



Provincia di Parma
COMUNE DI MEDESANO

Committente

COMUNE DI MEDESANO

p.zza Marconi, 6 - 43014 Medesano

RUP

ing. Claudia Miceli

Titolo

**RISANAMENTO CONSERVATIVO -
MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA
PRIMARIA DI VARANO MARCHESI**

Fase

**PROGETTO UNICO
(DEFINITIVO-ESECUTIVO)**

Elaborato

**PROGETTO: RELAZIONE ILLUSTRATIVA
SINTETICA E DI CALCOLO STRUTTURALE**

Elaborato n.

**E03^{rev n.}
.0**

File ST87_rel07.0_190625_E03.0_Rel PRG.doc

Data Descrizione

30 giugno 2019 emissione

Progettista

Ing. Matteo Lazzaretti

via Braglia n. 5 - 43123 Parma (Pr)

tel. +39 349 1667705

mail: matteolazzaretti.ingegnere@gmail.com

PEC: matteo.lazzaretti.ingpec.eu



timbro

firma

Ci riserviamo a termini di legge, la proprietà di questo disegno, con divieto di riprodurlo e di renderlo comunque noto a terzi e Ditte concorrenti senza nostra autorizzazione.

SOMMARIO

1. Relazione illustrativa degli elementi essenziali del progetto strutturale	3
1.1. L'intervento di progetto	3
1.1.1. Sostituzione della copertura	3
1.1.2. Intervento a carico del cornicione in laterizio e in sommità	4
1.1.3. Piano sismico a livello del piano sottotetto	4
1.1.4. Vano scala e relativi muri d'ambito	5
1.1.5. Ripristino continuità muraria	5
1.2. Azioni di progetto sulla costruzione	5
1.2.1. Carichi variabili.....	5
1.2.2. Carichi permanenti.....	7
1.3. Definizione dei parametri di progetto e metodi di analisi	9
1.4. Combinazione delle azioni.....	11
1.5. Affidabilità software di calcolo e caratteristiche – giudizio motivato di accettabilità	15
1.6. Sintesi delle verifiche effettuate e loro esito	15
2. Riferimenti normativi.....	15
3. Progetto degli interventi e verifiche conseguenti	16
3.1. Nuova copertura	16
3.2. Realizzazione del “piano sismico” a livello del II solaio	16
3.1. Realizzazione di tirantature metalliche corpo scale	23
3.1. Analisi effettuate	27
3.1.1. Analisi statica lineare non sismica	28
3.1.1.1. Esiti delle verifiche	29
3.1.2. Analisi modale.....	30
3.1.2.1. Esiti delle verifiche	31
3.1.3. Analisi statica NON-lineare	33
3.1.3.1. Esiti delle verifiche	37
3.1.4. Analisi dinamica lineare sismica	39
3.1.4.1. Esiti delle verifiche	42
3.1.5. Analisi dei cinematismi locali	42
3.1.5.1. Esiti delle verifiche	55
4. Conclusioni	55

1. Relazione illustrativa degli elementi essenziali del progetto strutturale

Le attività inerenti la presente progettazione definitiva/esecutiva furono affidate in data antecedente al 21/03/2018 (con Determinazione N. 364 del 25/10/2016); pertanto continueranno a trovare applicazione i dettami del D. Min. Infrastrutture 14/01/2008.

1.1. L'intervento di progetto

Valutate le vulnerabilità dello stato di fatto sono stati messi in atto alcuni interventi volti all'eliminazione dei cinematismi locali e per favorire la risposta globale della struttura; con particolare riferimento agli elementi in muratura cui è deputato il compito di assorbire l'azione sismica. L'intervento, dal punto di vista strutturale, prevede pertanto:

1.1.1. Sostituzione della copertura

L'esame della struttura portante ha evidenziato la presenza di alcuni elementi deformati, sostenuti da riparazioni di "fortuna".

Inoltre è risultato di scarsa efficacia il collegamento fra le strutture di copertura e la muratura perimetrale, che, in caso di sisma, potrebbe innescare fenomeni locali dovuti allo sfilamento degli elementi strutturali in legno dagli alloggiamenti nella muratura (ribaltamento delle pareti sommitali).

Inoltre si rileva, in maniera piuttosto estesa, la necessità di intervenire sui collegamenti fra elementi strutturali dell'orditura primaria e secondaria. Questi si rivelano organizzati in forma piuttosto complessa e tecnicamente disordinata.

In occasione del rilievo non è stato possibile verificare lo stato delle teste degli elementi inseriti nella muratura, con il fine di valutarne lo stato di conservazione. Tale circostanza induce una certa cautela nella valutazione dello stato della struttura portante che potrebbe celare problemi dovuti a degrado per umidità delle teste di travi e travetti inseriti nella muratura (risultano infatti visibili problemi di infiltrazione latente e/o manifesta così come evidenziati nel cornicione in laterizio).

L'intervento proposto è pertanto di sostituzione integrale dell'intera struttura di copertura con analoga in legno lamellare che risolve i problemi succitati alla radice.

Con l'occasione la struttura verrà dotata di linea vita e la copertura sarà coibentata. Si noti che l'intervento a carico del manto prevede la riduzione del carico attraverso l'eliminazione dell'attuale sistema coppo-canale a favore di un nuovo manto costituito da onduline e coppi; anche la nuova struttura in lamellare è più leggera grazie agli interassi maggiori.

Le opere a carico della copertura, agendo nel senso della riduzione dei pesi e del rinforzo delle connessioni, sono particolarmente importanti posto che agiscono a livello sommitale. Infatti si riducono i carichi sismici, che presentano la “leva maggiore” rispetto al suolo e, inoltre, si realizza il collegamento più efficace fra orizzontamenti e pareti; agendo in sommità a queste ultime.

1.1.2. Intervento a carico del cornicione in laterizio e in sommità

In alcune zone l'elemento in aggetto in laterizio presenta un ammaloramento dovuto probabilmente ad infiltrazioni d'acqua. Inoltre si rileva una propensione alla vulnerabilità (per probabile sfondellamento degli elementi in laterizio) qualora soggetto a scuotimento sismico.

L'intervento prevede lo svuotamento del materiale di riempimento posto al di sopra del cornicione e il trattamento, ad estradosso, con un sistema composito (rete in fibra di basalto e acciaio in matrice di malta di calce) che solidarizzi fra loro gli elementi e ne prevenga il possibile sfondellamento. Con un sistema analogo è prevista la realizzazione di un cordolo sommitale di cucitura (realizzato con rete in fibra di acciaio e diatoni di collegamento alla sottostante muratura) che, solidarizzato alla muratura, costituisca una efficace cordolatura di chiusura senza aumento di peso.

1.1.3. Piano sismico a livello del piano sottotetto

A livello del secondo solaio, sul nucleo originario dell'edificio, la presenza di un solaio in legno evidenzia i già discussi problemi riguardo la possibilità che gli elementi orizzontali portanti possano sfilarsi dalle murature.

Va inoltre evidenziato come detta porzione di solaio oggi presenti una notevole flessibilità che potrebbe portare, vista la presenza di interposto in tavelline di laterizio, allo sfondellamento.

Non si ritiene in discussione il mantenimento del solaio (trattandosi di solaio in legno se ne apprezzano le doti di leggerezza tuttavia si rende necessario il suo irrigidimento mediante una cappa alleggerita strutturale collaborante a mezzo connettori che ne permetta anche il vincolo alle murature perimetrali.

Analogamente, sulla rimanente porzione di secondo solaio in latero-cemento, si introdurrà una caldana collaborante. La notevole luce (circa 7 m), l'attuale spessore 20+4, l'assenza di cordolature perimetrali (parrebbero plausibili connessioni a coda di rondine) verrebbero così integralmente risolte.

Quanto proposto permette di introdurre alcune significative migliorie:

- Realizzazione di un piano sismico, di fatto, sommitale;
- Riduzione della flessibilità dell'orizzontamento: sia per la struttura lignea che per quella in latero-cemento;

- Maggiore certezza dei carichi sopportabili a sottotetto;
- Sensibile miglioramento della connessione orizzontamento-muri in elevazione a tutto vantaggio della integrale risoluzione dei meccanismi locali di ribaltamento delle facciate. Si noti che nella parte di muratura in pietra è previsto il ricorso a tiranti passivi con capochiave esterno che permettano il mantenimento della compattezza muraria anche qualora questa presentasse un nucleo interno;
- Modesto aumento di carico generale; comunque tenuto in conto nelle verifiche esposte.

1.1.4. Vano scala e relativi muri d'ambito

Merita attenzione la configurazione delle scale ad arco rampante. In tal senso il progetto mette in campo un sistema di tirantature metalliche atto a prevenire l'“apertura” della fabbrica muraria di contorno al vano..

L'inserimento delle tirantature produrrebbe un effetto benefico nei confronti del contenimento dei meccanismi locali di ribaltamento delle facciate.

1.1.5. Ripristino continuità muraria

Al piano primo è presente una nicchia dovuta, con ogni probabilità, ad un pre-esistente vano porta. Se ne prevede il ripristino con mattoni pieni e malta di calce strutturale; in coerenza con l'attuale rimanente parete.

1.2. Azioni di progetto sulla costruzione

1.2.1. Carichi variabili

Carico neve:

coperture 124 daN/mq

Cat. C: Ambienti suscettibili di affollamento

C1: ambienti scolastici 300 daN/mq

Cat. C: Ambienti suscettibili di affollamento

C2: ambienti suscettibili di affollamento 400 daN/mq

Cat. H1: Sottotetti accessibili per sola manutenzione

H1: Sottotetti accessibili per sola manutenzione 50 daN/mq

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
2	25	750	0.015
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			231
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25.000
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \cdot \alpha_R$ [m/s]			25.018



p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	391.20
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	500m	750m		
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa	mare	500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

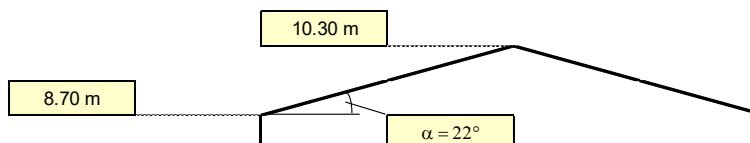
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
2	C	231

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]	c_t
III	0.2	0.1	5	1

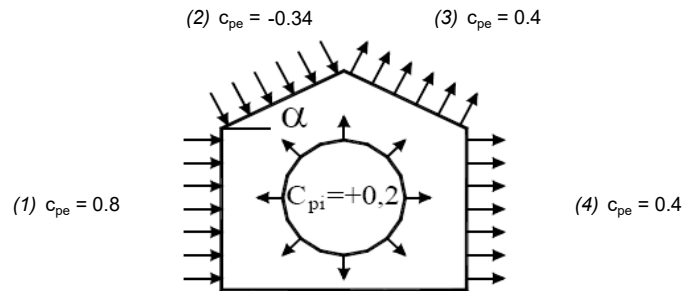
z [m]	c_e
$z \leq 5$	1.708
$z = 8.7$	2.048
$z = 10.3$	2.157



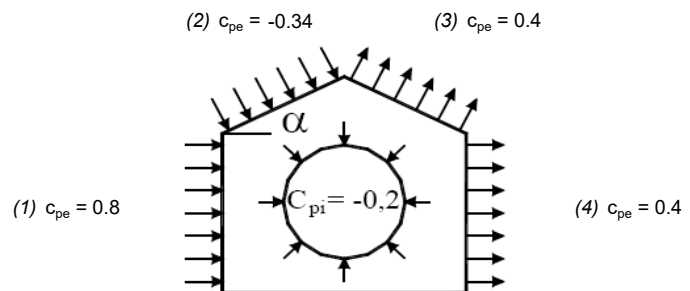
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.481
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.54	-0.456
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.506
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.481

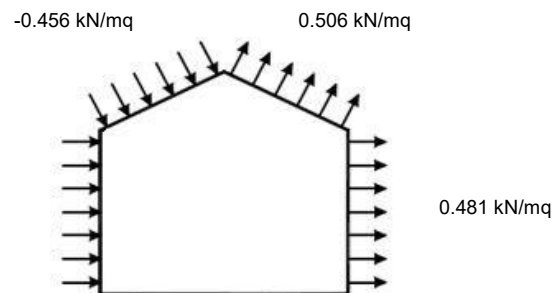


(1)	c_p	p [kN/mq]
	1.00	0.801
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.14	-0.118
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.20	0.169
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.20	0.160



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.801
(2)	-0.456
(3)	0.506
(4)	0.481

**N.B.** Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

1.2.2. Carichi permanenti

Muratura divisoria sp. 10 cm

intonaco	30
parete in forati	60
intonaco	30
	<hr/>
	120 daN/mq

Muratura in laterizi doppio Uni

intonaco	30
muratura D.Uni sp. 25 cm	275
intonaco	30
	<hr/>
	335 daN/mq

Muratura in laterizi Poroton ampliamento est

intonaco	30
muratura Poroton	148
intonaco	30
	<hr/>
	208 daN/mq

Muratura in mattoni pieni tre teste

intonaco	30
muratura	900
intonaco	30
	<hr/>
	960 daN/mq

Muratura in mattoni pieni due teste

intonaco	30
muratura	600
intonaco	30
	<hr/>
	660 daN/mq

Parapetto terrazzo

parapetto	200 daN/m
	<hr/>
	200 daN/m

Muratura in pietra con listature in mattoni pieni

intonaco	
muratura	
intonaco	
	<hr/>
	1900 daN/mc

Solaio H=20+4 laterocemento

intonaco	30 daN/mq
solaio	270 daN/mq
sottofondo	125 daN/mq
pavimenti	35 daN/mq
	<hr/>
	460 daN/mq

Solaio in legno travetti-tavelloni

travetti	15 daN/mq
tavelle	35 daN/mq
cappa collaborante leggera 5,5 cm	91 daN/mq
	<hr/>
	141 daN/mq

Solaio in legno travi-travetti-tavelloni

travi	25 daN/mq
travetti	15 daN/mq
tavelloni	50 daN/mq
cappa collaborante leggera 5,5 cm	91 daN/mq
	181 daN/mq

Solaio laterocemento copertura ampliamento est

intonaco	30 daN/mq
solaio	270 daN/mq
manto cop	40 daN/mq
	340 daN/mq

Solaio H=20+4 laterocemento

intonaco	30 daN/mq
solaio	270 daN/mq
cappa collaborante leggera 5,5 cm	91 daN/mq
	391 daN/mq

Solaio a volta scale

solaio	460 daN/mq
	460 daN/mq

Copertura

manto	40 daN/mq
ondulina	10 daN/mq
isolamento	24 daN/mq
assito	10 daN/mq
incidenza travetti	12,5 daN/mq
struttura principale	10,5 daN/mq
	107 daN/mq

Elementi in c.a.

cemento armato	2500 daN/mc
	2500 daN/mc

Sui solai sono poi stati disposti i carichi permanenti dovuti alla presenza delle pareti divisorie esistenti e/o dei parapetti portati. Detti carichi, completamente noti per geometria ed entità, sono stati considerati alla stregua dei permanenti strutturali dal punto di vista dell'applicazione dei coefficienti amplificativi.

1.3. Definizione dei parametri di progetto e metodi di analisi

Si rimanda a quanto riportato nella relazione di vulnerabilità dello stato di fatto con le seguenti ulteriori specificazioni.

- ALTRI PARAMETRI PER LA MODELLAZIONE E L'ESECUZIONE DELLE VERIFICHE:

- Solai considerati rigidi: in ragione dell'inserimento delle caldane collaboranti armate sui solai di piano (Il solaio);
- Carichi permanenti: sono stati adeguati in considerazione degli interventi operati;

Sulla costruzione sono stati effettuati alcuni tipi di analisi:

- ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA: Con essa è stato valutato lo "stato di salute" dell'edificio nei confronti dei carichi gravitazionali permanenti desunti dal rilievo e dall'indagine, oltre ai variabili prescritti dalla normativa vigente. Con tale analisi sono state eseguite le verifiche a SLU:
 - A pressoflessione complanare (verifica nel piano);
 - A taglio per fessurazione diagonale e scorrimento (verifica nel piano);
 - A pressoflessione ortogonale (verifica fuori piano);
 - Della capacità portante (GEO) per gli elementi di fondazione.
- ANALISI MODALE: Effettuata per valutare i modi principali di vibrazione dell'edificio da mettere in rapporto alle frequenze tipiche del terreno;
- ANALISI STATICA NON LINEARE SISMICA (PUSH-OVER): Effettuata per valutare il comportamento nel piano degli elementi. Attraverso la suddetta analisi è stato inoltre possibile valutare il fattore di struttura q che fornisce una indicazione sulla duttilità della struttura. Utilizzando il valore di q desunto dalla Push-over è possibile eseguire le analisi lineari sismiche ma ciò verrà trattato oltre. Con tale analisi sono state eseguite le verifiche a SLU, SLD e SLO:
 - A pressoflessione complanare (verifica nel piano);
 - A taglio per fessurazione diagonale (verifica nel piano);
- ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA: E' stata effettuata per valutare il comportamento fuori piano e le verifiche in fondazione a SLU GEO; con un fattore di struttura imposto. Con tale analisi sono state eseguite le verifiche a SLU:
 - A pressoflessione ortogonale (verifica fuori piano);
 - Della capacità portante (GEO) per gli elementi di fondazione.

A SLD e SLO sono stati verificati gli spostamenti. Limitatamente a SLD anche in termini di resistenza.

- ANALISI DEI CINEMATISMI LOCALI.

1.4. Combinazione delle azioni

Si espongono di seguito le combinazioni di carico e gli involuppi delle stesse.

1. CARICHI: CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Condizione di Carico Elementare n°1

PARAMETRI GENERALI

Permanente

Tipo di Azione [§2.5] = 1. Permanente strutturale (G1)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 1.00
- (psi),1 (valore frequente) = 1.00
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00

Condizione di Carico Elementare n°2

PARAMETRI GENERALI

Variabile Cat.C

Tipo di Azione [§2.5] = 6. Var.(Qk): Cat.C: Ambienti suscettibili di affollamento

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.70
- (psi),1 (valore frequente) = 0.70
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.60

Condizione di Carico Elementare n°3

PARAMETRI GENERALI

Neve

Tipo di Azione [§2.5] = 16. Var.(Qk): Neve (a quota ≤ 1000 m. slm)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.50
- (psi),1 (valore frequente) = 0.20
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Condizione di Carico Elementare n°4

PARAMETRI GENERALI

Vento +X

Tipo di Azione [§2.5] = 12. Var.(Qk): Vento +X

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60
- (psi),1 (valore frequente) = 0.20
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Condizione di Carico Elementare n°5

PARAMETRI GENERALI

Vento +Y

Tipo di Azione [§2.5] = 13. Var.(Qk): Vento +Y

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60
- (psi),1 (valore frequente) = 0.20
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Condizione di Carico Elementare n°6

PARAMETRI GENERALI

Vento -X

Tipo di Azione [§2.5] = 14. Var.(Qk): Vento -X

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60
- (psi),1 (valore frequente) = 0.20
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Condizione di Carico Elementare n°7

PARAMETRI GENERALI

Vento -Y

Tipo di Azione [§2.5] = 15. Var.(Qk): Vento -Y

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Condizione di Carico Elementare n°8

Non risulta definito alcun carico su Nodi o Aste

2. CARICHI: COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Segue: elenco delle CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico), utilizzate in Analisi Statica Lineare (non Sismica), in accordo con §2.5 D.M.14.1.2008.
Per quanto riguarda l'Analisi Sismica, PCM considera automaticamente l'unica combinazione di carichi prevista (§3.2.4): si intende che l'analisi sismica viene quindi svolta tenendo conto degli eventuali effetti torsionali aggiuntivi (§7.2.6) e combinando i risultati corrispondenti alle diverse direzioni di analisi (§7.3.5), secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo.

