

COMUNE DI SASSO MARCONI

PROVINCIA DI BOLOGNA

INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO STATICO E SISMICO
DELLA SCUOLA ELEMENTARE DEL CAPOLUOGO
VIA PORRETTANA, 469, SASSO MARCONI (BO)

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

COMMITTENTE:

COMUNE DI SASSO MARCONI

Piazza dei Martiri della Liberazione, 6

40037 Sasso Marconi (BO)



STUDIO CAMPAGNASSOCIATI

via G. Garibaldi n. 85/3

40033 Casalecchio di Reno BO

Progettazione strutturale:

dr ing. Gianluigi Campagna

STUDIO TECNICO ARCHITETTURA DI DONATO

VIA G. GARIBALDI, 85/3

40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)



TEL. 051-377667 CELL. 360577824

EMAIL: archmariadidonato@gmail.com

Progettazione architettonica:

dr arch. Maria Di Donato

OGGETTO: RELAZIONE DI CALCOLO ED
ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI
ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

COD. LAVORO

SUB.

NUM.PROG.

REV.

G87

RC

01

01

NOME FILE: G87.RC01.01.DWG

DATA	REV.	EMISSIONE	DISEGNATO	VERIFICATO	APPROVATO	SCALA
06/05/2019	00	PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE				
06/06/2019	01	CORREZIONE REFUSI				

INDICE

INTRODUZIONE	2
ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	4
a) descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito	4
b) descrizione della struttura	5
c) normativa di riferimento	5
d) definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica di base del sito	6
e) descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale	16
f) illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione	19
g) indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati	23
h) indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa	24
i) criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica	25
j) rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione delle strutture più significative	26
k) caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo	33
l) con riferimento alle strutture geotecniche o di fondazione	33
m) indicazione della categoria di intervento previsto	34
n) descrizione della struttura esistente nel suo insieme, delle eventuali interazioni con altre unità strutturali	34
o) definizione delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti le strutture interessate dall'intervento	35
p) risultati più significativi emersi dal confronto tra i livelli di sicurezza pre e post intervento – CIR. 02 FEBBRAIO 2009 N .6177 C.S.LL.PP. / Aedes PCM Progettazione di Costruzioni in Muratura – VERS. 2018	35
q) risultati più significativi dei livelli di sicurezza post intervento – CIR. 21 GENNAIO 2019 N .7 C.S.LL.PP. – VERS. 2019	55
ANALISI DEI CARICHI	60
DIMENSIONAMENTO DELLE NUOVE STRUTTURE	63

INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa alle opere strutturali previste, nell'ambito dell'intervento di **ADEGUAMENTO STATICO E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA ELEMENTARE CAPOLUOGO**.



Foto 1 Immagine satellitare

Il complesso su cui si andrà ad intervenire, di proprietà del Comune di Sasso Marconi, è adibito a scuola primaria. Di antica edificazione, esso ha subito nel tempo, interventi di rimaneggiamento ed ampliamento piuttosto importanti, gli ultimi in ordine di tempo a cavallo degli anni '80 del secolo scorso.

Nella sua configurazione attuale esso è costituito da quattro unità strutturali (U.S.).

Per unità strutturale si intende quella porzione di un complesso edilizio che strutturalmente può essere considerato indipendente o solo marginalmente influenzato dalle altre porzioni dello stesso complesso e che pertanto può essere studiato separatamente. L'Unità strutturale si intende caratterizzata da continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali, delimitata da spazi aperti o da giunti strutturali o da edifici strutturalmente contigui, ma almeno tipologicamente diversi, quali ad esempio:

- a. Fabbricati costruiti in epoche diverse;
- b. Fabbricati costruiti con materiali diversi;
- c. Fabbricati con solai posti a quota diversa;
- d. Fabbricati aderenti solo in minima parte.

Le unità strutturali che compongono il complesso edilizio in oggetto sono sinteticamente illustrate nell'immagine riportata di seguito e verranno più dettagliatamente descritte nel seguito:

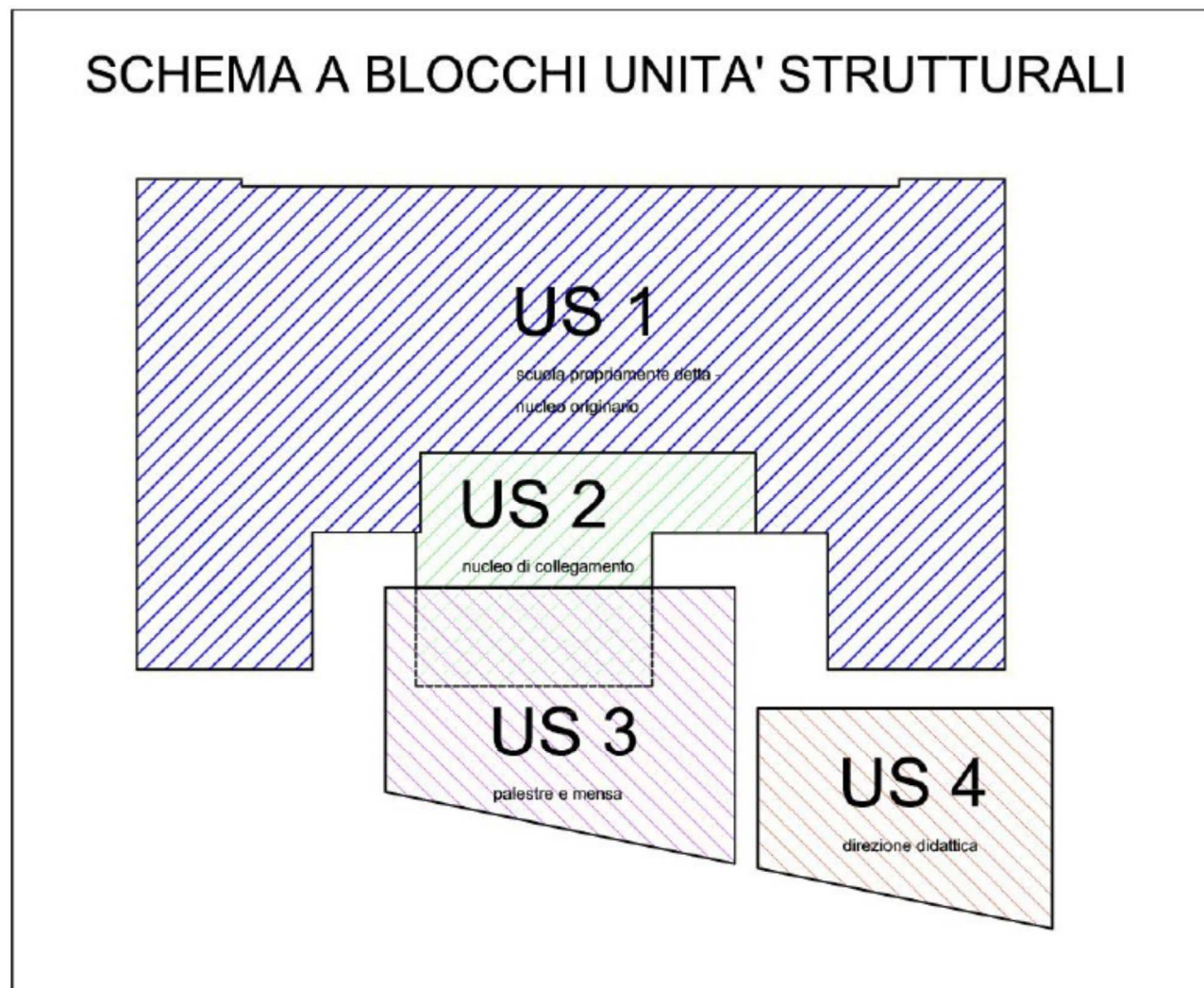


Immagine 1 Schema a Blocchi delle U.S. che costituiscono il complesso scolastico

Per la descrizione delle varie U.S. e per l'analisi Storica e Storico Critica, si rimanda a:

1. **"RELAZIONE STORICA"**, redatta dal dr arch. Maria di Donato.
2. **"VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI SENSI DELL'OPCM 3274/03, DELL'OPCM3362/04 E S.M.I."** redatta dal dr ing. Giovanni Terzo dell'INTERGICO STUDIO ASSOCIATO;

L'intervento che si andrà a realizzare interesserà la U.S. 1.

Vengono di seguito descritte le opere in progetto, i criteri metodologici e le modalità tecniche ed esecutive previste, valutandone l'interferenza con l'assetto statico costruttivo dell'intero edificio e verificandone la compatibilità alla luce delle Linee Guida.

sismica dei suoli dell'Asilo Nido Grimandi posto nell'area confinante alla scuola elementare Capoluogo;

- Relazione geologica relativa a terreni limitrofi redatta dal Dott. Geol. Paolo DAL PIAN del maggio 2009, finalizzata al progetto di sopraelevazione dell'edificio comunale di Sasso Marconi posto a circa 300 metri dalla scuola elementare del Capoluogo;
- Relazione Geologica relativa alla Scuola in oggetto, ma con prove geologiche svolte nei terreni limitrofi, redatta nel 2003 dal Dott. Geol. Graziano GRIMANDI (ditta Geo Probe) per gli interventi di adeguamento normativo e funzionale svolti nell'anno 2003.

Dall'analisi della documentazione fornita, al fine della caratterizzazione geotecnica del sito si sono assunti i seguenti parametri:

$$c_{uk} = 0,00 \text{ daN / cm}^2$$

$$\phi_k = 27,7^\circ$$

$$\gamma_{nat,k} = 17,60 \text{ kN / m}^3$$

$$K_w = 4.5 \text{ daN / cm}^3$$

Per quanto concerne la verifica del potenziale di liquefacibilità dei terreni di fondazione, la Relazione Geologica del PSC, vigente, del Comune di Sasso Marconi, constata che tutte le prove di repertorio censite rilevano l'assenza di condizioni tali per cui il fenomeno della liquefacibilità possa innescarsi. Conclusione confermata dalle indagini geologiche realizzate nell'intorno del Municipio di Sasso Marconi, le quali hanno evidenziato l'assenza di terreni potenzialmente liquefacibili, ovvero sabbie sciolte, in assenza di depositi coerenti.

