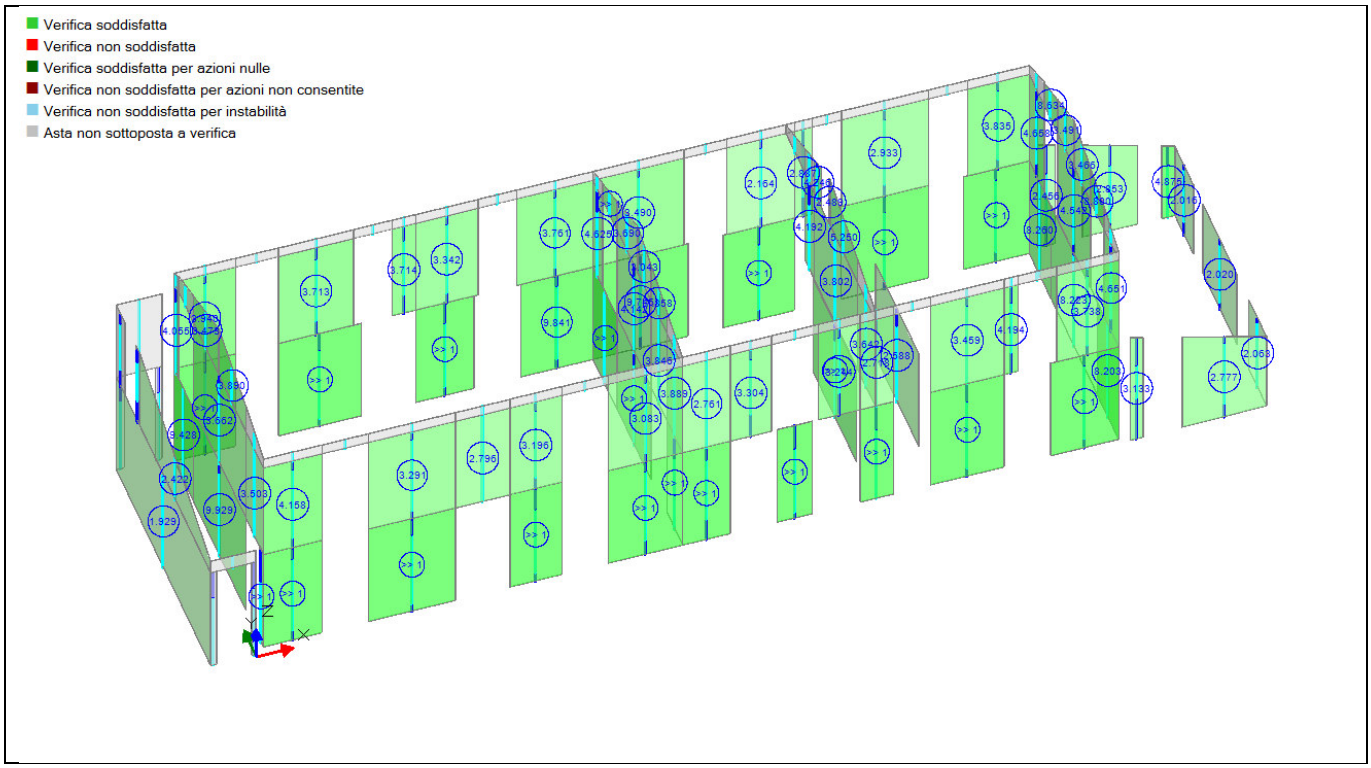
Valore obiettivo di (zeta,E) = 1.000

VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.292 g - TR,DLV = 712 anni - P,VR, DLV = 10 %

Indicatori di rischio (zeta,E),SLV

			PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]			Verifica di Resistenza fuori piano					
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	1.929	100%	0.399	>=2475	2.985	1.366	3.476	174
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]	0.867		Capacita' limite in fondazione					
			0.243	382	17.818	0.832	0.537	27

Risulatati analisi dinamica sismica – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)



Risulatati analisi dinamica sismica: pressoflessione ortogonale (da modello 3D) – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)

2.2.3. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI STATICA NON LINEARE SISMICA

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	◉	☑	A	+X'	+0.3Y'			L2	0.911	0.713	36
2	○	☐	A	+X'	-0.3Y'			L2	0.890	0.663	33
3	○	☐	A	+Y'	+0.3X'			L2	0.784	0.454	23
4	○	☐	A	+Y'	-0.3X'			L2	0.784	0.454	23
5	○	☐	A	-X'	+0.3Y'			L2	0.877	0.636	32
6	○	☐	A	-X'	-0.3Y'			L2	0.880	0.645	32
7	○	☐	A	-Y'	+0.3X'			L2	**0.777**	0.447	22
8	○	☐	A	-Y'	-0.3X'			L2	0.784	0.454	23
9	○	☐	E	+X'	+0.3Y'			L2	1.147	1.649	82
10	○	☐	E	+X'	-0.3Y'			L2	1.137	1.596	80
11	○	☐	E	+Y'	+0.3X'			L2	0.935	0.777	39
12	○	☐	E	+Y'	-0.3X'			L2	0.925	0.767	38
13	○	☐	E	-X'	+0.3Y'			L2	1.134	1.579	79
14	○	☐	E	-X'	-0.3Y'			L2	1.140	1.614	81
15	○	☐	E	-Y'	+0.3X'			L2	0.911	0.713	36
16	○	☐	E	-Y'	-0.3X'			L2	0.904	0.702	35

Risulatati analisi sismica non lineare – Indicatori di rischio

2.3. VERIFICHE LOCALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) possono essere svolti tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre andranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza dicatene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore α, rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportareazioni orizzontali (α=0). Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistemae quivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraversol'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza atrazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi a al crescere dellospostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a* e spostamento d* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delleresistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

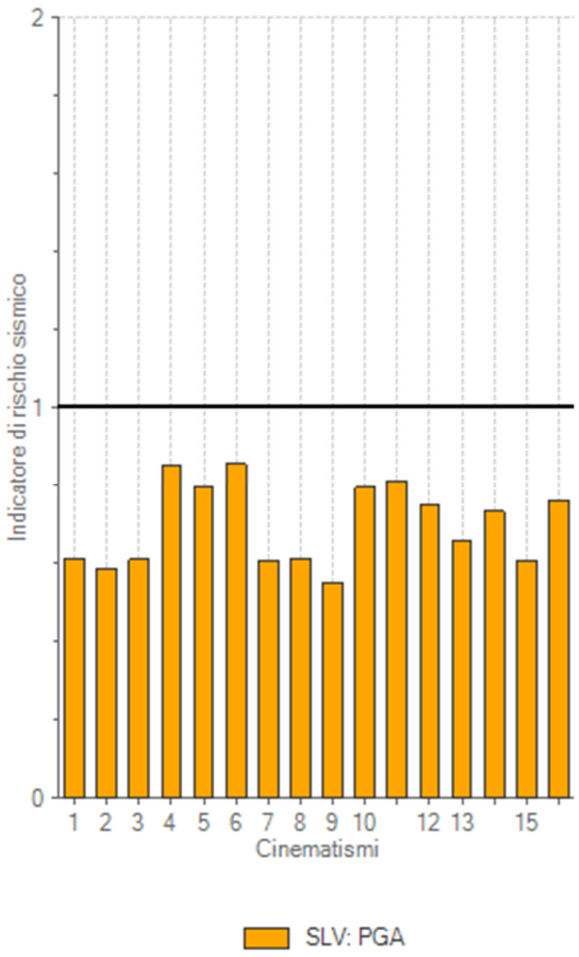
Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è opportuno considerare, in forma approssimata: a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito; b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie; c) la presenza di catene metalliche; d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione; e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

I dati delle verifiche, parametri assunti e valori dei coefficienti di sicurezza, dei vari elementi strutturali che costituiscono l'intera struttura sono riportati nell' **Allegato A1**.

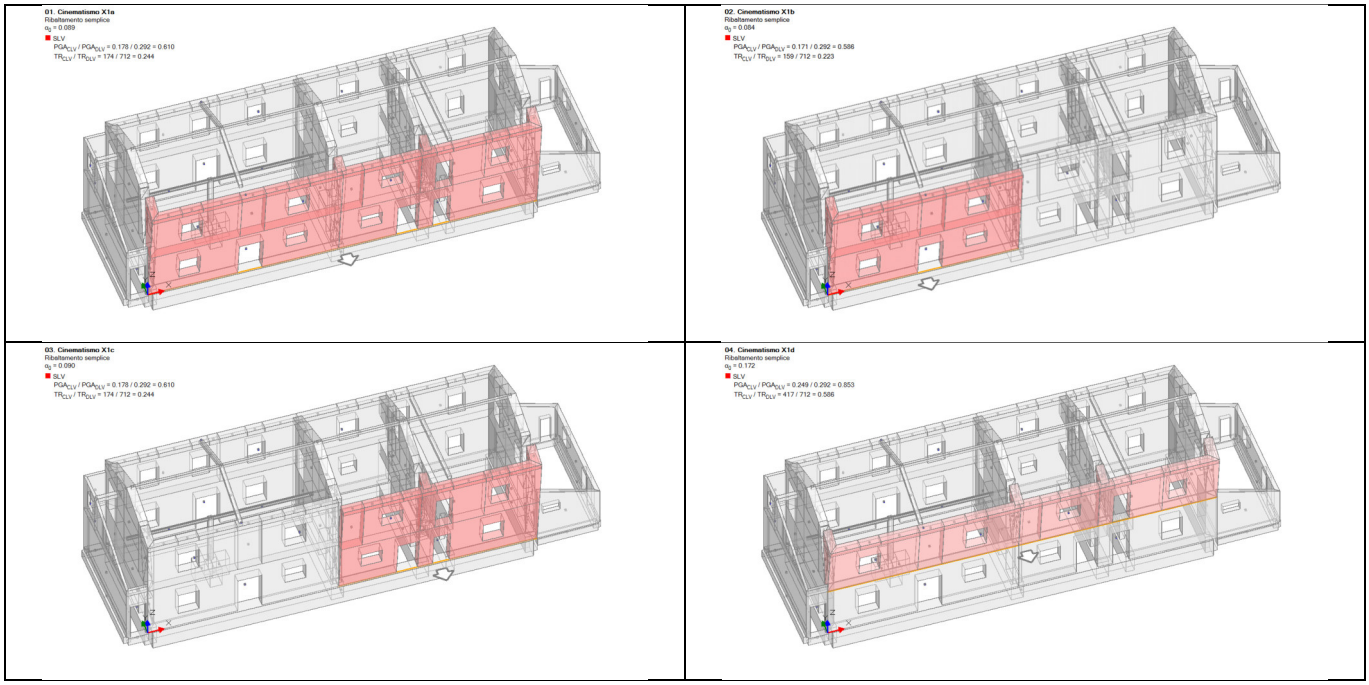
Di seguito si riportano in forma grafica i principali risultati ottenuti.

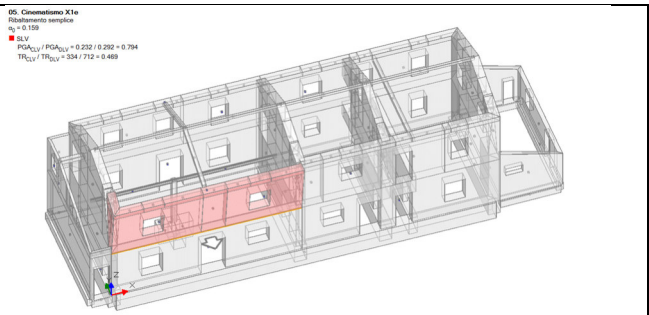
Risultati dei cinematismi analizzati:

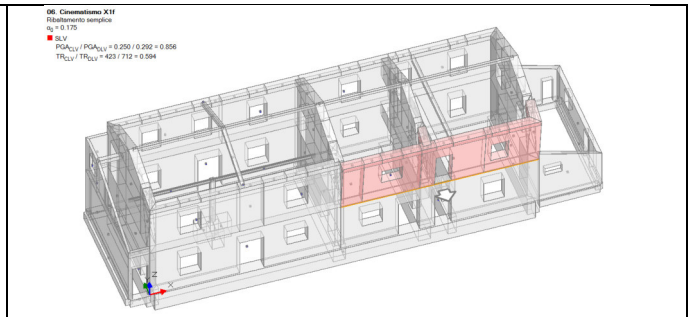
n.	αO	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.089	0.752	0.640	**0.610**	**0.244**
2	0.084	0.735	0.587	**0.586**	**0.223**
3	0.090	0.752	0.640	**0.610**	**0.244**
4	0.172	1.060	1.107	**0.853**	**0.586**
5	0.159	0.974	0.973	**0.794**	**0.469**
6	0.175	1.060	1.120	**0.856**	**0.594**
7	0.087	0.752	0.640	**0.606**	**0.240**
8	0.088	0.752	0.640	**0.610**	**0.244**
9	0.079	0.684	0.520	**0.548**	**0.195**
10	0.160	0.974	0.973	**0.794**	**0.476**
11	0.164	0.983	0.987	**0.812**	**0.499**
12	0.150	0.923	0.867	**0.747**	**0.399**
13	0.091	0.821	0.720	**0.657**	**0.279**
14	0.139	0.889	0.827	**0.733**	**0.379**
15	0.086	0.752	0.640	**0.606**	**0.240**
16	0.146	0.923	0.867	**0.760**	**0.413**

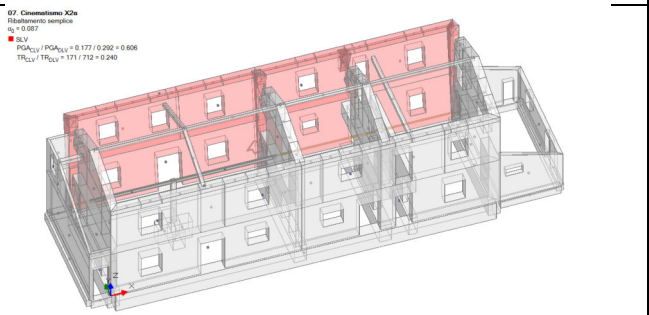


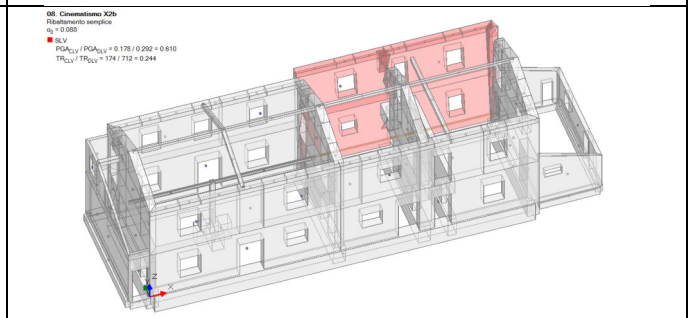
Risulatati dei cinematismi analizzati

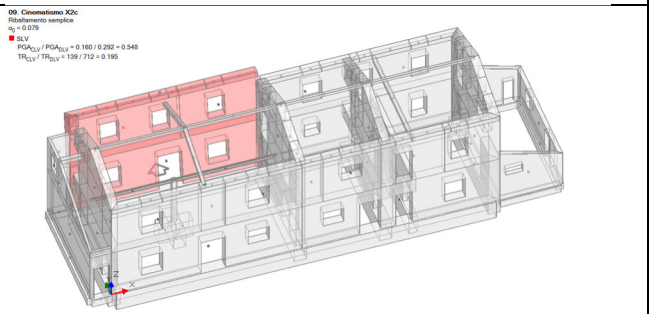


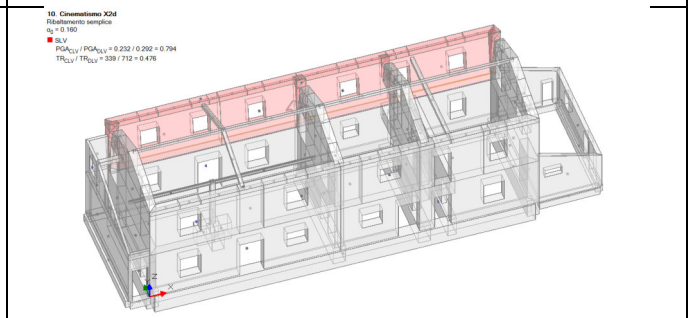

05. Cinematismo X1e
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.159
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.232 / 0.292 = 0.794
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 334 / 712 = 0.469

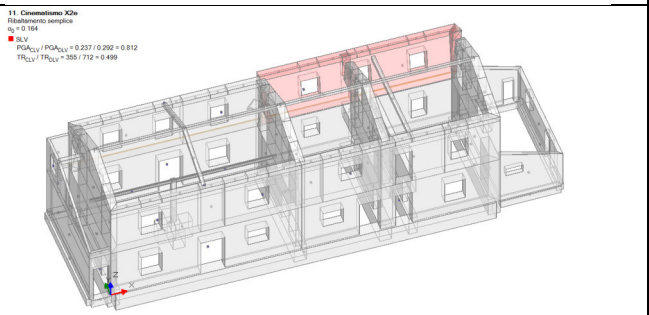

06. Cinematismo X1f
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.175
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.250 / 0.292 = 0.856
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 423 / 712 = 0.594

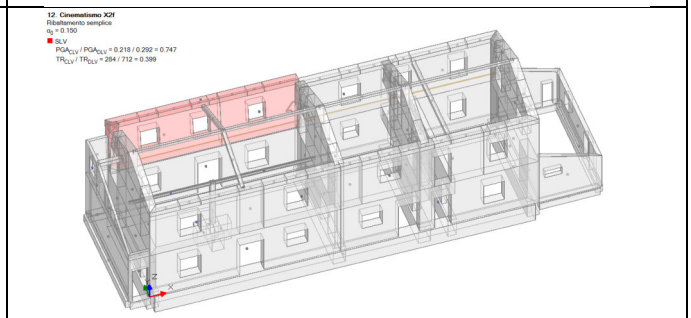

07. Cinematismo X2a
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.057
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.177 / 0.292 = 0.606
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 171 / 712 = 0.240

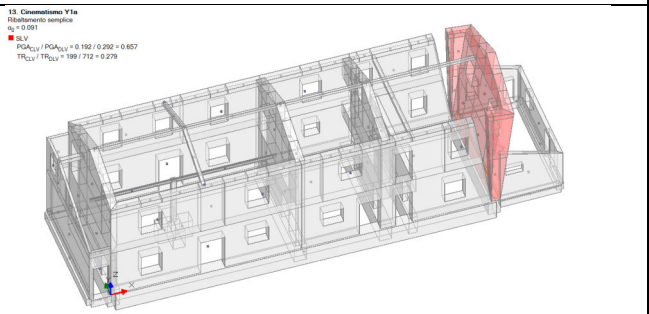

08. Cinematismo X2b
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.088
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.178 / 0.292 = 0.610
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 174 / 712 = 0.244

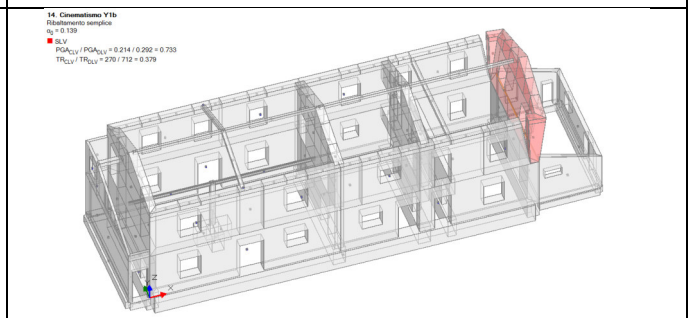

09. Cinematismo X2c
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.079
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.160 / 0.292 = 0.548
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 139 / 712 = 0.195

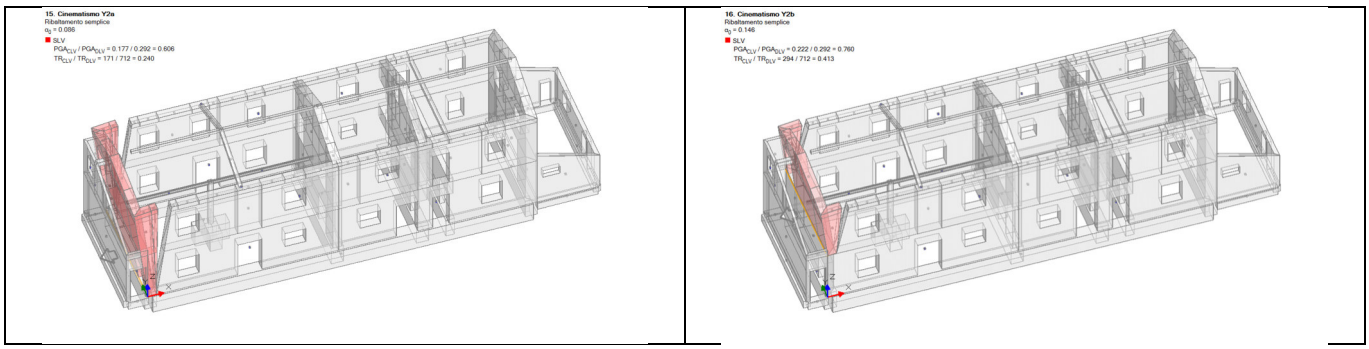

10. Cinematismo X2d
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.160
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.232 / 0.292 = 0.794
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 339 / 712 = 0.476


11. Cinematismo X2e
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.164
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.237 / 0.292 = 0.812
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 355 / 712 = 0.499


12. Cinematismo X2f
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.150
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.218 / 0.292 = 0.747
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 284 / 712 = 0.399


13. Cinematismo Y1a
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.091
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.192 / 0.292 = 0.657
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 199 / 712 = 0.279


14. Cinematismo Y1b
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.139
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.214 / 0.292 = 0.733
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 270 / 712 = 0.379



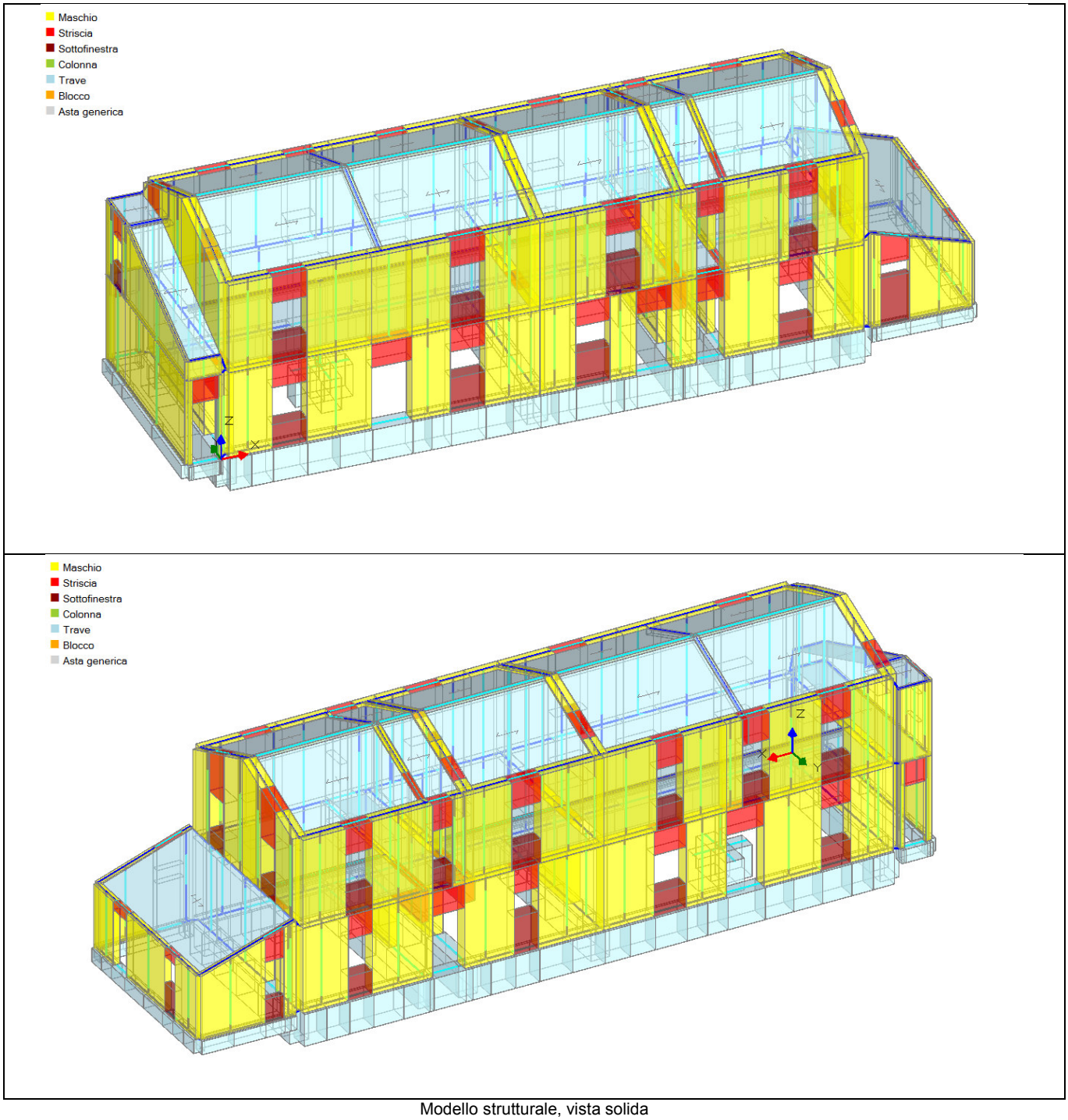
Schemi dei cinematismi analizzati

3. ANALISI E VERIFICHE DELLO STATO DI PROGETTO

3.1. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Vedi punto 2.1 della presente relazione.