Elenco delle CCC. Per ogni CCC vengono indicati:

- la numerazione progressiva;
- per CCC non generiche:
 - lo Stato Limite di riferimento (SLU o SLE);
 - il codice identificativo della CCC in ambiente software PCM;
 - la Tipologia (Fondamentale, Frequente, QuasiPermanente) / l'Azione Dominante / l'eventuale altra azione che caratterizza la CCC;
 - per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE (coefficienti parziali di sicurezza, Tab. 2.6.I in §2.6.1);
 - i coefficienti (psi) (coefficienti di combinazione, Tab. 2.5.I in §2.5.3):
 - per la tipologia Fondamentale: (psi) = (psi),0;
 - per la tipologia Frequente: (psi) = (psi),1 per l'Azione Dominante, e: (psi) = (psi),2 per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
 - per la tipologia QuasiPermanente: (psi) = (psi),2;
 - per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i moltiplicatori di calcolo per le CCE, pari a: (gamma) per l'Azione Dominante, (gamma)*(psi),0 per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
- per eventuali CCC generiche:
 - i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE.

Combinazione di Condizioni di Carico n°1

SLU: Combinazione 9 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

(psi),0 per le CCE = 1) 1.00, 2) -, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.90, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°2

SLU: Combinazione 10 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

(psi),0 per le CCE = 1) 1.00, 2) -, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.90, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°3

SLU: Combinazione 11 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00

(psi),0 per le CCE = 1) 1.00, 2) -, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°4

SLU: Combinazione 12 (Fondamentale/Variabile Cat.C/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00

(psi),0 per le CCE = 1) 1.00, 2) -, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°5

SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 1.50, 4) 0.90, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°6

SLU: Combinazione 38 (Fondamentale/Neve/Vento +Y)
CCC fondamentale (SLU)
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.90, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°7

SLU: Combinazione 39 (Fondamentale/Neve/Vento -X)
CCC fondamentale (SLU)
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°8

SLU: Combinazione 40 (Fondamentale/Neve/Vento -Y)
CCC fondamentale (SLU)
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°9

SLU: Combinazione 41 (Fondamentale/Vento +X)
CCC fondamentale (SLU)
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) 0.50, 4) -, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 0.75, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°10

SLU: Combinazione 42 (Fondamentale/Vento +Y)
CCC fondamentale (SLU)
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°11

SLU: Combinazione 43 (Fondamentale/Vento -X)
CCC fondamentale (SLU)
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) -, 7) 0.60, 8) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°12

SLU: Combinazione 44 (Fondamentale/Vento -Y)
CCC fondamentale (SLU)
Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 0.70, 3) 0.50, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) -, 8) 1.00
Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.05, 3) 0.75, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 1.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°13

SLE: Combinazione 9 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento +X)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.7, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°14

SLE: Combinazione 10 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento +Y)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.7, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°15

SLE: Combinazione 11 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento -X)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.7, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°16

SLE: Combinazione 12 (Frequente/Variabile Cat.C/Vento -Y)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.7, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°17

SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°18

SLE: Combinazione 38 (Frequente/Neve/Vento +Y)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°19

SLE: Combinazione 39 (Frequente/Neve/Vento -X)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°20

SLE: Combinazione 40 (Frequente/Neve/Vento -Y)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.2, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°21

SLE: Combinazione 41 (Frequente/Vento +X)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.2, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°22

SLE: Combinazione 42 (Frequente/Vento +Y)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°23

SLE: Combinazione 43 (Frequente/Vento -X)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.2, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°24

SLE: Combinazione 44 (Frequente/Vento -Y)
CCC frequente (SLE)
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.2, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°25

SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente/Vento +X)
CCC quasi permanente (SLE)
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°26

SLE: Combinazione 46 (QuasiPermanente/Vento +Y)
CCC quasi permanente (SLE)
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°27

SLE: Combinazione 47 (QuasiPermanente/Vento -X)
CCC quasi permanente (SLE)
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°28

SLE: Combinazione 48 (QuasiPermanente/Vento -Y)
CCC quasi permanente (SLE)
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 0.6, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 1.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°29

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 1.00, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.00

1.5. Affidabilità software di calcolo e caratteristiche – giudizio motivato di accettabilità

La modellazione è stata condotta con il software PCM di AEDES.

È stato controllato, a livello visivo, che il modello, nelle situazioni deformate, presentasse modalità di movimento coerenti con il set di vincoli imposto. In sede preliminare alla progettazione assistita al calcolatore, sono stati eseguiti calcoli di larga massima, basati sulle aree di influenza, per determinare, in via preliminare, le sollecitazioni sugli elementi strutturali. I risultati della modellazione si sono rivelati in linea con i calcoli semplificati.

1.6. Sintesi delle verifiche effettuate e loro esito

Si rimanda ai successivi capitoli dove è riportato il dettaglio delle verifiche eseguite.

2. Riferimenti normativi

Si riportano di seguito le normative di riferimento per lo svolgimento dell'incarico:

- **D.P.R. n. 3800 del 6.06.2001:** "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia" PARTE II - Normativa tecnica per l'edilizia;
- **O.P.C.M. n. 3274/03 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05:** "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici";

- **D.P.C.M. 12.10.2007 come aggiornato dalle NTC (cfr G.U. n. 47 del 26.02.2011):** "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni";
- **D.M. 14/01/2008:** "Norme tecniche per le costruzioni";
- **D.G.R.E.R 23/06/2008 n. 936:** "Programma delle verifiche tecniche e piano degli interventi di adeguamento e miglioramento sismico previsto all'art. 1, comma 4, lettera c) dell'OPCM 3362/2004 e s.m.i. (annualità 2005)". Per la parte di Istruzioni per le verifiche tecniche, per la Scheda di Sintesi e relativa Appendice;
- **Circolare Min. Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 02.02.09:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

3. Progetto degli interventi e verifiche conseguenti

3.1. Nuova copertura

Si rimanda ad apposita relazione specifica.

3.2. Realizzazione del "piano sismico" a livello del II solaio

L'intervento prevede la realizzazione di una soletta collaborante in calcestruzzo leggero strutturale armato tipo "LecaCLS 1600", o similari, dello spessore di 5.5 cm interconnessa al solaio esistente tramite specifico connettore; armata con barre e rete e.s., interconnessa alle murature d'ambito perimetrali. Sul solaio in legno con presenza di travi è prevista la realizzazione dell'anima sopra trave anch'essa in cemento alleggerito e armato. Di seguito vengono riportati gli esiti delle verifiche, secondo la geometria rilevata.

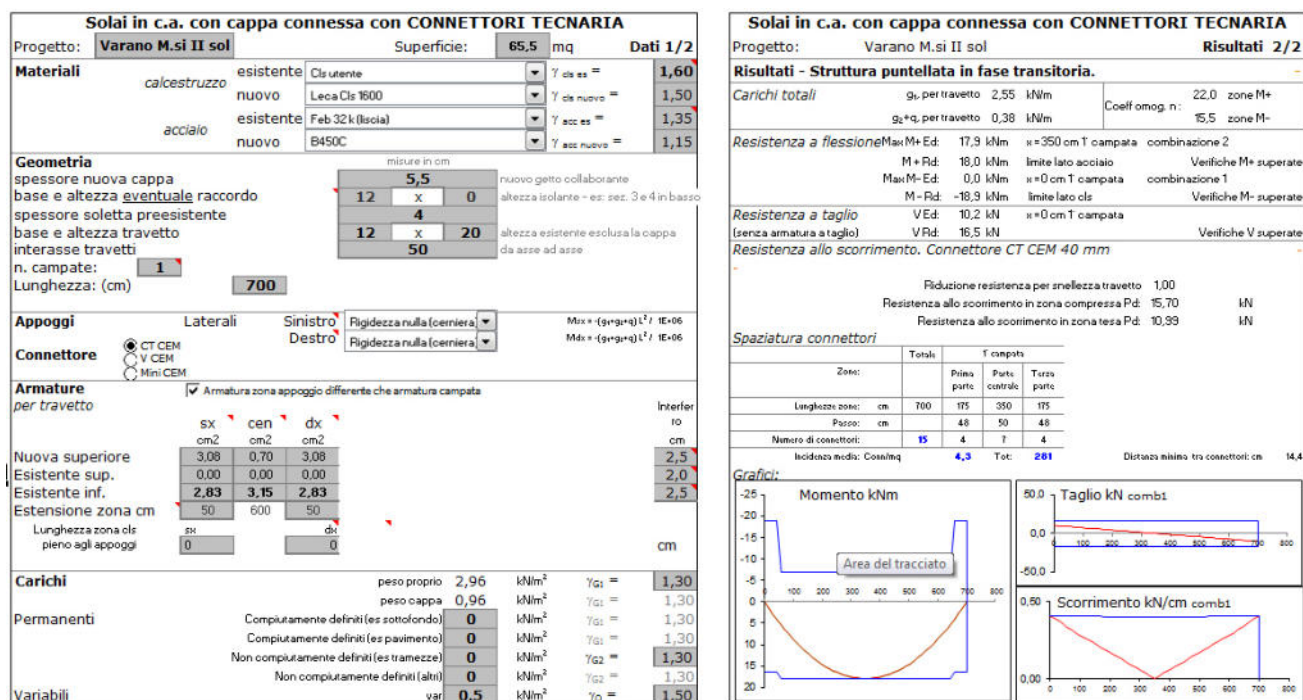


Figura 1: Esiti verifiche rinforzo solaio latero-cemento 20+4 con cappa collaborante.

Si noti che le verifiche sono state condotte sulla base di ipotesi piuttosto conservative (l'armatura dei travetti, esistente, è stata considerata interamente liscia; nella realtà gran parte di essa è ad aderenza migliorata).

ST87_rec02.0_190613_PRG_II Solaio legno trav - Tecnaria

TECNARIA Visita il sito Scarica i disegni Scarica certificati Scrivi a Tecnaria Versione 4.2

File **Dati** **Calcola** **Guida**

Riepilogo dati

Trave puntellata

Calcestruzzo Leca CLS 1600

Legno orditura user ...

Connettore Omega sul tavolato

Carchi portati per metro quadrato

Perm. strutturali $G_{k,1} = 1.21 \text{ kN/m}^2$

Perm. non strutturali $G_{k,2} = 1.15 \text{ kN/m}^2$

Accidentali $Q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$

Carchi totali a metro lineare

Totali Sle comb. iniz. $F_d = 2.18 \text{ kN/m}$

Totali Sle comb. fin. $F_d = 1.48 \text{ kN/m}$

Totali Slu $F_d = 3.04 \text{ kN/m}$

Geometria

Spessore assito 3 cm

Spessore isolante 0 cm

Spessore CLS 5.5 cm

Interasse travi 50 cm

Base travi 8 cm

Altezza travi 10 cm

Luce travi 220 cm

Interasse travetti cm

Base travetti cm

Altezza travetti cm

Carichi non strutturali e portati

Sottofondo 0.8 kN/m²

Pavimento 0.35 kN/m²

Tramezzi 0 kN/m²

Altri 0 kN/m²

Sovraccarichi civili abitazioni

Variabili 2.00 kN/m²

Rapporto adm. L/freccia

Iniziale 450

Attiva 1: Finiture fragili

Finale 250

Calcolo di solaio a singola orditura

TECNARIA®

Connettore

$h_{cls} = 5.5$

$h_{isol.} = 0$

$h_{ass.} = 3$

Telo traspirante idro-repellente Centuria®

Luce della trave = 220

N.B.: Misure espresse in cm

Materiali Strutturali

Peso spec. assito tavelle Valore 6.40 kN/m³

Peso spec. isolante polistirene, eps, 1 Valore 0.25 kN/m³

Classe CLS strutturale Leca CLS 1600

Tipo di legno user ...

Umidità del legno $\leq 20\%$

Tipologia connettore Omega sul tavolato

Tavolato ☒ Carotato ☐ Interrotto

Spaziatura connettori ☐ Costante ☒ Variabile

Inserimento Avanzato Caratteristiche Meccaniche

CLS Legno Altri

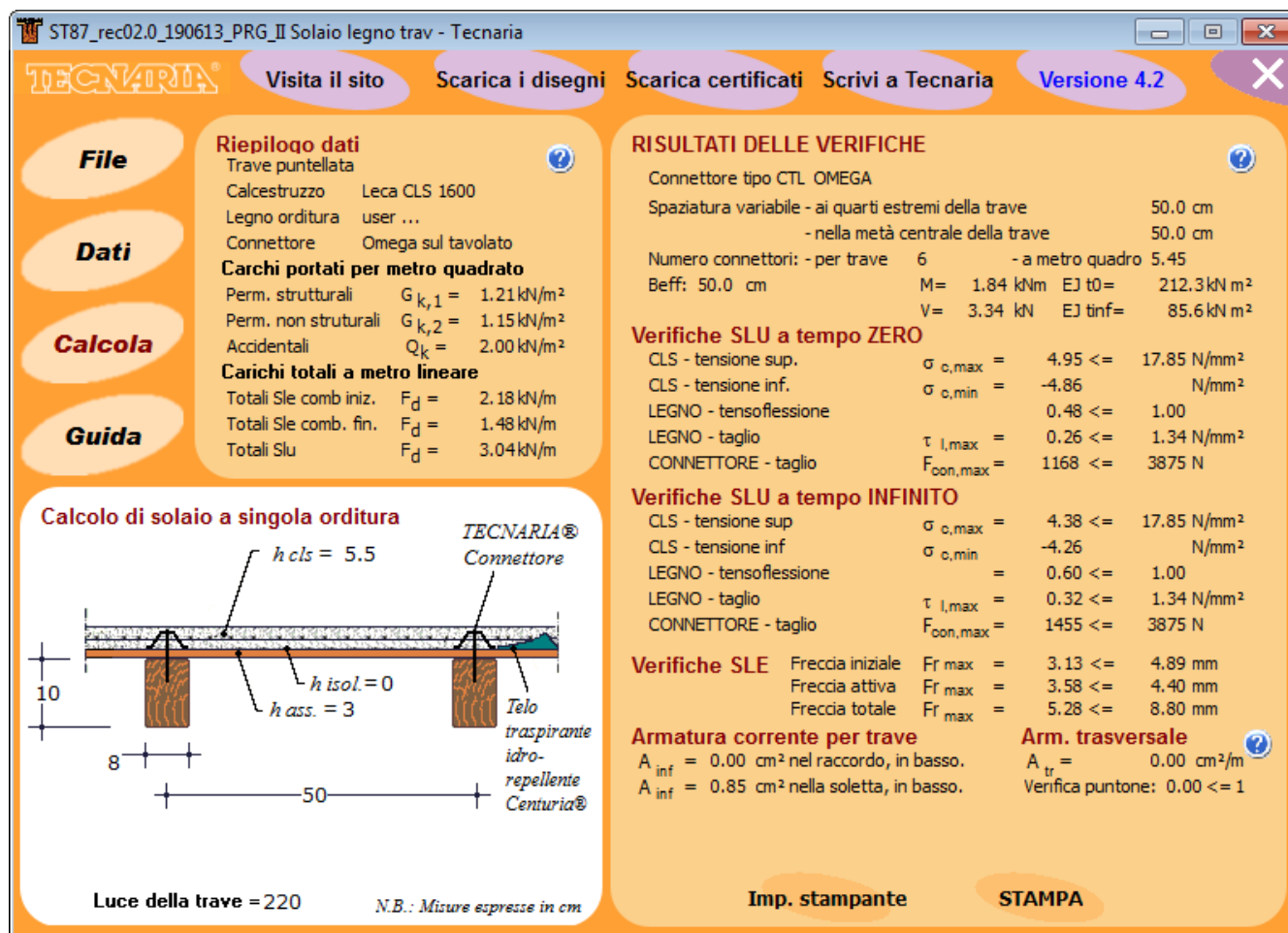


Figura 2: Esiti verifiche rinforzo solaio in legno travetti (porzione solo travetti sopra corridoio centrale).

Si noti che le verifiche sono state condotte sulla base di ipotesi piuttosto conservative (è stata considerata la possibilità di introdurre ulteriori carichi quali pavimenti e sottofondi; inoltre la quota di carichi variabili è stata innalzata a 200 daN/mq come per gli ambienti civili residenziali).

ST87_rec04.0_190613_PRG_II Solaio legno travetti su travi - Tecnaria

TECNARIA Visita il sito Scarica i disegni Scarica certificati Scrivi a Tecnaria Versione 4.2

File **Dati** **Calcola** **Guida**

Riepilogo dati

Trave puntellata

Calcestruzzo Leca CLS 1600

Legno orditura user ...

Connettore Omega sul tavolato

Carchi portati per metro quadrato

Perm. strutturali $G_{k,1} =$ - kN/m²

Perm. non strutturali $G_{k,2} =$ - kN/m²

Accidentali $Q_k =$ 2.00 kN/m²

Carchi totali a metro lineare

Totali Sle comb. iniz. $F_d =$ - kN/m

Totali Sle comb. fin. $F_d =$ - kN/m

Totali Slu $F_d =$ - kN/m

Geometria

Spessore assito 3 cm

Spessore isolante 0 cm

Spessore CLS 5.5 cm

Interasse travi 50 cm

Base travi 8 cm

Altezza travi 10 cm

Luce travi 165 cm

Interasse travetti cm

Base travetti cm

Altezza travetti cm

Carichi non strutturali e portati

Sottofondo 0.8 kN/m²

Pavimento 0.35 kN/m²

Tramezzi 0 kN/m²

Altri 0 kN/m²

Sovraccarichi civili abitazioni

Variabili 2.00 kN/m²

Rapporto adm. L/freccia

Iniziale 450

Attiva 1: Finiture fragili

Finale 250

Calcolo di solaio a singola orditura

TECNARIA®

Connettore

h cls = 5.5

h isol. = 0

h ass. = 3

Telo traspirante idro-repellente Centuria®

Luce della trave = 165

N.B.: Misure espresse in cm

Materiali Strutturali

Peso spec. assito tavelle Valore 6.40 kN/m³

Peso spec. isolante polistirene, eps, 1 Valore 0.25 kN/m³

Classe CLS strutturale Leca CLS 1600

Tipo di legno user ...