Ai fini della valutazione della risposta sismica locale si assumono le seguenti classi:

Categoria di sottosuolo : B

“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.”

Categoria di topografica : T1

“Superficie piana, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”

B) DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Per la descrizione della struttura si rimanda alla relazione **“VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI SENSI DELL'OPCM 3274/03, DELL'OPCM 3362/04 E S.M.I.”** redatta dal dr ing. Giovanni Terzo dell'INTERGICO STUDIO ASSOCIATO.

C) NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto delle strutture sarà effettuato in accordo con le seguenti normative:

- **Legge 5 novembre 1971, N°1086** - *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”*
- **Legge 2 febbraio 1974, N° 64** - *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*

- **D.M. LL. PP. 14 gennaio 2008** - *“Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”*
- **Circolare LL. PP. 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP** - *“Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”*

L'utilizzo della circolare del 2009, è stato scelto per rendere confrontabili i risultati delle analisi prima e dopo l'intervento. La verifica della struttura nello stato di fatto, eseguita dal dr ing. Giovanni Terzo, avvenne con tale decreto, prima della pubblicazione della **Circolare LL. PP. 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP**

- **Circolare LL. PP. 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP** - *“Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”*

Per completezza, si riportano, anche, i valori ottenuti utilizzando la **Circolare LL. PP. 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP**

D) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO CHE CONCORRONO ALLA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE DEL SITO

Il territorio del Comune di Sasso Marconi BO rientra tra quelli classificati sismici con O.P.C.M.C. N. 3274 del 20 marzo 2003 e ricompresi in zona 3, bassa sismicità in una scala a severità decrescente (zona 1, zona 2, zona 3, zona 4), classificazione entrata in vigore in via definitiva il 23 ottobre 2005.

L'intervento che si andrà a realizzare è teso a eliminare, o ridurre, le principali carenze riscontrate in fase di verifica e brevemente illustrate nella relazione del dr ing. Giovanni Terzo, attraverso interventi di rinforzo strutturale locale e di miglioramento sismico, nel rispetto della tipologia strutturale ed architettonica del bene in oggetto.

Il D.M.17 gennaio 2018 valuta le azioni sismiche in relazione al “tipo di costruzione” (dal quale deriva la vita nominale V_N) e alla “classe d'uso” (dalla quale si ricava il coefficiente d'uso C_U).

Tipo 2: opere ordinarie →

$V_N \geq 50$ anni (vita nominale)

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. →

$C_U = 1,50$ (Coefficiente d'uso)

Il “periodo di riferimento” (che non può essere inferiore ai 35 anni) si ricava dalla relazione:

$$V_R = V_N * C_U = 50 * 1,50 = 75$$

L'azione sismica di riferimento è definita in base pericolosità sismica del sito di costruzione. Il territorio nazionale è stato diviso con una griglia di passo 0,05°: i nodi del reticolo rappresentano punti in cui gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica di progetto, sono noti. In base alle

coordinate geografiche del sito di costruzione si individuano i 4 nodi che definiscono la maglia di appartenenza del sito stesso e, dall'interpolazione dei valori relativi a ciascuno dei 4 nodi, si ottengono i valori degli spettri di risposta del sito in esame.

	Sessadecimali WGS 84	Sessadecimali ED 50
Latitudine Nord	44.397057°	44.397999°
Longitudine Est	11.246504°	11.247497°

Le probabilità di superamento del periodo di riferimento V_R cui riferirsi per l'individuazione dell'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella sotto:

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

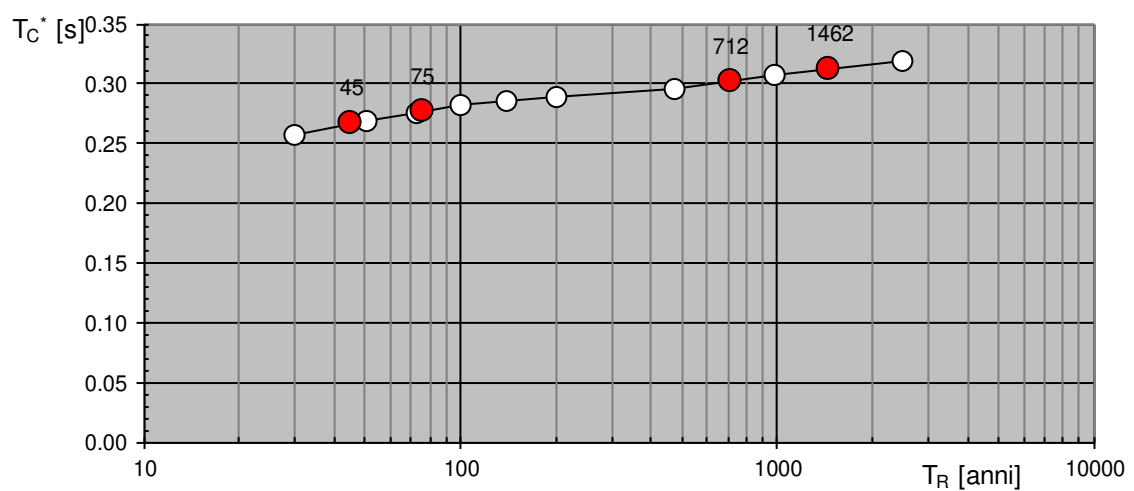
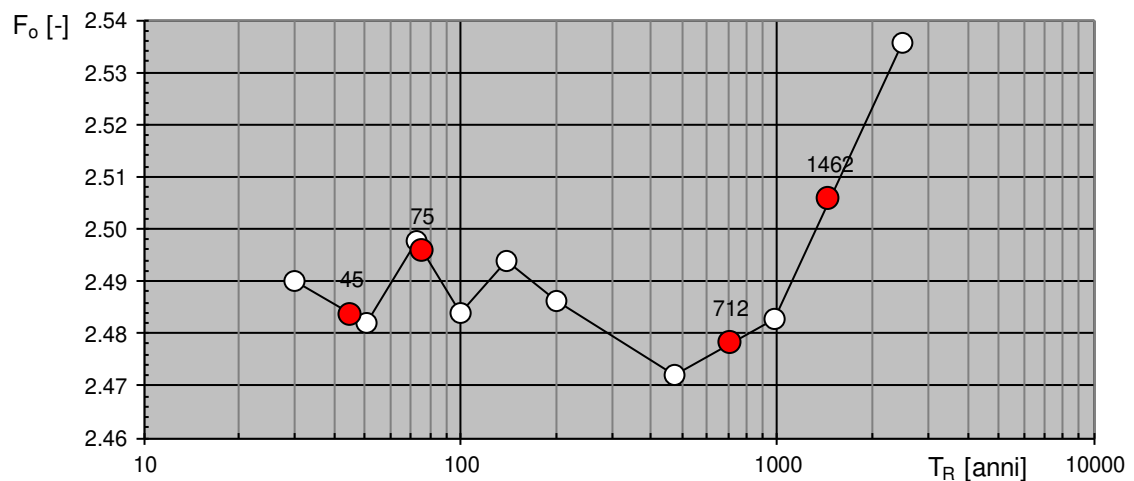
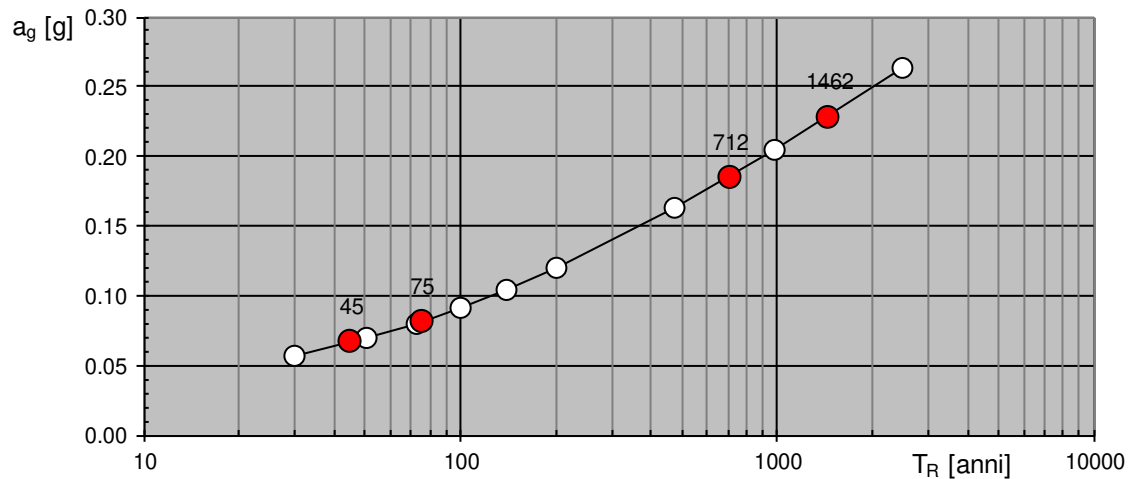
Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{V_R} , a partire dai valori dei seguenti parametri:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.067	2.484	0.267
SLD	75	0.082	2.496	0.277
SLV	712	0.185	2.478	0.302
SLC	1462	0.228	2.506	0.312

Quando si progetta agli S.L.D. non si ricorrere alle capacità dissipative della struttura e effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto $S_d(T)$ ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q=1$. Quando si progetta agli S.L.U., ricorrendo alle capacità dissipative della struttura, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di comportamento $q>1$. (In pratica le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura stessa, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni).

Il fattore di comportamento q da utilizzare dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità, dai criteri di progettazione adottati e prende in conto la non linearità del materiale.