3.2. DATI DI INPUT



Modello strutturale, vista solida

L'analisi sismica globale, unitamente all'analisi in condizioni statiche è condotta mediante un modello FEM le cui caratteristiche meccaniche e geometriche, unitamente ai parametri di progetto assunti ed alle combinazioni di carico, sono riportate nell' **Allegato A2**.

Di seguito si riassumono i principali parametri utilizzati.

GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA

Nome del file del Progetto : 2120_SDP01-E_vallato
Data e Ora di archiviazione: 10/08/2021 10:09:11
Dati PCM Versione 2021.1.1.0
Abilitazione USB: RVRPPJJT

***

AZIONE SISMICA

Struttura:
  Vita Nominale VN (anni) = 50
  Classe d'uso: III
  Coefficiente d'uso CU = 1.5
  Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 75
Pericolosita':
  Ubicazione del sito:
    Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 13.016417
    Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 43.831028
    Tipo di interpolazione: superficie rigata [§CA]
  ag(g) Fo Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30	0.047	2.429	0.278
50	0.061	2.581	0.28
72	0.076	2.49	0.28
101	0.093	2.439	0.28
140	0.108	2.469	0.28
201	0.128	2.449	0.29
475	0.182	2.47	0.3
975	0.237	2.517	0.31
2475	0.332	2.499	0.32

  Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:
    ag(TR) = K * TR^α, dove:
    K = 0.007208230, α = 0.549109160

Stati Limite:
  PVR (%) Probabilita' di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)
    SLE: SLO 81
    SLE: SLD 63
    SLU: SLV 10
    SLU: SLC 5
  ag(g) Fo Tc*(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)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLO	45	0.058	2.549	0.280	1.500	0.149	0.447	1.832	0.829
SLD	75	0.078	2.484	0.280	1.500	0.149	0.447	1.912	0.937
SLV	712	0.211	2.496	0.306	1.384	0.158	0.475	2.444	1.548
SLC	1462	0.274	2.509	0.314	1.288	0.161	0.483	2.696	1.773

    (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
Componenti:
Spettro di risposta: componente orizzontale:
Spettro elastico: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5
η=[10/(5+ξ)]= 1
Spettro di progetto - SLD: Fattore di Comportamento = 1.5
Spettro di progetto - SLV/SLC: Fattore di Comportamento = 2.25 => η=1/q= 0.444
Spettro di risposta: componente verticale:
SS=1.000, S=1.000, TB=0.050 sec, TC=0.150 sec, TD=1.000 sec, ξ=5% (η=1.000), q=1.500 (η=1/q=0.667)
PGA:
Definizione di PGA: Accelerazione al suolo (analoga ad: ag*S, dove: S=SS*ST)

PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica
Direzioni di analisi e quote di riferimento:
Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y' (+ se antiorario) (α°) = 0
(analisi nelle direzioni X e Y)
Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione H (m) = 7.8
Quota di inizio degli effetti sismici H,S (m) = 0
In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti: no
Analisi Sismiche Lineari:
Direzioni di analisi: X Y
Criterio di combinazione delle componenti orizzontali:
Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni [§7.3.5]
Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti alle eccentricita' accidentali [§7.2.6]: si
Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore μ nel calcolo delle tensioni sul terreno [§7.3.3.3]: no
Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin): no
Analisi Sismica Statica Lineare:
Periodo principale T1 (sec): T1=C1*H^(3/4), C1=0.05, T1 = 0.233
λ=1.00 nella definizione delle forze sismiche [§7.3.3.2]: no
Progettazione semplificata per zone a bassa sismicita' [§7]: no

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale
Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos
Numero modi da calcolare: 50
Numero di modi da considerare: tutti i modi con massa part.>5% e comunque tali che massa part.tot.>85% [§7.3.3.1]
Metodo di combinazione dei modi: CQC (combinazione quadratica completa) [§7.3.3.1]

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura
Tipo di edificio: Muratura Ordinaria
Edificio Esistente
Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente
- γM in Statica [§4.5.6.1] = 3
- γM in Sismica [§7.8.1.1] = 2.4
Per maschi murari:
Contributo rigidezza trasversale: si
Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui: no
Link orizzontali rigidi anche fuori piano: si
Comportamento muratura:
Diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.2]: Stress-block, con: Mu = ($l^2 t \sigma_0/2$)* [1 - (σ_0/ (0.85 fd))] [§7.8.2.2.1]

PARAMETRI DI CALCOLO: Valutazione
Stati Limite da considerare: SLV
Valutazione della sicurezza sismica per edifici esistenti:
Stato di Progetto di un Intervento di Miglioramento:
indicatore di rischio sismico ζ,E >= 0.800

3.3. DATI DI OUTPUT

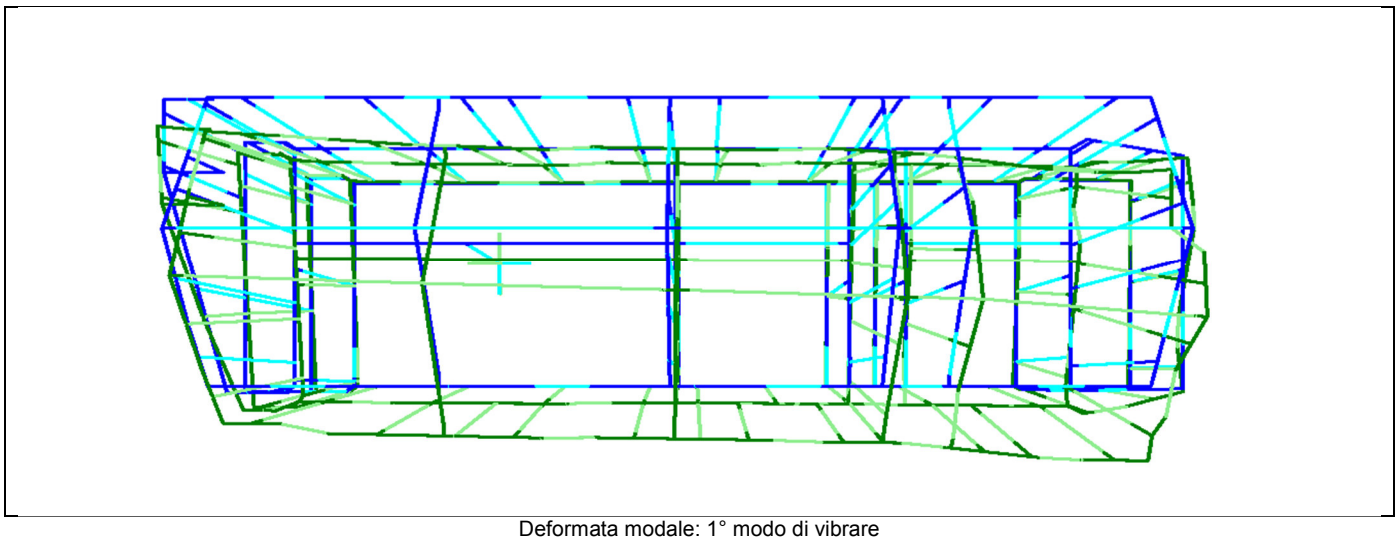
I dati di output del modello FEM, in particolare i valori delle reazioni vincolari, delle sollecitazioni massime, ottenute per le diverse combinazioni di carico analizzate, sono riportati in forma completa nell' **Allegato A2**.

Di seguito si riportano in forma grafica i principali risultati ottenuti.

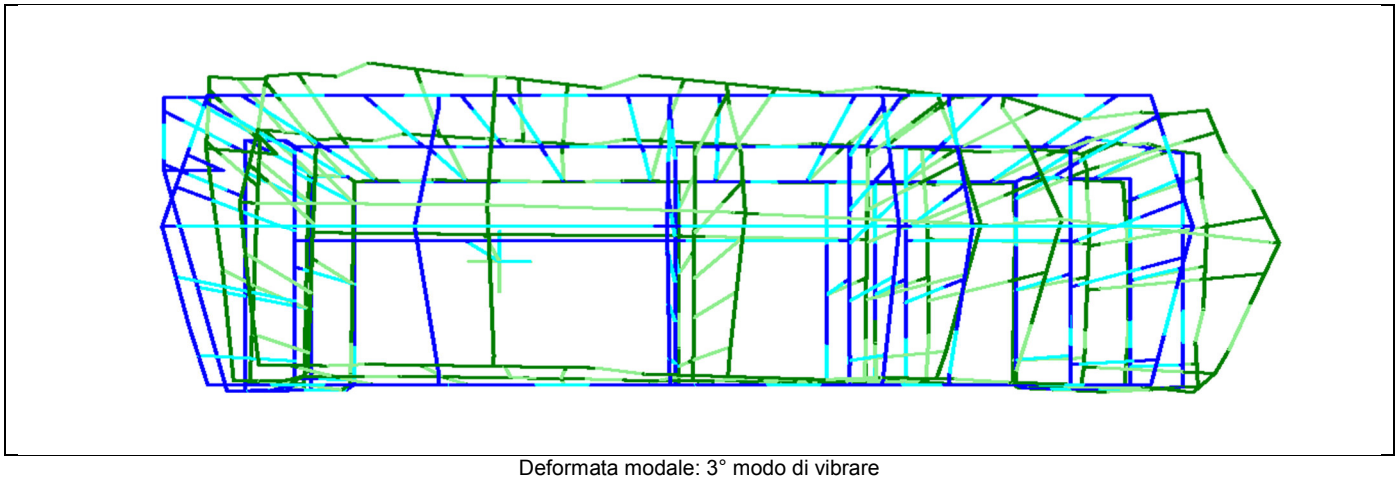
3.3.1. RISULTATI ANALISI MODALE

Modo	Autovalore (rad/sec)^2	Frequenza (cicli/sec)	Periodo (sec)	Masse modali efficaci (% sulla massa totale)			Totale progressivo %			Quote masse modali efficaci (m)		
				X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
14	7.54708E03	1.4E01	0.072	0.135	0.316	0.012	88.550	89.189	97.750	4.721	4.429	4.347
15	7.88631E03	1.4E01	0.071	0.537	0.006	0.045	89.087	89.195	97.795	4.312	4.872	4.669
16	8.20025E03	1.4E01	0.069	0.056	2.095	0.079	89.142	91.290	97.874	4.737	4.164	4.493
17	8.54619E03	1.5E01	0.068	0.378	0.370	0.066	89.520	91.659	97.940	5.647	5.323	4.666
18	9.38437E03	1.5E01	0.065	0.008	3.407	0.093	89.529	95.066	98.033	4.685	4.419	4.429
19	9.95305E03	1.6E01	0.063	0.036	0.038	0.033	89.564	95.104	98.066	5.092	5.262	4.649
20	1.08757E04	1.7E01	0.060	1.653	1.645	0.005	91.217	96.750	98.071	4.788	4.889	4.538
21	1.10867E04	1.7E01	0.060	1.263	0.083	0.000	92.480	96.832	98.071	5.250	5.711	4.623
22	1.13552E04	1.7E01	0.059	0.000	0.000	1.358	92.480	96.832	99.429	4.705	4.471	3.200
23	1.15774E04	1.7E01	0.058	1.224	0.010	0.000	93.705	96.843	99.429	4.347	4.611	4.492
24	1.20640E04	1.7E01	0.057	1.933	0.096	0.015	95.638	96.939	99.444	4.792	5.957	4.640
25	1.32468E04	1.8E01	0.055	0.679	0.181	0.000	96.317	97.120	99.444	4.979	4.453	4.712
26	1.37066E04	1.9E01	0.054	0.173	0.439	0.019	96.490	97.559	99.462	5.346	4.819	4.601
27	1.39976E04	1.9E01	0.053	0.745	0.002	0.010	97.235	97.561	99.472	5.194	4.812	4.568
28	1.45070E04	1.9E01	0.052	0.080	0.160	0.004	97.315	97.721	99.476	4.771	3.823	4.488
29	1.55454E04	2.0E01	0.050	0.002	0.063	0.332	97.317	97.784	99.808	4.962	4.136	3.893
30	1.61316E04	2.0E01	0.049	0.049	0.275	0.009	97.367	98.059	99.817	5.502	4.762	4.535
31	1.69087E04	2.1E01	0.048	0.175	0.112	0.014	97.541	98.171	99.831	6.248	5.351	4.580
32	1.78756E04	2.1E01	0.047	0.603	0.114	0.000	98.144	98.285	99.832	4.155	4.601	4.714
33	1.83980E04	2.2E01	0.046	0.135	0.037	0.011	98.279	98.322	99.843	5.352	5.380	4.656
34	1.87137E04	2.2E01	0.046	0.145	0.043	0.017	98.423	98.365	99.860	4.836	4.832	4.659
35	1.96472E04	2.2E01	0.045	0.245	0.051	0.010	98.669	98.417	99.870	4.828	4.781	4.643
36	2.01066E04	2.3E01	0.044	0.003	0.346	0.000	98.671	98.762	99.870	5.156	3.761	4.506
37	2.04196E04	2.3E01	0.044	0.000	0.183	0.000	98.671	98.945	99.871	3.936	4.104	4.527
38	2.08320E04	2.3E01	0.044	0.014	0.034	0.005	98.686	98.978	99.876	4.368	3.672	4.441
39	2.26298E04	2.4E01	0.042	0.047	0.051	0.003	98.733	99.030	99.879	5.867	5.188	4.597
40	2.35683E04	2.4E01	0.041	0.241	0.070	0.053	98.974	99.100	99.932	4.626	4.589	4.160
41	2.49562E04	2.5E01	0.040	0.033	0.053	0.007	99.007	99.153	99.938	5.983	5.562	4.693
42	2.60647E04	2.6E01	0.039	0.034	0.023	0.000	99.040	99.176	99.939	4.675	4.405	4.764
43	2.78329E04	2.7E01	0.038	0.168	0.088	0.001	99.208	99.264	99.939	4.618	4.256	4.522
44	2.96132E04	2.7E01	0.037	0.014	0.005	0.000	99.222	99.268	99.939	5.627	4.739	4.675
45	3.17179E04	2.8E01	0.035	0.000	0.002	0.002	99.222	99.270	99.941	5.664	5.112	4.637
46	3.22912E04	2.9E01	0.035	0.007	0.023	0.001	99.229	99.293	99.943	4.470	3.845	4.816
47	3.40925E04	2.9E01	0.034	0.106	0.245	0.001	99.335	99.539	99.944	5.202	4.378	4.935
48	3.42125E04	2.9E01	0.034	0.073	0.025	0.000	99.408	99.564	99.944	6.423	5.651	4.900
49	3.51062E04	3.0E01	0.034	0.027	0.011	0.001	99.435	99.575	99.945	5.523	5.084	4.922
50	3.61230E04	3.0E01	0.033	0.048	0.009	0.003	99.483	99.584	99.947	3.962	3.947	4.428