Umidità del legno <= 20%

Tipologia connettore Omega sul tavolato

Tavolato ☒ Carotato ☐ Interrotto

Spaziatura connettori ☐ Costante ☒ Variabile

Inserimento Avanzato Caratteristiche Meccaniche

CLS Legno Altri

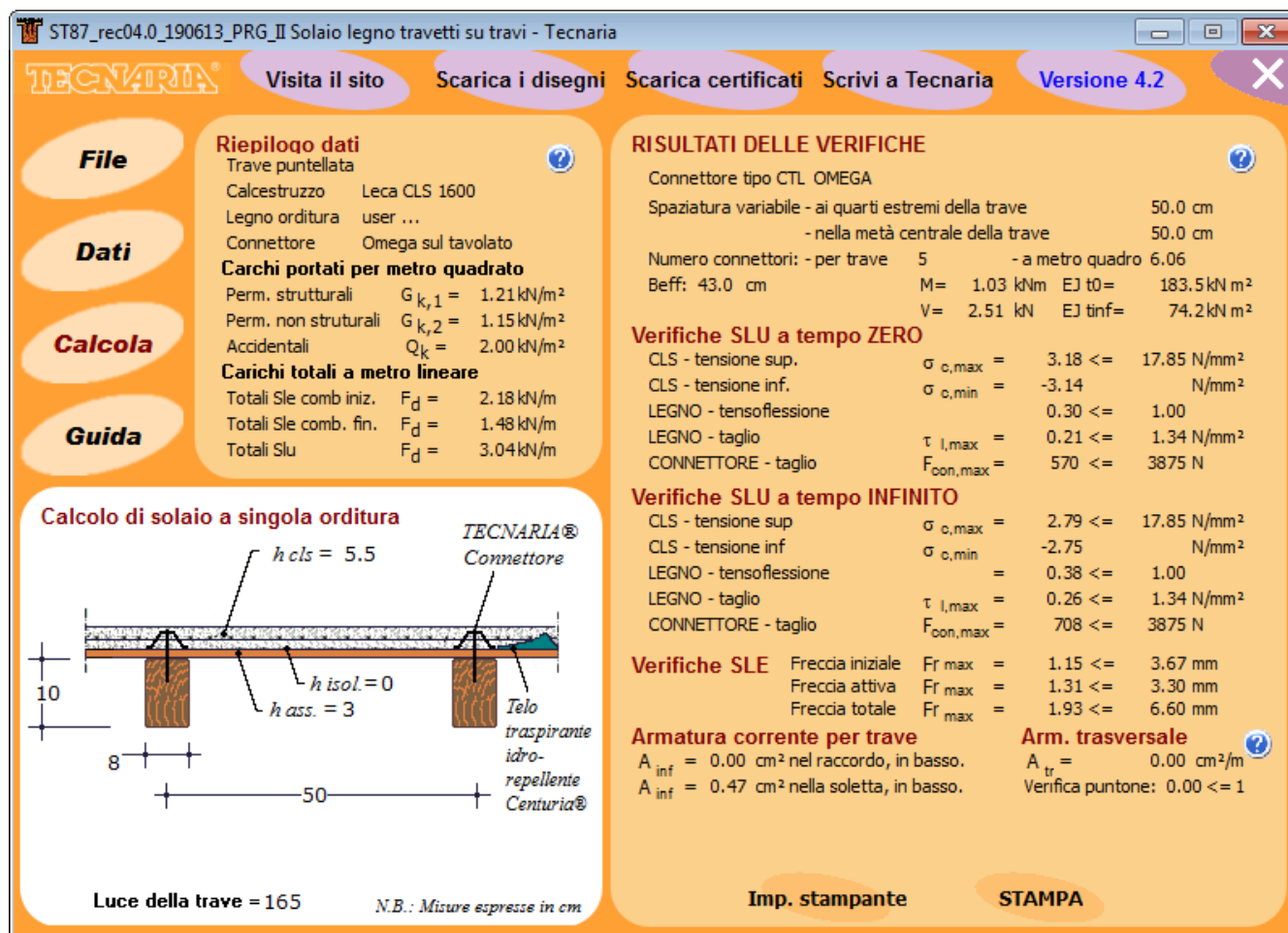


Figura 3: Esiti verifiche rinforzo solaio in legno travetti (porzione travetti+travi sopra aule).

Si noti che le verifiche sono state condotte sulla base di ipotesi piuttosto conservative (è stata considerata la possibilità di introdurre ulteriori carichi quali pavimenti e sottofondi; inoltre la quota di carichi variabili è stata innalzata a 200 daN/mq come per gli ambienti civili residenziali).

ST87_rec03.0_190613_PRG_II Solaio legno trav+travi - Tecnaria

TECNARIA Visita il sito Scarica i disegni Scarica certificati Scrivi a Tecnaria Versione 4.2

File **Dati** **Calcola** **Guida**

Riepilogo dati

Trave puntellata
Calcestruzzo Leca CLS 1600
Legno orditura user ...
Connettore Base sulla trave

Carchi portati per metro quadrato

Perm. strutturali $G_{k,1} =$ - kN/m²
Perm. non strutturali $G_{k,2} =$ - kN/m²
Accidentali $Q_k =$ 2.00 kN/m²

Carchi totali a metro lineare

Totali Sle comb. iniz. $F_d =$ - kN/m
Totali Sle comb. fin. $F_d =$ - kN/m
Totali Slu $F_d =$ - kN/m

Geometria

Spessore assito 3 cm
Spessore isolante 0 cm
Spessore CLS 5.5 cm
Interasse travi 165 cm
Base travi 18 cm
Altezza travi 24 cm
Luce travi 380 cm
Interasse travetti 50 cm
Base travetti 8 cm
Altezza travetti 10 cm

Carichi non strutturali e portati

Sottofondo 0.8 kN/m²
Pavimento 0.35 kN/m²
Tramezzi 0 kN/m²
Altri kN/m²
Sovraccarichi civili abitazioni
Variabili 2.00 kN/m²
Rapporto adm. L/freccia
Iniziale 450
Attiva 1: Finiture fragili
Finale 250

Calcolo di solaio a doppia orditura

h_cls = 5.5
h_ass = 3
h_trav = 10
Tavole cassera
Base travetti = 8
Interasse travetti = 50
Luce della trave = 380
N.B.: Misure espresse in cm

Materiali Strutturali

Peso spec. assito conifera Valore 4.20 kN/m³
Peso spec. isolante polistirene, eps, 1 Valore 0.25 kN/m³
Classe CLS strutturale Leca CLS 1600
Tipo di legno user ...
Umidità del legno <= 20%
Tipologia connettore Base sulla trave
Travicelli ☐ Continui ☒ Interrotti
Spaziatura connettori ☐ Costante ☒ Variabile

Inserimento Avanzato Caratteristiche Meccaniche

CLS Legno Altri

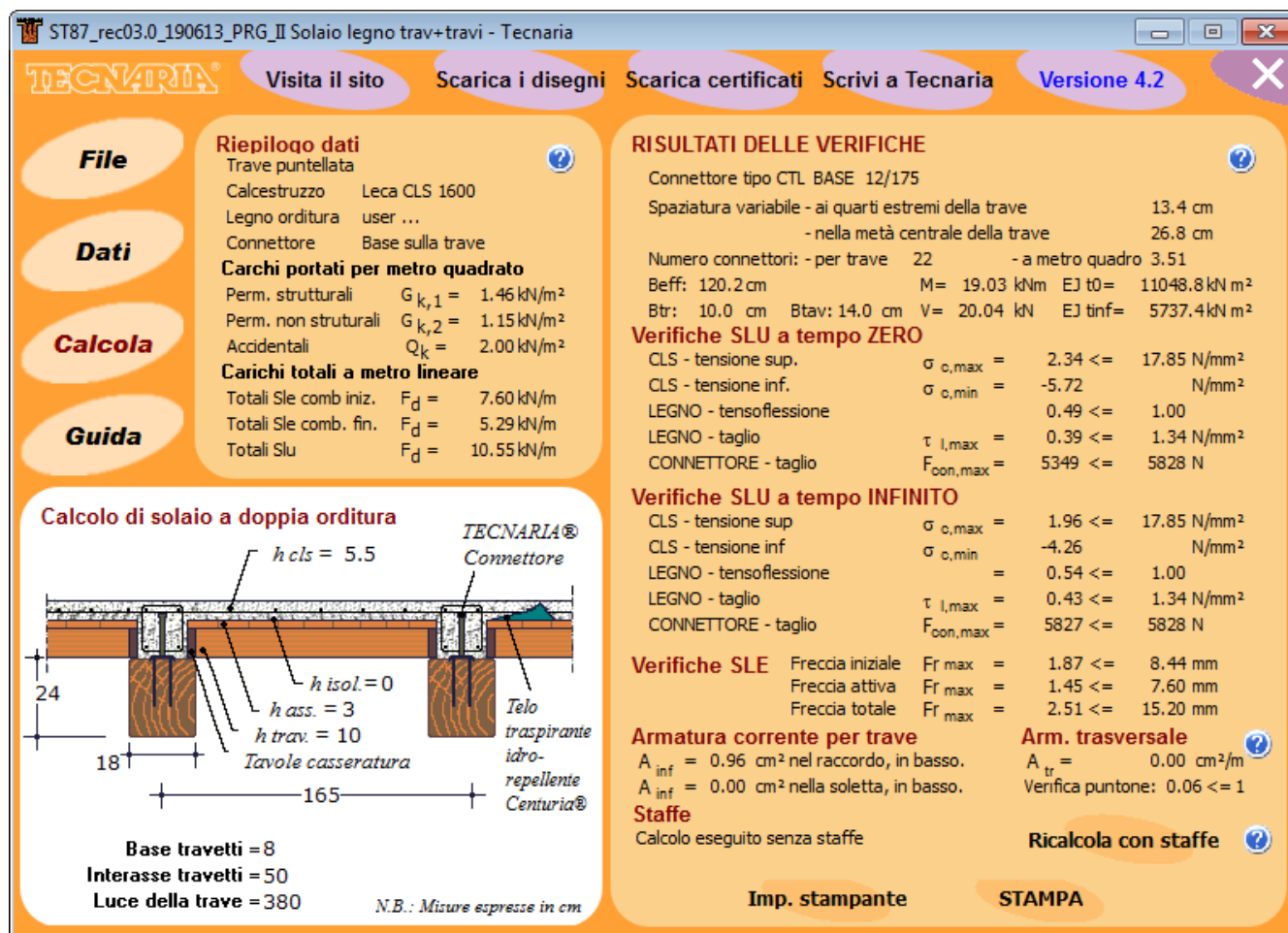


Figura 4: Esiti verifiche rinforzo solaio in legno travi (porzione travetti+travi sopra aule).

Si noti che le verifiche sono state condotte sulla base di ipotesi piuttosto conservative (è stata considerata la possibilità di introdurre ulteriori carichi quali pavimenti e sottofondi; inoltre la quota di carichi variabili è stata innalzata a 200 daN/mq come per gli ambienti civili residenziali).

3.3. Realizzazione di tirantature metalliche corpo scale

L'intervento prevede l'inserimento di due tiranti metallici, appena sotto al primo solaio, da opporre alla configurazione ad arco delle scale.

Si tratta di due barre metalliche diametro 24 mm dotate di capichave di estremità sul muro esterno in pietra e su quello interno in laterizio pieno e malta di calce. Dapprima si calcola il tiro agente alla base dei due archi costituenti le scale.

VERIFICA ARCHI IN MURATURA EX-ANTE / EX-POST

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Freccia dell'arco	f	0.30 m
Luce	2l	2.10 m
Altezza sezione	t	0.20 m
Larghezza di influenza	L	1.79 m

ANALISI DEI CARICHI EX-ANTE

peso specifico del riempimento	22.00 kN/m³
Altezza del riempimento sulla sezione di chiave	0.00 m
peso specifico del massetto	0.00 kN/m³
Spessore del massetto	0.00 m
peso specifico del pavimento	25.00 kN/m³
Spessore del pavimento	0.02 m
C1-Ospedali, ristoranti banche, caffè, scuole	3.00 kN/m²

GEOMETRIA DELL'ARCO EX-ANTE

Freccia media	0.30 m
Angolo di attacco	31.89°
Angolo secante	15.95°
semicorda x	1.05 m
$R^* = R - f$	1.69
Raggio	1.99
Lunghezza arco medio	2.21 m
Altezza terzo medio	0.07 m

Spinta sull'imposta: S	37.46 kN/m²
Reazione Appoggio: R	24.33 kN/m²
Forza risultante: H	44.67 kN/m²

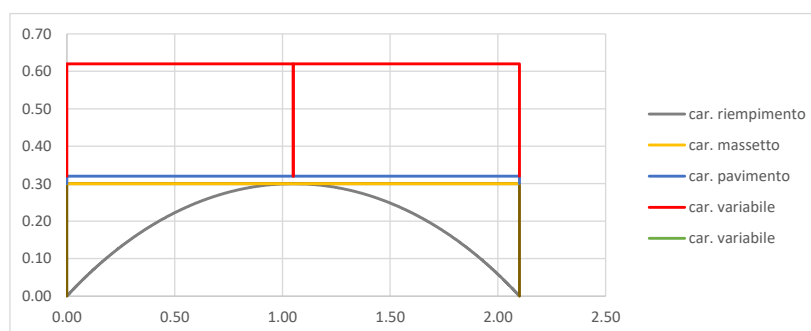


Figura 5: Tiro alla base degli archi corpo scale.

Si può così desumere in 3796 daN la forza orizzontale da equilibrare riferita all'intero corpo scale composta da due rampe; pertanto 1898 daN su ciascun tirante.

Seguono le verifiche, positive, del massimo tiro esplicabile dai tiranti:

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

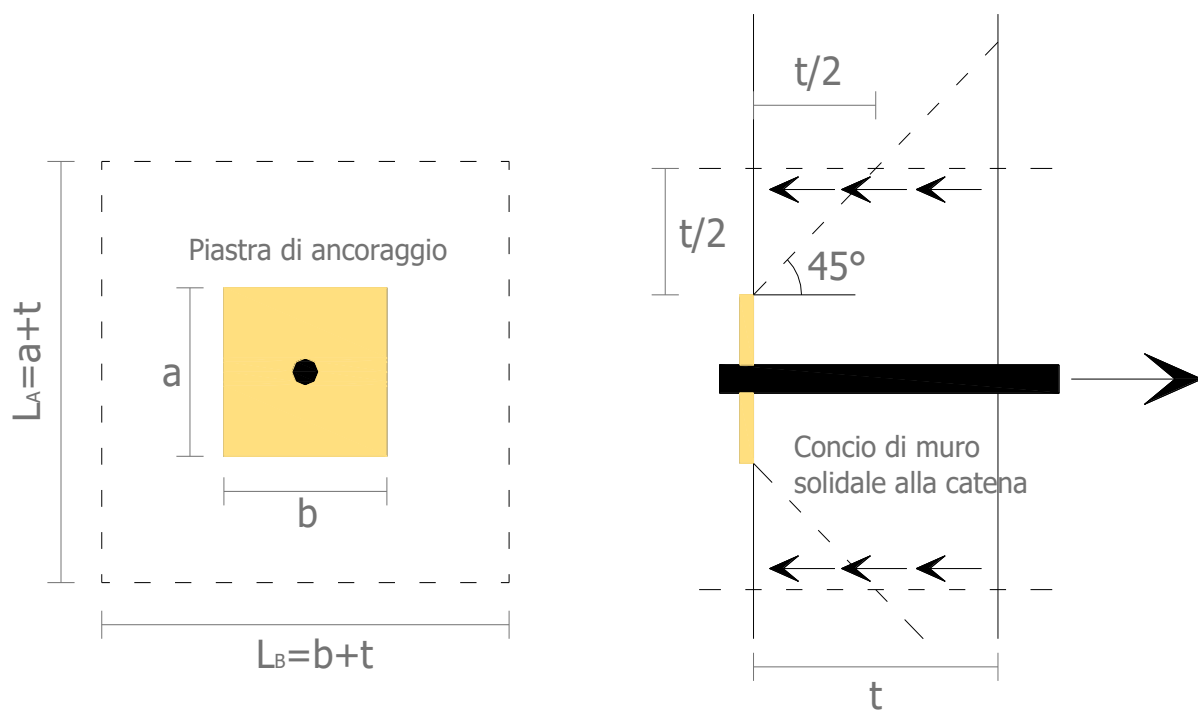


Figura 6: Legenda tabelle tiro tiranti.

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
CARETTERISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante A_S [mm ²]	452.0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	35.0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	35.0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	25.0
	Angolo di attrito della muratura β [°]	45.0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm ²]	1225.0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	1.0
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm ²]	1369.0
	$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1.1
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	100.0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza F_C	1.20
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2.00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm ²]	223.81
	Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm ²]	320.00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm ²]	7.60
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	133.33
	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{vd,M}$ [N/cm ²]	3.17
TIRO DELLA CATENA	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	101.2
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	19.0
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	172.7
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	19.0

Figura 7: Verifica capochiave lato mattoni pieni.

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
CARETTERISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante A_S [mm ²]	452.0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	70.0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	10.0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	45.0
	Angolo di attrito della muratura β [°]	45.0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm ²]	700.0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	1.0
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm ²]	864.0
	$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1.1
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	100.0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza F_C	1.20
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2.00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm ²]	223.81
	Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm ²]	182.00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm ²]	3.40
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	75.83
	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{vd,M}$ [N/cm ²]	1.42
TIRO DELLA CATENA	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	101.2
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	21.7
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	59.0
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	21.7

Figura 8: Verifica capochiave lato muratura in pietra.**3.4. Analisi effettuate**

Sulla costruzione, implementata dei piani rigidi, sono state nuovamente effettuate le analisi esperite per lo stato di fatto:

- ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA: Con essa è stato valutato lo “stato di salute” dell’edificio nei confronti dei carichi gravitazionali permanenti di progetto, oltre ai variabili prescritti dalla normativa vigente. Con tale analisi sono state eseguite le verifiche a SLU:
 - A pressoflessione complanare (verifica nel piano);
 - A taglio per fessurazione diagonale e scorrimento (verifica nel piano);
 - A pressoflessione ortogonale (verifica fuori piano);
 - Della capacità portante (GEO) per gli elementi di fondazione.
 - ANALISI MODALE: Effettuata per valutare i modi principali di vibrazione dell’edificio da mettere in rapporto alle frequenze tipiche del terreno;
 - ANALISI STATICA NON LINEARE SISMICA (PUSH-OVER): Effettuata per valutare il comportamento nel piano degli elementi. Attraverso la suddetta analisi è stato inoltre possibile valutare il fattore di struttura q che fornisce una indicazione sulla duttilità della struttura. Utilizzando il valore di q desunto dalla Push-over è possibile eseguire le analisi lineari sismiche ma ciò verrà trattato oltre. Con tale analisi sono state eseguite le verifiche a SLU, SLD e SLO:
 - A pressoflessione complanare (verifica nel piano);
 - A taglio per fessurazione diagonale (verifica nel piano);
 - ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA: E’ stata effettuata per valutare il comportamento fuori piano e le verifiche in fondazione a SLU GEO; con un fattore di struttura imposto. Con tale analisi sono state eseguite le verifiche a SLU:
 - A pressoflessione ortogonale (verifica fuori piano);
 - Della capacità portante (GEO) per gli elementi di fondazione.
- A SLD e SLO sono stati verificati gli spostamenti. Limitatamente a SLD anche in termini di resistenza.
- ANALISI DEI CINEMATISMI LOCALI:

3.4.1. Analisi statica lineare non sismica

Di seguito si riportano gli esiti delle verifiche in base all'analisi eseguita.

I coefficienti maggiori o uguali all'unità identificano gli elementi la cui verifica è da intendersi positiva in relazione alla sollecitazione considerata. La tabella riepilogativa in figura mostra in verde le verifiche soddisfatte, con indicato il minimo coefficiente di verifica calcolato fra i vari elementi strutturali verificati. In rosso vengono riportate le eventuali verifiche non soddisfatte, il coefficiente riportato è il minore fra quelli non verificati.

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.14.1.2008)		
Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]		
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura		
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)		
Verifica di Resistenza		
Involuppo CCC		
Pressofless. complanare [§4.5.6]	0.497	98.2%
Taglio scorrimento [§4.5.6]		
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.902	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	0.465	98.4%
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]	1.534	
Coefficienti di sicurezza per verifiche da azioni in input:		
verde: soddisfatte per tutti gli elementi		
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi		

Figura 9: Esiti sintetici verifiche analisi statica lineare non sismica.