Per strutture dissipative, quali gli edifici in muratura, si assume:

$$q = k_R \cdot q_0$$

dove, per costruzioni in muratura ordinaria, q_0 può assumere il valore massimo di:

$$q_0 = 1,75 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

k_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza. Per edifici esistenti in muratura, non regolari in elevazione, i valori del fattore di comportamento vanno ridotti del 25%.

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

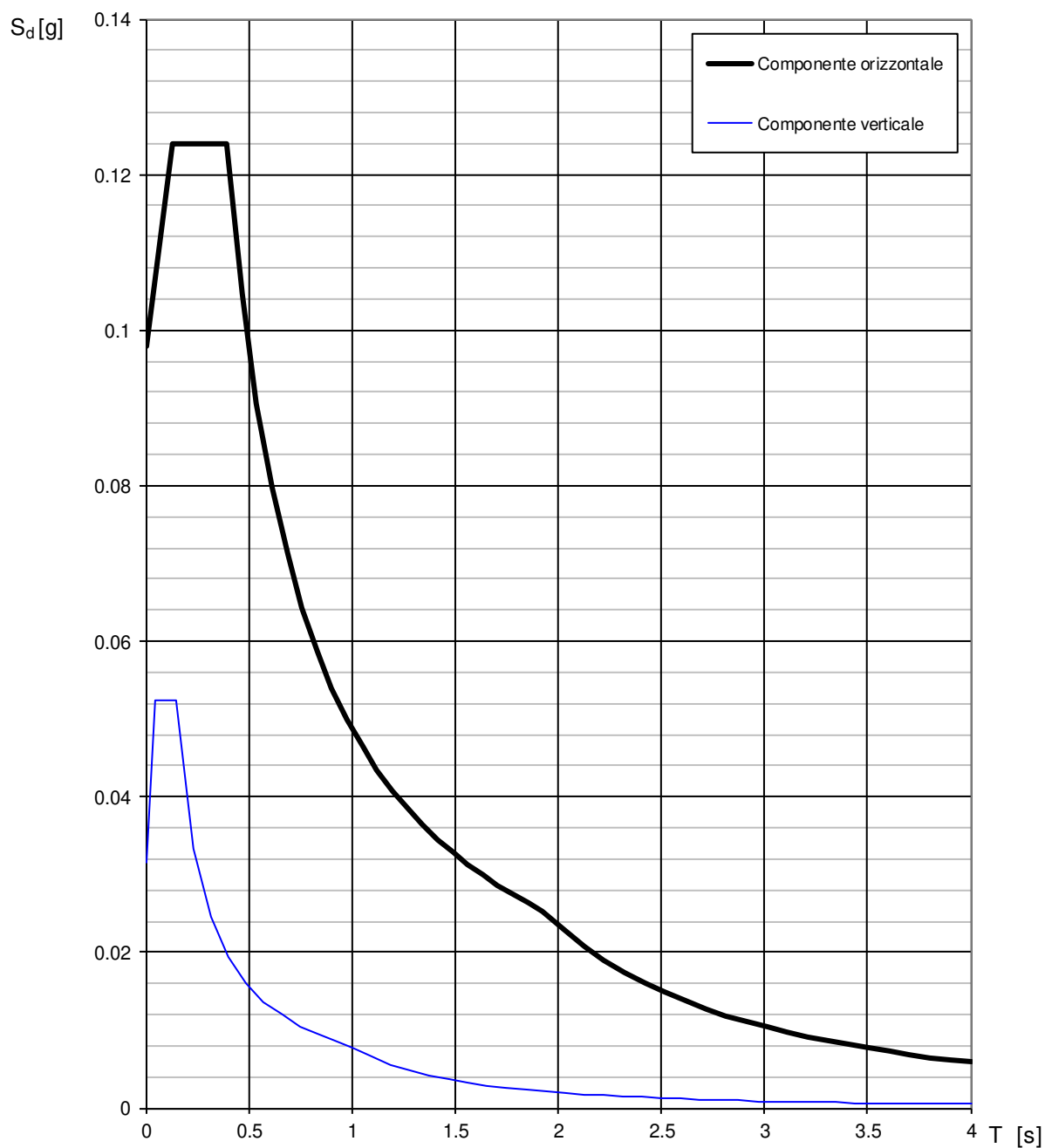
α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \text{ in questa fase, per costruzioni in muratura esistenti, si può assumere: } \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,50$$

Pertanto in questa fase si assume:

$$q = 0,75 \cdot q_0 = k_R \cdot 1,75 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 0,75 \cdot 1,75 \cdot 1,50 = 1,97$$

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.082 g
F_o	2.496
T_C^*	0.277 s
S_S	1.200
C_C	1.422
S_T	1.000
q	1.970

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.508
T_B	0.131 s
T_C	0.394 s
T_D	1.926 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.3})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.4; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.6})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.5})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.7})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-18 Eq. 3.2.2)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento. (NTC-18 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.098
$T_B \leftarrow$	0.131	0.124
$T_C \leftarrow$	0.394	0.124
	0.467	0.105
	0.540	0.090
	0.613	0.080
	0.686	0.071
	0.759	0.064
	0.832	0.059
	0.905	0.054
	0.978	0.050
	1.050	0.046
	1.123	0.043
	1.196	0.041
	1.269	0.038
	1.342	0.036
	1.415	0.034
	1.488	0.033
	1.561	0.031
	1.634	0.030
	1.707	0.029
	1.780	0.027
	1.853	0.026
$T_D \leftarrow$	1.926	0.025
	2.025	0.023
	2.124	0.021
	2.223	0.019
	2.321	0.017
	2.420	0.016
	2.519	0.015
	2.618	0.014
	2.716	0.013
	2.815	0.012
	2.914	0.011
	3.013	0.010
	3.111	0.010
	3.210	0.009
	3.309	0.009
	3.408	0.008
	3.506	0.008
	3.605	0.007
	3.704	0.007
	3.803	0.007
	3.901	0.006
	4.000	0.006

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0.031 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	0.962
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.3})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-18 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-18 Eq. 3.2.8)

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

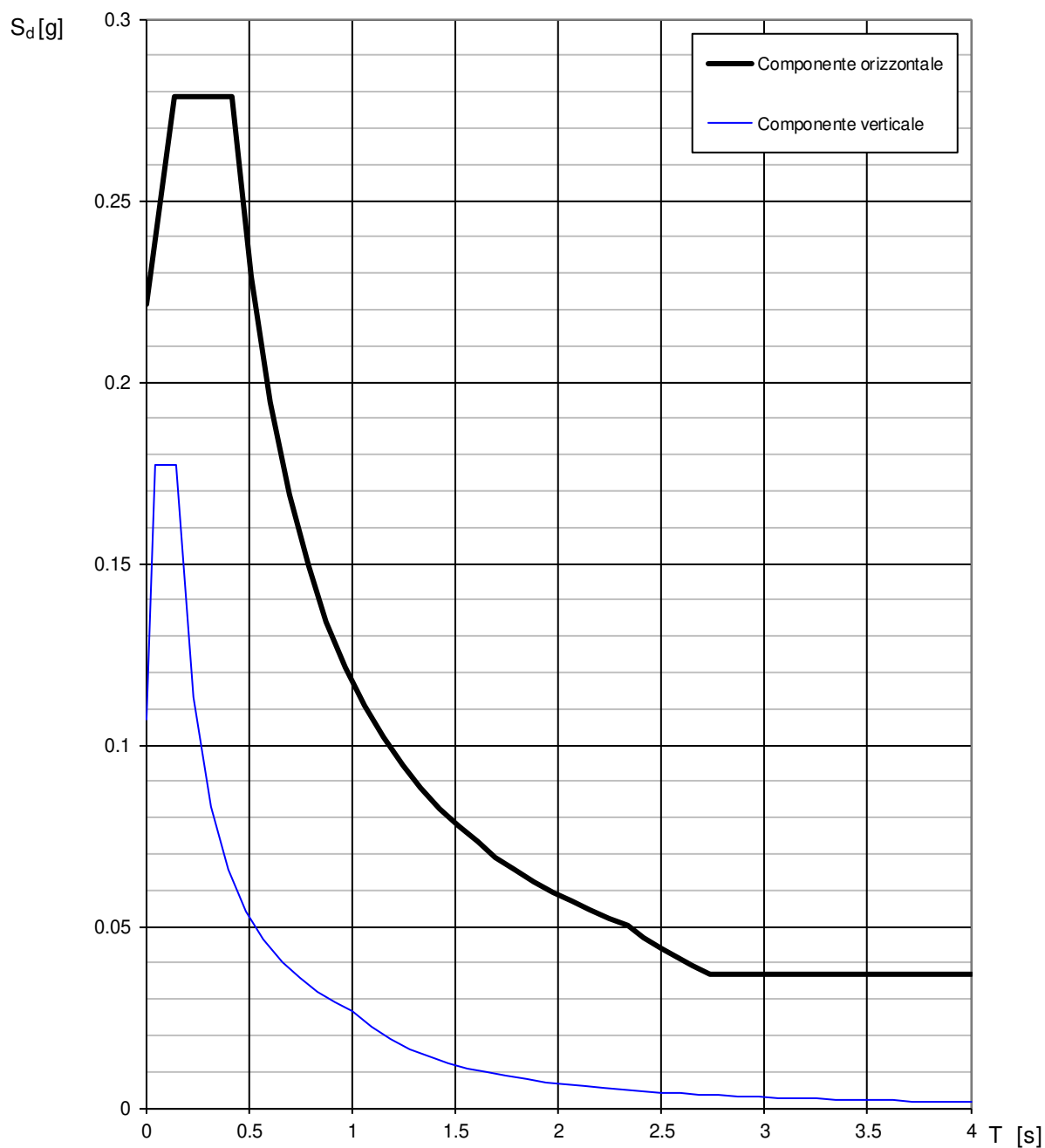
$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.031
$T_B \leftarrow$	0.050	0.052
$T_C \leftarrow$	0.150	0.052
	0.235	0.033
	0.320	0.025
	0.405	0.019
	0.490	0.016
	0.575	0.014
	0.660	0.012
	0.745	0.011
	0.830	0.009
	0.915	0.009
$T_D \leftarrow$	1.000	0.008
	1.094	0.007
	1.188	0.006
	1.281	0.005
	1.375	0.004
	1.469	0.004
	1.563	0.003
	1.656	0.003
	1.750	0.003
	1.844	0.002
	1.938	0.002
	2.031	0.002
	2.125	0.002
	2.219	0.002
	2.313	0.001
	2.406	0.001
	2.500	0.001
	2.594	0.001
	2.688	0.001
	2.781	0.001
	2.875	0.001
	2.969	0.001
	3.063	0.001
	3.156	0.001
	3.250	0.001
	3.344	0.001
	3.438	0.001
	3.531	0.001
	3.625	0.001
	3.719	0.001
	3.813	0.001
	3.906	0.001
	4.000	0.000