Risultati analisi modale

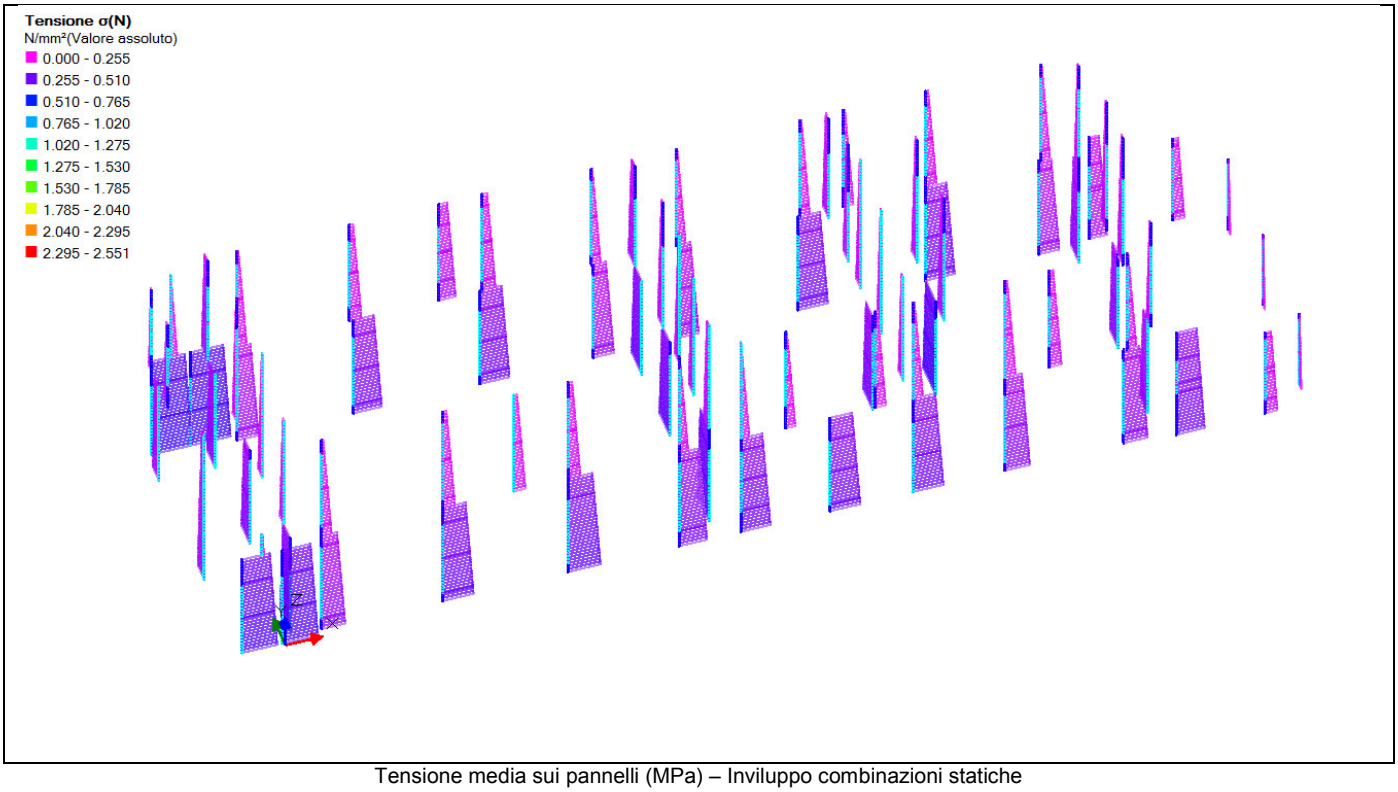


Deformata modale: 1° modo di vibrare

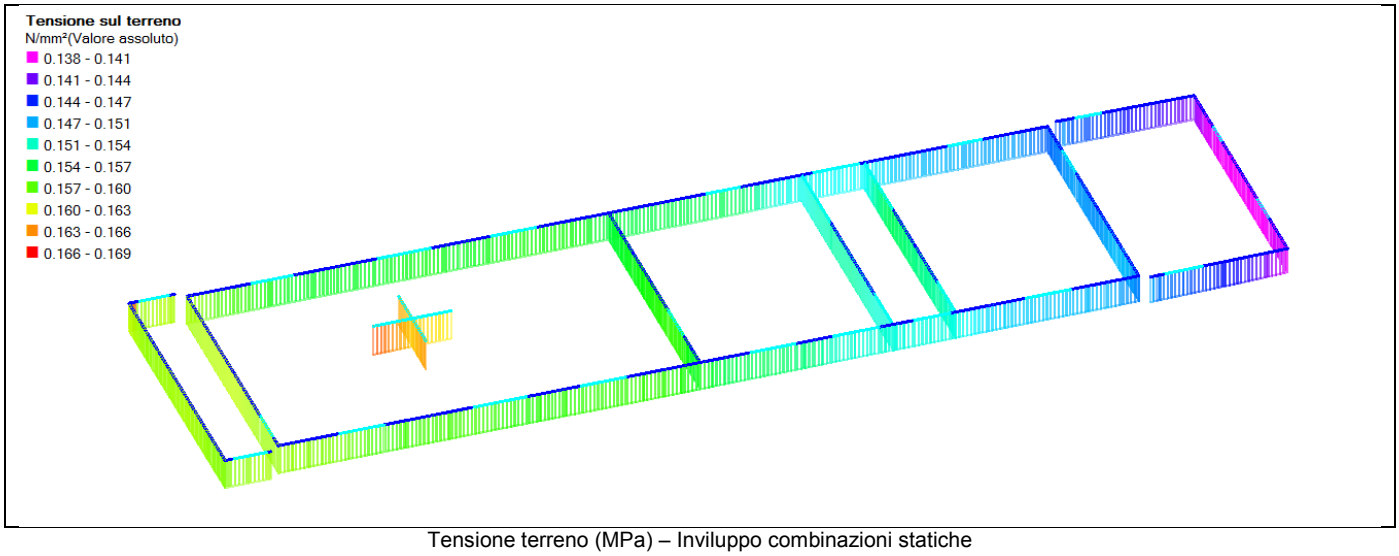


Deformata modale: 3° modo di vibrare

3.3.2. RISULTATI ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA

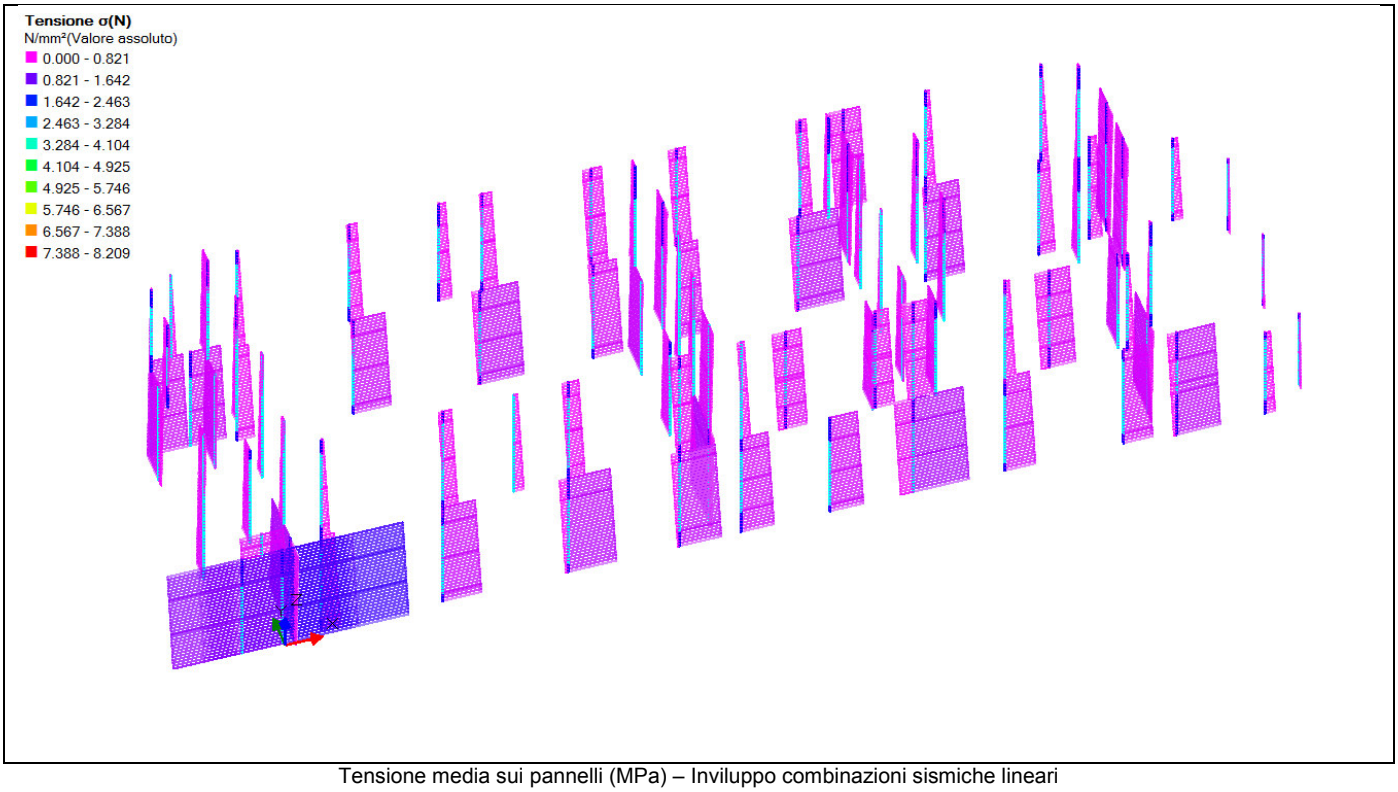


Tensione media sui pannelli (MPa) – Inviluppo combinazioni statiche

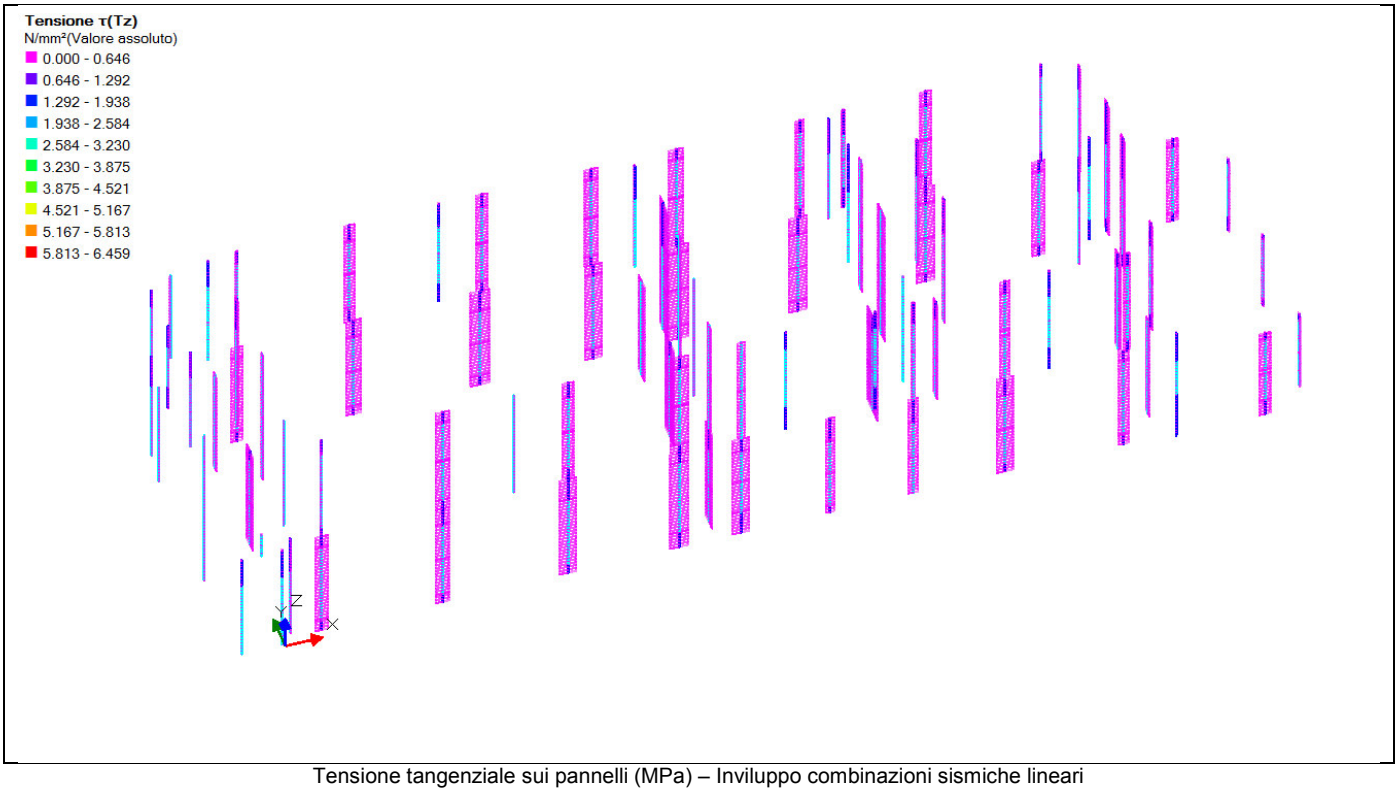


Tensione terreno (MPa) – Inviluppo combinazioni statiche

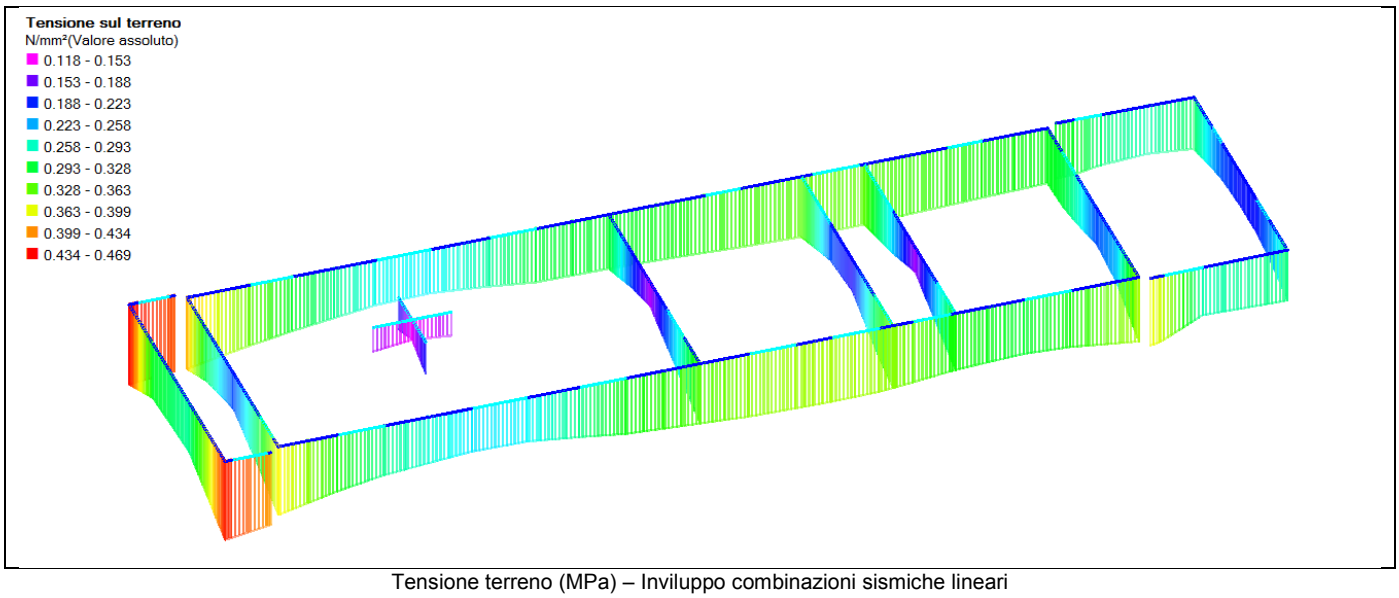
3.3.3. RISULTATI ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA



Tensione media sui pannelli (MPa) – Inviluppo combinazioni sismiche lineari

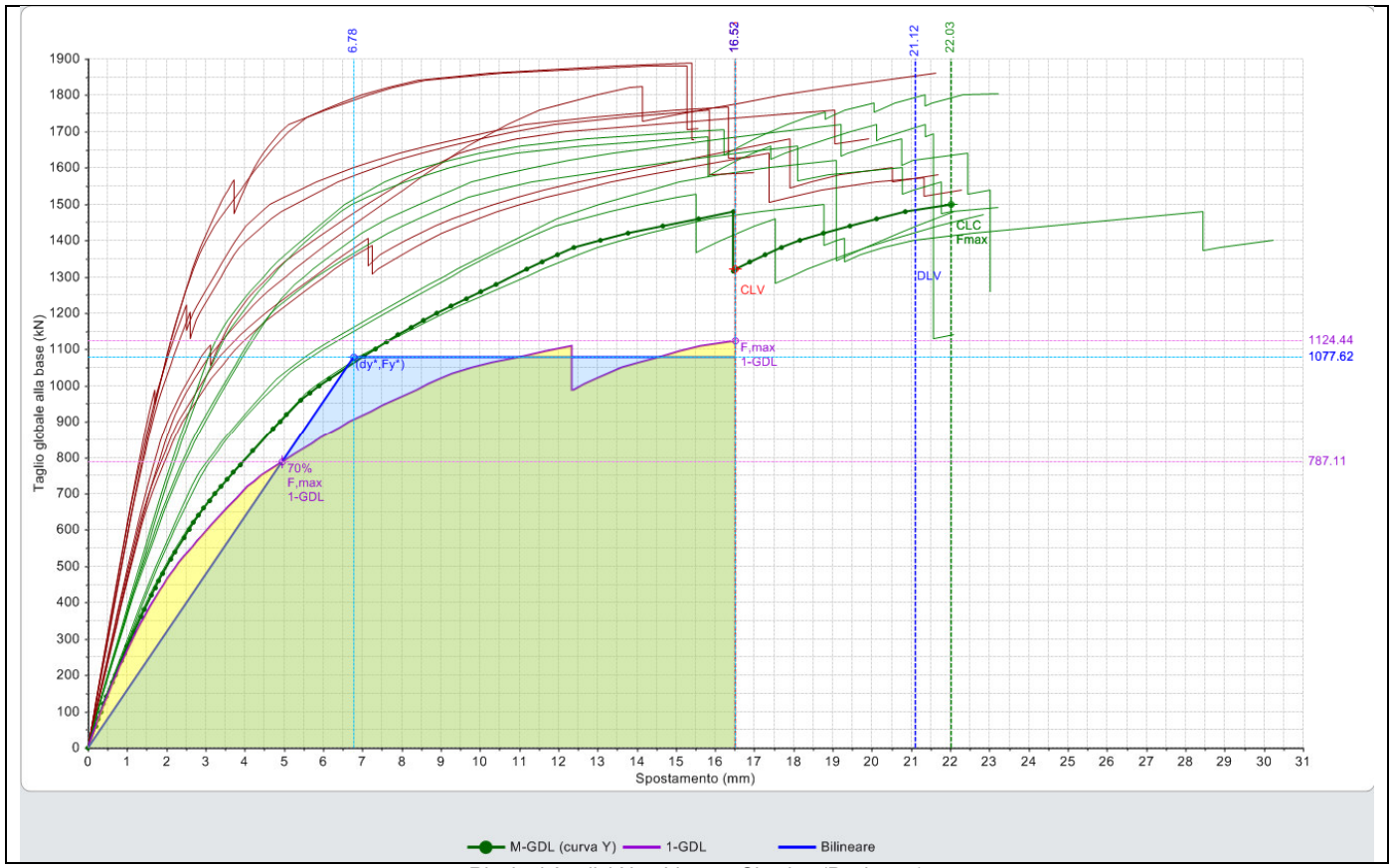


Tensione tangenziale sui pannelli (MPa) – Inviluppo combinazioni sismiche lineari



Tensione terreno (MPa) – Inviluppo combinazioni sismiche lineari

3.3.4. RISULTATI ANALISI STATICA NON LINEARE SISMICA



Risultati Analisi Non Lineare Sismica (Pushover)

3.4. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, è stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica del software, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi, secondo quanto meglio descritto nel calcolo semplificato, allegato alla presente relazione.

Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

3.5. VERIFICHE GLOBALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRINCIPALI

I dati delle verifiche, parametri assunti e valori dei coefficienti di sicurezza, dei vari elementi strutturali che costituiscono l'intera struttura sono riportati nell' **Allegato A2**.

Di seguito si riportano in forma grafica i principali risultati ottenuti.

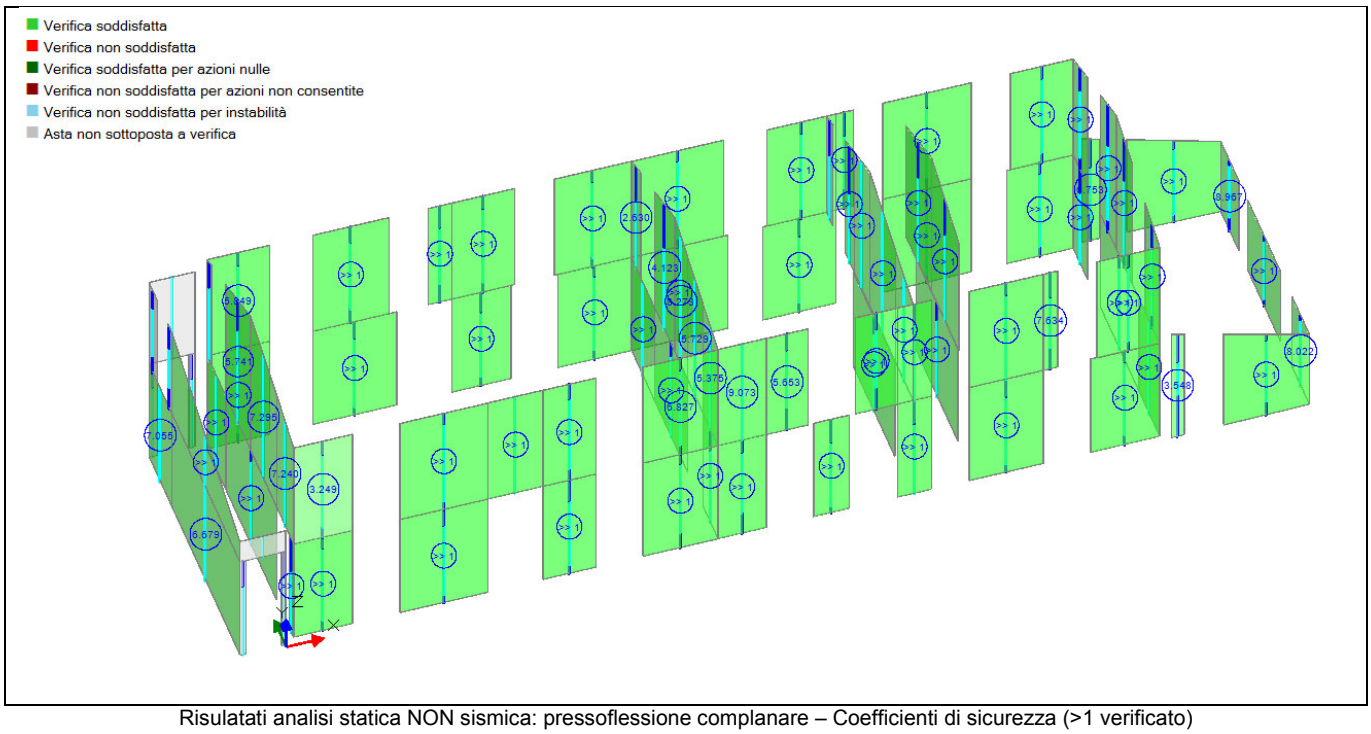
3.5.1. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA

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

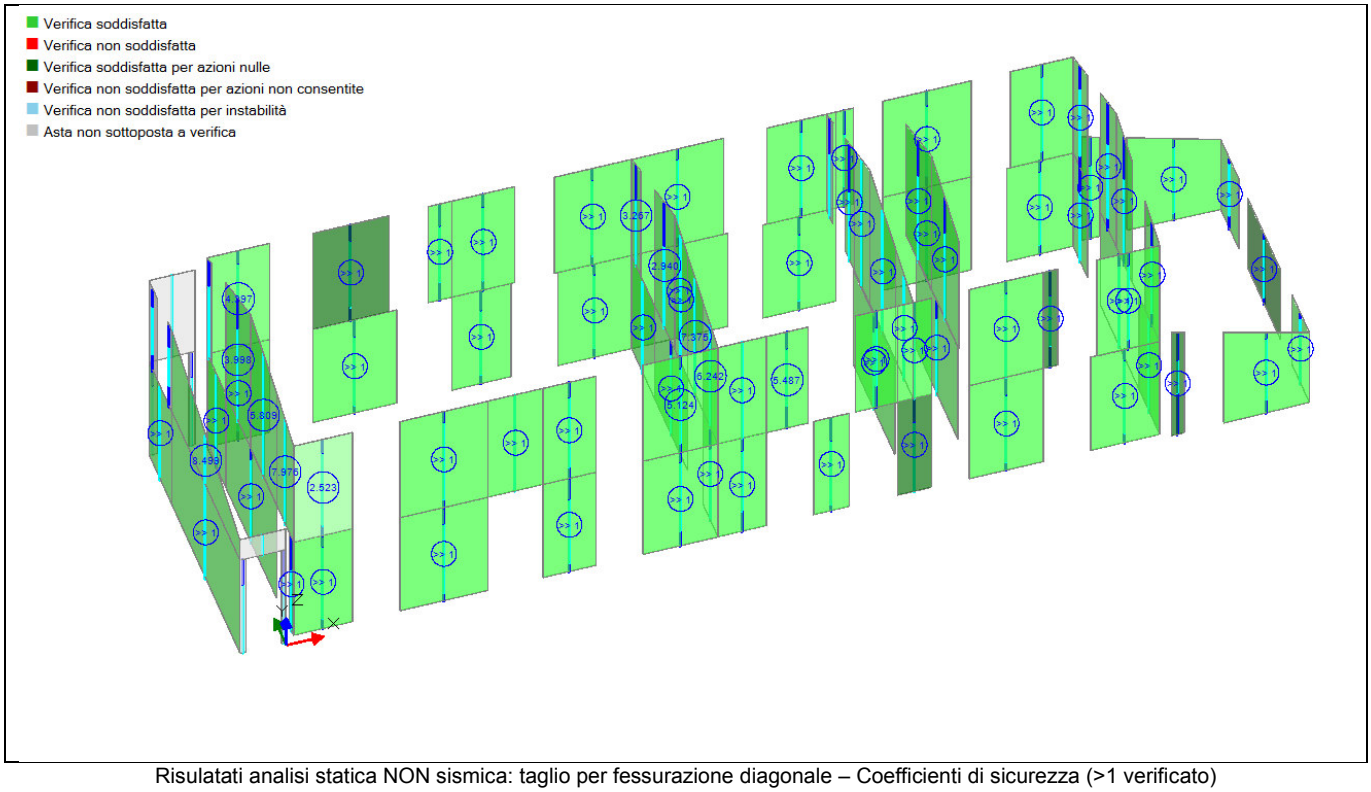
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)

	Inviluppo CCC	
Pressofless. complanare [§4.5.6]	2.638	100%
Taglio scorrimento [§4.5.6]	4.121	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	2.523	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	4.012	100%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	2.708	