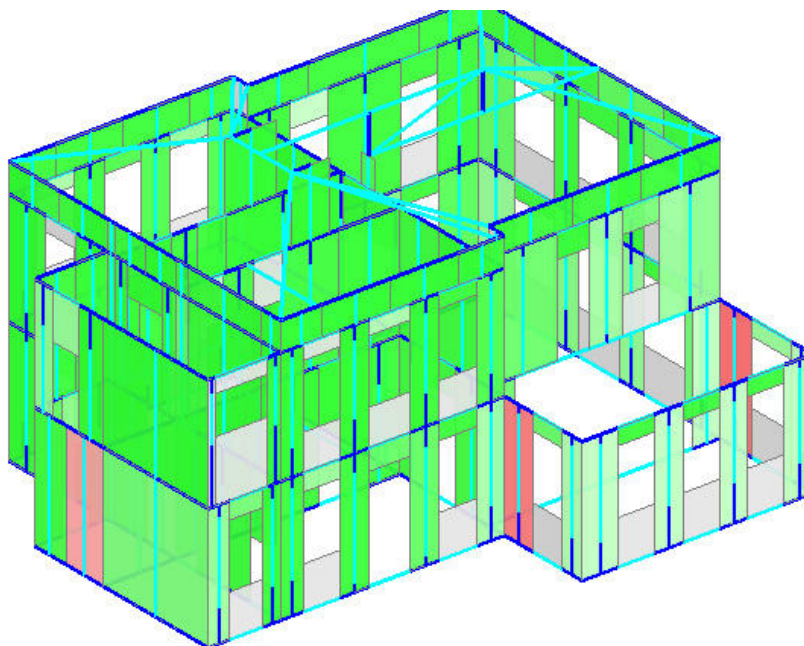


Figura 10: Esiti verifiche analisi statica lineare non sismica: pressoflessione complanare.

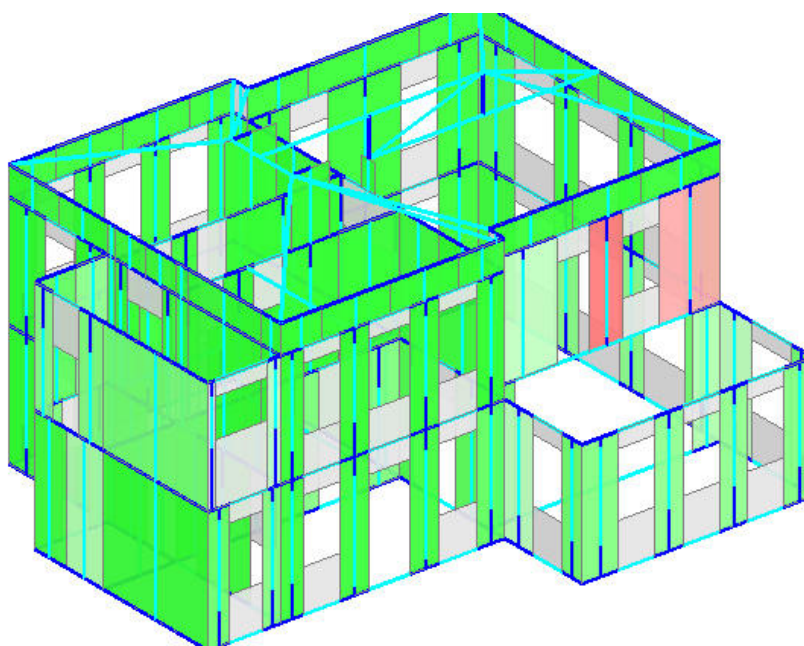


Figura 11: Esiti verifiche analisi statica lineare non sismica: pressoflessione ortogonale.

3.4.1.1. Esiti delle verifiche

Pernangono sostanzialmente gli esiti di cui allo stato di fatto; l'edificio risulta sostanzialmente in grado di sopportare i carichi gravitazionali, permanenti e variabili, presenti.

Si noti infatti che le verifiche negative a pressoflessione complanare riguardano elementi post a ridosso di altri con elevato coefficiente di verifica (anche ben oltre 2); in tal senso la difficoltà intrinseca della

modellazione a telaio equivalente rappresenta un problema di natura numerica che porta a situazioni non completamente aderenti alla realtà.

Analogamente si ritiene di poter prescindere dalle mancate verifiche a pressoflessione ortogonale; sicuramente influenzate dalla modellazione numerica in corrispondenza dei elementi in falso (quali quelli evidenziati) che sottopongono i maschi murari a una sorta di decompressione non troppo aderente alla realtà.

Ciò detto si ritiene di poter considerare la struttura in buono stato rispetto ai carichi gravitazionali.

3.4.2. Analisi modale

La suddetta analisi ha permesso di individuare i modi di vibrare principali per la struttura.

Va anzitutto sottolineato che l'assenza di piani rigidi fa sì che i modi di vibrare siano molteplici. Fra essi vengono individuati i principali con i relativi periodi propri:

- in direzione X: $T=0.300$ s ($f=3.33$ Hz);
- in direzione Y: $T=0.200$ s ($f=0.5$ Hz).

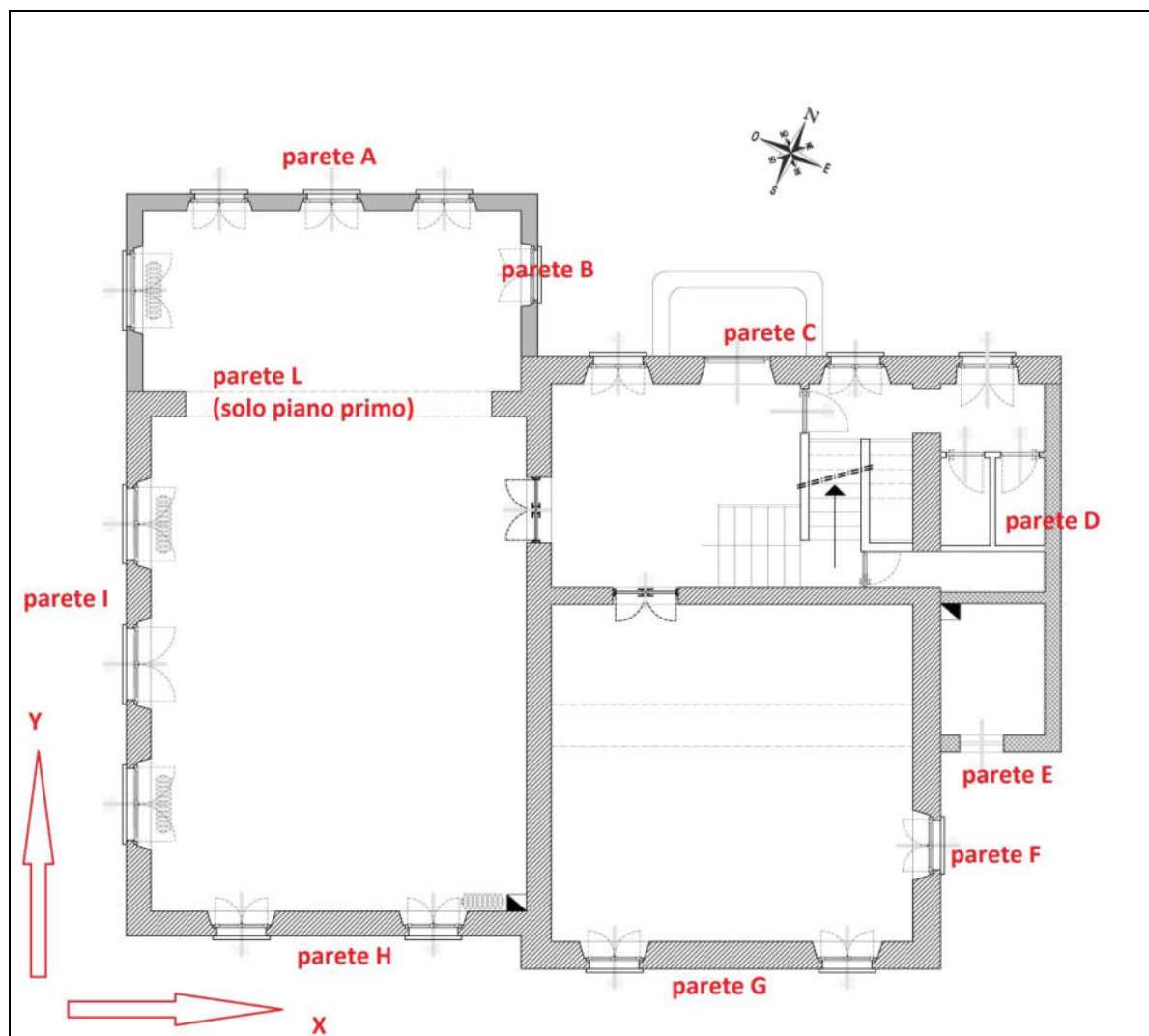


Figura 12: Individuazione direzioni x e y.

3.4.2.1. Esiti delle verifiche

Dall'interpretazione ed elaborazione dei dati ottenuti dai rilievi di microtremore sismico eseguito su terreno naturale, ed in particolare dal grafico RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE (H/V) che evidenzia la presenza di eventuali picchi del rapporto H/V, che rappresentano il moto di "vibrazione" del sottosuolo e la sua frequenza fondamentale, si è ottenuto il **"Picco di frequenza (grafico Rapporto spettrale H/V)"** per il terreno naturale $= 5,25 \pm 0,81$ Hz; per il quale si evidenzia un contrasto di impedenza sismica significativo (elevato visto che $HVSR \gg 2$). Questa può individuarsi quale **"Frequenza fondamentale del sottosuolo"**.

Dal grafico **"Amplitude Spectral ratio"**, (rilievi su strutture con microtremori), è stato possibile desumere la frequenza principale delle componenti orizzontali riferite agli assi N-S, E-W ed Up-Down strumentali:

- **N-S component (orizzontale): 7 Hz + picco secondario 16/18 Hz**
- **E-W component (orizzontale): 7.5 Hz + picco secondario 12/15 Hz**
- **Up-Down component (verticale): 12/18 Hz**

L'analisi modale ha invece evidenziato, per la struttura, due periodi di oscillazione sensibilmente diversi:

- **in direzione X (sostanzialmente coincidente con la direzione E-W): $T=0.30$ s ($f=3.33$ Hz);**
- **in direzione Y (sostanzialmente coincidente con la direzione N-S): $T=0.20$ s ($f=5.0$ Hz).**

Un primo commento va sicuramente dedicato alle sensibili differenze in termini di frequenza, ascrivibili all'utilizzo, nell'analisi modale, di moduli elastici convenzionali (valori medi dell'intervallo riportato in tabella C.8.A.2.1 della circolare n. 617/09) e al contemporaneo ricorso alle rigidezze fessurate. Tali assunzioni hanno contribuito alla riduzione della rigidità e quindi, di conseguenza, della frequenza di oscillazione.

E' utile ricordare, inoltre, come le frequenze dei modi di vibrare delle strutture dipendano sostanzialmente dalla loro altezza, oltre che dal tipo di struttura e dalla morfologia. La modellazione, avendo trascurato, la geometria della copertura (inserita unicamente come carico) potrebbe pertanto avere inserito delle incertezze nella stima dei periodi di vibrazione.

Ciò premesso si ritiene, in tale sede, maggiormente attendibile il dato ricavato nel rilievo con microtremori. Questo, confrontato con la frequenza propria del terreno, permette di dedurre che la frequenza del 1° modo di vibrare dell'edificio non è coincidente con la frequenza fondamentale del sottosuolo.

Va tuttavia precisato che la presente struttura è piuttosto complessa, dato lo sviluppo articolato e le innumerevoli modifiche strutturali intercorse nel tempo con utilizzo di materiali da costruzione diversi.

E' importante ricordare che durante un evento sismico significativo l'eventuale danneggiamento strutturale comporta un aumento del periodo e, di conseguenza, una riduzione della frequenza propria (studi recenti riguardanti il terremoto de L'Aquila hanno evidenziato riduzioni dell'ordine del 20-30% in termini di frequenza – Ditommaso et al. 2011). In tal senso è importante verificare di poter essere sufficientemente "lontani" dalla frequenza propria del sottosuolo quando la frequenza di primo modo dell'edificio è superiore. Per contro va detto che ad un aumento del periodo in genere corrisponde un'ordinata spettrale più bassa e quindi un minore "input" sismico, tuttavia è importante poter scongiurare fenomeni di risonanza.

Va da se che, per quanto sopra riportato, è possibile escludere fenomeni di risonanza solo quando la frequenza dell'edificio è inferiore o di molto superiore a quella fondamentale del sottosuolo.

3.4.3. Analisi statica NON-lineare

Secondo le disposizioni vigenti l'analisi della risposta sismica globale degli edifici esistenti in muratura può essere effettuata utilizzando una ANALISI STATICA NON LINEARE (ANALISI PUSH-OVER).

Di seguito si espongono le curve prodotte.

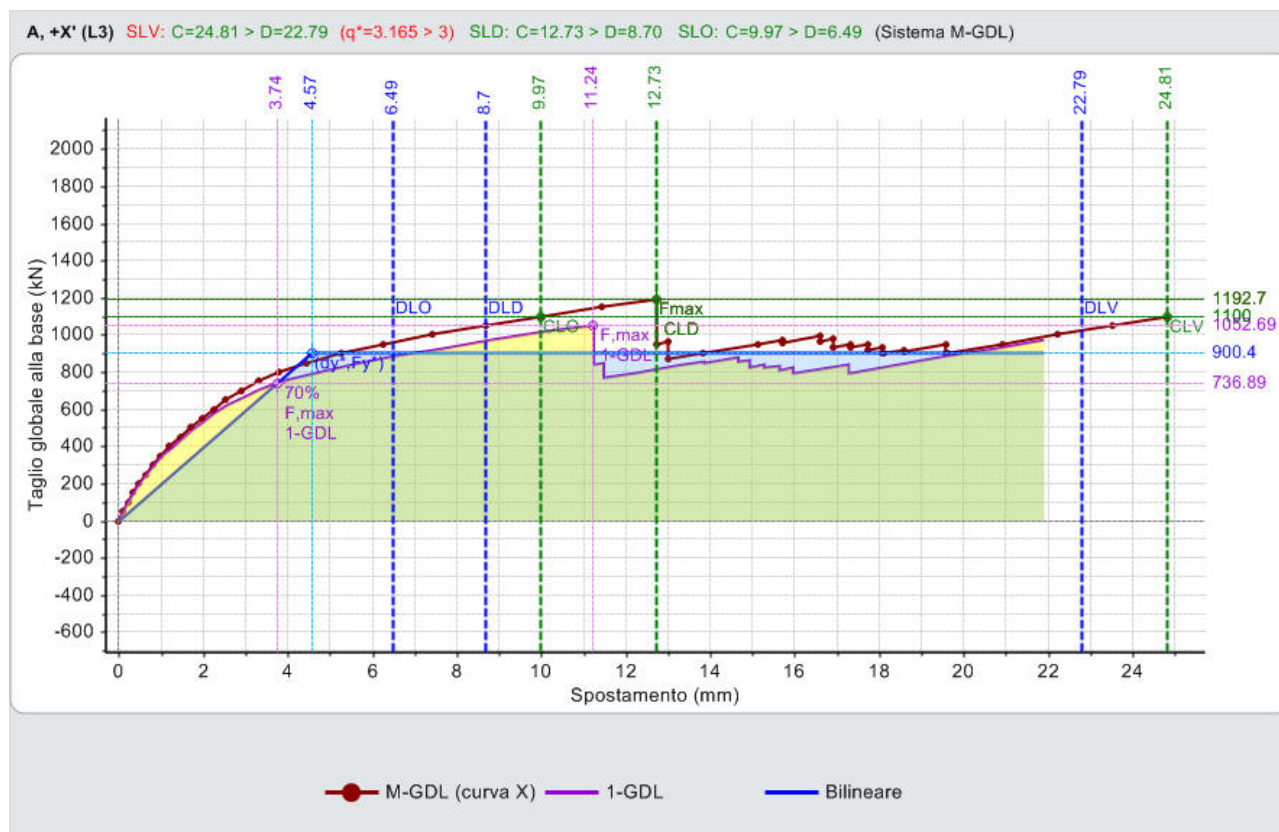


Figura 13: Curva Push-over 1.

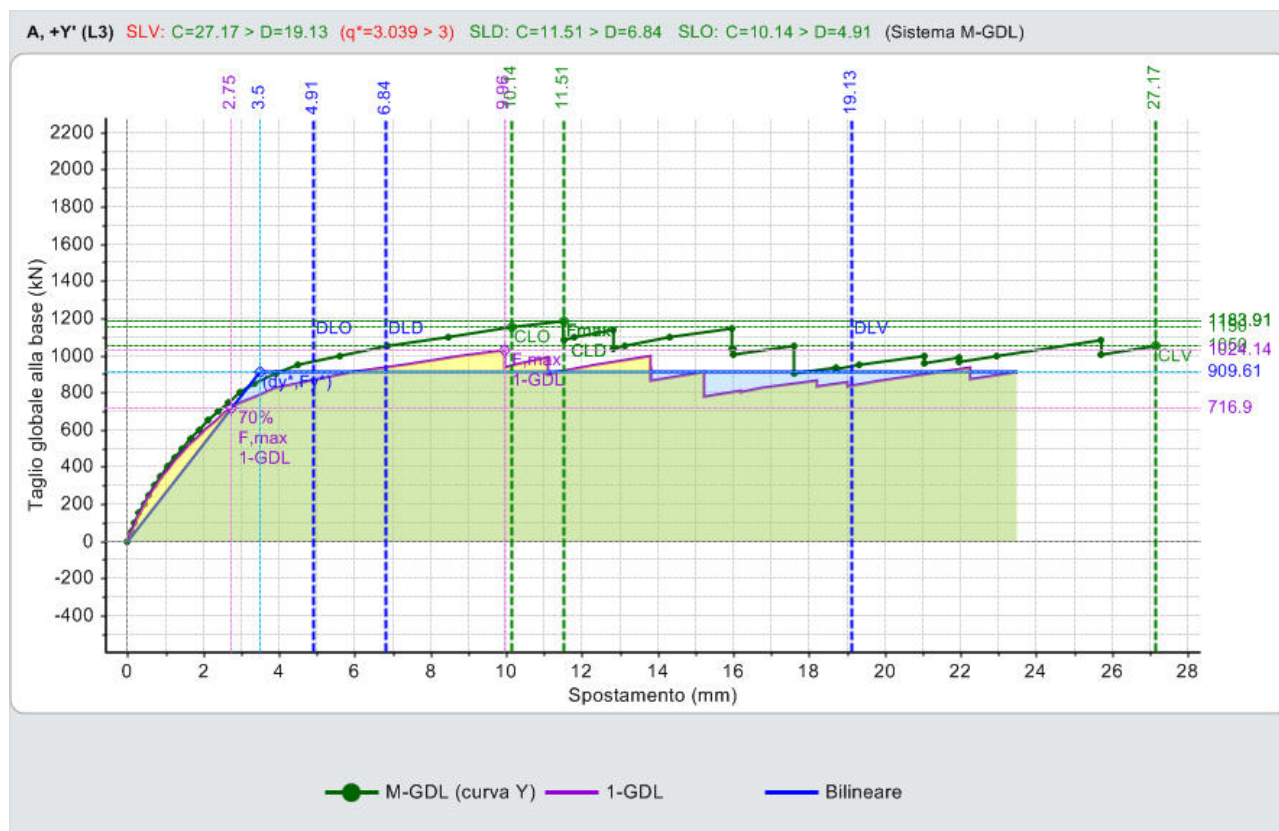


Figura 14: Curva Push-over 2.



Figura 15: Curva Push-over 3.