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.185 g
F_o	2.478
T_C^*	0.302 s
S_S	1.200
C_C	1.398
S_T	1.000
q	1.970

Parametri dipendenti

S	1.200
η	0.508
T_B	0.141 s
T_C	0.422 s
T_D	2.339 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.3})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.4; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.6})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.5})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.7})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-18 Eq. 3.2.2)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento. (NTC-18 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.222
$T_B \leftarrow$	0.141	0.279
$T_C \leftarrow$	0.422	0.279
	0.513	0.229
	0.604	0.195
	0.696	0.169
	0.787	0.149
	0.878	0.134
	0.969	0.121
	1.061	0.111
	1.152	0.102
	1.243	0.095
	1.335	0.088
	1.426	0.082
	1.517	0.078
	1.608	0.073
	1.700	0.069
	1.791	0.066
	1.882	0.062
	1.974	0.060
	2.065	0.057
	2.156	0.055
	2.247	0.052
$T_D \leftarrow$	2.339	0.050
	2.418	0.047
	2.497	0.044
	2.576	0.041
	2.655	0.039
	2.734	0.037
	2.813	0.037
	2.892	0.037
	2.972	0.037
	3.051	0.037
	3.130	0.037
	3.209	0.037
	3.288	0.037
	3.367	0.037
	3.446	0.037
	3.525	0.037
	3.604	0.037
	3.684	0.037
	3.763	0.037
	3.842	0.037
	3.921	0.037
	4.000	0.037

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.107 g
S_S	1.000
S_T	1.000
q	1.500
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.438
S	1.000
η	0.667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.3})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-18 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-18 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-18 Eq. 3.2.8)

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.107
$T_B \leftarrow$	0.050	0.177
$T_C \leftarrow$	0.150	0.177
	0.235	0.113
	0.320	0.083
	0.405	0.066
	0.490	0.054
	0.575	0.046
	0.660	0.040
	0.745	0.036
	0.830	0.032
	0.915	0.029
$T_D \leftarrow$	1.000	0.027
	1.094	0.022
	1.188	0.019
	1.281	0.016
	1.375	0.014
	1.469	0.012
	1.563	0.011
	1.656	0.010
	1.750	0.009
	1.844	0.008
	1.938	0.007
	2.031	0.006
	2.125	0.006
	2.219	0.005
	2.313	0.005
	2.406	0.005
	2.500	0.004
	2.594	0.004
	2.688	0.004
	2.781	0.003
	2.875	0.003
	2.969	0.003
	3.063	0.003
	3.156	0.003
	3.250	0.003
	3.344	0.002
	3.438	0.002
	3.531	0.002
	3.625	0.002
	3.719	0.002
	3.813	0.002
	3.906	0.002
	4.000	0.002

E) DESCRIZIONE DEI MATERIALI E DEI PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

Per la realizzazione delle opere è stato previsto l'impiego dei seguenti materiali:

ELEVAZIONI – INTERNI:

Classe	C25/30	B450C	
R_{ck}	30,00 N/mm ²	f_{yk}	450,00 N/mm ²
f_{ck}	24,90 N/mm ²	f_{tk}	540,00 N/mm ²
f_{ctk}	2,56 N/mm ²	γ_s	1,15
γ_c	1,50	f_{yd}	391,30 N/mm ²
f_{cd}	14,11 N/mm ²	E_{sm}	210.000 N/mm ²
f_{tdk}	1,71 N/mm ²		
E_{cm}	31.447 N/mm ²		

CLASSE DI RESISTENZA: C25/30

CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC1

CLASSE DI CONSISTENZA: S5

ACCIAIO DA CARPENTERIA

S 275			
f_{tk}	430,00 N/mm ²	f_{yk}	275,00 N/mm ²
γ_{M0}	1,05	f_{yd}	261,90 N/mm ²
γ_{M1}	1,05	f_{yd}	261,90 N/mm ²
γ_{M2}	1,25	f_{yd}	220,00 N/mm ²
E_s	210.000,00 N/mm ²		

MURATURA ESISTENTE:

La muratura esistente viene classificata, secondo la nuova normativa come “muratura in pietra a spacco con buona tessitura”, quella del piano interrato e di parte del piano terreno, come “muratura in mattoni pieni e malta di calce”.

Si riporta di seguito la tabella C8.5.1 (Circ. 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP.).

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.; doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

MURATURA IN PIETRA A SPACCO CON BUONA TESSITURA

$f_m = 2,60 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a compressione della muratura
$\tau_0 = 0,056 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a taglio della muratura
$E = 1.740 \text{ N/mm}^2$	valore medio del modulo di elasticità normale
$G = 580 \text{ N/mm}^2$	valore medio del modulo di elasticità tangenziale
$W = 21,00 \text{ kN/m}^3$	peso specifico medio della muratura

MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE

$f_m = 2,60 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a compressione della muratura
$\tau_0 = 0,050 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a taglio della muratura
$E = 1.500 \text{ N/mm}^2$	valore medio del modulo di elasticità normale
$G = 500 \text{ N/mm}^2$	valore medio del modulo di elasticità tangenziale
$W = 18,00 \text{ kN/m}^3$	peso specifico medio della muratura

Poiché sono state eseguite solo limitate indagini in sito si assume di aver raggiunto un livello di conoscenza LC1 e si assume il corrispondente fattore di confidenza:

$$FC = 1,35$$

Si riporta di seguito la tabella 4.5.II (DM. 17 gennaio 2018).

Tab. 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Si assume la classe di esecuzione 2, pertanto il valore del coefficiente γ_M :

$$\gamma_M = 3,00$$

MURATURA DI MATTONI DA REALIZZARE:

Muratura in mattoni semipieni $f_{bk} \geq 10,00 \text{ N/mm}^2$

Malta cementizia, a prestazione garantita M5 $R \geq 5,00 \text{ N/mm}^2$

Per tale tipo di muratura risulta:

- dalla tabella 11.10.VI

Tab. 11.10.VI - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	–

Risulta:

$$f_k = 3,40 \text{ N/mm}^2$$

- dalla tabella 11.10.VIII

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm^2)

Elementi per muratura	f_{vk0} (N/mm^2)		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5 \text{ mm}$ e $\leq 3 \text{ mm}$)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20 0,30	0,30*	0,15
	M2,5 - M9 0,20		
	M1 - M2 0,10		
Silicato di calcio	M10 - M20 0,20	0,20**	0,15
	M2,5 - M9 0,15		
	M1 - M2 0,10		
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20 0,20	0,20**	0,15
	M2,5 - M9 0,15		
	M1 - M2 0,10		

* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 5,0 \text{ N/mm}^2$

** valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 3,0 \text{ N/mm}^2$

Risulta:

$$f_{vk0} = 0,20 \text{ N/mm}^2$$

- modulo di elasticità normale secante
 $E = 1.000 \cdot f_k = 1.000 \cdot 3,40 = 3.400 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità tangenziale secante
 $G = 0,40 \cdot E = 0,40 \cdot 3.400 = 1.360 \text{ N/mm}^2$

Assumendo per la muratura da realizzare una classe di esecuzione 2, per muratura con elementi resistenti di I categoria e malta a prestazione garantita, dalla tabella 4.5.II

Tab. 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

$$\gamma_M = 2,50$$

e

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{3,40}{2,50} = 1,36 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,40 \cdot \sigma_n$$

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con

$f_{v,0k}$ è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale

σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$$

F) ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

Il sottoscritto de ing. Gianluigi Campagna, iscritto all'albo dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bologna al n. 5293/A, in qualità di tecnico progettista delle strutture, dichiara che il dimensionamento delle strutture è stato svolto manualmente secondo i dettami della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni, tutti i calcoli relativi alle strutture da realizzare sono stati effettuati con il metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite, in accordo al D.M. 17 gennaio 2018.

Dall'analisi delle **“VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI SENSI DELL'OPCM 3274/03, DELL'OPCM3362/04 E S.M.I.”**, redatta dal dr ing. Giovanni Terzo, emerge che le maggiori criticità del complesso edilizio in oggetto, interessano la U.S. 1. e sono rappresentate da:

A. CONDIZIONI STATICHE

1. Snellezza dei maschi murari, in particolare quelli del piano terra delle due appendici realizzate lungo la facciata Nord, in epoca ottocentesca, che con le grandi luci dei solai, che insistono su di essi, li espone a rischio collasso per instabilità locale

2. Portanza dei solai, come si evince dalla relazione dell'ing. Giovanni Terzo, i solai risultano generalmente verificati, con l'eccezione del secondo solaio (di calpestio del primo piano) nella zona al di sopra delle aule (S.6) e del coperto. Per quanto riguarda il secondo solaio, si propone la limitazione del carico variabile a 250 daN/m². Per quanto riguarda il coperto, per esso risulta un coefficiente di sicurezza a flessione $c_m=0,83$ e un coefficiente di sicurezza a taglio $c_t=0,94$. Esso risulta, però, affetto da una ulteriore criticità, dovuta al fatto che si tratta di un coperto a cavalletto a spinta eliminata,



Foto 3 Sottotetto U.S.1 – Nucleo originario

tanto che l'ing. Terzo propone l'inserimento di travi rompitratta in acciaio poggianti su sopraelevazioni dei muri di separazione tra le classi.