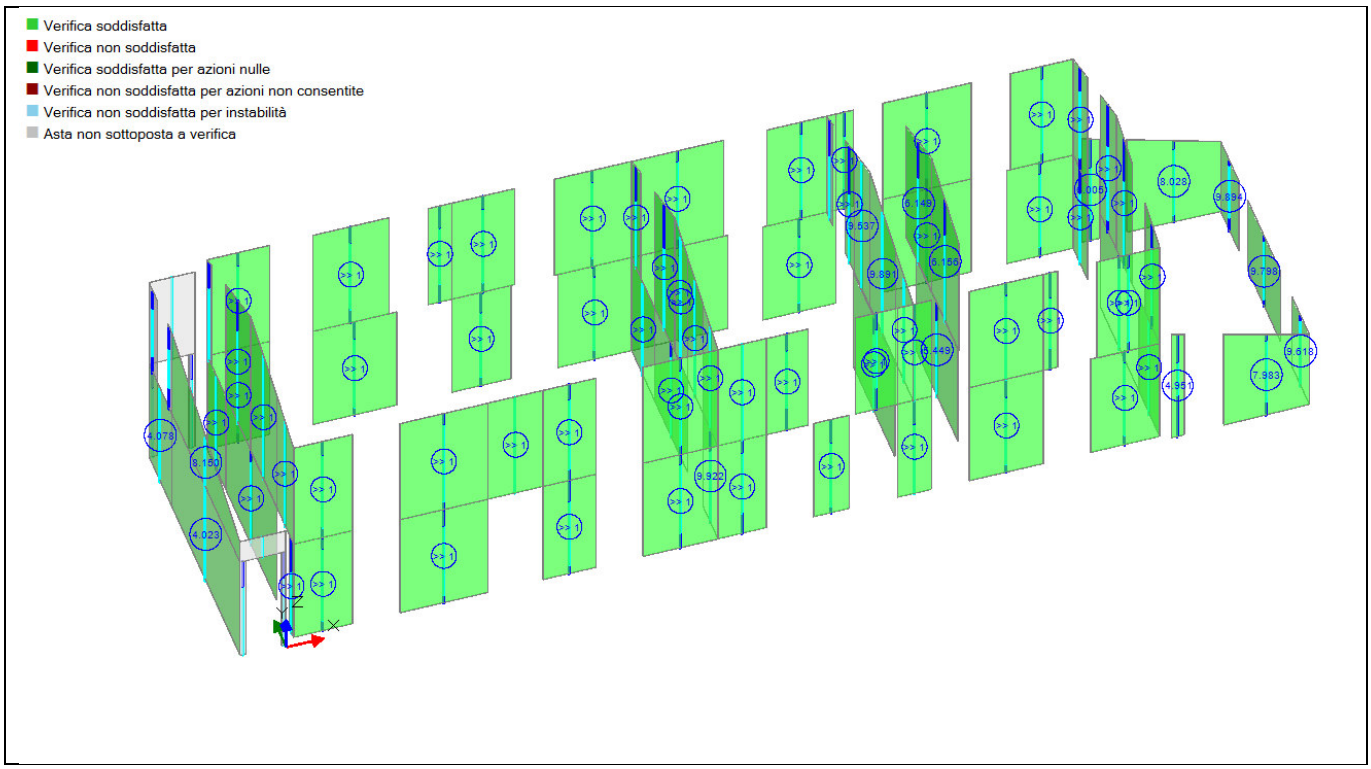
Risulatati analisi statica NON sismica – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)



Risulatati analisi statica NON sismica: pressoflessione complanare – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)



Risulatati analisi statica NON sismica: taglio per fessurazione diagonale – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)



Risulatati analisi statica NON sismica: pressoflessione ortogonale (da modello 3D) – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)

3.5.2. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA

Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)
Ed.esistente, CU III: obbligatoria

Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio

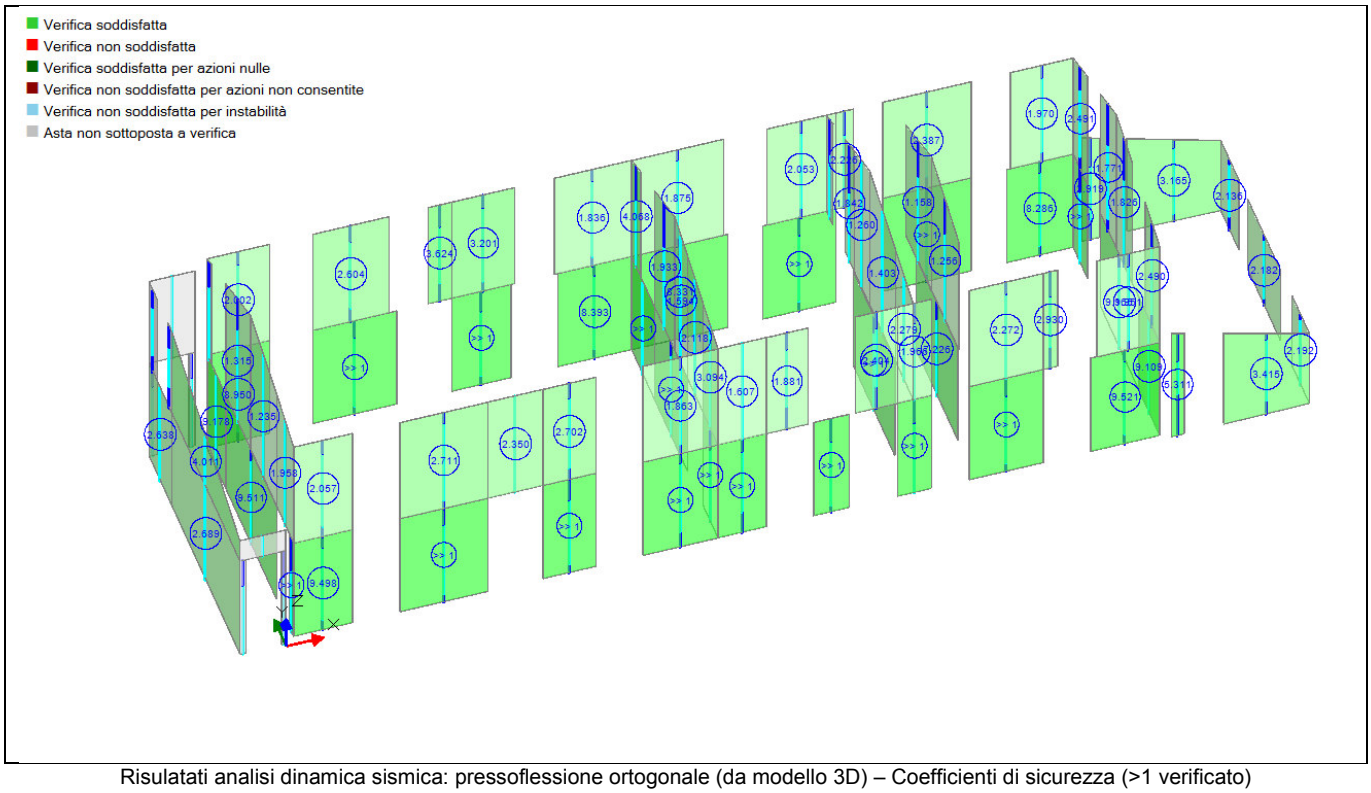
Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.800

VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.292 g - TR,DLV = 712 anni - P,VR, DLV = 10 %

Indicatori di rischio (zeta,E),SLV

		PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]		Verifica di Resistenza fuori piano					
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	1.157 (100%)	0.338	1239	5.872	1.158	1.740	87
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]	0.874	Capacita' limite in fondazione 0.246	399	17.127	0.842	0.560	28

Risulatati analisi dinamica sismica – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)



Risulatati analisi dinamica sismica: pressoflessione ortogonale (da modello 3D) – Coefficienti di sicurezza (>1 verificato)

3.5.3. VERIFICHE DI SICUREZZA ANALISI STATICA NON LINEARE SISMICA

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	◉	☑	A	+X'	+0.3Y'			L2	1.038	1.146	57
2	○	☐	A	+X'	-0.3Y'			L2	1.038	1.153	58
3	○	☐	A	+Y'	+0.3X'			L2	0.921	0.744	37
4	○	☐	A	+Y'	-0.3X'			L2	0.955	0.846	42
5	○	☐	A	-X'	+0.3Y'			L2	1.051	1.197	60
6	○	☐	A	-X'	-0.3Y'			L2	1.055	1.211	61
7	○	☐	A	-Y'	+0.3X'			L2	**0.856**	0.594	30
8	○	☐	A	-Y'	-0.3X'			L2	1.055	1.211	61
9	○	☐	E	+X'	+0.3Y'			L2	0.986	0.941	47
10	○	☐	E	+X'	-0.3Y'			L2	0.959	0.861	43
11	○	☐	E	+Y'	+0.3X'			L2	1.038	1.153	58
12	○	☐	E	+Y'	-0.3X'			L2	0.986	0.941	47
13	○	☐	E	-X'	+0.3Y'			L2	1.003	1.017	51
14	○	☐	E	-X'	-0.3Y'			L2	1.000	0.992	50
15	○	☐	E	-Y'	+0.3X'			L2	0.949	0.833	42
16	○	☐	E	-Y'	-0.3X'			L2	0.959	0.868	43

Risulatati analisi sismica non lineare – Indicatori di rischio

3.6. VERIFICHE LOCALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) possono essere svolti tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre andranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza dicatene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore α, rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportareazioni orizzontali (α=0). Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistemae quivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraversol'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza atrazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi a al crescere dellospostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a* e spostamento d* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delleresistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

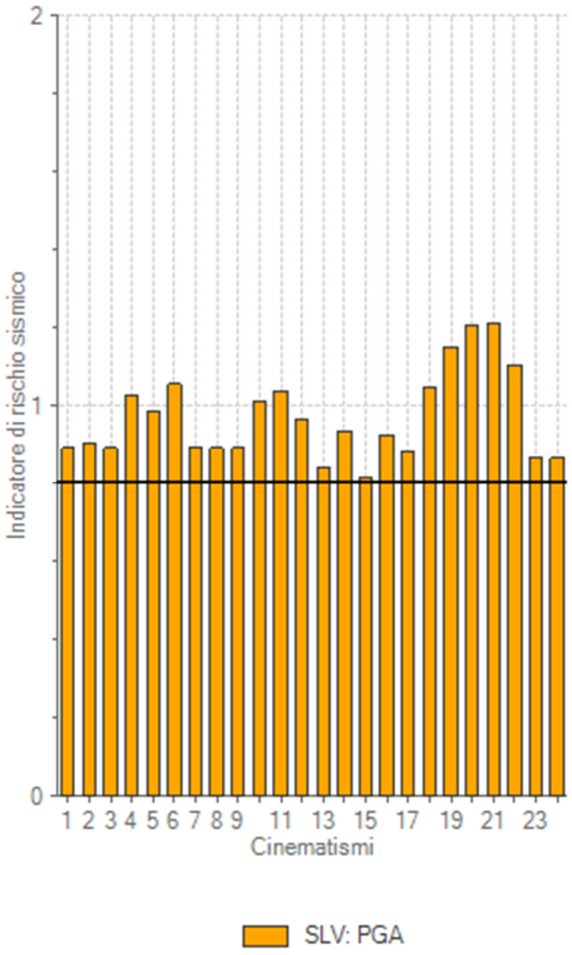
Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è opportuno considerare, in forma approssimata: a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito; b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie; c) la presenza di catene metalliche; d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione; e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

I dati delle verifiche, parametri assunti e valori dei coefficienti di sicurezza, dei vari elementi strutturali che costituiscono l'intera struttura sono riportati nell' **Allegato A2**.

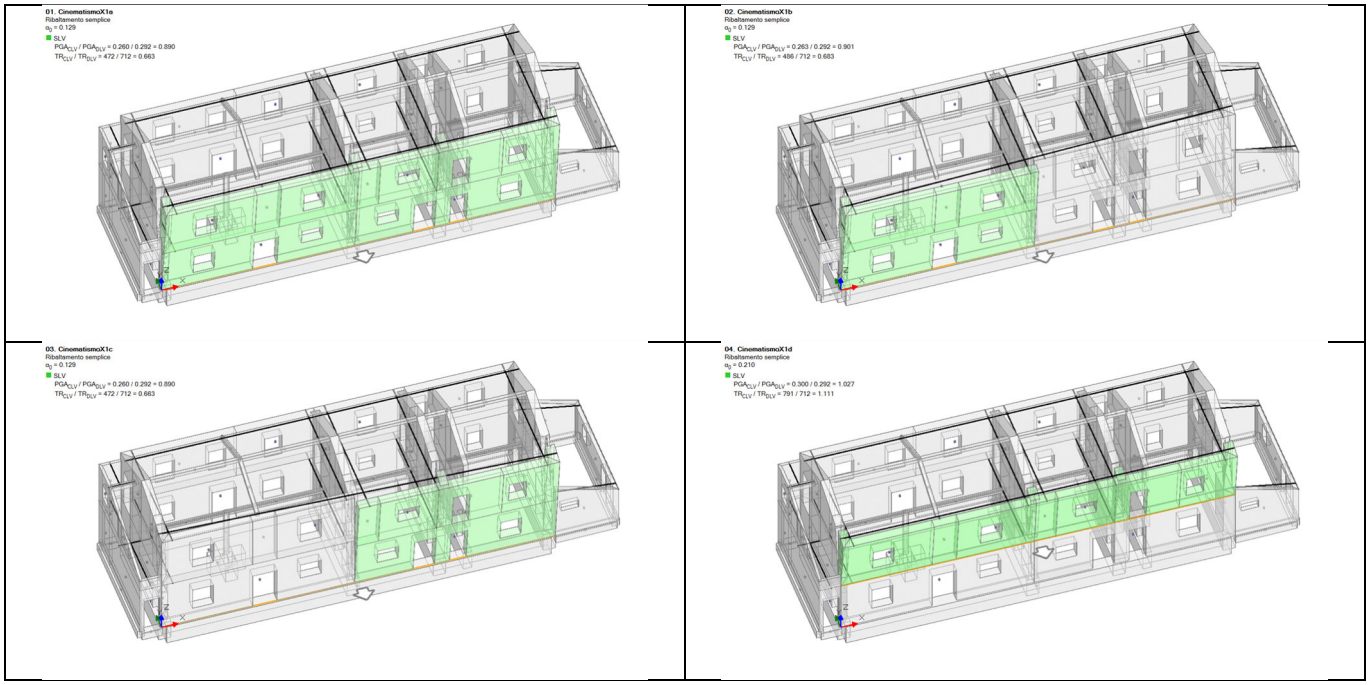
Di seguito si riportano in forma grafica i principali risultati ottenuti.

Risultati dei cinematismi analizzati:

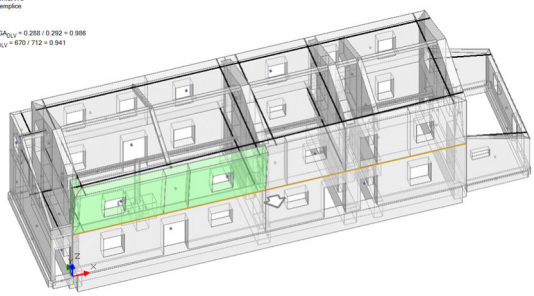
n.	α0	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.129	1.103	1.187	**0.890**	**0.663**
2	0.129	1.111	1.213	**0.901**	**0.683**
3	0.129	1.103	1.187	**0.890**	**0.663**
4	0.210	1.299	1.627	**1.027**	**1.111**
5	0.195	1.256	1.493	**0.986**	**0.941**
6	0.223	1.350	1.760	**1.055**	**1.225**
7	0.127	1.103	1.187	**0.890**	**0.663**
8	0.127	1.103	1.187	**0.890**	**0.663**
9	0.127	1.103	1.187	**0.890**	**0.663**
10	0.206	1.282	1.560	**1.010**	**1.031**
11	0.219	1.308	1.667	**1.038**	**1.150**
12	0.192	1.222	1.427	**0.966**	**0.886**
13	0.120	1.043	1.080	**0.839**	**0.553**
14	0.188	1.197	1.333	**0.935**	**0.777**
15	0.120	1.026	1.040	**0.815**	**0.514**
16	0.186	1.162	1.307	**0.925**	**0.761**
17	0.126	1.094	1.173	**0.883**	**0.653**
18	0.211	1.333	1.707	**1.048**	**1.181**
19	0.192	1.419	2.000	**1.151**	**1.685**
20	0.191	1.504	2.240	**1.205**	**2.035**
21	0.255	1.538	2.360	**1.212**	**2.055**
22	0.182	1.385	1.853	**1.103**	**1.442**
23	0.136	1.094	1.147	**0.866**	**0.619**
24	0.137	1.094	1.147	**0.866**	**0.619**



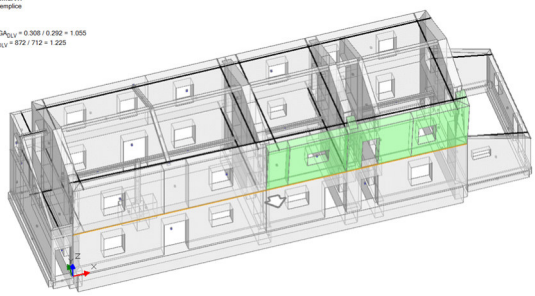
Risulatati dei cinematismi analizzati



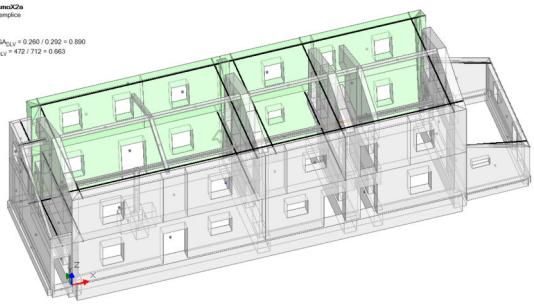
05. CinematismoX1e
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.195
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.288 / 0.292 = 0.986
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 670 / 712 = 0.941



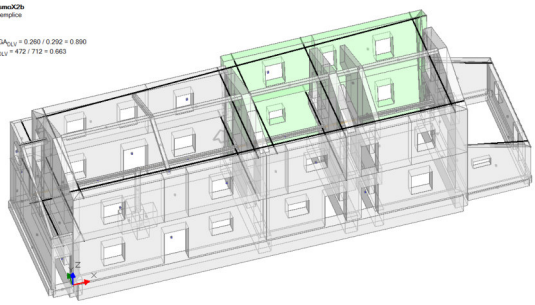
06. CinematismoX1f
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.223
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.308 / 0.292 = 1.055
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 872 / 712 = 1.225



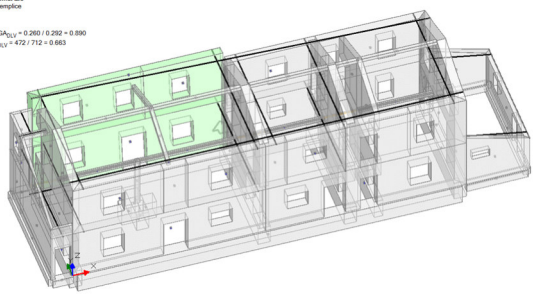
07. CinematismoX2a
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.127
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.260 / 0.292 = 0.890
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 472 / 712 = 0.663



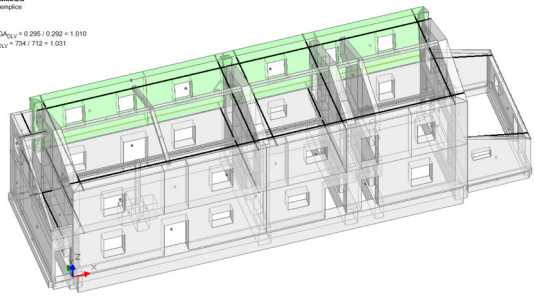
08. CinematismoX2b
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.127
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.260 / 0.292 = 0.890
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 472 / 712 = 0.663



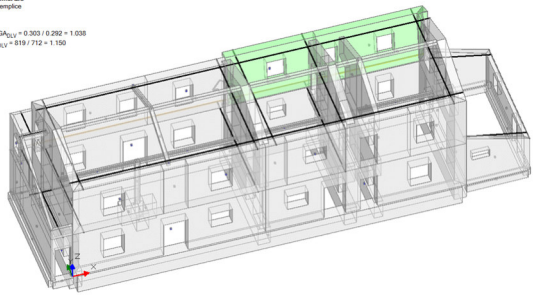
09. CinematismoX2c
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.127
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.260 / 0.292 = 0.890
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 472 / 712 = 0.663



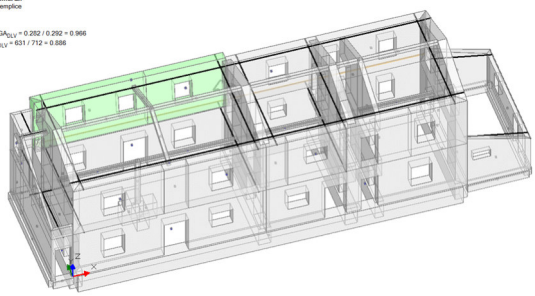
10. CinematismoX2d
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.206
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.295 / 0.292 = 1.010
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 734 / 712 = 1.031



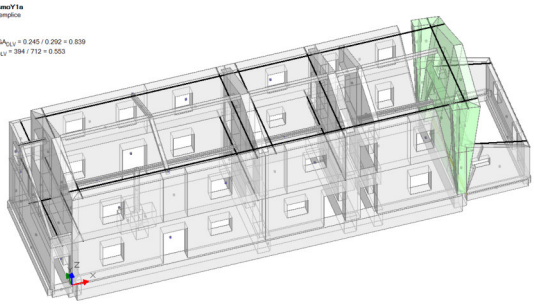
11. CinematismoX2e
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.219
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.303 / 0.292 = 1.038
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 819 / 712 = 1.150



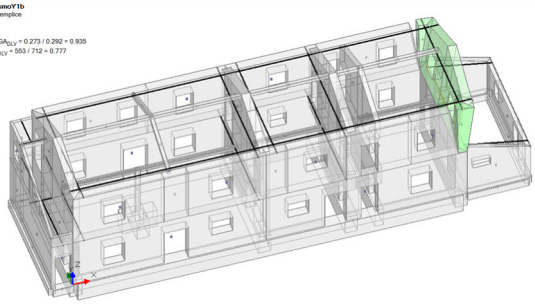
12. CinematismoX2f
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.152
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.282 / 0.292 = 0.966
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 631 / 712 = 0.886