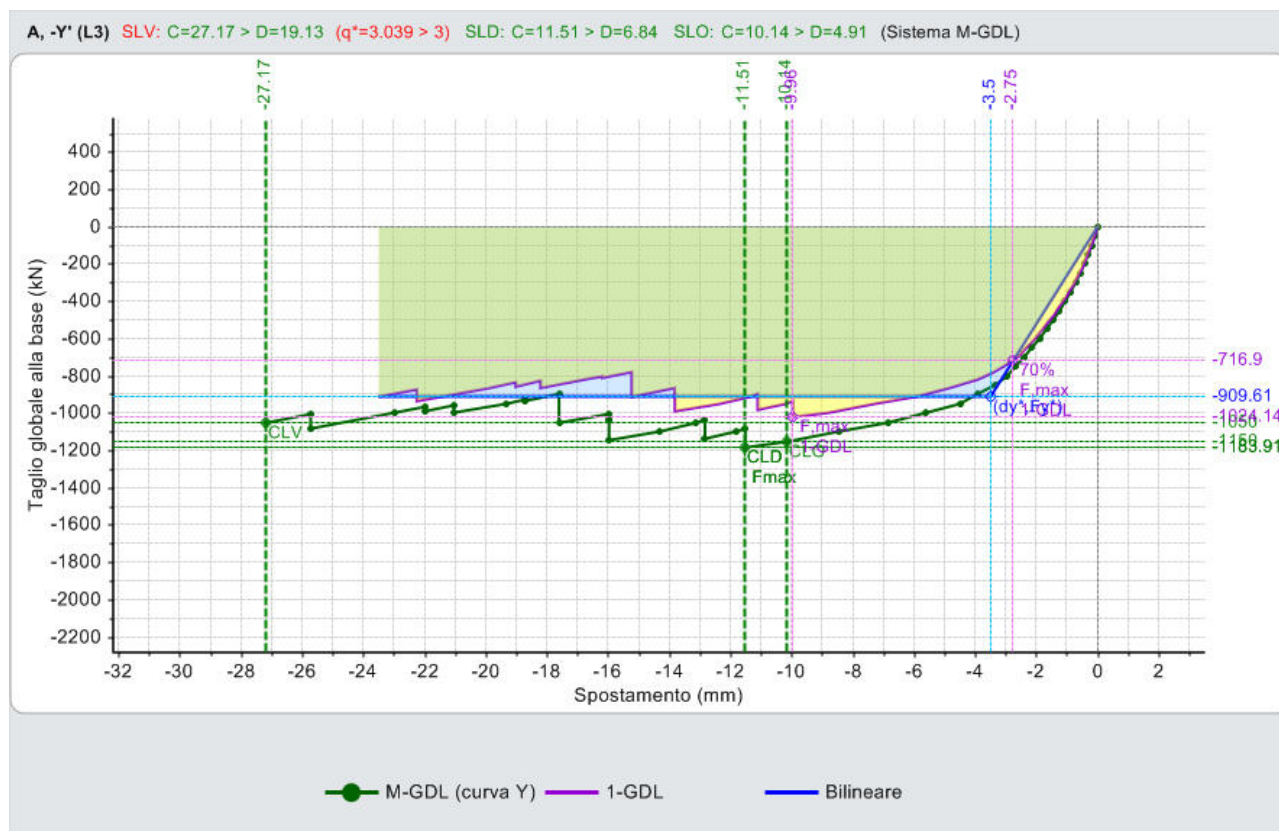


Figura 16: Curva Push-over 4.

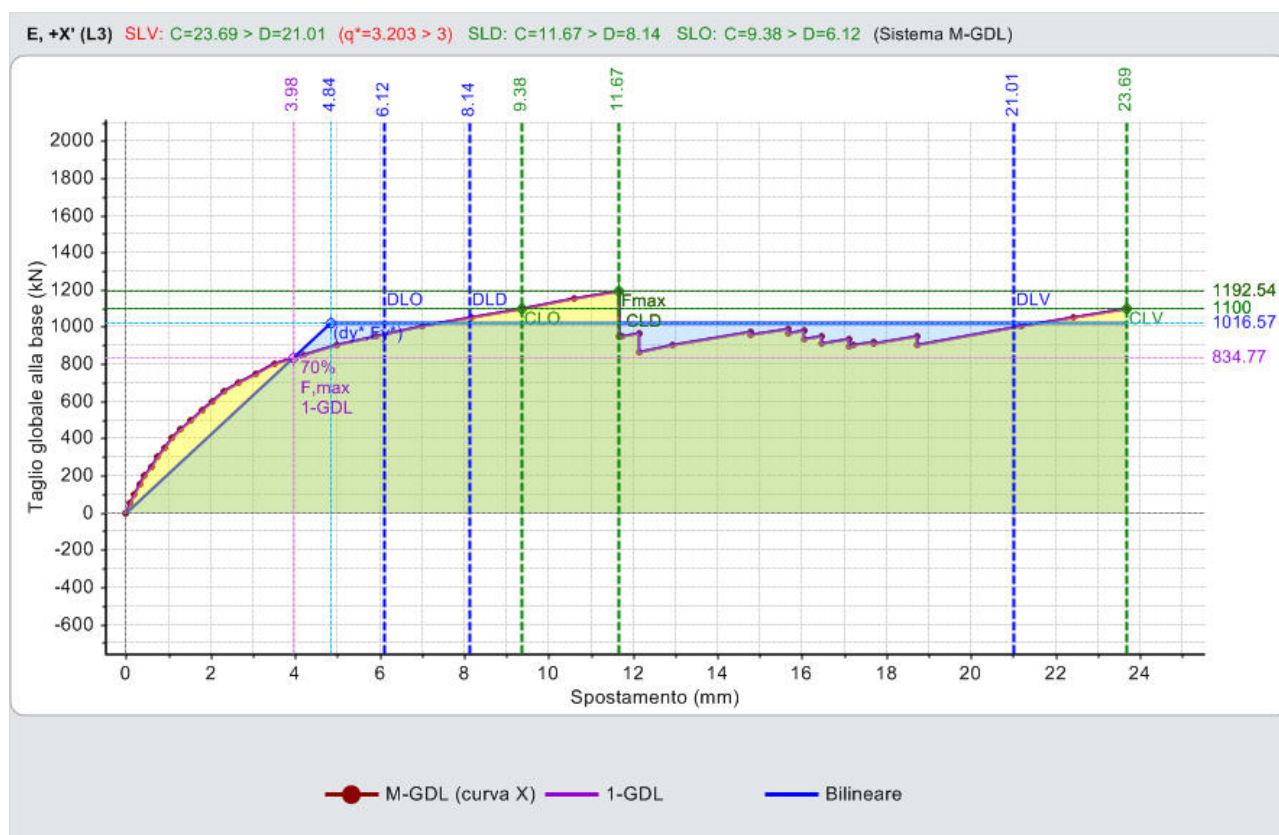


Figura 17: Curva Push-over 5.

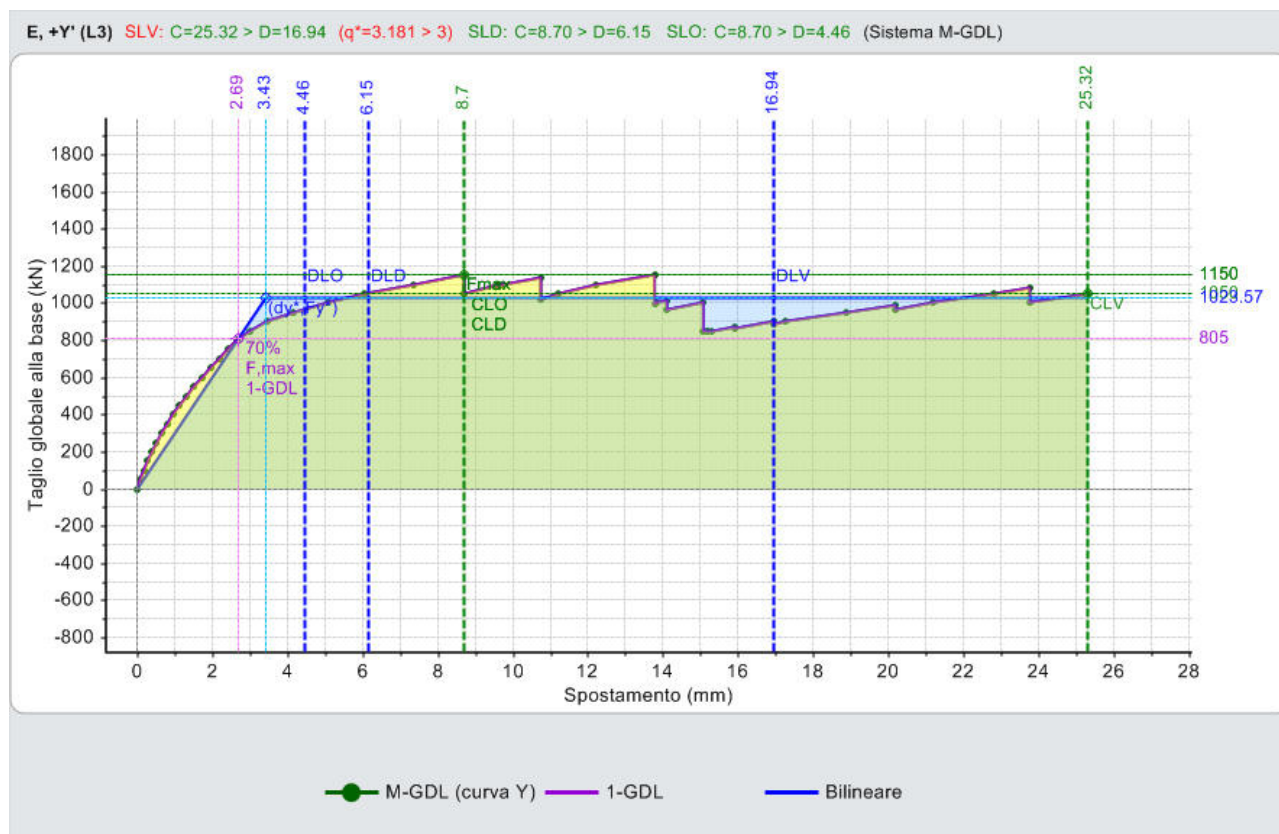


Figura 18: Curva Push-over 6.

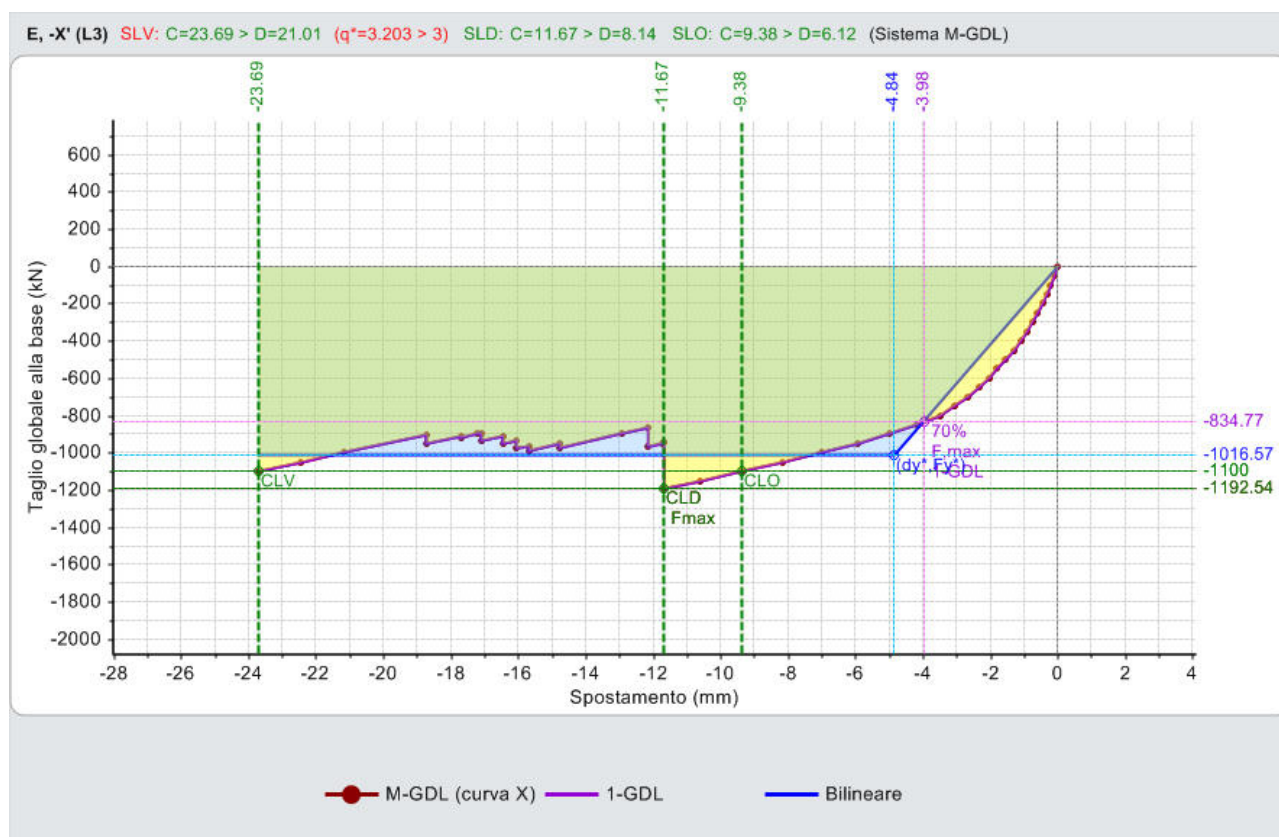


Figura 19: Curva Push-over 7.

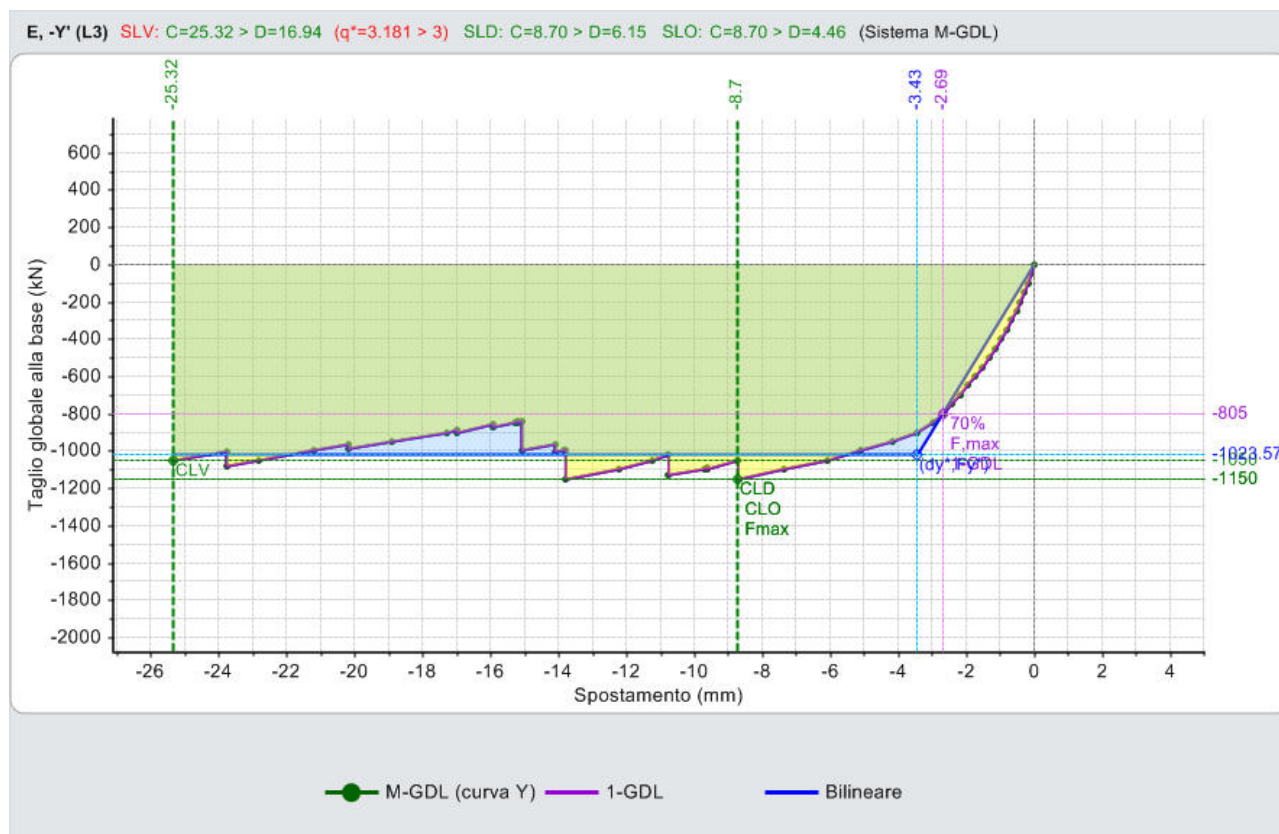


Figura 20: Curva Push-over 8.

3.4.3.1. Esiti delle verifiche

Si confermano sostanzialmente i risultati dello stato di fatto.

Dall'esame delle verifiche nel piano (a pressoflessione complanare e a taglio per fessurazione diagonale) si evince che la struttura **NON** è verificata, seppure con un coefficiente prossimo all'unità, in riferimento al terremoto di progetto (NTC 2008) con riferimento allo SLV (Stato Limite Ultimo di salvaguardia della Vita), mentre risulta verificata con riferimento allo SLD e SLO. Si vedano in proposito i coefficienti sotto.

N°curva	Comente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Control	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1			A	+X'			L3	0.251	3.165	3.750	0.260	770	12.179	0.947	0.811	41
2			A	+Y''			L3	0.249	3.039	3.750	0.271	894	10.583	0.987	0.942	47
3			A	-X'			L3	0.251	3.165	3.750	0.260	770	12.179	0.947	0.811	41
4			A	-Y''			L3	0.249	3.039	3.750	0.271	894	10.583	0.987	0.942	47
5			E	+X'			L3	0.251	3.203	3.750	0.258	745	12.561	0.940	0.785	39
6			E	+Y''			L3	0.242	3.181	3.750	0.259	757	12.375	0.943	0.798	40
7			E	-X'			L3	0.251	3.203	3.750	0.258	745	12.561	0.940	0.785	39
8			E	-Y''			L3	0.242	3.181	3.750	0.259	757	12.375	0.943	0.798	40

Figura 21: Esiti delle verifiche nel piano e relativi indicatori di rischio sismico.

PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	ζ ,PGA(SLD)	ζ ,TR(SLD)	PGA,CLO	TR,CLO	PVR,CLO	ζ ,PGA(SLO)	ζ ,TR(SLO)
0.173	213	37.467	1.341	2.109	0.144	131	53.390	1.391	2.183
0.188	260	31.929	1.457	2.574	0.170	203	38.897	1.643	3.383
0.173	213	37.467	1.341	2.109	0.144	131	53.390	1.391	2.183
0.188	260	31.929	1.457	2.574	0.170	203	38.897	1.643	3.383
0.171	208	38.169	1.326	2.059	0.144	131	53.390	1.391	2.183
0.165	190	40.922	1.279	1.881	0.166	190	40.922	1.604	3.167
0.171	208	38.169	1.326	2.059	0.144	131	53.390	1.391	2.183
0.165	190	40.922	1.279	1.881	0.166	190	40.922	1.604	3.167

Figura 22: Esiti delle verifiche nel piano e relativi indicatori di rischio sismico.

L'analisi non lineare ha restituito un valore del coefficiente di struttura pari a $q=3.75$, scaturito dalla verifica che da origine agli indicatori minori fra quelli individuati.

Il riscontro di spostamenti leggermente superiori rispetto allo stato di fatto configura un leggero aumento della duttilità della struttura in esito all'inserimento del piano sismico.

L'analisi di tutte le curve inserite in una visione 3D, proiettate poi nel piano X-Y, ha permesso di verificare come non vi siano moti torsionali dannosi per la struttura. In particolare tale verifica ha senso nel tratto iniziale delle curve, poi la manifestazione dei collassi di alcune aste può effettivamente originare, anche se non nel caso di specie, il manifestarsi di moti torsionali; non indotti dalla geometria ma dalla progressione dei collassi.