B. CONDIZIONI SISMICHE

1. L'assenza quasi totale di cordolature di piano, è presente un cordolo a livello di appoggio del solaio di copertura, e di ammortamenti efficaci delle strutture orizzontali alle pareti determina vulnerabilità principalmente per meccanismi locali di collasso fuori dal piano. Ad essi, infatti, sono associati gli indicatori di

$$\text{rischio sismico } IRS_{PGA} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} \text{ più bassi } (IRS_{PGA} = 0,389).$$

L'intervento che si andrà a realizzare è teso a eliminare, o ridurre, le principali carenze riscontrate in fase di verifica e brevemente illustrate, attraverso interventi di rinforzo strutturale locale e di miglioramento sismico, nel rispetto della tipologia strutturale ed architettonica del bene in oggetto.

Le opere di miglioramento sismico previste seguono le indicazioni delle «Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008» di cui alla Direttiva della Presidenza del Consiglio dei Ministri del 10 febbraio 2011.

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono stati valutati e previsti nel quadro generale della conservazione della costruzione.

La scelta della strategia e della tecnica d'intervento deriva dai risultati della precedente fase di valutazione, condotta dal dr ing. Giovanni Terzo, con l'obiettivo di conservare non solo della componente materiale ma anche il funzionamento strutturale accertato.

Gli interventi previsti sono rivolti a singole parti del manufatto, contenendone il più possibile l'estensione ed il numero, e comunque evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidezze negli elementi (INTERVENTI LOCALI).

Alla luce delle risultanze emerse dalle verifiche svolte sulla struttura e dei criteri generali descritti nelle "Linee Guida" gli interventi strutturali da ritenersi prioritari per la riduzione del rischio sismico dell'edificio della Scuola Elementare Capoluogo di Sasso Marconi sono:

1. Riduzione dei carichi sui maschi snelli al fine di eliminare o ritardare la crisi per effetto di meccanismi di collasso di tipo fragile, spostandola verso i meccanismi di collasso di tipo duttile;
2. Riduzione delle luci del solaio di copertura del corpo principale, alleggerendo le murature perimetrali e ridistribuendo i carichi sui muri trasversali del corpo principale.

Tale intervento, oltre a migliorare la portanza del solaio di copertura, alleggerisce le catene presenti al sottotetto che possono, in tal modo, contribuire a ridurre gli effetti dei meccanismi locali di collasso.

Questi meccanismi, come si evince dallo studio del dr ing. Giovanni Terzo, risultano i più critici per la struttura in oggetto: *"Inoltre si mette in evidenza che il moltiplicatore di rischio per le verifiche ai cinematismi è inferiore a quello calcolato per analisi globali pertanto questi si instaurano prima che la struttura possa esprimere la sua resistenza globale."*

3. Inserimento di alcune, ulteriori catene, a livello del sottotetto.

Tale intervento è teso a ridurre gli effetti dei meccanismi locali di collasso spostando la crisi della struttura verso i meccanismi di tipo globale, di tipo duttile.

In particolare gli interventi si articoleranno in:

1. Inserimento, sotto il solaio di primo piano, delle due appendici realizzate lungo la facciata Nord, di due putrelle in acciaio. Esse, dividendo la luce libera dei solai sotto cui saranno poste in opera, alleggeriranno il carico sui muri longitudinali eliminando il problema della pressoflessione dei maschi murari del piano terra.
2. Sopraelevazione dei muri, di primo piano, di separazione tra le classi ed inserimento di putrelle a dividere le luci del solaio di copertura del corpo principale. I due rompitratta saranno collegati tra loro da piastre.
3. Messa in opera di catene in acciaio, innestate nei cordoli in c.c.a. presenti a livello di imposta del solaio di copertura, e l'intervento sul solaio di copertura, produrranno una riduzione della vulnerabilità legata ai meccanismi locali.

Nel complesso con gli interventi previsti si consegue un incremento degli elementi verificati in condizioni statiche e sismiche.

Per le verifiche di vulnerabilità, nello stato di fatto, fu realizzato un modello strutturale "a telai equivalenti". Nel modello i solai sono stati considerati deformabili. Il modello realizzato comprende le pareti esistenti in pietra da spacco e quelle in mattoni pieni e malta di calce. In esso sono stati inseriti anche i pilastri, le travi ed i setti in c.c.a., realizzati in fase di realizzazione della U.S.2. Nel modello della U.S.1 non si è tenuto conto del loro contributo alla resistenza sismica nè si sono effettuate verifiche su tali

elementi. Essi sono stati verificati in fase di analisi del modello della U.S.2, nel quale essi sono stati inseriti con la rigidezza effettiva e con i carichi verticali trasmessi dalla U.S.1. Per le verifiche di vulnerabilità, nello stato di fatto, si rimanda alla relazione **“VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI SENSI DELL'OPCM 3274/03, DELL'OPCM3362/04 E S.M.I.”** redatta dal dr ing. Giovanni Terzo dell'INTERGICO STUDIO ASSOCIATO.

Per le verifiche di vulnerabilità, nello stato di progetto, io sottoscritto dr ing. Gianluigi Campagna, sono partito dal modello realizzato dal dr ing. Giovanni Terzo, che ho studiato e verificato a fondo trovandolo di ottima qualità. Ho modificato il detto modello per tener conto degli interventi di progetto. In particolare ho inserito le travi sotto il solaio di primo piano e le murature e le travi nel sottotetto. Nella verifica dei meccanismi di ribaltamento si sono inseriti dei carichi stabilizzanti da 10 kN, equivalenti al minimo tra:

- carico di progetto delle catene messe in opera;
- 25% del carico di progetto delle catene presenti sul tratto di muratura verificato;
- 25% del carico di progetto dell'armatura ipotizzata nel cordolo di coronamento (tale cordolo deve essere necessariamente armato in quanto il cordolo risulta inflesso nel piano orizzontale. Armatura ipotizzata costituita da 4 Φ 12 – di acciaio semiduro $f_{yk} = 270\text{N/mm}^2$ - R.D. 1939)