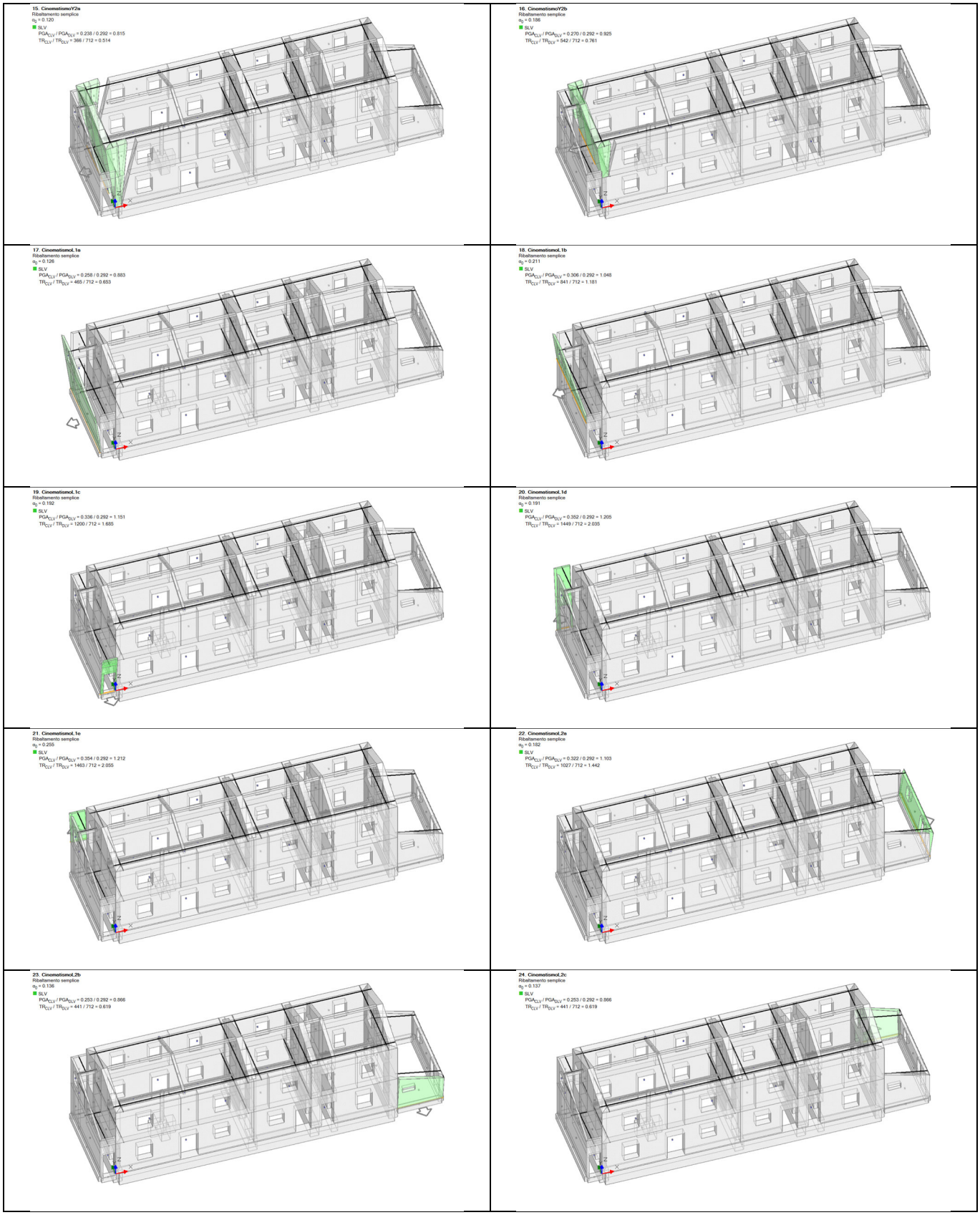


13. CinematismoY1a
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.120
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.245 / 0.292 = 0.839
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 394 / 712 = 0.553



14. CinematismoY1b
Ribaltamento semplice
a_0 = 0.188
SLV
PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.273 / 0.292 = 0.935
TR_{CLV} / TR_{DLV} = 553 / 712 = 0.777





Schemi dei cinematismi analizzati

3.7. CONSIDERAZIONI SUL MIGLIORAMENTO SISMICO

Edificio Esistente in muratura - Intervento di Miglioramento

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 miglioramento (§8.4.2) si richiede come obiettivo che l'indicatore di rischio sismico allo Stato di Progetto ζ_E sia >= 0.600 per gli edifici di classe III ad uso scolastico e di classe IV, mentre per tutti gli altri casi si richiede che l'incremento $\Delta\zeta_E$ sia >= 0.100.
Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si è scelto il seguente obiettivo d'intervento:
valore massimo di ζ_E fra 0.800 e ζ_E (Stato Attuale) = 0.548
Pertanto: ζ_E >= 0.800

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

Verifica soddisfatta

Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Stato Limite	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLV	**0.815**

Livello di Miglioramento sismico

Stato Limite	ζ_E Stato Attuale	ζ_E Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
SLV	0.548	0.815	0.267

Gerarchia dei comportamenti strutturali
Indicatore di rischio sismico obiettivo: **ζ_E >= 0.800**
Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): III
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: Cinematismo	**0.815**
SLV: Capacità limite in fondazione	**0.842**
SLV: Resistenza fuori piano	**0.856**
SLV: Resistenza nel piano	**0.856**

Domanda

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	PGA_D (g)	TR_D (anni)
SLO	0.087	45
SLD	0.117	75
SLV	0.292	712

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: q(SLD) = 1.500, q(SLV) = 2.250
- Analisi cinematica

Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):
- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input (alfa,U/alfa,1)=1.50: q = 2.250
- secondo §7.3.1 [Se(SLV)>=Se(SLD)]: q >= 3.762

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	PGA_D (g)	TR_D (anni)
SLO	0.087	45
SLD	0.117	75
SLV	0.292	712

Analisi eseguite:
- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: q(SLD) = 1.500, q(SLV) = 2.250
- Analisi cinematica

Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):
- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input (alfa,U/alfa,1)=1.50: q = 2.250
- da analisi pushover: q = 3.750
- secondo §7.3.1 [Se(SLV)>=Se(SLD)]: q >= 3.762

Verifiche di resistenza (RES)

Stato Attuale (prima dell'intervento)				
SLV	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.227	0.777	318	0.447
Resistenza fuori piano del pannello	0.227	0.777	318	0.447
Capacita' limite in fondazione	0.243	0.832	382	0.537
Cinematismo	0.160	0.548	139	0.195

Stato di Progetto (dopo l'intervento)				
SLV	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.250	0.856	423	0.594
Resistenza fuori piano del pannello	0.250	0.856	423	0.594
Capacita' limite in fondazione	0.246	0.842	399	0.561
Cinematismo	0.238	0.815	366	0.514

Indicatori di Rischio (rapporto fra capacità e domanda).
I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	**ζ_E (PGA_C/PGA_D)**	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLV	0.548	0.195

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag*S, accelerazione al suolo.

Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Stato Limite	**ζ_E (PGA_C/PGA_D)**	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLV	**0.815**	0.514

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag*S, accelerazione al suolo.

Livello di Miglioramento sismico: ζ_E (PGA_C/PGA_D)

I valori evidenziati si riferiscono alla variazione del parametro ζ_E definito in termini di PGA (+ = incremento).

Stato Limite	ζ_E Stato Attuale	ζ_E Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
SLV	0.548	0.815	0.267

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

Stato Attuale (prima dell'intervento)

Dati in input (domanda):
Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): III
Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U: 1.5
Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni
Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$: ###1202
PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):
TR_{CLV} = 139 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} = 14.6 anni
T_{INT} = 9.8 anni

Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Dati in input (domanda):
Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): III
Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U: 1.5
Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni
Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$: 75 anni
PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):
TR_{CLV} = 366 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} = 38.6 anni
T_{INT} = 25.7 anni

(*) **Controllo di miglioramento per i singoli comportamenti**: l'indicatore di rischio ζ_E , per un determinato stato di riferimento (Attuale o di Progetto), consiste nel valore minimo degli indicatori calcolati per i singoli comportamenti (spostamenti e resistenze, nel piano, fuori piano, fondazioni, cinematismi).
Nelle tabelle dove sono evidenziati i valori dei singoli comportamenti allo Stato di Progetto, ognuno di questi viene contrassegnato da un simbolo (*) qualora segni una diminuzione rispetto al corrispondente valore allo Stato Attuale.
Ciò permette il controllo sul fatto che il miglioramento riguardi non solo il comportamento dell'edificio nel suo complesso come minimo risultato fra tutti i comportamenti esaminati, ma anche i singoli comportamenti stessi.

3.8. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

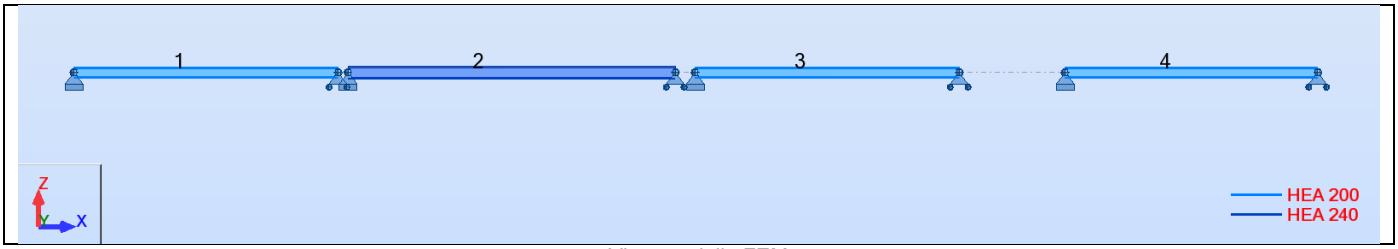
3.8.1. VERIFICA TRAVI IN ACCIAIO DI RINFORZO SOLAIO LIV.+1

L'analisi dei carichi per il livello considerato, porge:

TOTALE CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI ..... 2.20 kN/m^2

TOTALE CARICHI VARIABILI (CAT.C1) : ..... 3.00 kN/m^2

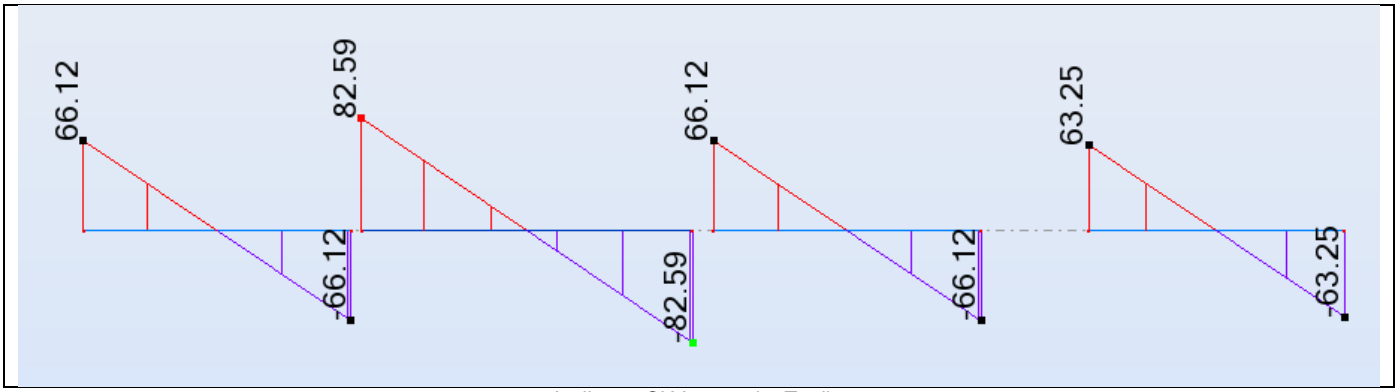
L'analisi e la verifica del telaio è stata condotta con un modello FEM, del quale si riportano di seguito i principlai risultati ottenuti.



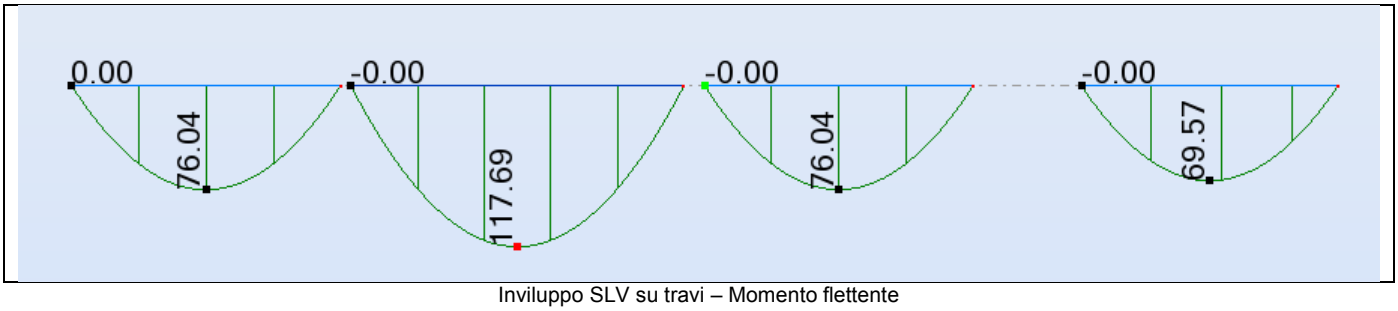
Vista modello FEM

	Condizione	Tipo di carico	Lista	Valori di carico	Etichetta	Nome della condizione	Natura
	1	peso proprio	1a4	PZ Negativo Coeff.=1.00	PP	Peso Proprio	Permanenti
	2	carichi uniformi	1a4	PZ=-3.10(kN/m)	G1	Perm. Str.	Permanenti
	3	carichi uniformi	1a4	PZ=-6.82(kN/m)	G2	Perm. Non Str.	Perm.Non-str.
	4	carichi uniformi	1a4	PZ=-9.30(kN/m)	Q1	Var. Cat. C	Categoria C

Azioni caratteristiche sugli elementi – Condizioni elementari



Inviluppo SLV su travi – Taglio



Inviluppo SLV su travi – Momento flettente

CALCOLO DI STRUTTURE IN ACCIAIO

NORMA: *UNI-EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:

BARRA: 1 Trave_1 **PUNTO:** 6 **COORDINATA:** x = 0.50 L = 2.300 m

---

CARICHI:
Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE:
S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa

PARAMETRI DELLA SEZIONE: HEA 200

h=190.0 mm	gM0=1.05	gM1=1.05	
b=200.0 mm	Ay=45.09 cm2	Az=18.05 cm2	Ax=53.80 cm2
tw=6.5 mm	Iy=3692.00 cm4	Iz=1336.00 cm4	Ix=14.89 cm4
tf=10.0 mm	Wply=429.48 cm3	Wplz=203.82 cm3	

AZIONI INTERNE E CARICO LIMITE:
My,Ed = 76.04 kN*m
My,pl,Rd = 96.12 kN*m
My,c,Rd = 96.12 kN*m

Classe della sezione = 1

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse y:

rispetto all'asse z:

FORMULE DI VERIFICA:
Controllo di resistenza della sezione:
My,Ed/My,c,Rd = 0.79 < 1.00 (6.2.5.(1))

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni
uz = 14.8 mm < uz max = L/250.00 = 18.4 mm Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 21 SLEr1 (1+2+3+4)*1.00
u inst,z = 7.0 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 15.3 mm Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva:

Spostamenti *Analisi non effettuata*

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN ACCIAIO

NORMA: *UNI-EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:
BARRA: 2 Trave_2 **PUNTO:** 6 **COORDINATA:** x = 0.50 L = 2.850 m

---

CARICHI:
Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE:
S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa

PARAMETRI DELLA SEZIONE: HEA 240

h=230.0 mm	gM0=1.05	gM1=1.05	
b=240.0 mm	Ay=64.50 cm2	Az=25.14 cm2	Ax=76.80 cm2
tw=7.5 mm	Iy=7763.00 cm4	Iz=2769.00 cm4	Ix=30.54 cm4
tf=12.0 mm	Wply=744.62 cm3	Wplz=351.69 cm3	

AZIONI INTERNE E CARICO LIMITE:
My,Ed = 117.69 kN*m
My,pl,Rd = 166.65 kN*m
My,c,Rd = 166.65 kN*m

Classe della sezione = 1

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse y: rispetto all'asse z:

FORMULE DI VERIFICA:

Controllo di resistenza della sezione:

My,Ed/My,c,Rd = 0.71 < 1.00 (6.2.5.(1))

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni

uz = 16.7 mm < uz max = L/250.00 = 22.8 mm Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva: 21 SLEr1 (1+2+3+4)*1.00

u inst,z = 7.8 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 19.0 mm Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva:

Spostamenti *Analisi non effettuata*

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN ACCIAIO

NORMA: *UNI-EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:

BARRA: 3 Trave_3 **PUNTO:** 6 **COORDINATA:** x = 0.50 L = 2.300 m

---

CARICHI:

Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa

PARAMETRI DELLA SEZIONE: HEA 200

h=190.0 mm	gM0=1.05	gM1=1.05	
b=200.0 mm	Ay=45.09 cm2	Az=18.05 cm2	Ax=53.80 cm2
tw=6.5 mm	Iy=3692.00 cm4	Iz=1336.00 cm4	Ix=14.89 cm4
tf=10.0 mm	Wply=429.48 cm3	Wplz=203.82 cm3	

AZIONI INTERNE E CARICO LIMITE:

My,Ed = 76.04 kN*m

My,pl,Rd = 96.12 kN*m

My,c,Rd = 96.12 kN*m

Classe della sezione = 1

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse y: rispetto all'asse z:

FORMULE DI VERIFICA:

Controllo di resistenza della sezione:

My,Ed/My,c,Rd = 0.79 < 1.00 (6.2.5.(1))

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni

uz = 14.8 mm < uz max = L/250.00 = 18.4 mm Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva: 21 SLEr1 (1+2+3+4)*1.00

u inst,z = 7.0 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 15.3 mm Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva:

Spostamenti *Analisi non effettuata*

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN ACCIAIO

NORMA: *UNI-EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:
BARRA: 4 Trave_4 **PUNTO:** 6 **COORDINATA:** x = 0.50 L = 2.200 m

---

CARICHI:
Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE:
S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa

PARAMETRI DELLA SEZIONE: HEA 200

h=190.0 mm	gM0=1.05	gM1=1.05	
b=200.0 mm	Ay=45.09 cm2	Az=18.05 cm2	Ax=53.80 cm2
tw=6.5 mm	Iy=3692.00 cm4	Iz=1336.00 cm4	Ix=14.89 cm4
tf=10.0 mm	Wply=429.48 cm3	Wplz=203.82 cm3	

AZIONI INTERNE E CARICO LIMITE:
My,Ed = 69.57 kN*m
My,pl,Rd = 96.12 kN*m
My,c,Rd = 96.12 kN*m
Classe della sezione = 1

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:
rispetto all'asse y: rispetto all'asse z:

FORMULE DI VERIFICA:
Controllo di resistenza della sezione:
My,Ed/My,c,Rd = 0.72 < 1.00 (6.2.5.(1))

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni
uz = 12.4 mm < uz max = L/250.00 = 17.6 mm Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 21 SLEr1 (1+2+3+4)*1.00
u inst,z = 5.9 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 14.7 mm Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva:

Spostamenti *Analisi non effettuata*

Profilato corretto !!!

3.8.2. VERIFICA NUOVO SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO A LIV.+1

L'analisi dei carichi per il livello considerato, porge:

TOTALE CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI ..... 1.50 kN/m^2
TOTALE CARICHI VARIABILI (CAT.NEVE) : ..... 1.20 kN/m^2

Si osserva che il peso proprio degli elementi portanti sono valutati considerando le effettive dimensioni delle sezioni trasversali per ciascun elemento. I dati di input ed output, in particolare i valori delle sollecitazioni massime e delle verifiche, ottenute per le diverse combinazioni di carico analizzate, sono riportati di seguito.

VERIFICA SEZIONE: **MORALI**

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'ELEMENTO

Luce orizzontale	L	0.85	m

Incremento luce di calcolo in %		0%	-
Incremento luce di calcolo reale		0.00	m
Inclinazione asse	α	**20.00**	°
Interasse orizzontale	i	**0.33**	m
Base	B	**80**	mm
Altezza	H	**60**	mm
Inclinazione sezione	β	**0.00**	°
Fattore di inclinazione	1/cos α	1.06	-
Luce inclinata	Li	0.90	m
Luce orizzontale di calcolo	L	0.85	m
Luce inclinata di calcolo	Li	0.90	m
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE			
Area della sezione trasversale	A	48.0	cm^2
Momento di inerzia rispetto all'asse y (direzione forte)	Jy	144.0	cm^4
Momento di inerzia rispetto all'asse z (direzione debole)	Jz	256.0	cm^4
Modulo di resistenza rispetto all'asse y (direzione forte)	Wy	4.8	cm^3
Modulo di resistenza rispetto all'asse z (direzione debole)	Wz	6.4	cm^3
CARATTERISTICHE MATERIALE			
Tipo di legno (1="MASSICCIO"; 2="LAMELLARE"):		**1**	
Classe di resistenza		**C24**	
Modulo elastico a breve durata	$E_{0,m}$	11000	MPa
Modulo di taglio a breve durata	$G_{0,m}$	7400	MPa
Resistenza caratt. per flessione	$f_{m,k}$	24.0	MPa
Resistenza caratt. a trazione	$f_{t,0,k}$	14.5	MPa
Resistenza caratt. a compressione	$f_{c,0,k}$	21.0	MPa
Resistenza caratt. per taglio	$f_{v,k}$	4.0	MPa
Coeff. Parz. di sicurezza del materiale	γ_M	1.50	-
Coefficiente moltiplicativo per flessione	Kh	1.13	-
Classe di servizio:		1	
Coefficiente di durata del carico	Kmod	0.90	-
Peso Specifico Legno (di calcolo)	ρ_k	5.00	kN/m^3
Resistenza prog. per fless.	$f_{m,d}$	16.33	MPa
Resistenza prog. a traz.	$f_{t,0,d}$	9.87	MPa
Resistenza prog. a comp.	$f_{c,0,d}$	12.60	MPa
Resistenza prog. per taglio	$f_{v,d}$	2.40	MPa

CARICHI DI PROGETTO

COMB.	γ_{G1} -	G1 kN/m^2	γ_{G2} -	G2 kN/m^2	γ_{Q1} -	Ψ -	Q1 kN/m^2	γ_{Q2} -	Ψ -	Q2 kN/m^2
SLU1	1.30	0.60	1.50	1.50	1.50	1.00	1.20	0.00	1.00	0.00
SLU2	1.00	0.60	1.00	1.50	0.00	1.00	1.20	1.50	1.00	0.00
SLE1 r.	1.00	0.60	1.00	1.50	1.00	1.00	1.20			
SLE2 f.	1.00	0.60	1.00	1.50	1.00	0.50	1.20			
SLE3 q.p.	1.00	0.60	1.00	1.50	1.00	0.30	1.20			

COMB. -	Fd kN/m^2	q_{pp} kN/m	$q_{comb.}$ kN/m	q_{tot} kN/m	$q'_{perp.}$ kN/m	$q'_{perp.\ Z}$ kN/m	$q'_{perp.\ Y}$ kN/m	$q'_{parall.}$ kN/m
SLU1	4.83	0.03	1.59	1.63	1.43	1.43		0.52
SLU2	2.10	0.02	0.69	0.72	0.63	0.63		0.23
SLE1 r.	3.30	0.02	1.09	1.11	0.98	0.98		0.36
SLE2 f.	2.70	0.02	0.89	0.92	0.81	0.81		0.29
SLE3 q.p.	2.46	0.02	0.81	0.84	0.74	0.74		0.27

VERIFICHE ALLO S.L.U.