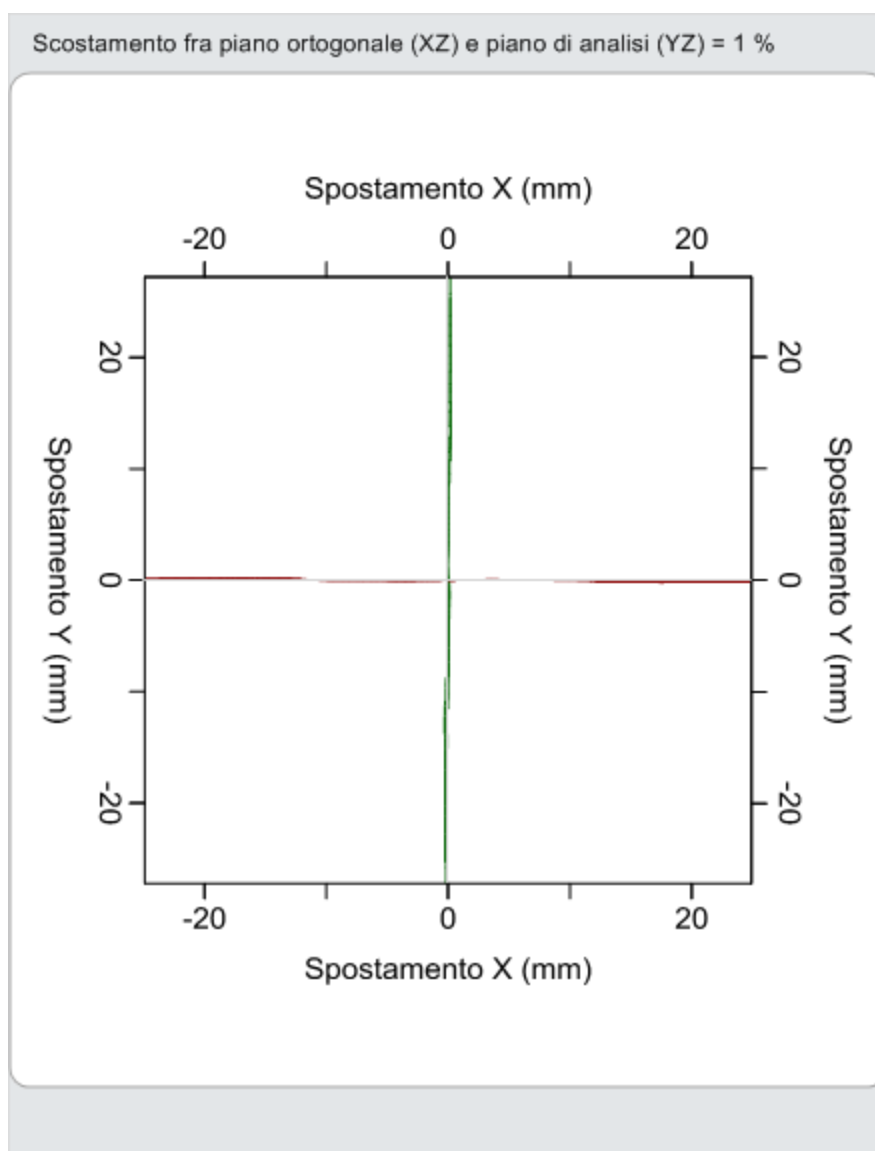


Figura 23: Curve push-over in forma 3D proiettate nel piano X-Y.

3.4.4. Analisi dinamica lineare sismica

E' stata effettuata per valutare il comportamento fuori piano e per le verifiche in fondazione a SLU GEO con un fattore di struttura imposto (mutuato da Analisi Non Lineare). Con tale analisi sono state eseguite le verifiche a SLU:

- A pressoflessione ortogonale (verifica fuori piano);
- Della capacità portante (GEO) per gli elementi di fondazione.

La verifica a pressoflessione ortogonale viene effettuata con un valore del fattore di struttura imposto dalla normativa. Vengono ovviamente trascurati gli esiti delle verifiche nel piano, già effettuate nell'ambito dell'analisi non lineare.

Le verifiche a SLD e SLO sono state condotte in termini di spostamenti; limitatamente a SLD anche in termini di resistenza.

Gli esiti delle verifiche nel piano non hanno, in questa analisi, alcun senso perché indagati in sede di analisi statica non lineare P.OVER.

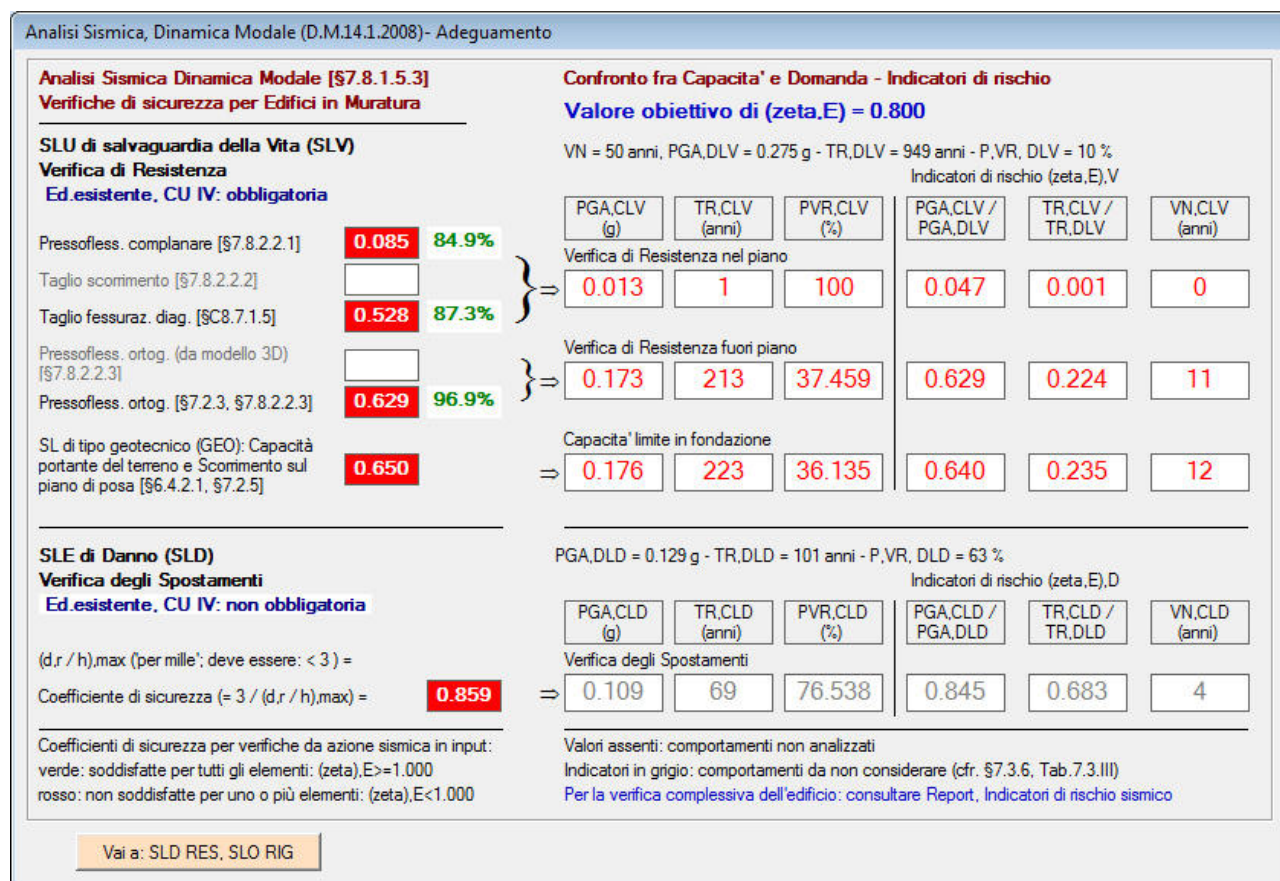


Figura 24: Esiti delle verifiche fuori piano SLU (PFLEX ORTO), SLU GEO e SLD spostamenti.

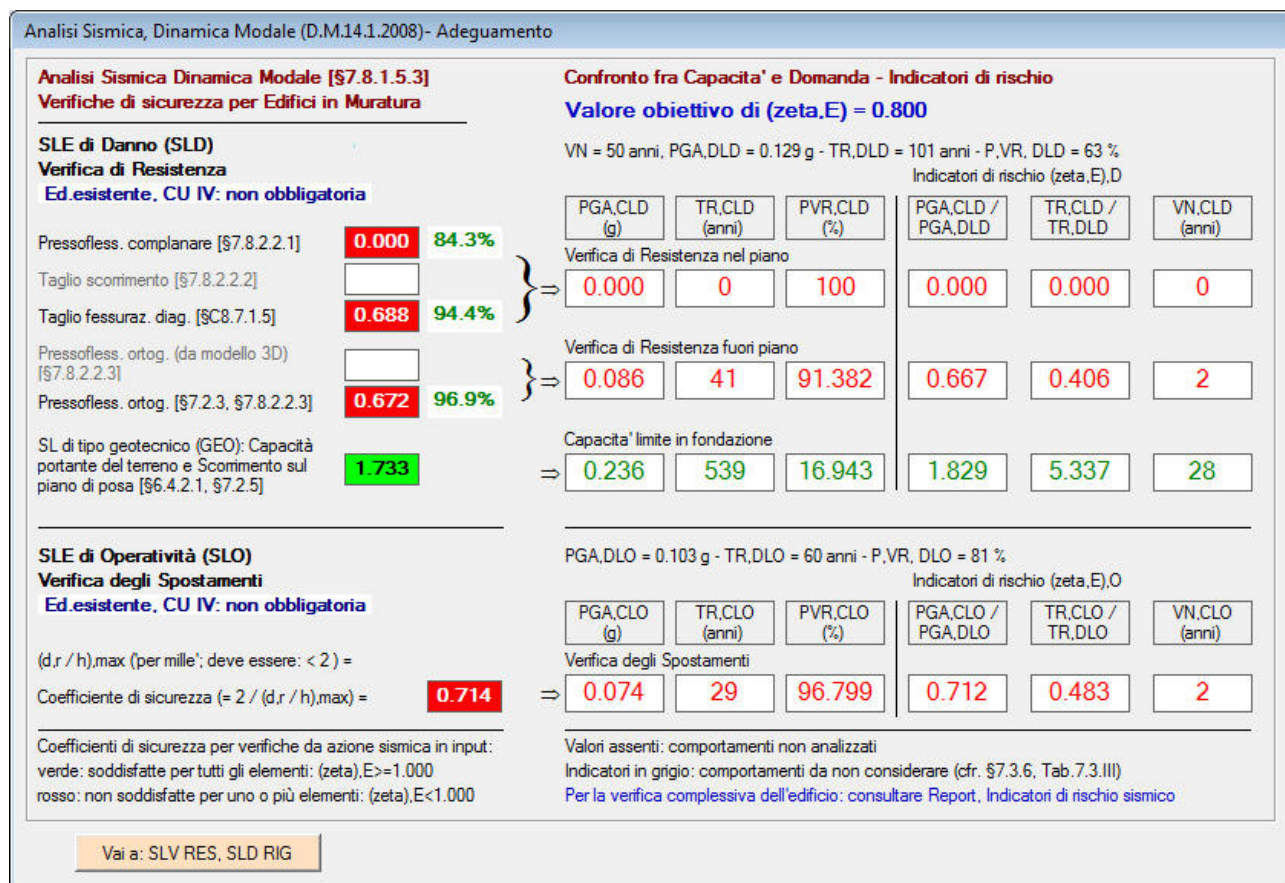


Figura 25: Esiti delle verifiche fuori piano SLD (PFLEX ORTO), SLD GEO e SLO spostamenti.

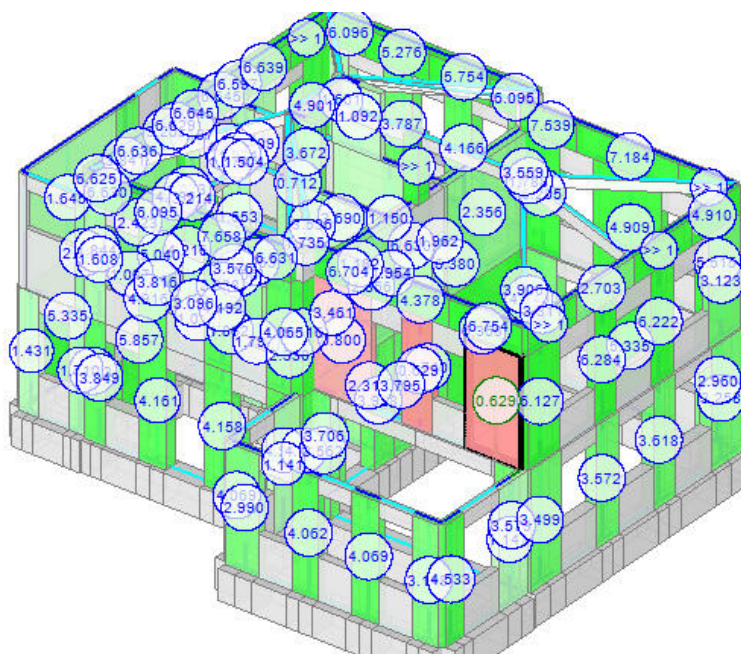


Figura 26: Esiti delle verifiche fuori piano SLV-SLD (PFLEX ORTO) e individuazione elementi non verificati.

Ancora una volta le mancate verifiche sono localizzate negli elementi in falso; sicuramente influenzati dalla modellazione numerica che vede i maschi murari sottoposti a una sorta di decompressione non troppo aderente alla realtà.

3.4.4.1. Esiti delle verifiche

Trovano sostanziale conferma i risultati dello stato di fatto; salvo le verifiche di spostamento che subiscono un sensibile incremento del coefficiente grazie all'introduzione del piano sismico.

Dall'esame delle verifiche fuori piano (a pressoflessione ortogonale) si evince che la struttura NON è verificata in riferimento al terremoto di progetto (NTC 2008). Gli indicatori di rischio sismico sono in effetti minori dell'unità sia in riferimento al rapporto fra accelerazione sostenibile/accelerazione richiesta, sia in riferimento al rapporto fra periodo di ritorno sostenibile/periodo di ritorno richiesto.

Le verifiche agli SLV e SLD geotecnici (scorrimento e pressione sul terreno) risultano non soddisfatte a SLV mentre lo sono a SLD.

3.4.5. Analisi dei cinematismi locali

L'indagine a carico dei cinematismi locali è stata condotta nei confronti del ribaltamento delle pareti di prospetto (**considerando, dove presente, il cuneo di parete ortogonale ed il suo effetto**). Sono stati studiati i cinematismi locali dovuti a ribaltamento per le pareti disposte perpendicolarmente ai solai tenendo in conto le armature di corredo dei solai che generano un effetto di trattenuta (ai fini della "trattenuta" è stata considerata solo una parte dell'armatura presente posto che la gran parte risulta "impegnata" per il sostegno dei carichi verticali). Il "tiro" di trattenuta è stato applicato mediante l'imposizione di catene fittizie di pari effetto. Non è stata considerata l'azione dei cordoli, corree e travi perpendicolari alla parete quando l'interasse supera abbondantemente i 3.50 m. Oltre tale limite, infatti, l'eccessiva distanza vanifica l'effetto di trattenuta.

Grazie alla presenza delle nuove cappe collaboranti sono stati introdotti i relativi "tiri" garantiti dalle armature di inghisaggio nelle murature di contorno.

02. A

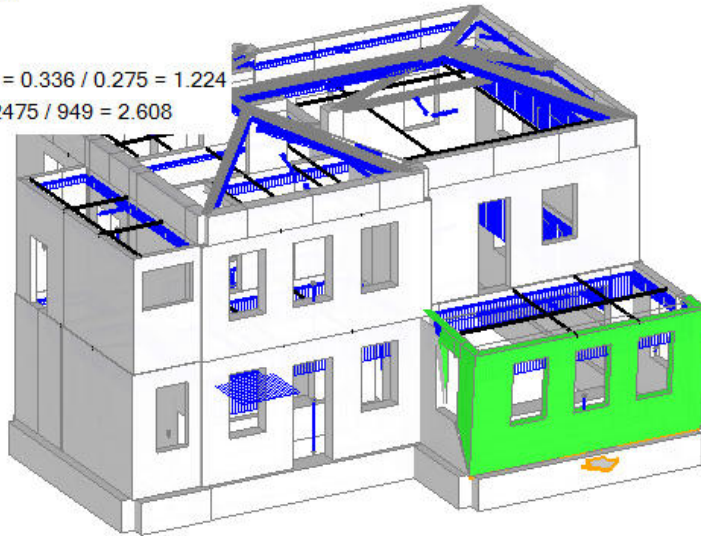
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.327$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**01. B**

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.773$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



03. C1

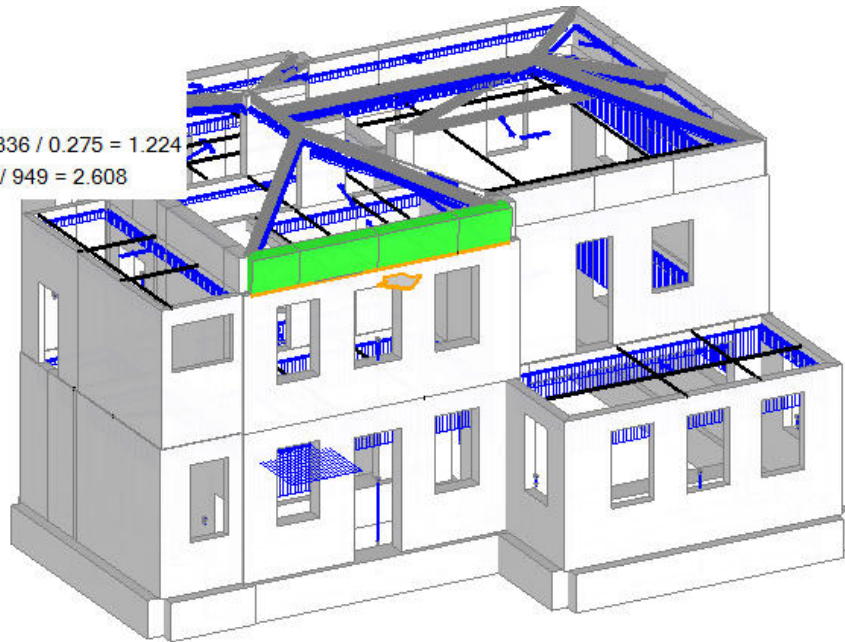
Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 0.535$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**04. C2**

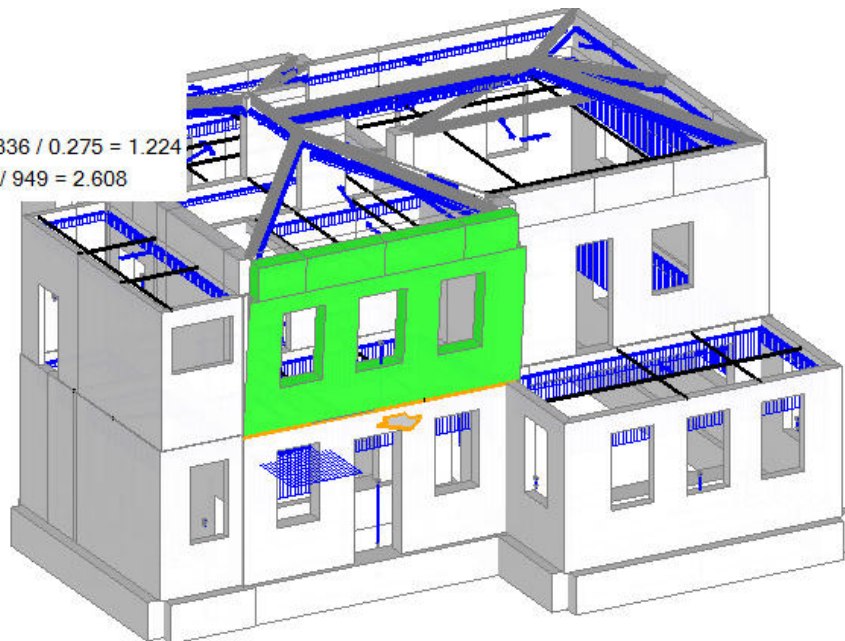
Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 0.358$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