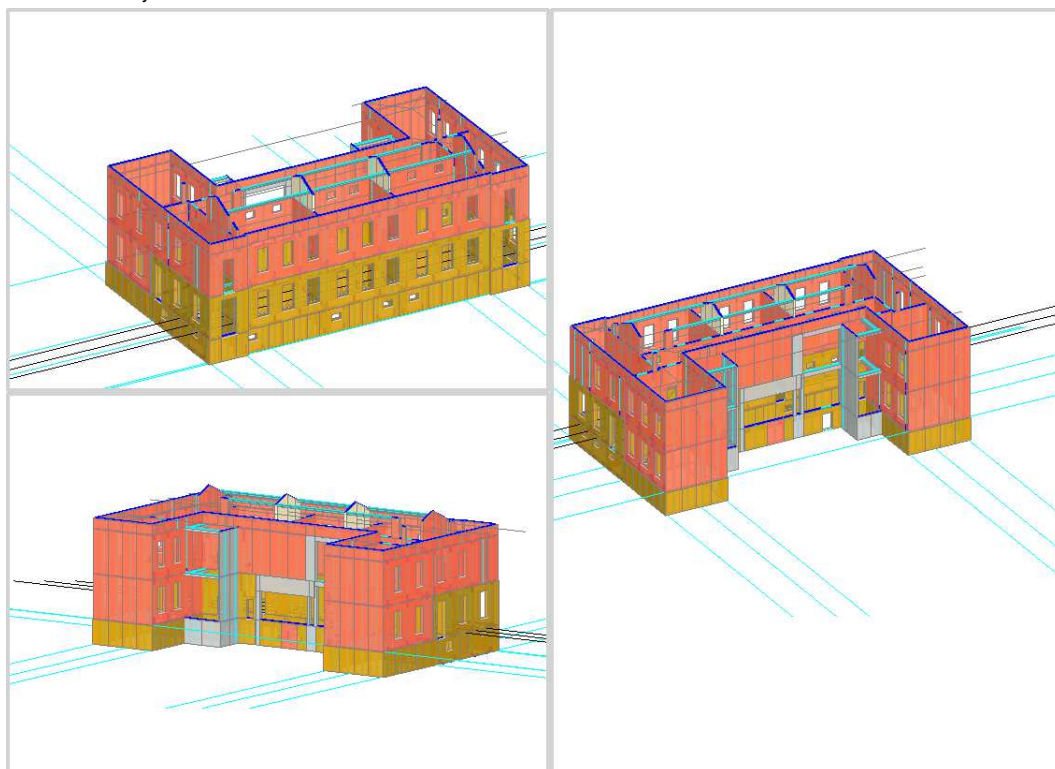


Immagine 2 Modello di calcolo – vista per tipologia di materiale

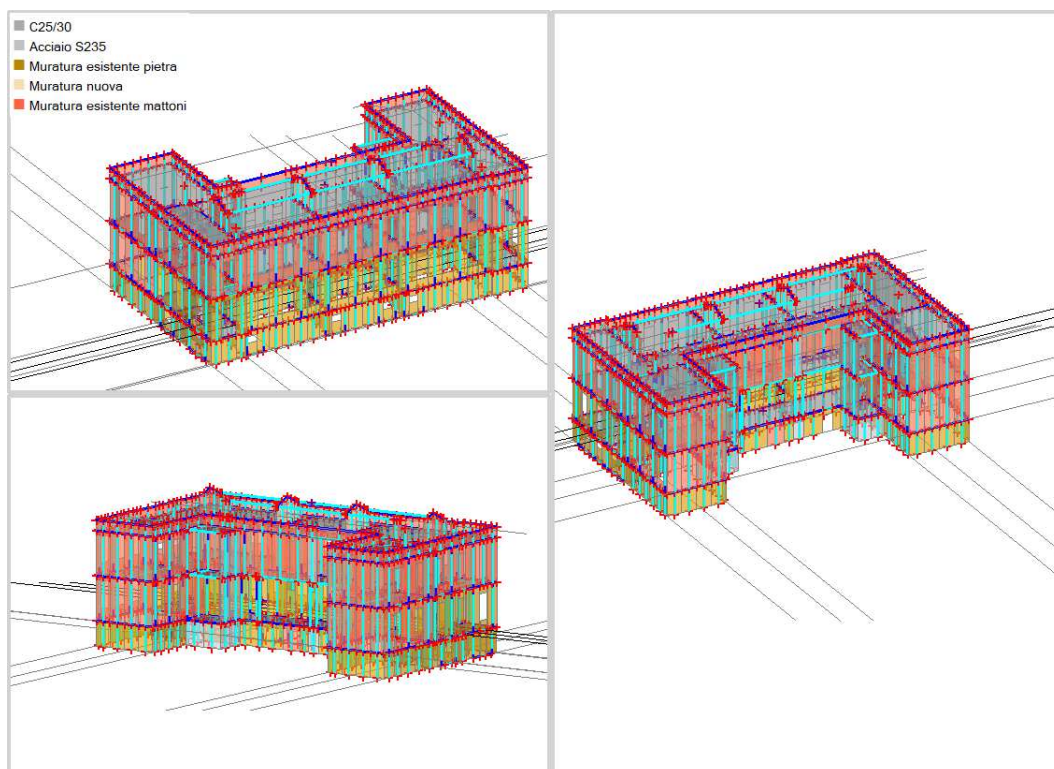


Immagine 3 Modello di calcolo – vista per tipologia di elemento e telaio equivalente

G) INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI DELLE AZIONI IN RELAZIONE AGLI SLU E SLE INDAGATI

Nei calcoli si sono adottate le principali combinazioni di carico previsti dalla normativa vigente, in particolare:

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nella Tab. 2.6.I:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti parziali di combinazione ψ_{ij} sono dati nella Tab. 2.5.I:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Si veda anche la relazione “**VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI SENSI DELL'OPCM 3274/03, DELL'OPCM3362/04 E S.M.I.**” redatta dal dr ing. Giovanni Terzo dell'INTERGICO STUDIO ASSOCIATO.

H) INDICAZIONE MOTIVATA DEL METODO DI ANALISI SEGUITO PER L'ESECUZIONE DELLA STESSA

I modelli realizzati sono stati sottoposti ad analisi per:

1. MECCANISMI GLOBALI

- statica, per la verifica dei carichi verticali;
- statica non lineare, analisi di spinta (pushover), per la verifica delle sollecitazioni sismiche,

2. MECCANISMI LOCALI

- meccanismi locali, riguardano la stabilità di precise porzioni di setti murari che siano ritenuti più soggetti al ribaltamento per rotazione attorno ad uno o più dati assi.

L'analisi statica permette di cogliere il comportamento di un modello strutturale sottoposto a carichi statici o quasi statici. L'analisi pushover, è una delle analisi che meglio rappresenta il comportamento agli stati limite ultimi delle strutture dissipative quali, appunto, quelle in muratura. Le verifiche dei meccanismi locali sono con modelli rigido plastici su sottostrutture appositamente realizzate. Esse permettono di valutare se i meccanismi di tipo globale, attraverso i quali la struttura risponde all'azione sismica, si possono attivare efficacemente, senza che vengano anticipati da meccanismi cinematici di primo modo che ne vanifichino l'insorgenza.

In ottemperanza a quanto indicato nel § 7.3.4.2 l'analisi statica non lineare è stata condotta assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 (distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2) e la distribuzione a) del Gruppo 2 (distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione).

Per entrambi i modelli è stata svolta una analisi per le due direzioni coordinate X e Y, per ogni verso (quindi +X, -X, +Y, -Y) e per ogni distribuzione di forze; è stato inoltre considerato il momento torcente aggiuntivo M_{t+} e M_{t-} , inoltre la verifica è stata eseguita sia per gli stati limite ultimi (SLV), sia per gli stati limite di esercizio (SLD). In definitiva sono state elaborate 24 curve di capacità.

Per il solo modello di progetto è stata, inoltre, eseguita una ulteriore analisi per le tre direzioni coordinate X, Y e Z, per ogni verso (quindi +X, -X, +Y, -Y, +Z, -Z) e per ogni distribuzione di forze; è stato inoltre considerato il momento torcente aggiuntivo M_{t+} e M_{t-} , inoltre la verifica è stata eseguita sia per gli stati limite ultimi (SLV), sia per gli stati limite di esercizio (SLD). In definitiva sono state elaborate 48 curve di capacità. Quest'ultima analisi è stata eseguita per verificare l'incidenza del sisma verticale sui risultati ottenuti.

Si veda anche la relazione **“VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI SENSI DELL'OPCM 3274/03, DELL'OPCM3362/04 E S.M.I.”** redatta dal dr ing. Giovanni Terzo dell'INTERGICO STUDIO ASSOCIATO.

I) CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI, IN PRESENZA DI AZIONE SISMICA

Le verifiche della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d \quad [2.2.1]$$

In generale si adotta il seguente schema per la valutazione della resistenza di calcolo

$$R_d, \text{ nota } R_m: R_d = \frac{R_m}{\gamma_M * FC}$$

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d \quad [2.2.2]$$

Le verifiche, sismiche agli stati limite ultimi sono effettuati in termini di resistenza e di capacità di deformazione; quelle agli stati limite di esercizio, in termini di resistenza.

Si veda anche la relazione **“VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI SENSI DELL'OPCM**

3274/03, DELL OPCM3362/04 E S.M.I.” redatta dal dr ing. Giovanni Terzo dell'INTERGICO STUDIO ASSOCIATO.

J) RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE E DELLE CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE PIU' SIGNIFICATIVE

Si riportano le deformate modali della struttura dopo l'intervento.

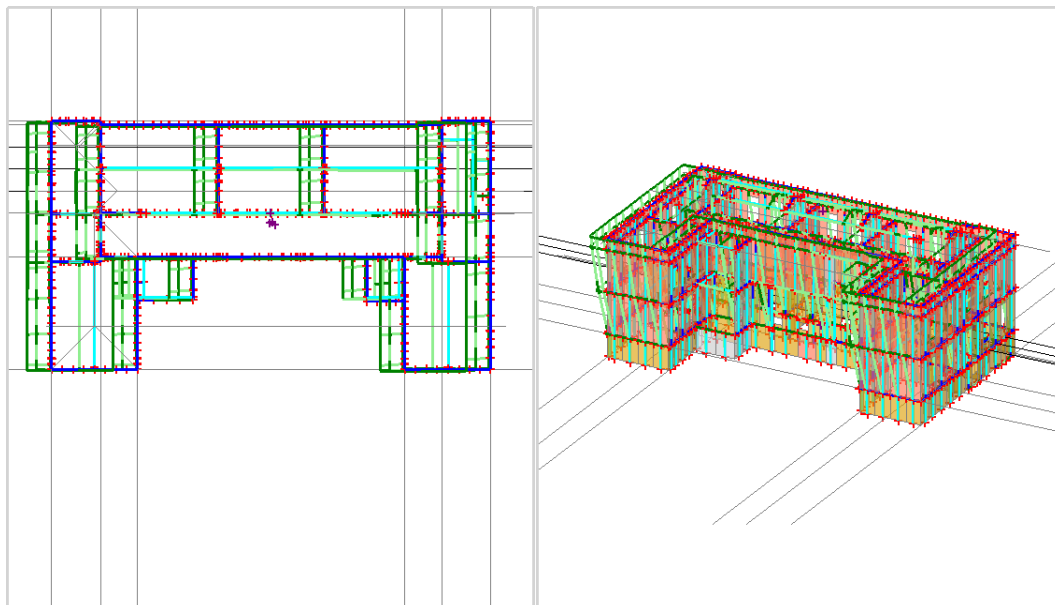


Immagine 4 Primo modo di vibrare, direzione X – $T=0,200''$; MASSE ECCITATE:
MX 68,0% (TOT. 68,0%); MY 0,3% (TOT. 0,30%); MZ 0,0% (TOT. 0,0%)

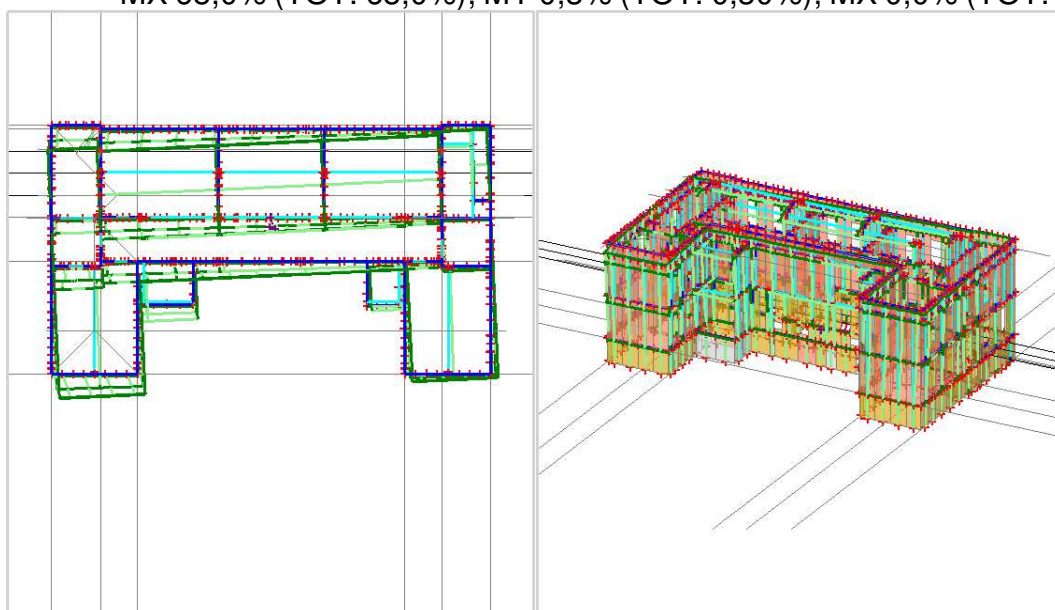


Immagine 5 Secondo modo di vibrare, direzione Y – $T=0,200''$; MASSE ECCITATE:
MX 0,2% (TOT. 68,2%); MY 52,7% (TOT. 53,0%); MZ 0,0% (TOT. 0,0%)