SOLLEDITAZIONI MASSIME DI PROGETTO

Forza assiale massima su elemento:	$q'_{parall.}$ Li /	1	N	0.47	kN
Taglio massimo in direzione z (direzione forte)	$q'_{perp.z}$ Li /	2	Tz	0.65	kN
Taglio massimo in direzione y (direzione debole)	$q'_{perp.y}$ Li /	2	Ty	0.00	kN
Momento flettente massimo in direzione y (dir. forte)	$q'_{perp.z}$ Li^2/	8	My	0.15	kN m
Momento flettente massimo in direzione z (dir. debole)	$q'_{perp.y}$ Li^2/	8	Mz	0.00	kN m

VERIFICA A FLESSIONE:

Coefficiente che tiene conto delle redistribuzioni delle tensioni	Km	0.70	-
Tensione di flessione in direzione z (direzione forte)	$\sigma_{m,y,d}$= M_y / W_y=	3.06	MPa
Tensione di flessione in direzione y (direzione debole)	$\sigma_{m,z,d}$= M_z / W_z=	0.00	MPa
Verifica 1 (punto 4.4.8.1.6 - formula 4.4.5.a)	**verifica 1**	**0.19**	**<1,OK**
Verifica 2 (punto 4.4.8.1.6 - formula 4.4.5.b)	**verifica 2**	**0.13**	**<1,OK**

VERIFICA A PRESSO-TENSOFLESSIONE (**0** = NO VERIFICA; **1** = VERIFICA)

		1	
Segno della forza assiale (**+** = TRAZIONE; **-** = COMPRESSIONE)		+	
Tensione di forza assiale	$\sigma_{t,0,d}$= N / A=	0.10	MPa
Verifica 1 (TF: punto 4.4.8.1.7 - formula 4.4.6.a - PF:punto 4.4.8.1.8 - formula 4.4.7.a)	**verifica 1**	**0.20**	**<1,OK**
Verifica 2 (PF: punto 4.4.8.1.7 - formula 4.4.6.b - PF:punto 4.4.8.1.8 - formula 4.4.7.b)	**verifica 2**	**0.14**	**<1,OK**

VERIFICA A TAGLIO

Altezza dell'intaglio all'appoggio	a	0	mm
Coefficiente correttivo per presenza di intaglio all'intradosso	Kv	1.00	-
Tensione di taglio in direzione z (direzione forte)	$\tau_{z,d}$ = 1.50·V_z / Aef=	0.20	MPa
Tensione di taglio in direzione y (direzione debole)	$\tau_{y,d}$ = 1.50·V_y / Aef=	0.00	MPa
Verifica (punto 4.4.8.1.9 - formula 4.4.8.)	**verifica 1**	**0.08**	**<1,OK**

VERIFICHE ALLO S.L.E.

VERIFICA A DEFORMABILITA'				
Deformazione in direzione z (direzione forte)	(**0** = NON CALCOLATA; **1** = CALCOLATA)		1	
Deformazione in direzione y (direzione debole)	(**0** = NON CALCOLATA; **1** = CALCOLATA)		1	
Carico per combinazione caratteristica in direzione z (direzione forte)		$q'_{perp\cdot z}$	0.98	kN/m
Carico per combinazione caratteristica in direzione y (direzione debole)		$q'_{perp\cdot y}$	0.00	kN/m
Carico per combinazione quasi permanente in direzione z (direzione forte)		$q'_{perp\cdot z}$	0.74	kN/m
Carico per combinazione quasi permanenete in direzione y (direzione debole)		$q'_{perp\cdot y}$	0.00	kN/m
Valore di Kdef per tener conto viscosità		Kdef	0.60	-
Coefficiente di calcolo della deformazione … ql^4/EJ		Coeff. Calcolo	0.013	-
Deformazione istantanea in direzione z (direzione forte)		f ist,z =	0.5	mm
Deformazione istantanea in direzione y (direzione debole)		f ist,y =	0.0	mm
Deformazione a lungo termine in direzione z (direzione forte)		f fin,z =	0.6	mm
Deformazione istantanea in direzione y (direzione debole)		f fin,y =	0.0	mm
Limiti della freccia istantanea		f ist. ≤ L /	300	-
Limiti della freccia a lungo termine		f l.t.. ≤ L /	250	-
Deformazione istantanea totale	**f ist, tot 0.5**	**mm <**	**3.0**	**OK**
Deformazione a lungo termine totale	**f fin, tot 0.6**	**mm <**	**3.6**	**OK**

VERIFICA SEZIONE: TRAVI

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'ELEMENTO			
Luce orizzontale	L	6.70	m
Incremento luce di calcolo in %		0%	-
Incremento luce di calcolo reale		0.00	m
Inclinazione asse	α	0.00	°
Interasse orizzontale	i	0.85	m
Base	B	200	mm
Altezza	H	280	mm
Inclinazione sezione	β	20.00	°
Fattore di inclinazione	1/cos α	1.00	-
Luce inclinata	Li	6.70	m
Luce orizzontale di calcolo	L	6.70	m
Luce inclinata di calcolo	Li	6.70	m
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE			
Area della sezione trasversale	A	560.0	cm^2
Momento di inerzia rispetto all'asse y (direzione forte)	Jy	36586.7	cm^4
Momento di inerzia rispetto all'asse z (direzione debole)	Jz	18666.7	cm^4
Modulo di resistenza rispetto all'asse y (direzione forte)	Wy	261.3	cm^3
Modulo di resistenza rispetto all'asse z (direzione debole)	Wz	186.7	cm^3
CARATTERISTICHE MATERIALE			
Tipo di legno (1="MASSICCIO"; 2="LAMELLARE"):		2	
Classe di resistenza		GL24h	
Modulo elastico a breve durata	$E_{0,m}$	11500	MPa
Modulo di taglio a breve durata	$G_{0,m}$	9600	MPa
Resistenza caratt. per flessione	$f_{m,k}$	24.0	MPa
Resistenza caratt. a trazione	$f_{t,0,k}$	19.2	MPa
Resistenza caratt. a compressione	$f_{c,0,k}$	24.0	MPa
Resistenza caratt. per taglio	$f_{v,k}$	3.5	MPa
Coeff. Parz. di sicurezza del materiale	γ_M	1.45	-
Coefficiente moltiplicativo per flessione	Kh	1.08	-
Classe di servizio:		1	
Coefficiente di durata del carico	Kmod	0.90	-
Peso Specifico Legno (di calcolo)	ρ_k	5.00	kN/m^3
Resistenza prog. per fless.	$f_{m,d}$	16.08	MPa
Resistenza prog. a traz.	$f_{t,0,d}$	12.86	MPa
Resistenza prog. a comp.	$f_{c,0,d}$	14.90	MPa
Resistenza prog. per taglio	$f_{v,d}$	2.17	MPa

CARICHI DI PROGETTO

COMB. -	Fd kN/m²	$q_{pp\text{-}assito}$ kN/m²	q_{pp} kN/m	$q_{comb.}$ kN/m	q_{tot} kN/m	$q'_{perp.}$ kN/m	$q'_{perp.\,z}$ kN/m	$q'_{perp.\,Y}$ kN/m	$q'_{parall.}$ kN/m
SLU1	4.83	0.09	0.36	4.19	4.55	4.55	4.28	1.56	
SLU2	2.10	0.07	0.28	1.85	2.13	2.13	2.00	0.73	
SLE1 r.	3.30	0.07	0.28	2.87	3.15	3.15	2.96	1.08	
SLE2 f.	2.70	0.07	0.28	2.36	2.64	2.64	2.48	0.90	
SLE3 q.p.	2.46	0.07	0.28	2.15	2.43	2.43	2.29	0.83	

VERIFICHE ALLO S.L.U.

SOLLEDITAZIONI MASSIME DI PROGETTO				
Forza assiale massima su elemento:	$q'_{parall.}$ Li / 1	N	0.00	kN
Taglio massimo in direzione z (direzione forte)	$q'_{perp\cdot z}$ Li / 2	Tz	14.32	kN
Taglio massimo in direzione y (direzione debole)	$q'_{perp\cdot y}$ Li / 2	Ty	5.21	kN
Momento flettente massimo in direzione y (dir. forte)	$q'_{perp\cdot z}$ Li^2/ 8	My	23.99	kN m
Momento flettente massimo in direzione z (dir. debole)	$q'_{perp\cdot y}$ Li^2/ 8	Mz	8.73	kN m
VERIFICA A FLESSIONE:				
Coefficiente che tiene conto delle redistribuzioni delle tensioni		Km	0.70	-
Tensione di flessione in direzione z (direzione forte)		$\sigma_{m,y,d}$= M_y / W_y=	9.18	MPa

Tensione di flessione in direzione y (direzione debole)		$\sigma_{m,z,d}$= M_z / W_z=	4.68	MPa
Verifica 1 (punto 4.4.8.1.6 - formula 4.4.5.a)		**verifica 1**	**0.77**	**<1,OK**
Verifica 2 (punto 4.4.8.1.6 - formula 4.4.5.b)		**verifica 2**	**0.69**	**<1,OK**
VERIFICA A PRESSO-TENSOFLESSIONE	(**0** = NO VERIFICA; **1** = VERIFICA)		0	
Segno della forza assiale	(**+** = TRAZIONE; **-** = COMPRESSIONE)		+	
Tensione di forza assiale		$\sigma_{t,0,d}$= N / A=	0.00	MPa
Verifica 1 (TF: punto 4.4.8.1.7 - formula 4.4.6.a - PF:punto 4.4.8.1.8 - formula 4.4.7.a)		**verifica 1**	**-**	**-**
Verifica 2 (PF: punto 4.4.8.1.7 - formula 4.4.6.b - PF:punto 4.4.8.1.8 - formula 4.4.7.b)		**verifica 2**	**-**	**-**
VERIFICA A TAGLIO				
Altezza dell'intaglio all'appoggio		a	0	mm
Coefficiente correttivo per presenza di intaglio all'intradosso		Kv	1.00	-
Tensione di taglio in direzione z (direzione forte)		$\tau_{z,d}$ = 1.50·V_z / Aef=	0.38	MPa
Tensione di taglio in direzione y (direzione debole)		$\tau_{y,d}$ = 1.50·V_y / Aef=	0.14	MPa
Verifica (punto 4.4.8.1.9 - formula 4.4.8.)		**verifica 1**	**0.19**	**<1,OK**
VERIFICHE ALLO S.L.E.				
VERIFICA A DEFORMABILITA'				
Deformazione in direzione z (direzione forte)	(**0** = NON CALCOLATA; **1** = CALCOLATA)		1	
Deformazione in direzione y (direzione debole)	(**0** = NON CALCOLATA; **1** = CALCOLATA)		0	
Carico per combinazione caratteristica in direzione z (direzione forte)		q' perp·z	2.96	kN/m
Carico per combinazione caratteristica in direzione y (direzione debole)		q' perp·y	1.08	kN/m
Carico per combinazione quasi permanente in direzione z (direzione forte)		q' perp·z	2.29	kN/m
Carico per combinazione quasi permanenete in direzione y (direzione debole)		q' perp·y	0.83	kN/m
Valore di Kdef per tener conto viscosità		Kdef	0.60	-
Coefficiente di calcolo della deformazione … ql^4/EJ		Coeff. Calcolo	0.013	-
Deformazione istantanea in direzione z (direzione forte)		f ist,z =	18.4	mm
Deformazione istantanea in direzione y (direzione debole)		f ist,y =	0.0	mm
Deformazione a lungo termine in direzione z (direzione forte)		f fin,z =	22.8	mm
Deformazione istantanea in direzione y (direzione debole)		f fin,y =	0.0	mm
Limiti della freccia istantanea		f ist. ≤ L /	300	-
Limiti della freccia a lungo termine		f l.t.. ≤ L /	250	-
Deformazione istantanea totale	**f ist, tot 18.4**	**mm <**	**22.3**	**OK**
Deformazione a lungo termine totale	**f fin, tot 22.8**	**mm <**	**26.8**	**OK**

3.8.3. VERIFICA NUOVO SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO A LIV.+2

L'analisi dei carichi per il livello considerato, porge:

TOTALE CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI ..... 1.50 kN/m^2

TOTALE CARICHI VARIABILI (CAT.NEVE) : ..... 1.20 kN/m^2

Si osserva che il peso proprio degli elementi portanti sono valutati considerando le effettive dimensioni delle sezioni trasversali per ciascun elemento. I dati di input ed output, in particolare i valori delle sollecitazioni massime e delle verifiche, ottenute per le diverse combinazioni di carico analizzate, sono riportati di seguito.

VERIFICA SEZIONE:			**MORALI**
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'ELEMENTO			
Luce orizzontale	L	**0.80**	m
Incremento luce di calcolo in %		0%	-
Incremento luce di calcolo reale		0.00	m
Inclinazione asse	α	**20.00**	°
Interasse orizzontale	i	**0.33**	m
Base	B	**80**	mm
Altezza	H	**60**	mm
Inclinazione sezione	β	**0.00**	°
Fattore di inclinazione	1/cos α	1.06	-
Luce inclinata	Li	0.85	m
Luce orizzontale di calcolo	L	0.80	m
Luce inclinata di calcolo	Li	0.85	m
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE			
Area della sezione trasversale	A	48.0	cm^2
Momento di inerzia rispetto all'asse y (direzione forte)	Jy	144.0	cm^4
Momento di inerzia rispetto all'asse z (direzione debole)	Jz	256.0	cm^4
Modulo di resistenza rispetto all'asse y (direzione forte)	Wy	4.8	cm^3
Modulo di resistenza rispetto all'asse z (direzione debole)	Wz	6.4	cm^3
CARATTERISTICHE MATERIALE			
Tipo di legno (1="MASSICCIO"; 2="LAMELLARE"):		1	
Classe di resistenza		C24	

Modulo elastico a breve durata	$E_{0,m}$	11000	MPa
Modulo di taglio a breve durata	$G_{0,m}$	7400	MPa
Resistenza caratt. per flessione	$f_{m,k}$	24.0	MPa
Resistenza caratt. a trazione	$f_{t,0,k}$	14.5	MPa
Resistenza caratt. a compressione	$f_{c,0,k}$	21.0	MPa
Resistenza caratt. per taglio	$f_{v,k}$	4.0	MPa
Coeff. Parz. di sicurezza del materiale	γ_M	1.50	-
Coefficiente moltiplicativo per flessione	Kh	1.13	-
Classe di servizio:		1	
Coefficiente di durata del carico	Kmod	0.90	-
Peso Specifico Legno (di calcolo)	ρ_k	5.00	kN/m^3
Resistenza prog. per fless.	$f_{m,d}$	16.33	MPa
Resistenza prog. a traz.	$f_{t,0,d}$	9.87	MPa
Resistenza prog. a comp.	$f_{c,0,d}$	12.60	MPa
Resistenza prog. per taglio	$f_{v,d}$	2.40	MPa

CARICHI DI PROGETTO

COMB.	γ_{G1} -	G1 kN/m^2	γ_{G2} -	G2 kN/m^2	γ_{Q1} -	Ψ -	Q1 kN/m^2	γ_{Q2} -	Ψ -	Q2 kN/m^2
SLU1	1.30	0.60	1.50	1.50	1.50	1.00	1.20	0.00	1.00	0.00
SLU2	1.00	0.60	1.00	1.50	0.00	1.00	1.20	1.50	1.00	0.00
SLE1 r.	1.00	0.60	1.00	1.50	1.00	1.00	1.20			
SLE2 f.	1.00	0.60	1.00	1.50	1.00	0.50	1.20			
SLE3 q.p.	1.00	0.60	1.00	1.50	1.00	0.30	1.20			

COMB. -	Fd kN/m^2	q_{pp} kN/m	$q_{comb.}$ kN/m	q_{tot} kN/m	$q'_{perp.}$ kN/m	$q'_{perp.\ Z}$ kN/m	$q'_{perp.\ Y}$ kN/m	$q'_{parall.}$ kN/m
SLU1	4.83	0.03	1.59	1.63	1.43	1.43		0.52
SLU2	2.10	0.02	0.69	0.72	0.63	0.63		0.23
SLE1 r.	3.30	0.02	1.09	1.11	0.98	0.98		0.36
SLE2 f.	2.70	0.02	0.89	0.92	0.81	0.81		0.29
SLE3 q.p.	2.46	0.02	0.81	0.84	0.74	0.74		0.27

VERIFICHE ALLO S.L.U.

SOLLEDITAZIONI MASSIME DI PROGETTO

Forza assiale massima su elemento:	$q'_{parall.}$ Li /	1	N	0.44	kN
Taglio massimo in direzione z (direzione forte)	$q'_{perp.z}$ Li /	2	Tz	0.61	kN
Taglio massimo in direzione y (direzione debole)	$q'_{perp.y}$ Li /	2	Ty	0.00	kN
Momento flettente massimo in direzione y (dir. forte)	$q'_{perp.z}$ Li^2/	8	My	0.13	kN m
Momento flettente massimo in direzione z (dir. debole)	$q'_{perp.y}$ Li^2/	8	Mz	0.00	kN m

VERIFICA A FLESSIONE:

Coefficiente che tiene conto delle redistribuzioni delle tensioni	Km	0.70	-
Tensione di flessione in direzione z (direzione forte)	$\sigma_{m,y,d}$= M_y / W_y=	2.71	MPa
Tensione di flessione in direzione y (direzione debole)	$\sigma_{m,z,d}$= M_z / W_z=	0.00	MPa
Verifica 1 (punto 4.4.8.1.6 - formula 4.4.5.a)	**verifica 1**	**0.17**	**<1,OK**
Verifica 2 (punto 4.4.8.1.6 - formula 4.4.5.b)	**verifica 2**	**0.12**	**<1,OK**

VERIFICA A PRESSO-TENSOFLESSIONE (**0** = NO VERIFICA; **1** = VERIFICA) 1

Segno della forza assiale (**+** = TRAZIONE; **-** = COMPRESSIONE) +

Tensione di forza assiale	$\sigma_{t,0,d}$= N / A=	0.09	MPa
Verifica 1 (TF: punto 4.4.8.1.7 - formula 4.4.6.a - PF:punto 4.4.8.1.8 - formula 4.4.7.a)	**verifica 1**	**0.18**	**<1,OK**
Verifica 2 (PF: punto 4.4.8.1.7 - formula 4.4.6.b - PF:punto 4.4.8.1.8 - formula 4.4.7.b)	**verifica 2**	**0.13**	**<1,OK**

VERIFICA A TAGLIO

Altezza dell'intaglio all'appoggio	a	0	mm
Coefficiente correttivo per presenza di intaglio all'intradosso	Kv	1.00	-
Tensione di taglio in direzione z (direzione forte)	$\tau_{z,d}$ = 1.50·V_z / Aef=	0.19	MPa
Tensione di taglio in direzione y (direzione debole)	$\tau_{y,d}$ = 1.50·V_y / Aef=	0.00	MPa
Verifica (punto 4.4.8.1.9 - formula 4.4.8.)	**verifica 1**	**0.08**	**<1,OK**

VERIFICHE ALLO S.L.E.

VERIFICA A DEFORMABILITA'

Deformazione in direzione z (direzione forte) (**0** = NON CALCOLATA; **1** = CALCOLATA)		1	
Deformazione in direzione y (direzione debole) (**0** = NON CALCOLATA; **1** = CALCOLATA)		1	
Carico per combinazione caratteristica in direzione z (direzione forte)	$q'_{perp.z}$	0.98	kN/m
Carico per combinazione caratteristica in direzione y (direzione debole)	$q'_{perp.y}$	0.00	kN/m
Carico per combinazione quasi permanente in direzione z (direzione forte)	$q'_{perp.z}$	0.74	kN/m
Carico per combinazione quasi permanenete in direzione y (direzione debole)	$q'_{perp.y}$	0.00	kN/m
Valore di Kdef per tener conto viscosità	Kdef	0.60	-
Coefficiente di calcolo della deformazione … ql^4/EJ	Coeff. Calcolo	0.013	-
Deformazione istantanea in direzione z (direzione forte)	f ist,z =	0.4	mm
Deformazione istantanea in direzione y (direzione debole)	f ist,y =	0.0	mm
Deformazione a lungo termine in direzione z (direzione forte)	f fin,z =	0.5	mm
Deformazione istantanea in direzione y (direzione debole)	f fin,y =	0.0	mm
Limiti della freccia istantanea	f ist. ≤ L /	300	-
Limiti della freccia a lungo termine	f l.t.. ≤ L /	250	-

Deformazione istantanea totale	**f ist, tot**	**0.4**	**mm <**	**2.8**	**OK**
Deformazione a lungo termine totale	**f fin, tot**	**0.5**	**mm <**	**3.4**	**OK**

VERIFICA SEZIONE: **TRAVI**

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'ELEMENTO			
Luce orizzontale	L	**5.10**	m
Incremento luce di calcolo in %		0%	-
Incremento luce di calcolo reale		0.00	m
Inclinazione asse	α	**0.00**	°
Interasse orizzontale	i	0.80	m
Base	B	**160**	mm
Altezza	H	**240**	mm
Inclinazione sezione	β	**20.00**	°
Fattore di inclinazione	1/cos α	1.00	-
Luce inclinata	Li	5.10	m
Luce orizzontale di calcolo	L	5.10	m
Luce inclinata di calcolo	Li	5.10	m
CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE			
Area della sezione trasversale	A	384.0	cm^2
Momento di inerzia rispetto all'asse y (direzione forte)	Jy	18432.0	cm^4
Momento di inerzia rispetto all'asse z (direzione debole)	Jz	8192.0	cm^4
Modulo di resistenza rispetto all'asse y (direzione forte)	Wy	153.6	cm^3
Modulo di resistenza rispetto all'asse z (direzione debole)	Wz	102.4	cm^3
CARATTERISTICHE MATERIALE			
Tipo di legno (1="MASSICCIO"; 2="LAMELLARE"):		**2**	
Classe di resistenza		**GL24h**	
Modulo elastico a breve durata	$E_{0,m}$	11500	MPa
Modulo di taglio a breve durata	$G_{0,m}$	9600	MPa
Resistenza caratt. per flessione	$f_{m,k}$	24.0	MPa
Resistenza caratt. a trazione	$f_{t,0,k}$	19.2	MPa
Resistenza caratt. a compressione	$f_{c,0,k}$	24.0	MPa
Resistenza caratt. per taglio	$f_{v,k}$	3.5	MPa
Coeff. Parz. di sicurezza del materiale	γ_M	1.50	-
Coefficiente moltiplicativo per flessione	Kh	1.10	-
Classe di servizio:		1	
Coefficiente di durata del carico	Kmod	0.90	-
Peso Specifico Legno (di calcolo)	ρ_k	5.00	kN/m^3
Resistenza prog. per fless.	$f_{m,d}$	15.78	MPa
Resistenza prog. a traz.	$f_{t,0,d}$	12.63	MPa
Resistenza prog. a comp.	$f_{c,0,d}$	14.40	MPa
Resistenza prog. per taglio	$f_{v,d}$	2.10	MPa

CARICHI DI PROGETTO

COMB. -	Fd kN/m^2	$q_{pp\text{-}assito}$ kN/m^2	q_{pp} kN/m	$q_{comb.}$ kN/m	q_{tot} kN/m	$q'_{perp.}$ kN/m	$q'_{perp.\,Z}$ kN/m	$q'_{perp.\,Y}$ kN/m	$q'_{parall.}$ kN/m
SLU1	4.83	0.09	0.25	3.94	4.19	4.19	3.94	1.43	
SLU2	2.10	0.07	0.19	1.74	1.93	1.93	1.81	0.66	
SLE1 r.	3.30	0.07	0.19	2.70	2.89	2.89	2.72	0.99	
SLE2 f.	2.70	0.07	0.19	2.22	2.41	2.41	2.26	0.82	
SLE3 q.p.	2.46	0.07	0.19	2.03	2.22	2.22	2.08	0.76	