05. C3

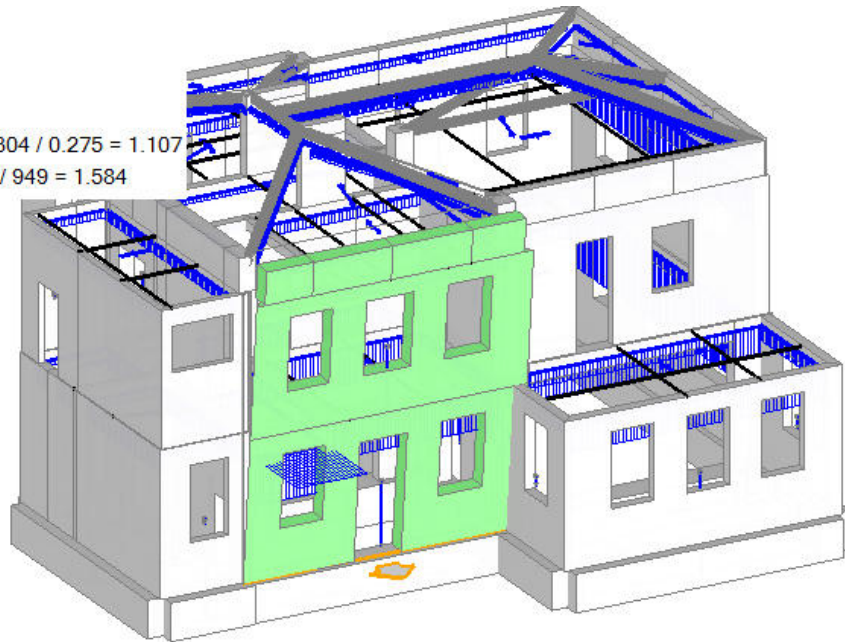
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.164$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.304 / 0.275 = 1.107$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1503 / 949 = 1.584$

**06. C'1**

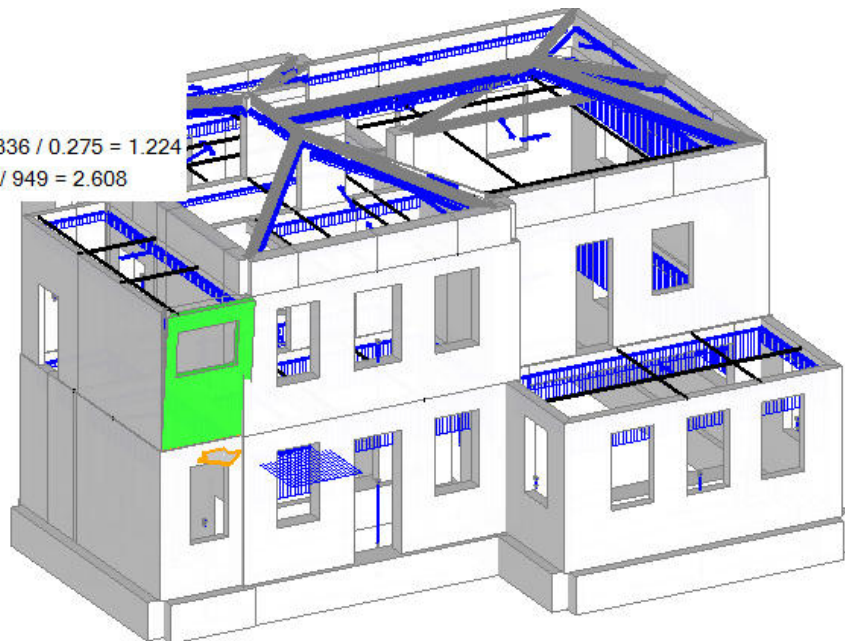
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 1.197$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



07. C'2

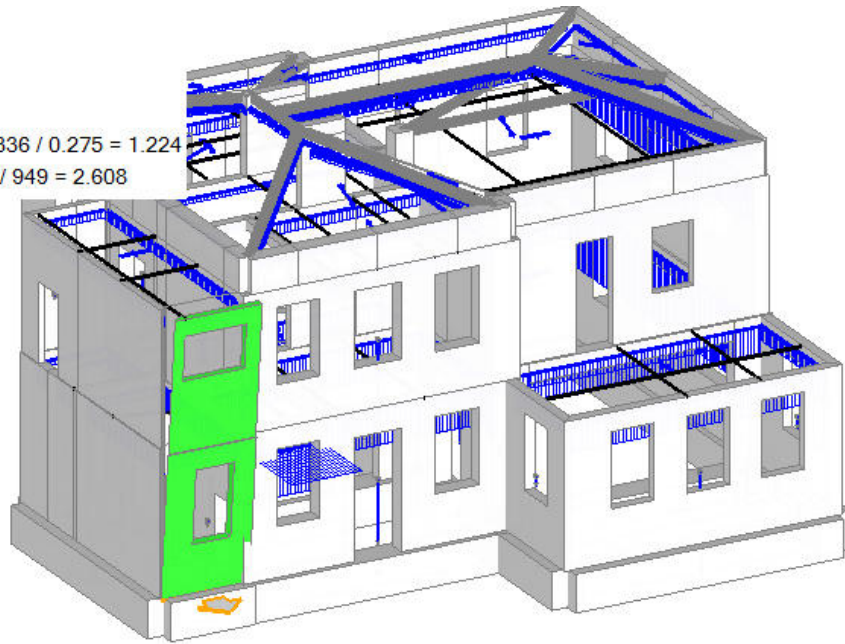
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.573$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**08. D1**

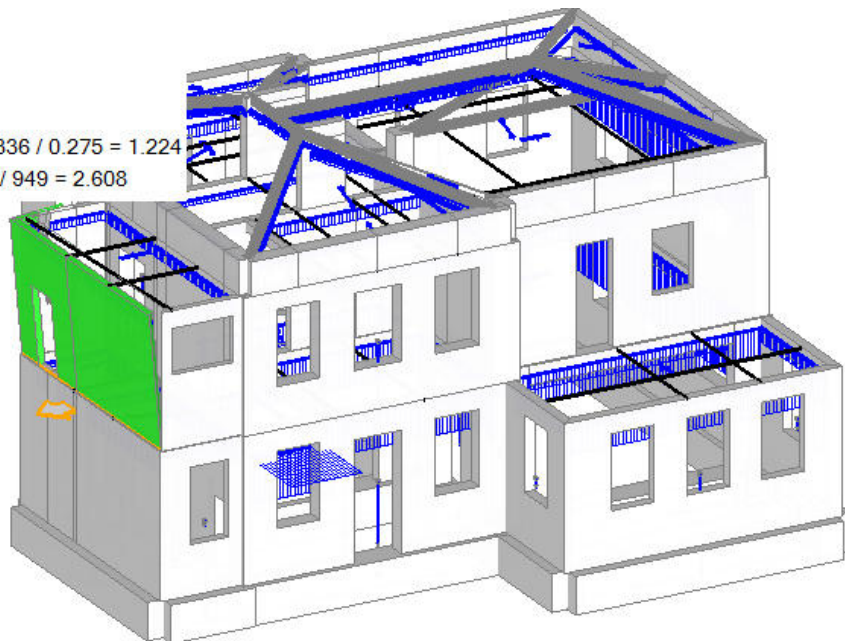
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.251$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



09. D2

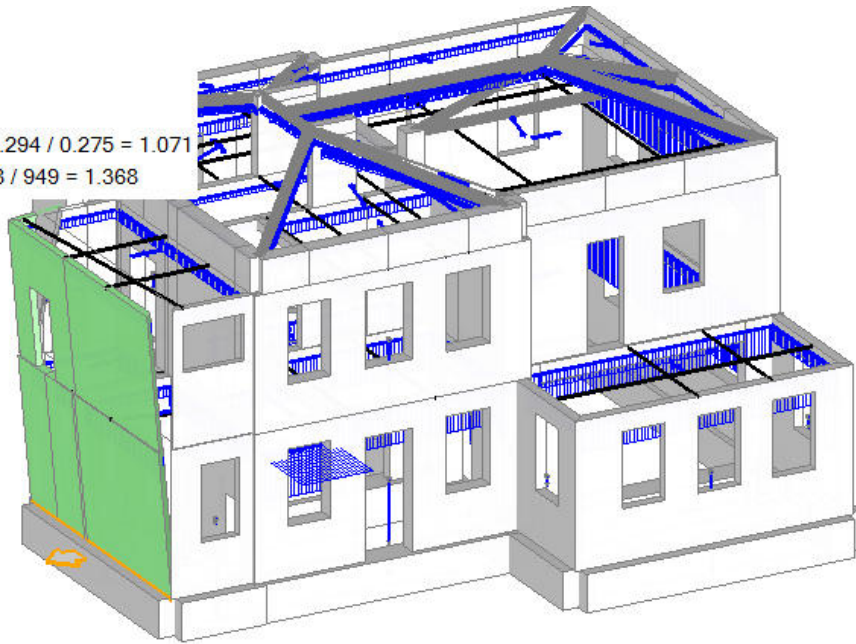
Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 0.158$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.294 / 0.275 = 1.071$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1298 / 949 = 1.368$$

**10. E1**

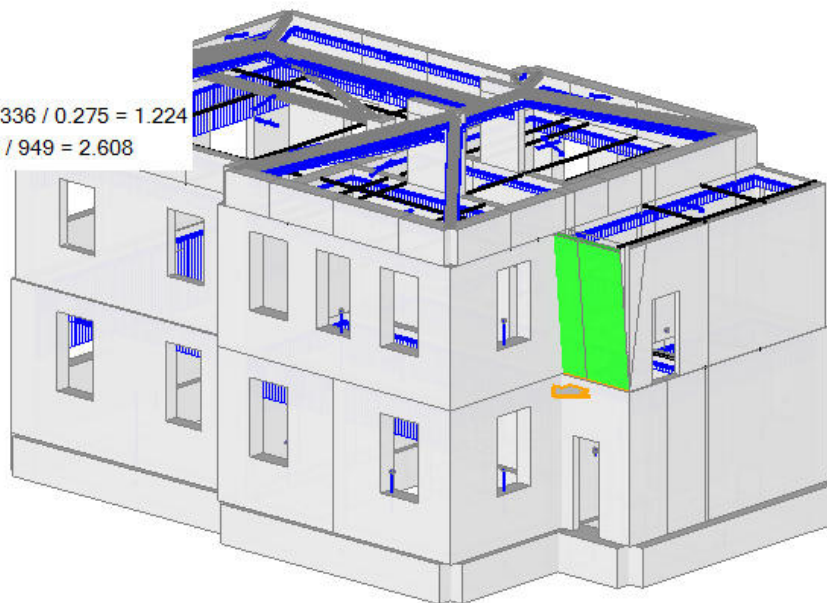
Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 0.939$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



11. E2

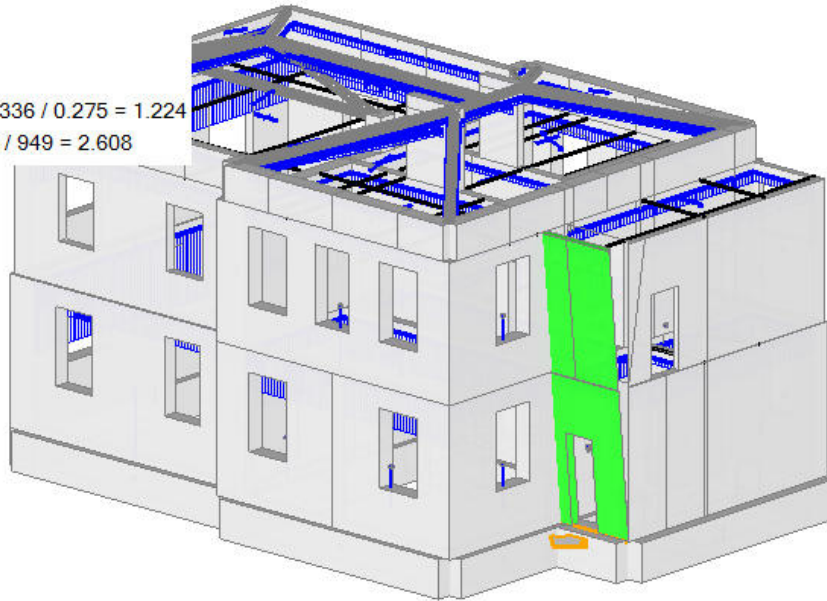
Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 0.498$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**12. F1**

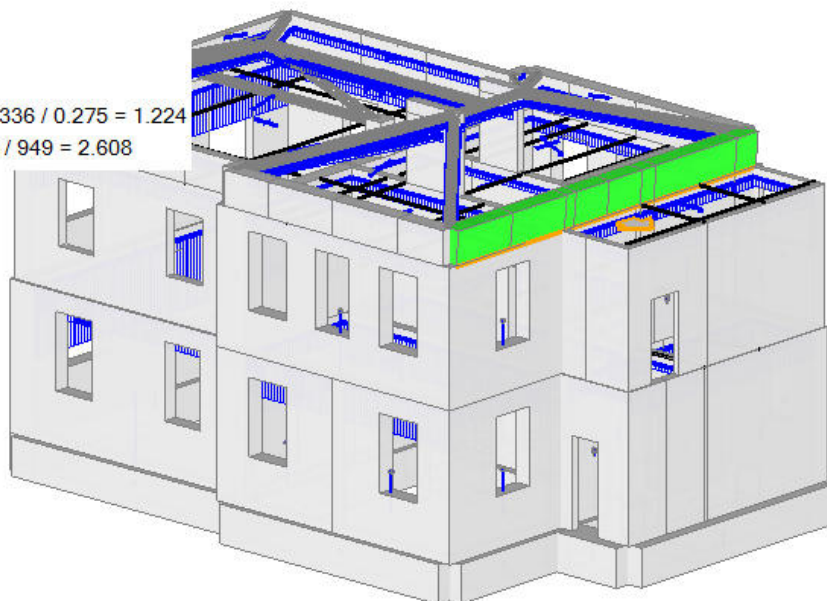
Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 0.542$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



13. F2

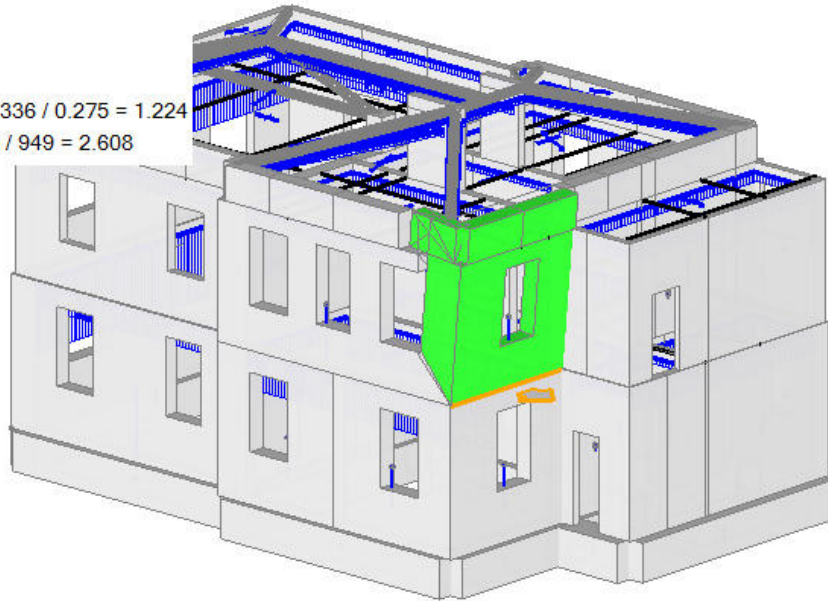
Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 0.299$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**14. F3**

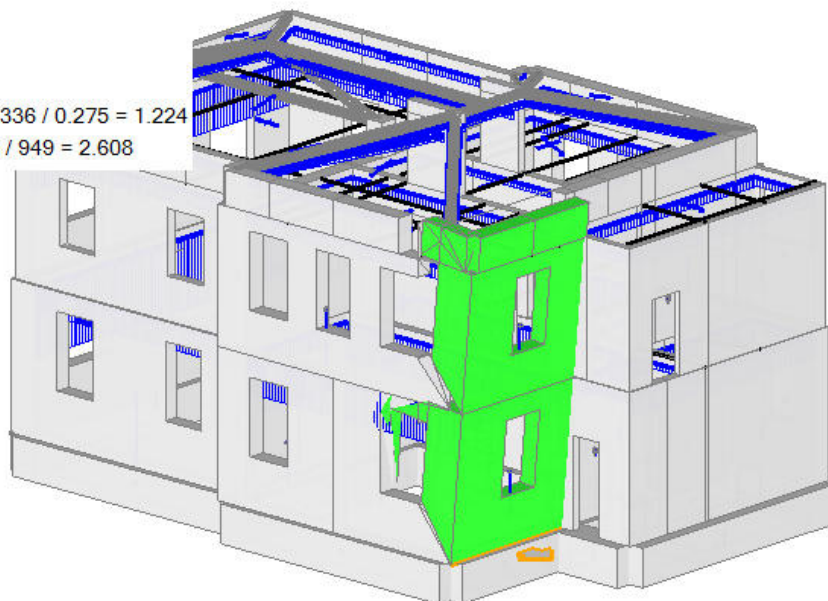
Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 0.180$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



15. G1

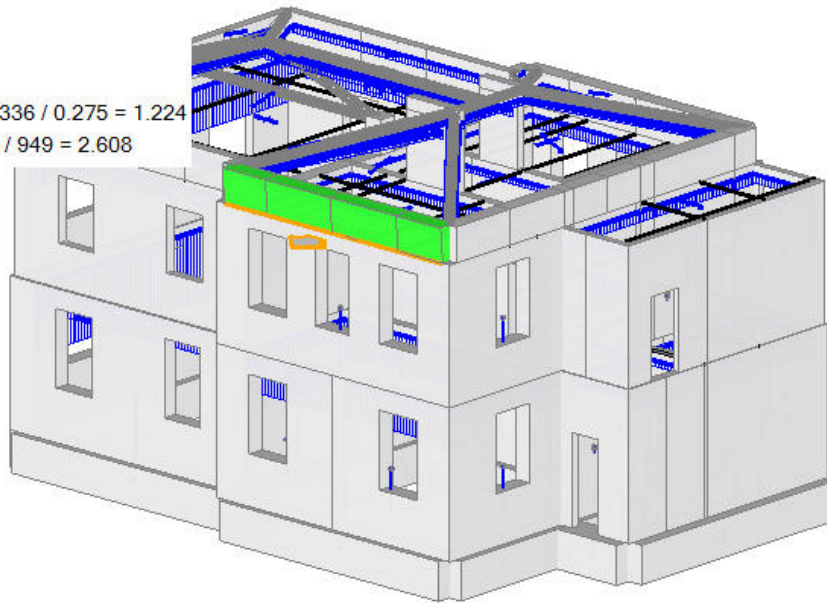
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.546$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**16. G2**