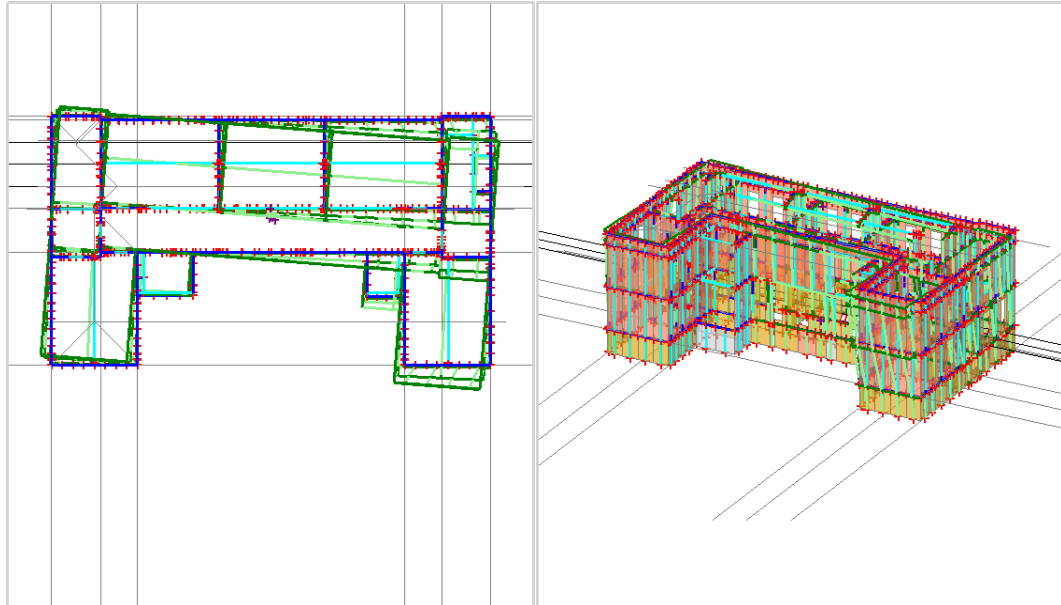


Immagine 6 Terzo modo di vibrare, direzione Y – $T=0,200''$; MASSE ECCITATE:
 MX 0,2% (TOT. 68,3%); MY 16,5% (TOT. 69,5%); MX 0,0% (TOT. 0,0%)

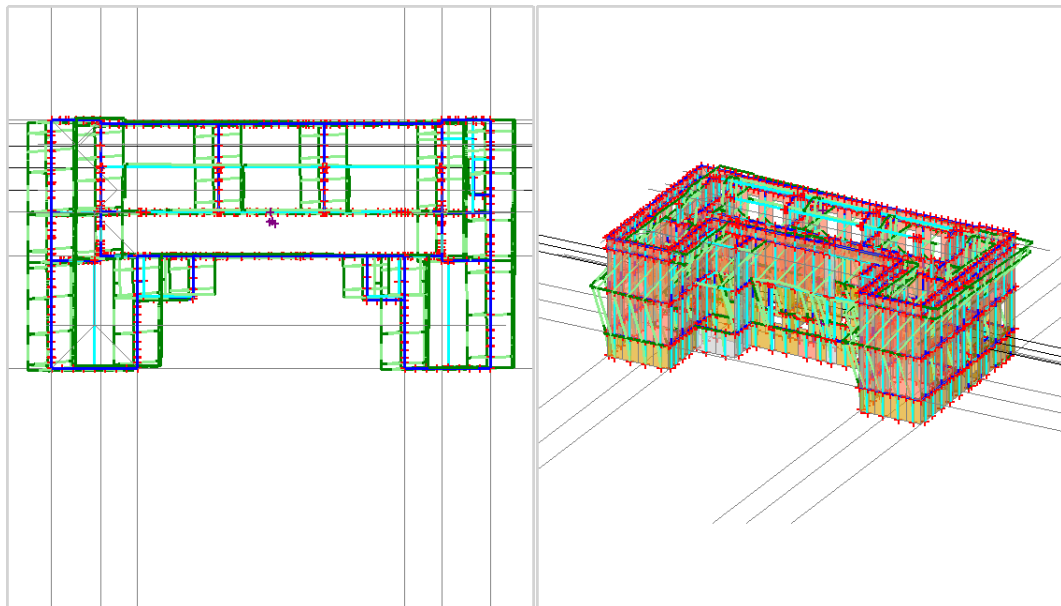


Immagine 7 Quarto modo di vibrare, direzione X – $T=0,090''$; MASSE ECCITATE:
 MX 7,1% (TOT. 75,4%); MY 0,1% (TOT. 69,6%); MX 0,0% (TOT. 0,0%)

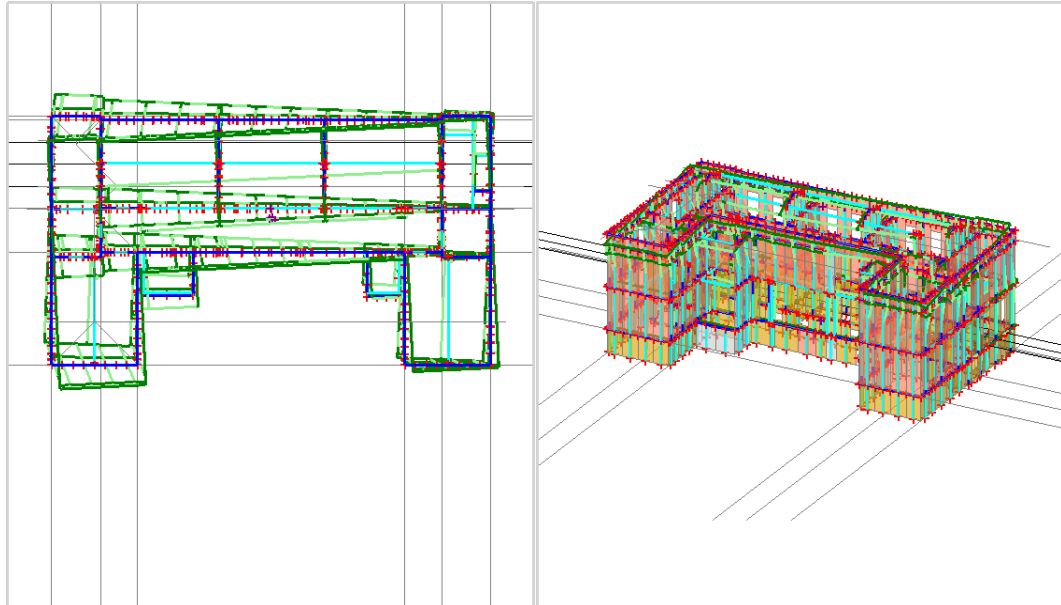


Immagine 8 Quinto modo di vibrare, direzione Y – $T=0,080''$; MASSE ECCITATE:
MX 0,0% (TOT. 75,4%); MY 8,4% (TOT. 78,0%); MX 0,0% (TOT. 0,0%)

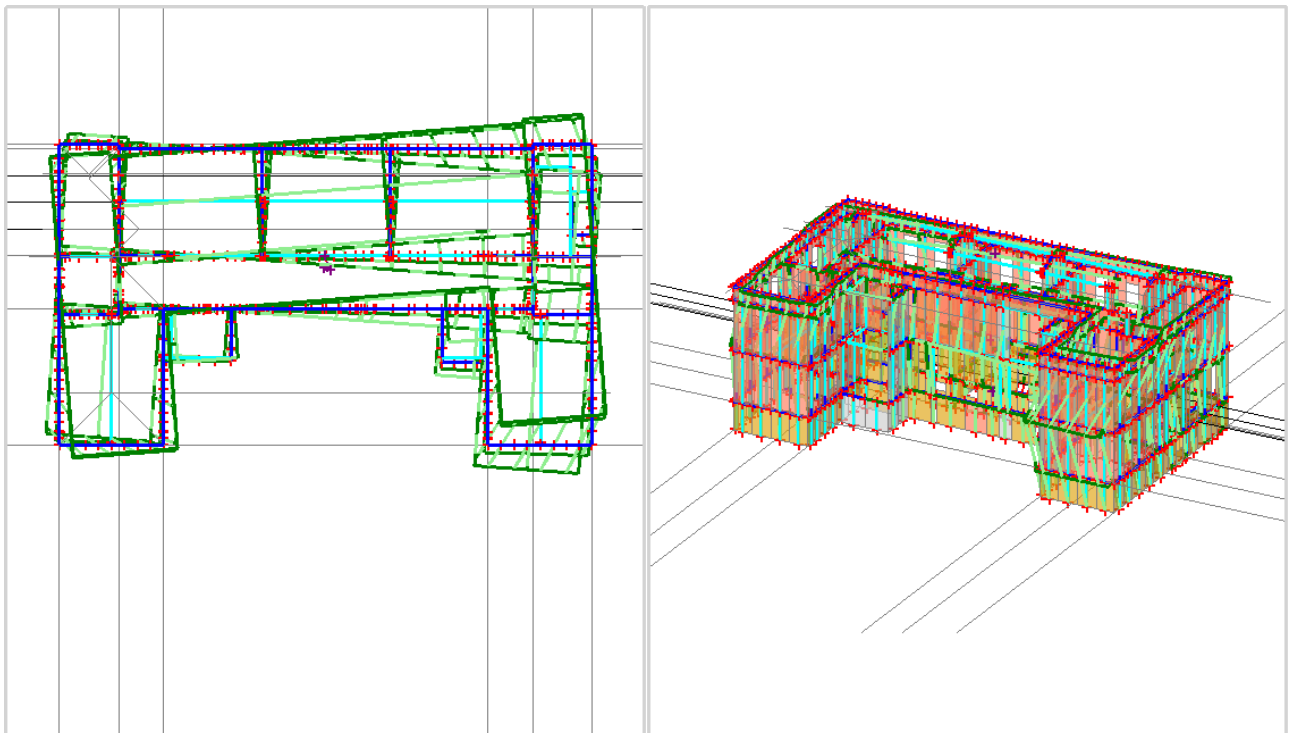


Immagine 9 Sesto modo di vibrare, direzione Y – $T=0,070''$; MASSE ECCITATE:
MX 0,1% (TOT. 75,5%); MY 3,1% (TOT. 81,1%); MX 0,0% (TOT. 0,0%)