VERIFICHE ALLO S.L.U.					
SOLLEDITAZIONI MASSIME DI PROGETTO					
Forza assiale massima su elemento:	$q'_{parall.}$ Li /	1	N	0.00	kN
Taglio massimo in direzione z (direzione forte)	$q'_{perp.z}$ Li /	2	Tz	10.04	kN
Taglio massimo in direzione y (direzione debole)	$q'_{perp.y}$ Li /	2	Ty	3.65	kN
Momento flettente massimo in direzione y (dir. forte)	$q'_{perp.z}$ Li^2/	8	My	12.80	kN m
Momento flettente massimo in direzione z (dir. debole)	$q'_{perp.y}$ Li^2/	8	Mz	4.66	kN m
VERIFICA A FLESSIONE:					
Coefficiente che tiene conto delle redistribuzioni delle tensioni			Km	0.70	-
Tensione di flessione in direzione z (direzione forte)			$\sigma_{m,y,d}$= M_y / W_y=	8.33	MPa
Tensione di flessione in direzione y (direzione debole)			$\sigma_{m,z,d}$= M_z / W_z=	4.55	MPa
Verifica 1 (punto 4.4.8.1.6 - formula 4.4.5.a)			**verifica 1**	**0.73**	**<1,OK**
Verifica 2 (punto 4.4.8.1.6 - formula 4.4.5.b)			**verifica 2**	**0.66**	**<1,OK**
VERIFICA A PRESSO-TENSOFLESSIONE	(**0** = NO VERIFICA; **1** = VERIFICA)			0	
Segno della forza assiale	(**+** = TRAZIONE; **-** = COMPRESSIONE)			+	
Tensione di forza assiale			$\sigma_{t,0,d}$= N / A=	0.00	MPa
Verifica 1 (TF: punto 4.4.8.1.7 - formula 4.4.6.a - PF:punto 4.4.8.1.8 - formula 4.4.7.a)			**verifica 1**	**-**	**-**
Verifica 2 (PF: punto 4.4.8.1.7 - formula 4.4.6.b - PF:punto 4.4.8.1.8 - formula 4.4.7.b)			**verifica 2**	**-**	**-**
VERIFICA A TAGLIO					
Altezza dell'intaglio all'appoggio			a	0	mm
Coefficiente correttivo per presenza di intaglio all'intradosso			Kv	1.00	-
Tensione di taglio in direzione z (direzione forte)			$\tau_{z,d}$ = 1.50·V_z / Aef=	0.39	MPa
Tensione di taglio in direzione y (direzione debole)			$\tau_{y,d}$ = 1.50·V_y / Aef=	0.14	MPa
Verifica (punto 4.4.8.1.9 - formula 4.4.8.)			**verifica 1**	**0.20**	**<1,OK**
VERIFICHE ALLO S.L.E.					
VERIFICA A DEFORMABILITA'					
Deformazione in direzione z (direzione forte)	(**0** = NON CALCOLATA; **1** = CALCOLATA)			1	
Deformazione in direzione y (direzione debole)	(**0** = NON CALCOLATA; **1** = CALCOLATA)			0	
Carico per combinazione caratteristica in direzione z (direzione forte)			$q'_{perp.z}$	2.72	kN/m
Carico per combinazione caratteristica in direzione y (direzione debole)			$q'_{perp.y}$	0.99	kN/m

Carico per combinazione quasi permanente in direzione z (direzione forte)			$q'_{perp\cdot z}$	2.08	kN/m
Carico per combinazione quasi permanenete in direzione y (direzione debole)			$q'_{perp\cdot y}$	0.76	kN/m
Valore di Kdef per tener conto viscosità			Kdef	0.60	-
Coefficiente di calcolo della deformazione … ql^4/EJ			Coeff. Calcolo	0.013	-
Deformazione istantanea in direzione z (direzione forte)			f ist,z =	11.3	mm
Deformazione istantanea in direzione y (direzione debole)			f ist,y =	0.0	mm
Deformazione a lungo termine in direzione z (direzione forte)			f fin,z =	13.9	mm
Deformazione istantanea in direzione y (direzione debole)			f fin,y =	0.0	mm
Limiti della freccia istantanea			f ist. ≤ L /	300	-
Limiti della freccia a lungo termine			f l.t.. ≤ L /	250	-
Deformazione istantanea totale	**f ist, tot**	**11.3**	**mm <**	**17.0**	**OK**
Deformazione a lungo termine totale	**f fin, tot**	**13.9**	**mm <**	**20.4**	**OK**

3.8.4. VERIFICA NUOVA CAPRIATA IN LEGNO A LIV.+2

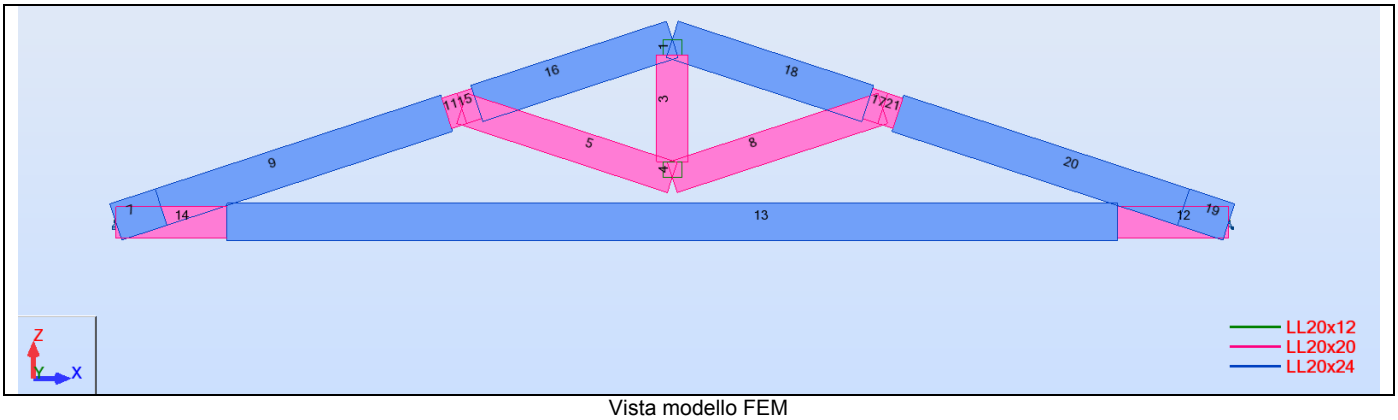
L'analisi dei carichi per il livello considerato, porge:

TOTALE CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI ..... 1.10 kN/m^2

TOTALE CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI ..... 1.50 kN/m^2

TOTALE CARICHI VARIABILI (CAT.NEVE) : ..... 1.20 kN/m^2

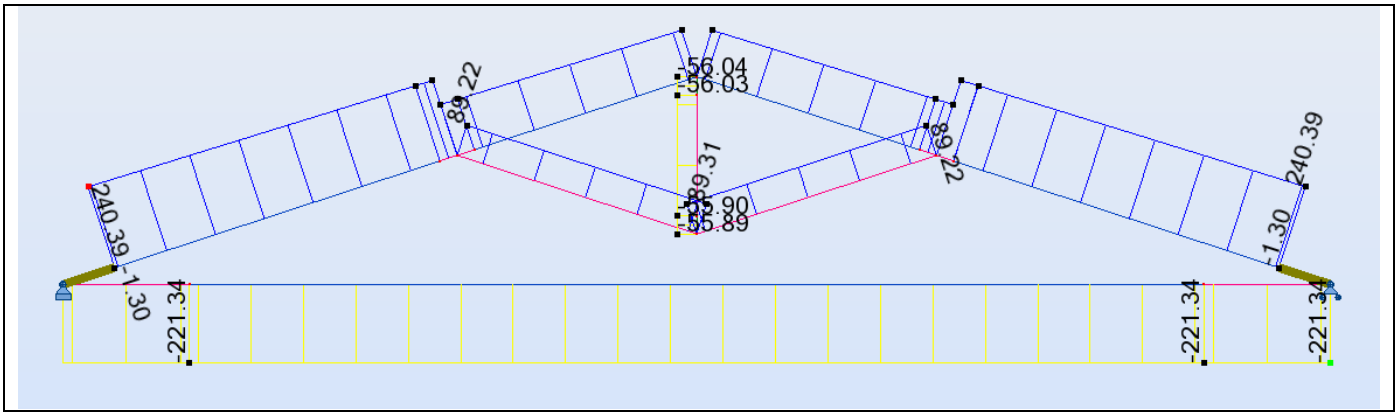
L'analisi e la verifica del telaio è stata condotta con un modello FEM, del quale si riportano di seguito i principlai risultati ottenuti.



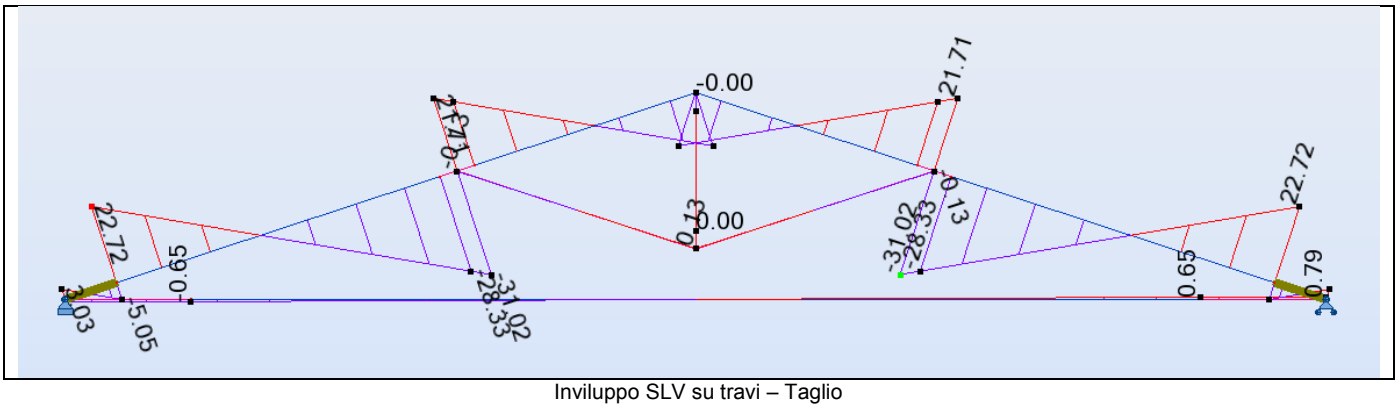
Vista modello FEM

Condizione	Tipo di carico	Lista	Valori di carico	Etichetta	Nome della condizione	Natura
1	peso proprio	1 3a5 7a9 11	PZ Negativo Coeff.=1.00	PP	Peso Proprio	Permanenti
2	carichi uniformi	7 9 11 15a21	PZ=-5.94(kN/m) proiettato	G1	Perm. Str.	Permanenti
3	carichi uniformi	7 9 11 15a21	PZ=-8.10(kN/m) proiettato	G2	Perm. Non Str.	Perm.Non-str.
4	carichi uniformi	7 9 11 15a21	PZ=-6.48(kN/m) proiettato	Q1	Neve	Neve H<1000

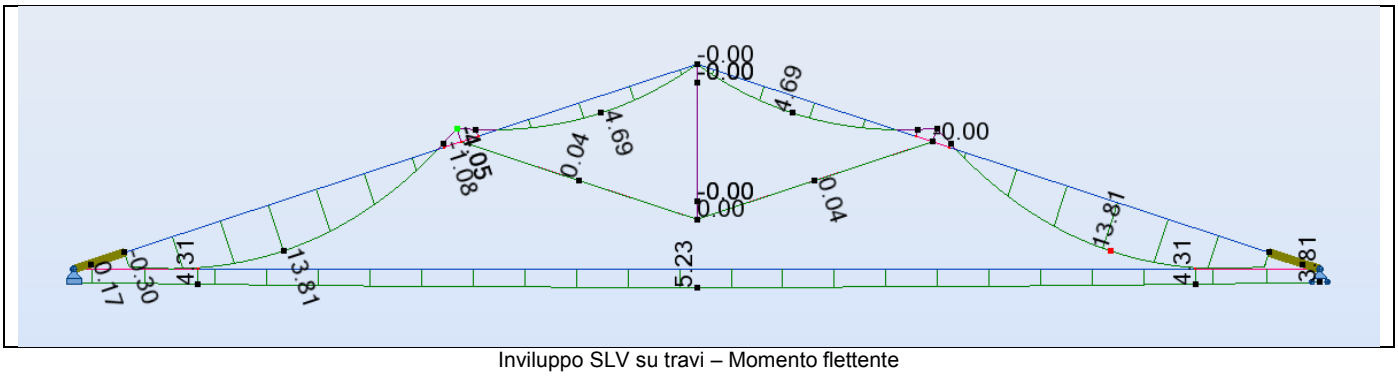
Azioni caratteristiche sugli elementi – Condizioni elementari



Inviluppo SLV su travi – Forza assiale



Inviluppo SLV su travi – Taglio



Inviluppo SLV su travi – Momento flettente

CALCOLO DI STRUTTURE IN LEGNO

NORMA: *EN 1995-1:2004/A1:2008*
TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:
BARRA: 9 **PUNTO:** 5 **COORDINATA:** x = 0.40 L = 0.758 m

CARICHI:
Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE GL24h

gM = 1.45	f m,0,k = 24.00 MPa	f t,0,k = 16.50 MPa	f c,0,k = 24.00 MPa
f v,k = 2.70 MPa	f t,90,k = 0.40 MPa	f c,90,k = 2.70 MPa	E 0,moyen = 11600.00 MPa
E 0,05 = 9400.00 MPa	G moyen = 720.00 MPa	Classe di servizio: 1	Beta c = 0.10

PARAMETRI DELLA SEZIONE: LL20x24

ht=240.0 mm

bf=200.0 mm	Ay=218.18 cm2	Az=261.82 cm2	Ax=480.00 cm2
ea=100.0 mm	Iy=23040.00 cm4	Iz=16000.00 cm4	Ix=30400.0 cm4
es=100.0 mm	Wely=1920.00 cm3	Welz=1600.00 cm3	

TENSIONI
Sig_c,0,d = N/Ax = 233.69/480.00 = 4.87 MPa
Sig_m,y,d = MY/Wy= 13.71/1920.00 = 7.14 MPa

Tau z,d = 1.5*2.30/480.00 = 0.07 MPa

TENSIONI AMMISSIBILI
f c,0,d = 14.90 MPa
f m,y,d = 16.33 MPa
f v,d = 1.68 MPa

Coefficienti e parametri supplementari
kh = 1.10 kh_y = 1.10 kmod = 0.90 Ksys = 1.00 kcr = 1.00

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

lef = 2.185 m	Lambda_rel m = 0.21
Sig_cr = 559.15 MPa	k crit = 1.00

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse Y:		rispetto all'asse Z:	
LY = 1.895 m	Lambda Y = 27.35	LZ = 1.895 m	Lambda Z = 32.82

Lambda_rel Y = 0.44	ky = 0.60	Lambda_rel Z = 0.53	kz = 0.65
LFY = 1.895 m	kcy = 0.98	LFZ = 1.895 m	kcz = 0.97

FORMULE DI VERIFICA:

Sig_c,0,d/(kc,y*f c,0,d) + Sig_m,y,d/f m,y,d = 4.87/(0.98*14.90) + 7.14/16.33 = 0.77 < 1.00 (6.23)
Sig_c,0,d/(kc,z*f c,0,d) + (Sig_m,y,d/(kcrit*f m,y,d))^2 = 4.87/(0.97*14.90) + (7.14/(1.00*16.33))^2= 0.53 < 1.00 (6.35)
(Tau z,d/kcr)/f v,d = (0.07/1.00)/1.68 = 0.04 < 1.00 (6.13)

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni

u fin,z = 1.9 mm < u fin,max,z = L/200.00 = 9.5 mm — Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0*0.6)*4
u inst,z = 1.4 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 6.3 mm — Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1*1 + 1*2 + 1*3 + 1*4

Spostamenti

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN LEGNO

NORMA: *EN 1995-1:2004/A1:2008*
TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:
BARRA: 11 **PUNTO:** 11 **COORDINATA:** x = 1.00 L = 0.100 m

CARICHI:
Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE GL24h

gM = 1.45	f m,0,k = 24.00 MPa	f t,0,k = 16.50 MPa	f c,0,k = 24.00 MPa
f v,k = 2.70 MPa	f t,90,k = 0.40 MPa	f c,90,k = 2.70 MPa	E 0,moyen = 11600.00 MPa
E 0,05 = 9400.00 MPa	G moyen = 720.00 MPa	Classe di servizio: 1	Beta c = 0.10

PARAMETRI DELLA SEZIONE: LL20x20

ht=200.0 mm

bf=200.0 mm	Ay=200.00 cm2	Az=200.00 cm2	Ax=400.00 cm2
ea=100.0 mm	Iy=13333.33 cm4	Iz=13333.33 cm4	Ix=19733.3 cm4
es=100.0 mm	Wely=1333.33 cm3	Welz=1333.33 cm3	

TENSIONI
Sig_c,0,d = N/Ax = 222.77/400.00 = 5.57 MPa
Sig_m,y,d = MY/Wy= 4.05/1333.33 = 3.04 MPa

Tau z,d = 1.5*-31.02/400.00 = -1.16 MPa

TENSIONI AMMISSIBILI
f c,0,d = 14.90 MPa
f m,y,d = 16.39 MPa
f v,d = 1.68 MPa

Coefficienti e parametri supplementari

kh = 1.10	kh_y = 1.10	kmod = 0.90	Ksys = 1.00	kcr = 1.00

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse Y:		rispetto all'asse Z:	
LY = 0.100 m	Lambda Y = 1.73	LZ = 0.100 m	Lambda Z = 1.73
Lambda_rel Y = 0.03	ky = 0.49	Lambda_rel Z = 0.03	kz = 0.49
LFY = 0.100 m	kcy = 1.00	LFZ = 0.100 m	kcz = 1.00

FORMULE DI VERIFICA:

(Sig_c,0,d/f c,0,d)^2 + Sig_m,y,d/f m,y,d = (5.57/14.90)^2 + 3.04/16.39 = 0.33 < 1.00 (6.19)

(Tau z,d/kcr)/f v,d = (1.16/1.00)/1.68 = 0.69 < 1.00 (6.13)

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni

u fin,z = 0.0 mm < u fin,max,z = L/200.00 = 0.5 mm — Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0*0.6)*4
u inst,z = 0.0 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 0.3 mm — Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1*1 + 1*2 + 1*3 + 1*4

Spostamenti

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN LEGNO

NORMA: *EN 1995-1:2004/A1:2008*
TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:
BARRA: 14 **PUNTO:** 1 **COORDINATA:** x = 0.00 L = 0.000 m

CARICHI:
Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE GL24h

gM = 1.45	f m,0,k = 24.00 MPa	f t,0,k = 16.50 MPa	f c,0,k = 24.00 MPa
f v,k = 2.70 MPa	f t,90,k = 0.40 MPa	f c,90,k = 2.70 MPa	E 0,moyen = 11600.00 MPa
E 0,05 = 9400.00 MPa	G moyen = 720.00 MPa	Classe di servizio: 1	Beta c = 1.00

PARAMETRI DELLA SEZIONE: LL20x20

ht=200.0 mm

bf=200.0 mm	Ay=200.00 cm2	Az=200.00 cm2	Ax=400.00 cm2
ea=100.0 mm	Iy=13333.33 cm4	Iz=13333.33 cm4	Ix=19733.3 cm4
es=100.0 mm	Wely=1333.33 cm3	Welz=1333.33 cm3	

TENSIONI
Sig_t,0,d = N/Ax = -221.34/400.00 = -5.53 MPa
Sig_m,y,d = MY/Wy= -4.31/1333.33 = -3.23 MPa

Tau z,d = 1.5*-0.65/400.00 = -0.02 MPa

TENSIONI AMMISSIBILI
f t,0,d = 11.27 MPa
f m,y,d = 16.39 MPa
f v,d = 1.68 MPa

Coefficienti e parametri supplementari
kh = 1.10 kh_y = 1.10 kmod = 0.90 Ksys = 1.00 kcr = 1.00

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse Y: rispetto all'asse Z:

FORMULE DI VERIFICA:
Sig_t,0,d/f t,0,d + Sig_m,y,d/f m,y,d = 5.53/11.27 + 3.23/16.39 = 0.69 < 1.00 (6.17)

(Tau z,d/kcr)/f v,d = (0.02/1.00)/1.68 = 0.01 < 1.00 (6.13)

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni

u fin,z = 0.2 mm < u fin,max,z = L/200.00 = 3.5 mm Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0*0.6)*4
u inst,z = 0.1 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 2.3 mm Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1*1 + 1*2 + 1*3 + 1*4

Spostamenti

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN LEGNO

NORMA: *EN 1995-1:2004/A1:2008*
TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:
BARRA: 13 **PUNTO:** 6 **COORDINATA:** x = 0.50 L = 2.807 m

CARICHI:
Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE GL24h

gM = 1.45 | f m,0,k = 24.00 MPa | f t,0,k = 16.50 MPa | f c,0,k = 24.00 MPa
f v,k = 2.70 MPa | f t,90,k = 0.40 MPa | f c,90,k = 2.70 MPa | E 0,moyen = 11600.00 MPa
E 0,05 = 9400.00 MPa | G moyen = 720.00 MPa | Classe di servizio: 1 | Beta c = 1.00

PARAMETRI DELLA SEZIONE: LL20x24

ht=240.0 mm
bf=200.0 mm | Ay=218.18 cm2 | Az=261.82 cm2 | Ax=480.00 cm2
ea=100.0 mm | Iy=23040.00 cm4 | Iz=16000.00 cm4 | Ix=30400.0 cm4
es=100.0 mm | Wely=1920.00 cm3 | Welz=1600.00 cm3

TENSIONI
Sig_t,0,d = N/Ax = -221.34/480.00 = -4.61 MPa
Sig_m,y,d = MY/Wy= -5.23/1920.00 = -2.72 MPa

Tau z,d = 1.5*0.00/480.00 = 0.00 MPa

TENSIONI AMMISSIBILI
f t,0,d = 11.27 MPa
f m,y,d = 16.33 MPa
f v,d = 1.68 MPa

Coefficienti e parametri supplementari
kh = 1.10 | kh_y = 1.10 | kmod = 0.90 | Ksys = 1.00 | kcr = 1.00

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:
lef = 5.533 m | Lambda_rel m = 0.33
Sig_cr = 220.84 MPa | k crit = 1.00

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse Y:

rispetto all'asse Z:

FORMULE DI VERIFICA:
Sig_t,0,d/f t,0,d + Sig_m,y,d/f m,y,d = 4.61/11.27 + 2.72/16.33 = 0.58 < 1.00 (6.17)
Sig_m,y,d/(kcrit*f m,y,d) = 2.72/(1.00*16.33) = 0.17 < 1.00 (6.33)
(Tau z,d/kcr)/f v,d = (0.00/1.00)/1.68 = 0.00 < 1.00 (6.13)

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni
u fin,z = 7.5 mm < u fin,max,z = L/200.00 = 28.1 mm — Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0*0.6)*4
u inst,z = 5.3 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 18.7 mm — Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1*1 + 1*2 + 1*3 + 1*4