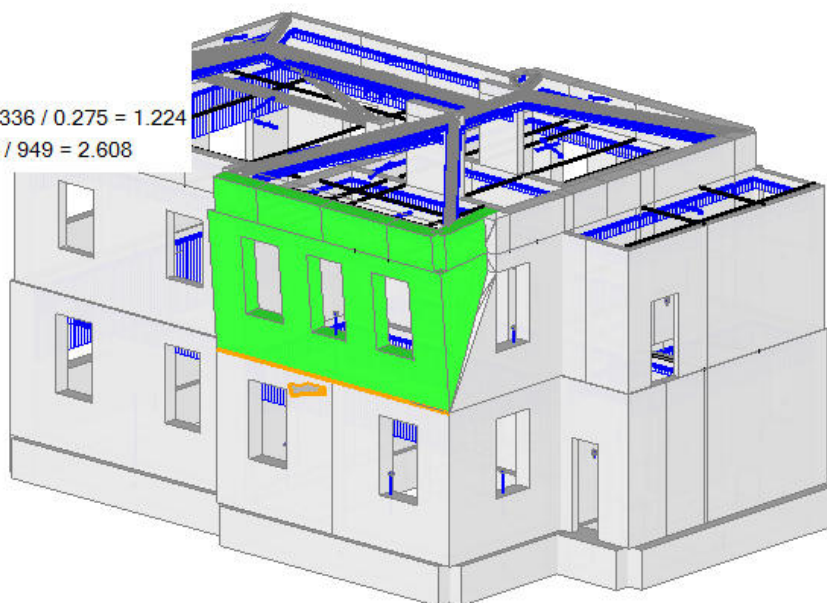
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.298$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



17. G3

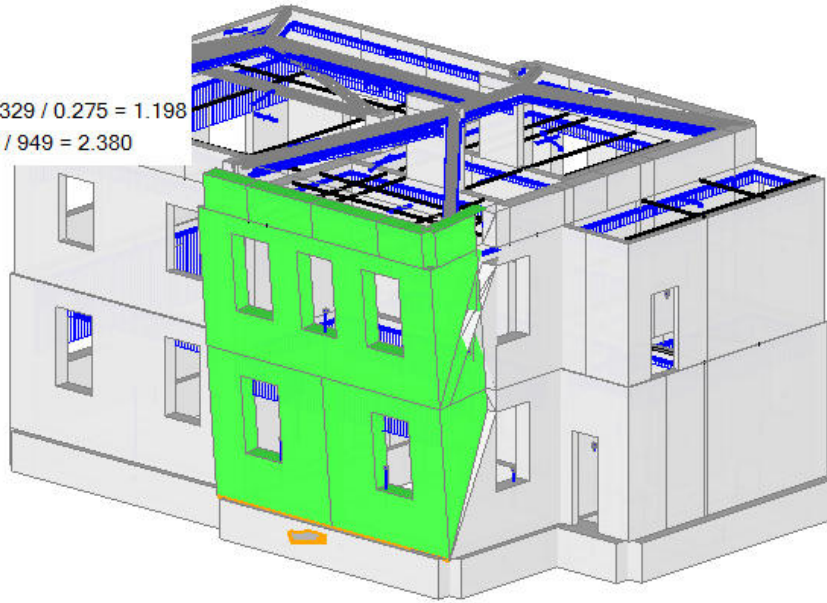
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.178$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.329 / 0.275 = 1.198$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2259 / 949 = 2.380$

**18. H1**

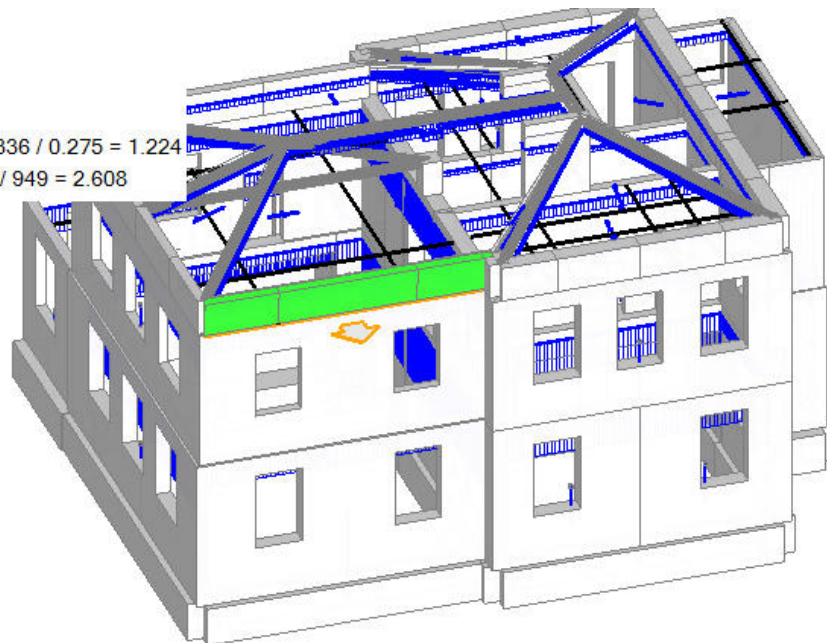
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.354$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$



19. H2

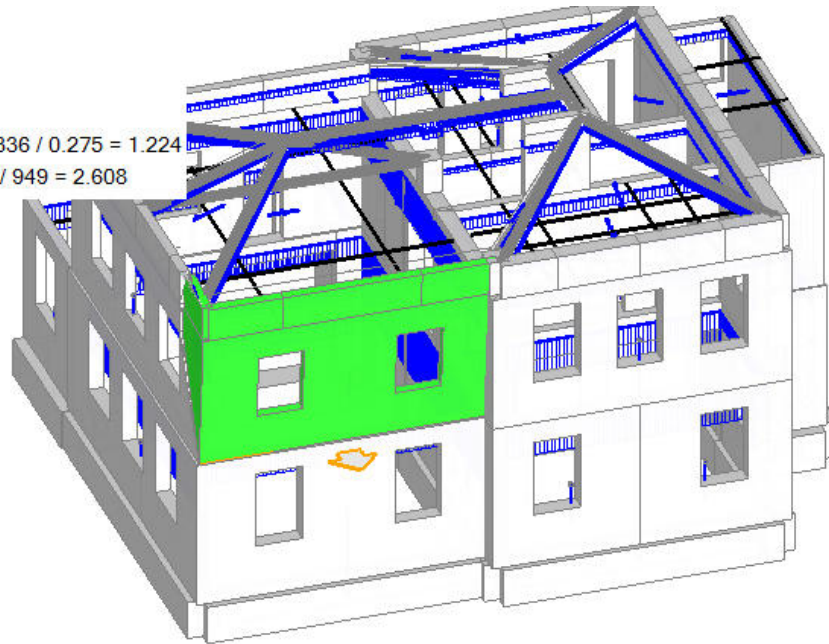
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.391$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**20. H3**

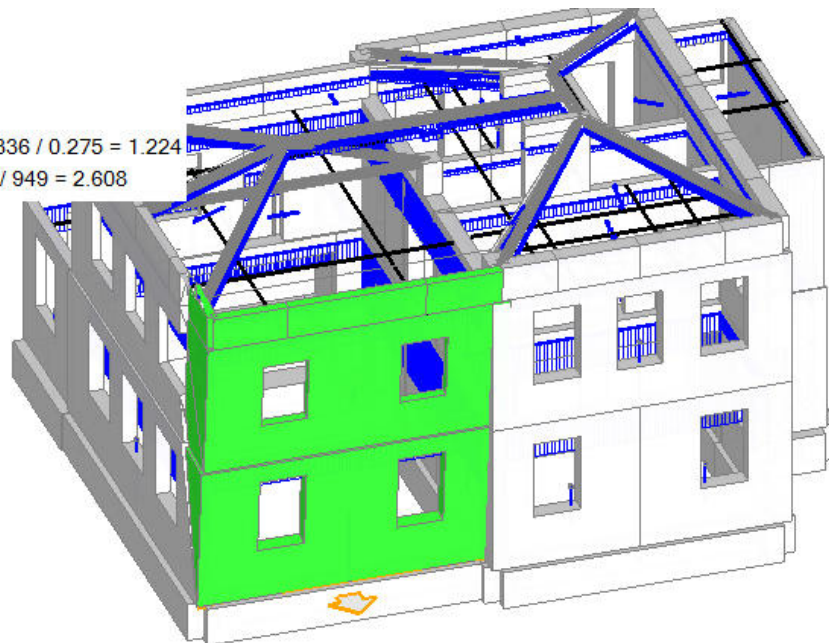
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.235$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



21. I1

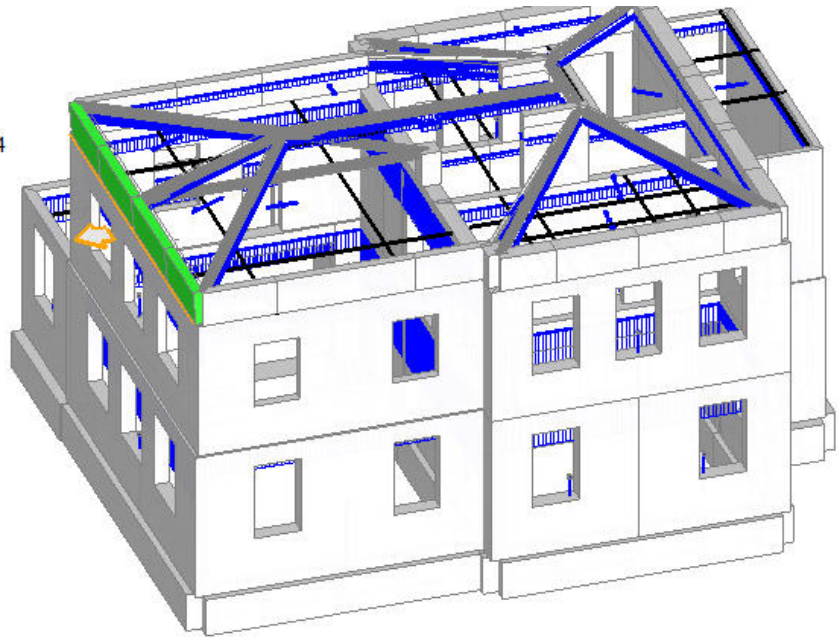
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.335$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**22. I2**

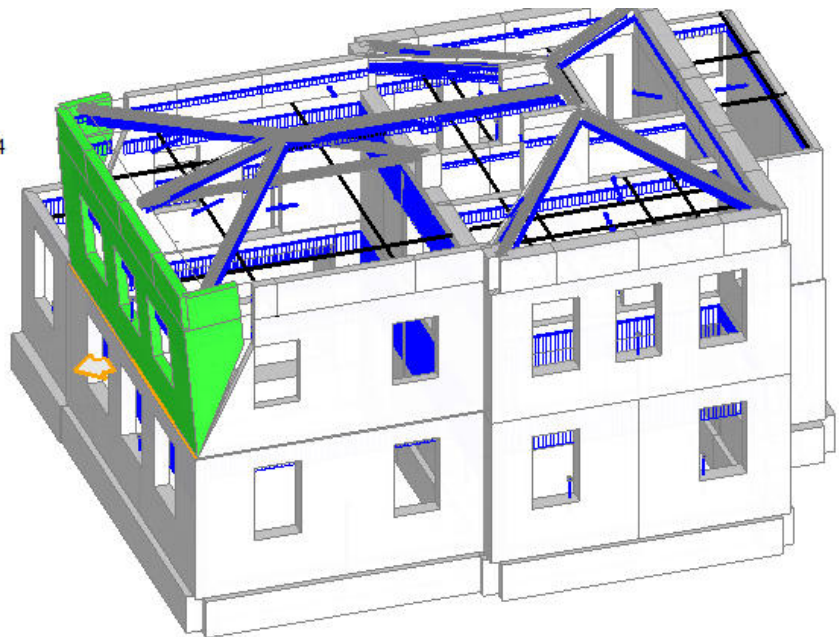
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.210$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



23. I3

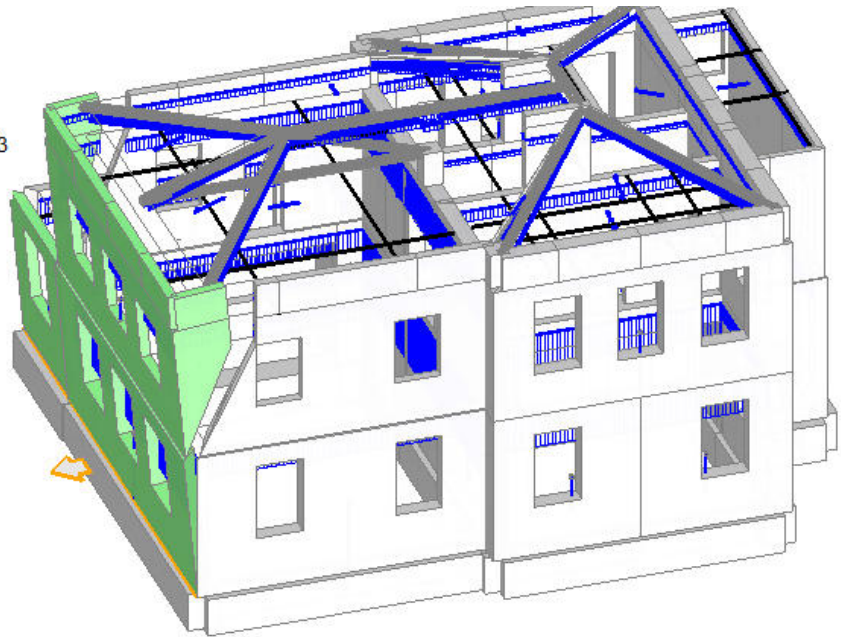
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.155$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.300 / 0.275 = 1.093$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1409 / 949 = 1.485$$

**24. L1**

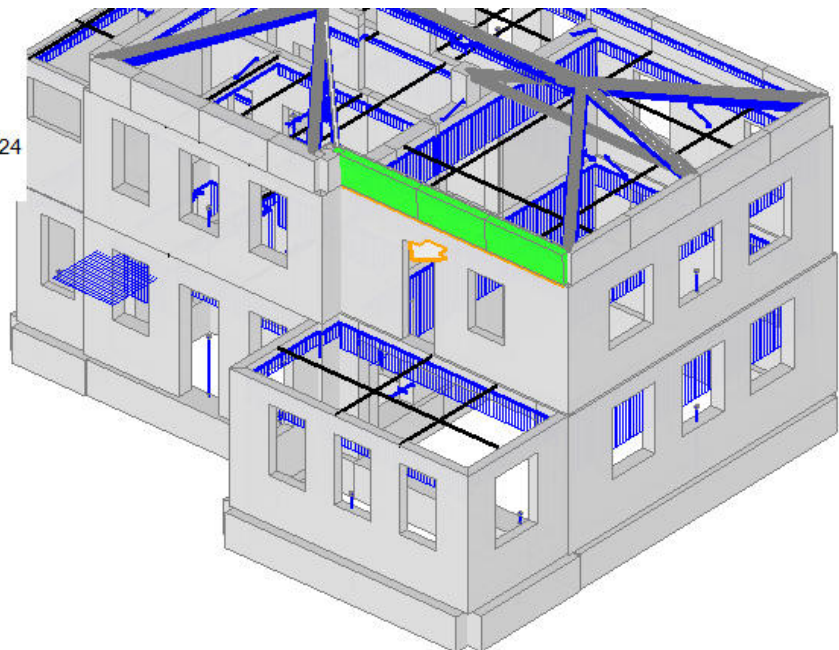
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.346$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



25. L2

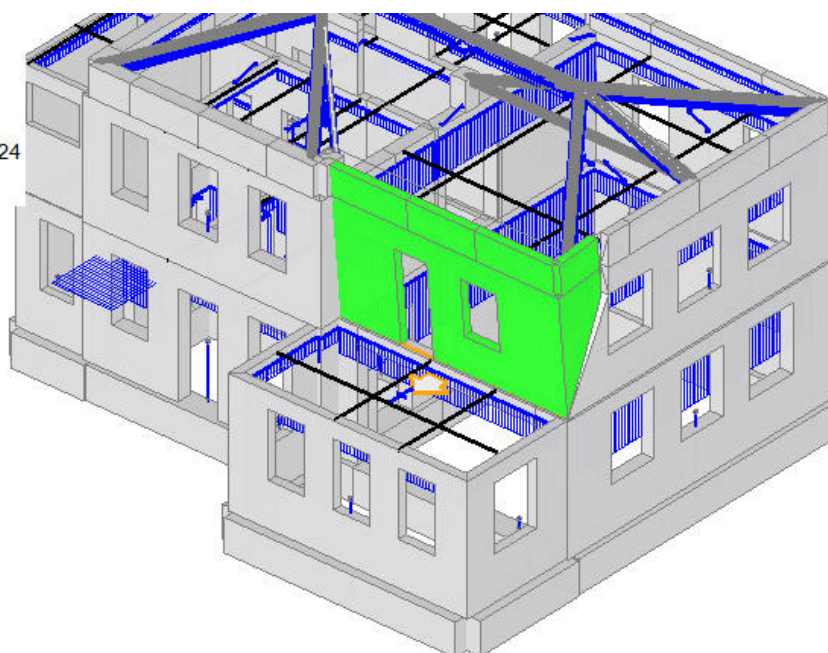
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.388$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.336 / 0.275 = 1.224$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$

**3.4.5.1. Esiti delle verifiche**

Gli indicatori di rischio nei confronti dei fenomeni dovuti ai cinematismi locali sono pertanto da considerarsi tutti superiori all'unità; e le corrispondenti verifiche completamente positive.

4. Conclusioni**La struttura permane non verificata nei confronti del sisma di progetto da NTC 08.**

L'esito della verifica di vulnerabilità, **nello stato di progetto post intervento**, è rappresentato dal minore fra gli Indicatori di Rischio Simico **riscontrati nelle analisi e verifiche sopra riportati, qui riepilogato sia in termini di accelerazione (α_V , PGA) che di tempo di ritorno (α_V , TR):**

	α_V , PGA	α_V , TR
• Pressoflessione ortogonale SLU	0.629	0.224

Si noti tuttavia che le verifiche negative a pressoflessione ortogonale riguardano gli elementi posti "in falso" sopra la palestra (parete divisoria fra terrazzo e aule a piano primo) sicuramente influenzate dalla modellazione numerica e dalla difficoltà intrinseca di modellazione degli elementi in falso (quali quelli evidenziati) che sottopongono i maschi murari a una sorta di decompressione non troppo aderente alla realtà.

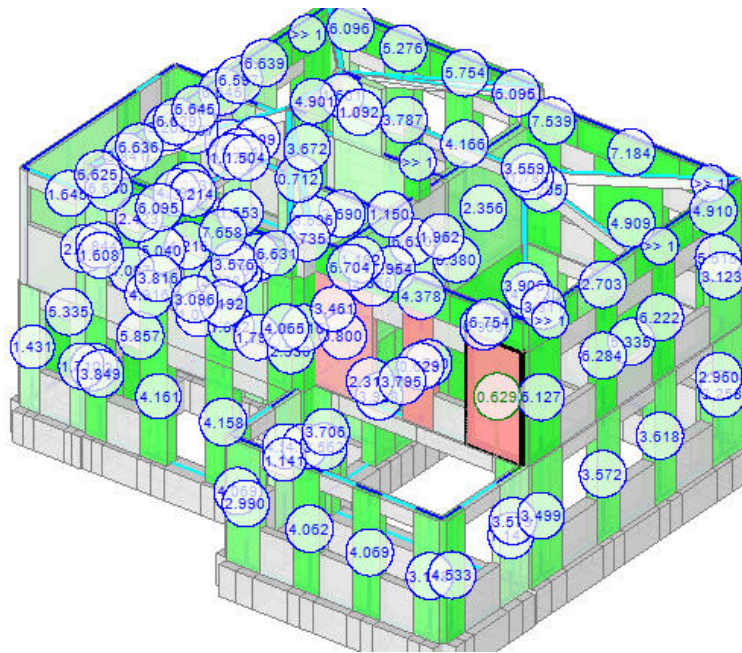


Figura 27: Esiti delle verifiche fuori piano SLV (PFLEX ORTO) e individuazione elementi non verificati.