Spostamenti

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN LEGNO

NORMA: *EN 1995-1:2004/A1:2008*
TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:
BARRA: 15 **PUNTO:** 1 **COORDINATA:** x = 0.00 L = 0.000 m

CARICHI:
Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE GL24h
gM = 1.45 | f m,0,k = 24.00 MPa | f t,0,k = 16.50 MPa | f c,0,k = 24.00 MPa
f v,k = 2.70 MPa | f t,90,k = 0.40 MPa | f c,90,k = 2.70 MPa | E 0,moyen = 11600.00 MPa
E 0,05 = 9400.00 MPa | G moyen = 720.00 MPa | Classe di servizio: 1 | Beta c = 0.10

PARAMETRI DELLA SEZIONE: LL20x20

ht=200.0 mm
bf=200.0 mm | Ay=200.00 cm2 | Az=200.00 cm2 | Ax=400.00 cm2
ea=100.0 mm | Iy=13333.33 cm4 | Iz=13333.33 cm4 | Ix=19733.3 cm4
es=100.0 mm | Wely=1333.33 cm3 | Welz=1333.33 cm3

TENSIONI
Sig_c,0,d = N/Ax = 150.79/400.00 = 3.77 MPa
Sig_m,y,d = MY/Wy= 4.05/1333.33 = 3.04 MPa

TENSIONI AMMISSIBILI
f c,0,d = 14.90 MPa
f m,y,d = 16.39 MPa
f v,d = 1.68 MPa

Tau z,d = 1.5*21.71/400.00 = 0.81 MPa

Coefficienti e parametri supplementari

kh = 1.10 kh_y = 1.10 kmod = 0.90 Ksys = 1.00 kcr = 1.00

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse Y:		rispetto all'asse Z:	
LY = 0.100 m	Lambda Y = 1.73	LZ = 0.100 m	Lambda Z = 1.73
Lambda_rel Y = 0.03	ky = 0.49	Lambda_rel Z = 0.03	kz = 0.49
LFY = 0.100 m	kcy = 1.00	LFZ = 0.100 m	kcz = 1.00

FORMULE DI VERIFICA:

(Sig_c,0,d/f c,0,d)^2 + Sig_m,y,d/f m,y,d = (3.77/14.90)^2 + 3.04/16.39 = 0.25 < 1.00 (6.19)

(Tau z,d/kcr)/f v,d = (0.81/1.00)/1.68 = 0.49 < 1.00 (6.13)

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni

u fin,z = 0.0 mm < u fin,max,z = L/200.00 = 0.5 mm Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva: 1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0*0.6)*4

u inst,z = 0.0 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 0.3 mm Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva: 1*1 + 1*2 + 1*3 + 1*4

Spostamenti

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN LEGNO

NORMA: *EN 1995-1:2004/A1:2008*

TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:

BARRA: 16 **PUNTO:** 1 **COORDINATA:** x = 0.00 L = 0.000 m

CARICHI:

Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE GL24h

gM = 1.45	f m,0,k = 24.00 MPa	f t,0,k = 16.50 MPa	f c,0,k = 24.00 MPa
f v,k = 2.70 MPa	f t,90,k = 0.40 MPa	f c,90,k = 2.70 MPa	E 0,moyen = 11600.00 MPa
E 0,05 = 9400.00 MPa	G moyen = 720.00 MPa	Classe di servizio: 1	Beta c = 0.10

PARAMETRI DELLA SEZIONE: LL20x24

ht=240.0 mm

bf=200.0 mm	Ay=218.18 cm2	Az=261.82 cm2	Ax=480.00 cm2
ea=100.0 mm	Iy=23040.00 cm4	Iz=16000.00 cm4	Ix=30400.0 cm4
es=100.0 mm	Wely=1920.00 cm3	Welz=1600.00 cm3	

TENSIONI

Sig_c,0,d = N/Ax = 149.91/480.00 = 3.12 MPa

Sig_m,y,d = MY/Wy= 2.02/1920.00 = 1.05 MPa

Tau z,d = 1.5*19.02/480.00 = 0.59 MPa

TENSIONI AMMISSIBILI

f c,0,d = 14.90 MPa

f m,y,d = 16.33 MPa

f v,d = 1.68 MPa

Coefficienti e parametri supplementari

kh = 1.10 kh_y = 1.10 kmod = 0.90 Ksys = 1.00 kcr = 1.00

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

lef = 1.047 m	Lambda_rel m = 0.14
Sig_cr = 1167.57 MPa	k crit = 1.00

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse Y:		rispetto all'asse Z:	
LY = 1.296 m	Lambda Y = 18.71	LZ = 1.296 m	Lambda Z = 22.45
Lambda_rel Y = 0.30	ky = 0.55	Lambda_rel Z = 0.36	kz = 0.57
LFY = 1.296 m	kcy = 1.00	LFZ = 1.296 m	kcz = 0.99

FORMULE DI VERIFICA:
Sig_c,0,d/(kc,y*f c,0,d) + Sig_m,y,d/f m,y,d = 3.12/(1.00*14.90) + 1.05/16.33 = 0.27 < 1.00 (6.23)
Sig_c,0,d/(kc,z*f c,0,d) + (Sig_m,y,d/(kcrit*f m,y,d))^2 = 3.12/(0.99*14.90) + (1.05/(1.00*16.33))^2= 0.22 < 1.00 (6.35)
(Tau z,d/kcr)/f v,d = (0.59/1.00)/1.68 = 0.35 < 1.00 (6.13)

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni

u fin,z = 0.3 mm < u fin,max,z = L/200.00 = 6.5 mm — Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0*0.6)*4
u inst,z = 0.2 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 4.3 mm — Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1*1 + 1*2 + 1*3 + 1*4

Spostamenti

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN LEGNO

NORMA: *EN 1995-1:2004/A1:2008*
TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:
BARRA: 1 **PUNTO:** 1 **COORDINATA:** x = 0.00 L = 0.000 m

CARICHI:
Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE GL24h

gM = 1.45	f m,0,k = 24.00 MPa	f t,0,k = 16.50 MPa	f c,0,k = 24.00 MPa
f v,k = 2.70 MPa	f t,90,k = 0.40 MPa	f c,90,k = 2.70 MPa	E 0,moyen = 11600.00 MPa
E 0,05 = 9400.00 MPa	G moyen = 720.00 MPa	Classe di servizio: 1	Beta c = 1.00

PARAMETRI DELLA SEZIONE: LL20x12

ht=120.0 mm

bf=200.0 mm	Ay=150.00 cm2	Az=90.00 cm2	Ax=240.00 cm2
ea=60.0 mm	Iy=2880.00 cm4	Iz=8000.00 cm4	Ix=7209.8 cm4
es=60.0 mm	Wely=480.00 cm3	Welz=800.00 cm3	

TENSIONI
Sig_t,0,d = N/Ax = -56.04/240.00 = -2.34 MPa

TENSIONI AMMISSIBILI
f t,0,d = 11.27 MPa

Coefficienti e parametri supplementari
kh = 1.10 kmod = 0.90 Ksys = 1.00

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse Y: rispetto all'asse Z:

FORMULE DI VERIFICA:
Sig_t,0,d/f t,0,d = 2.34/11.27 = 0.21 < 1.00 (6.1)

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni

u fin,z = 0.0 mm < u fin,max,z = L/200.00 = 0.5 mm — Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0*0.6)*4
u inst,z = 0.0 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 0.3 mm — Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1*1 + 1*2 + 1*3 + 1*4

Spostamenti

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN LEGNO

NORMA: *EN 1995-1:2004/A1:2008*

TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:
BARRA: 4 **PUNTO:** 1 **COORDINATA:** x = 0.00 L = 0.000 m

CARICHI:
Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE GL24h

gM = 1.45	f m,0,k = 24.00 MPa	f t,0,k = 16.50 MPa	f c,0,k = 24.00 MPa
f v,k = 2.70 MPa	f t,90,k = 0.40 MPa	f c,90,k = 2.70 MPa	E 0,moyen = 11600.00 MPa
E 0,05 = 9400.00 MPa	G moyen = 720.00 MPa	Classe di servizio: 1	Beta c = 1.00

PARAMETRI DELLA SEZIONE: LL20x12

ht=120.0 mm

bf=200.0 mm	Ay=150.00 cm2	Az=90.00 cm2	Ax=240.00 cm2
ea=60.0 mm	Iy=2880.00 cm4	Iz=8000.00 cm4	Ix=7209.8 cm4
es=60.0 mm	Wely=480.00 cm3	Welz=800.00 cm3	

TENSIONI **TENSIONI AMMISSIBILI**
Sig_t,0,d = N/Ax = -55.90/240.00 = -2.33 MPa f t,0,d = 11.27 MPa

---

Coefficienti e parametri supplementari
kh = 1.10 kmod = 0.90 Ksys = 1.00

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:
rispetto all'asse Y: rispetto all'asse Z:

FORMULE DI VERIFICA:
Sig_t,0,d/f t,0,d = 2.33/11.27 = 0.21 < 1.00 (6.1)

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni
u fin,z = 0.0 mm < u fin,max,z = L/200.00 = 0.5 mm Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0*0.6)*4
u inst,z = 0.0 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 0.3 mm Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1*1 + 1*2 + 1*3 + 1*4

Spostamenti

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN LEGNO

NORMA: *EN 1995-1:2004/A1:2008*
TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:
BARRA: 5 Trave_5 **PUNTO:** 6 **COORDINATA:** x = 0.50 L = 0.698 m

---

CARICHI:
Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE GL24h

gM = 1.45	f m,0,k = 24.00 MPa	f t,0,k = 16.50 MPa	f c,0,k = 24.00 MPa
f v,k = 2.70 MPa	f t,90,k = 0.40 MPa	f c,90,k = 2.70 MPa	E 0,moyen = 11600.00 MPa
E 0,05 = 9400.00 MPa	G moyen = 720.00 MPa	Classe di servizio: 1	Beta c = 0.10

PARAMETRI DELLA SEZIONE: LL20x20

ht=200.0 mm

bf=200.0 mm	Ay=200.00 cm2	Az=200.00 cm2	Ax=400.00 cm2
ea=100.0 mm	Iy=13333.33 cm4	Iz=13333.33 cm4	Ix=19733.3 cm4
es=100.0 mm	Wely=1333.33 cm3	Welz=1333.33 cm3	

TENSIONI **TENSIONI AMMISSIBILI**
Sig_c,0,d = N/Ax = 89.26/400.00 = 2.23 MPa f c,0,d = 14.90 MPa

Sig_m,y,d = MY/Wy= 0.04/1333.33 = 0.03 MPa f m,y,d = 16.39 MPa

---

Coefficienti e parametri supplementari

kh = 1.10 kh_y = 1.10 kmod = 0.90 Ksys = 1.00

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse Y:		rispetto all'asse Z:	
LY = 1.396 m	Lambda Y = 24.18	LZ = 1.396 m	Lambda Z = 24.18
Lambda_rel Y = 0.39	ky = 0.58	Lambda_rel Z = 0.39	kz = 0.58
LFY = 1.396 m	kcy = 0.99	LFZ = 1.396 m	kcz = 0.99

FORMULE DI VERIFICA:

Sig_c,0,d/(kc,y*f c,0,d) + Sig_m,y,d/f m,y,d = 2.23/(0.99*14.90) + 0.03/16.39 = 0.15 < 1.00 (6.23)

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni

u fin,z = 0.0 mm < u fin,max,z = L/200.00 = 7.0 mm Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva: 1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0*0.6)*4

u inst,z = 0.0 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 4.7 mm Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva: 1*1 + 1*2 + 1*3 + 1*4

Spostamenti

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN LEGNO

NORMA: *EN 1995-1:2004/A1:2008*

TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:

BARRA: 3 **PUNTO:** 1 **COORDINATA:** x = 0.00 L = 0.000 m

CARICHI:

Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE GL24h

gM = 1.45 f m,0,k = 24.00 MPa f t,0,k = 16.50 MPa f c,0,k = 24.00 MPa

f v,k = 2.70 MPa f t,90,k = 0.40 MPa f c,90,k = 2.70 MPa E 0,moyen = 11600.00 MPa

E 0,05 = 9400.00 MPa G moyen = 720.00 MPa Classe di servizio: 1 Beta c = 1.00

PARAMETRI DELLA SEZIONE: LL20x20

ht=200.0 mm

bf=200.0 mm Ay=200.00 cm2 Az=200.00 cm2 Ax=400.00 cm2

ea=100.0 mm Iy=13333.33 cm4 Iz=13333.33 cm4 Ix=22493.3 cm4

es=100.0 mm Wely=1333.33 cm3 Welz=1333.33 cm3

TENSIONI **TENSIONI AMMISSIBILI**

Sig_t,0,d = N/Ax = -56.03/400.00 = -1.40 MPa f t,0,d = 11.27 MPa

---

Coefficienti e parametri supplementari

kh = 1.10 kmod = 0.90 Ksys = 1.00

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse Y: rispetto all'asse Z:

FORMULE DI VERIFICA:

Sig_t,0,d/f t,0,d = 1.40/11.27 = 0.12 < 1.00 (6.1)

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni

u fin,z = 0.0 mm < u fin,max,z = L/200.00 = 3.4 mm Verifica effettuata

Condizione di carico decisiva: 1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0*0.6)*4
u inst,z = 0.0 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 2.2 mm Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1*1 + 1*2 + 1*3 + 1*4

Spostamenti

Profilato corretto !!!

CALCOLO DI STRUTTURE IN LEGNO

NORMA: *EN 1995-1:2004/A1:2008*
TIPO DI ANALISI: Verifica delle barre

GRUPPO:
BARRA: 7 **PUNTO:** 11 **COORDINATA:** x = 1.00 L = 0.300 m

CARICHI:
Condizione di carico decisiva: 11 SLU1 (1+2)*1.30+(3+4)*1.50

MATERIALE GL24h

gM = 1.45	f m,0,k = 24.00 MPa	f t,0,k = 16.50 MPa	f c,0,k = 24.00 MPa
f v,k = 2.70 MPa	f t,90,k = 0.40 MPa	f c,90,k = 2.70 MPa	E 0,moyen = 11600.00 MPa
E 0,05 = 9400.00 MPa	G moyen = 720.00 MPa	Classe di servizio: 1	Beta c = 1.00

PARAMETRI DELLA SEZIONE: LL20x24

ht=240.0 mm

bf=200.0 mm	Ay=218.18 cm2	Az=261.82 cm2	Ax=480.00 cm2
ea=100.0 mm	Iy=23040.00 cm4	Iz=16000.00 cm4	Ix=30400.0 cm4
es=100.0 mm	Wely=1920.00 cm3	Welz=1600.00 cm3	

TENSIONI
Sig_t,0,d = N/Ax = -1.30/480.00 = -0.03 MPa
Sig_m,y,d = MY/Wy= -0.30/1920.00 = -0.16 MPa

Tau z,d = 1.5*-5.05/480.00 = -0.16 MPa

TENSIONI AMMISSIBILI
f t,0,d = 11.27 MPa
f m,y,d = 16.33 MPa
f v,d = 1.68 MPa

Coefficienti e parametri supplementari
kh = 1.10 kh_y = 1.10 kmod = 0.90 Ksys = 1.00 kcr = 1.00

PARAMETRI D'INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE:

lef = 0.150 m Lambda_rel m = 0.05
Sig_cr = 8146.67 MPa k crit = 1.00

PARAMETRI DI SVERGOLAMENTO:

rispetto all'asse Y:

rispetto all'asse Z:

FORMULE DI VERIFICA:
Sig_t,0,d/f t,0,d + Sig_m,y,d/f m,y,d = 0.03/11.27 + 0.16/16.33 = 0.01 < 1.00 (6.17)
Sig_m,y,d/(kcrit*f m,y,d) = 0.16/(1.00*16.33) = 0.01 < 1.00 (6.33)
(Tau z,d/kcr)/f v,d = (0.16/1.00)/1.68 = 0.09 < 1.00 (6.13)

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni
u fin,z = 0.0 mm < u fin,max,z = L/200.00 = 1.5 mm Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1(1+0.6)*1 + 1(1+0.6)*2 + 1(1+0.6)*3 + 1(1+0*0.6)*4
u inst,z = 0.0 mm < u inst,max,z = L/300.00 = 1.0 mm Verifica effettuata
Condizione di carico decisiva: 1*1 + 1*2 + 1*3 + 1*4

Spostamenti

Profilato corretto !!!

3.8.1. VERIFICA CORDOLO IN ACCIAIO A LIV.+1

Il cordolo in acciaio a livello +1 è realizzato in acciaio con piatto 200x6mm, correnti paralleli alla lunghezza delle pareti in muratura e perforazioni armate realizzate con barre in acciaio M12 disposte ad interasse di 50 cm.

Di seguito si riporta il dimensionamento del cordolo, assumendo come azione sollecitante quella massima necessaria a contrastare i meccanismi locali analizzati.

DIMENSIONAMENTO CORDOLO ACCIAIO SU MURATURE			
Forza di Tiro massima, da analisi Cinematica (solo sismica)	**T_{Ed}**	**3**	**kN**
Verifica di resistenza a trazione del cordolo			
Area cordolo in acciaio	Acord.	1200	mm^2
Resistenza acciaio cordolo	fyk	235	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza (tabella 4.2.V)	γ_M	1.25	-
Resistenza traziaone di progetto del cordolo	R_{Nd}	225.60	kN
Coefficiente di sfruttamento (verificato <=1)	**E_d/R_d**	**0.01**	**OK**
Verifica della resistenza a taglio dei connettori del cordolo			
Diametro connettori (barre acciaio)	ϕ	12	mm
Area resistente connettore	Ares.	96	mm^2
Resistenza connettore acciaio	ftb	800	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza (tabella 4.2.V)	γ_M	1.25	-
Resistenza a taglio del connettore	$F_{v,Rd}$	36.91	kN
Lunghezza parete di spina (ortogonale)	L	3.00	m
Passo dei connettori reale	m	1.00	m
Numero connettori da calcolo	N°min	3.00	-
Coefficiente di sfruttamento (verificato <=1)	**E_d/R_d**	**0.03**	**OK**
Verifica della resistenza a flessione del cordolo			
Lunghezza parete da contenere fuori dal piano	L	7.00	m
Carico ideale sulla parete (unif. Distr.)	q	0.86	kN/m
Momento flettente massimo su cordolo	Mmax	5.25	kNm
Modulo di resistenza elastico cordolo in acciaio	Wel	40.00	cm^3
Resistenza acciaio cordolo	fyk	235	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza (tabella 4.2.V)	γ_M	1.05	-
Resistenza flessione di calcolo del cordolo	$M_{c,Rd}$	8.95	kNm
Coefficiente di sfruttamento (verificato <=1)	**E_d/R_d**	**0.59**	**OK**

3.8.2. VERIFICA CORDOLO IN ACCIAIO A LIV.+2

Il cordolo in acciaio a livello +1 è realizzato in acciaio con piatto 300x8mm, correnti paralleli alla lunghezza delle pareti in muratura e perforazioni armate realizzate con barre in acciaio M12 disposte ad interasse di 50 cm.

Di seguito si riporta il dimensionamento del cordolo, assumendo come azione sollecitante quella massima necessaria a contrastare i meccanismi locali analizzati.

DIMENSIONAMENTO CORDOLO ACCIAIO SU MURATURE – DIREZIONE X			
Forza di Tiro massima, da analisi Cinematica (solo sismica)	**T_{Ed}**	**8**	**kN**
Verifica di resistenza a trazione del cordolo			
Area cordolo in acciaio	Acord.	2400	mm^2
Resistenza acciaio cordolo	fyk	235	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza (tabella 4.2.V)	γ_M	1.25	-
Resistenza traziaone di progetto del cordolo	R_{Nd}	451.20	kN
Coefficiente di sfruttamento (verificato <=1)	**E_d/R_d**	**0.02**	**OK**
Verifica della resistenza a taglio dei connettori del cordolo			
Diametro connettori (barre acciaio)	ϕ	12	mm
Area resistente connettore	Ares.	96	mm^2
Resistenza connettore acciaio	ftb	800	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza (tabella 4.2.V)	γ_M	1.25	-

Resistenza a taglio del connettore	$F_{v,Rd}$	36.91	kN
Lunghezza parete di spina (ortogonale)	L	3.00	m
Passo dei connettori reale	m	1.00	m
Numero connettori da calcolo	N°min	3.00	-
Coefficiente di sfruttamento (verificato <=1)	**E_d/R_d**	**0.07**	**OK**
Verifica della resistenza a flessione del cordolo			
Lunghezza parete da contenere fuori dal piano	L	10.50	m
Carico ideale sulla parete (unif. Distr.)	q	1.52	kN/m
Momento flettente massimo su cordolo	Mmax	21.00	kNm
Modulo di resistenza elastico cordolo in acciaio	Wel	120.00	cm^3
Resistenza acciaio cordolo	fyk	235	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza (tabella 4.2.V)	γ_M	1.05	-
Resistenza flessione di calcolo del cordolo	$M_{c,Rd}$	26.86	kNm
Coefficiente di sfruttamento (verificato <=1)	**E_d/R_d**	**0.78**	**OK**

DIMENSIONAMENTO CORDOLO ACCIAIO SU MURATURE – DIREZIONE Y

Forza di Tiro massima, da analisi Cinematica (solo sismica)	**T_{Ed}**	**10**	**kN**
Verifica di resistenza a trazione del cordolo			
Area cordolo in acciaio	Acord.	2400	mm^2
Resistenza acciaio cordolo	fyk	235	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza (tabella 4.2.V)	γ_M	1.25	-
Resistenza traziaone di progetto del cordolo	R_{Nd}	451.20	kN
Coefficiente di sfruttamento (verificato <=1)	**E_d/R_d**	**0.02**	**OK**
Verifica della resistenza a taglio dei connettori del cordolo			
Diametro connettori (barre acciaio)	ϕ	12	mm
Area resistente connettore	Ares.	96	mm^2
Resistenza connettore acciaio	ftb	800	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza (tabella 4.2.V)	γ_M	1.25	-
Resistenza a taglio del connettore	$F_{v,Rd}$	36.91	kN
Lunghezza parete di spina (ortogonale)	L	3.00	m
Passo dei connettori reale	m	1.00	m
Numero connettori da calcolo	N°min	3.00	-
Coefficiente di sfruttamento (verificato <=1)	**E_d/R_d**	**0.09**	**OK**
Verifica della resistenza a flessione del cordolo			
Lunghezza parete da contenere fuori dal piano	L	7.00	m
Carico ideale sulla parete (unif. Distr.)	q	2.86	kN/m
Momento flettente massimo su cordolo	Mmax	17.50	kNm
Modulo di resistenza elastico cordolo in acciaio	Wel	120.00	cm^3
Resistenza acciaio cordolo	fyk	235	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza (tabella 4.2.V)	γ_M	1.05	-
Resistenza flessione di calcolo del cordolo	$M_{c,Rd}$	26.86	kNm
Coefficiente di sfruttamento (verificato <=1)	**E_d/R_d**	**0.65**	**OK**