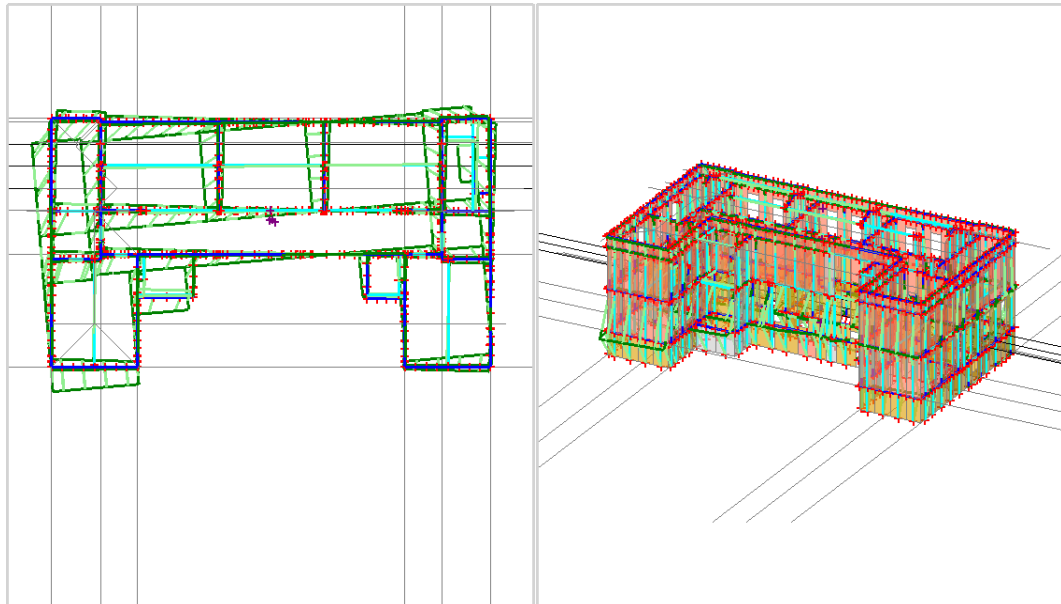


Immagine 10 Settimo modo di vibrare, Torcente – $T=0,050''$; MASSE ECCITATE:
 MX 7,2% (TOT. 82,8%); MY 1,9% (TOT. 83,0%); MZ 0,0% (TOT. 0,0%)

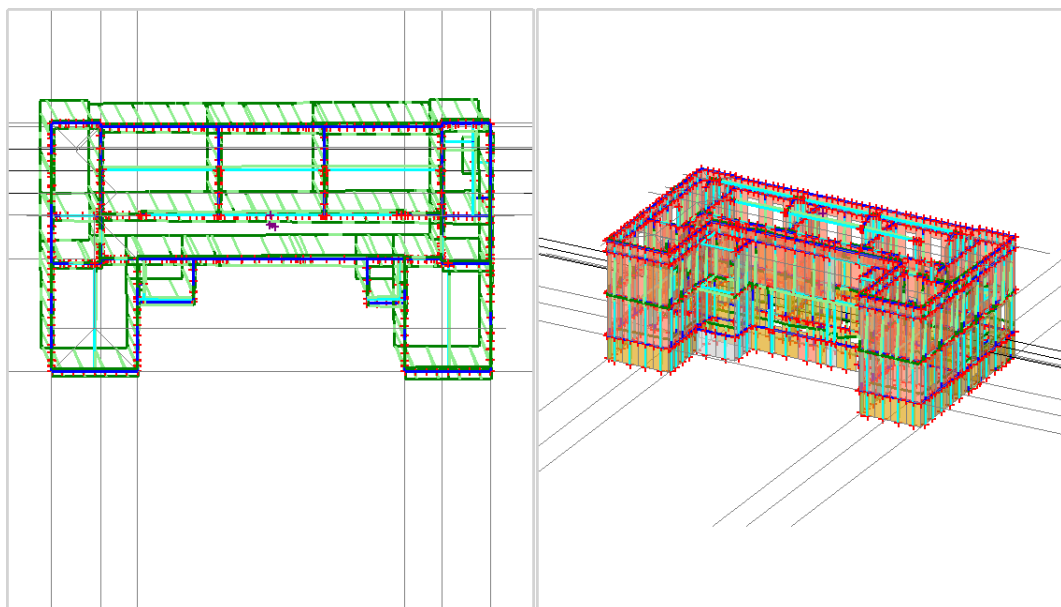


Immagine 11 Ottavo modo di vibrare, Torcente – $T=0,050''$; MASSE ECCITATE:
 MX 4,4% (TOT. 87,2%); MY 15,4% (TOT. 98,4%); MZ 0,0% (TOT. 0,0%)

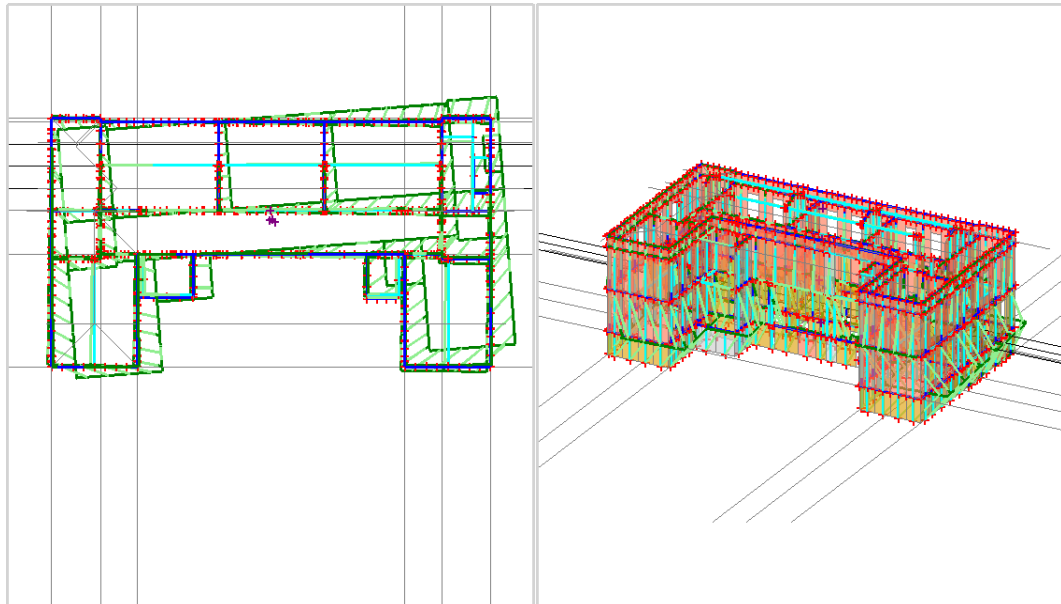


Immagine 12 Nono modo di vibrare, Torcente – $T=0,040''$; MASSE ECCITATE:
MX 12,8% (TOT. 100%); MY 1,6% (TOT. 100%); MZ 0,0% (TOT. 0,0%)

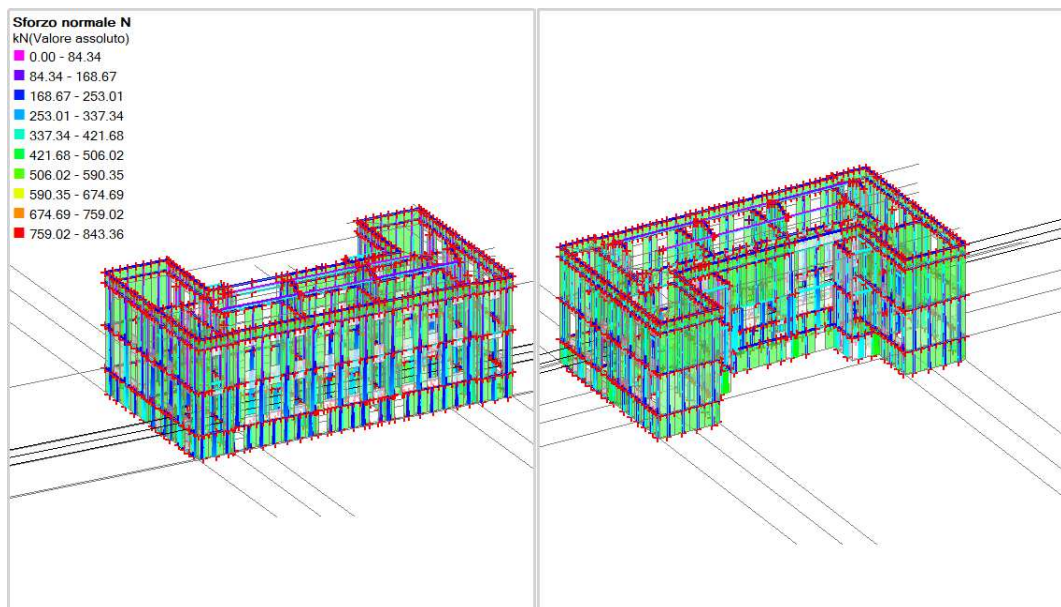
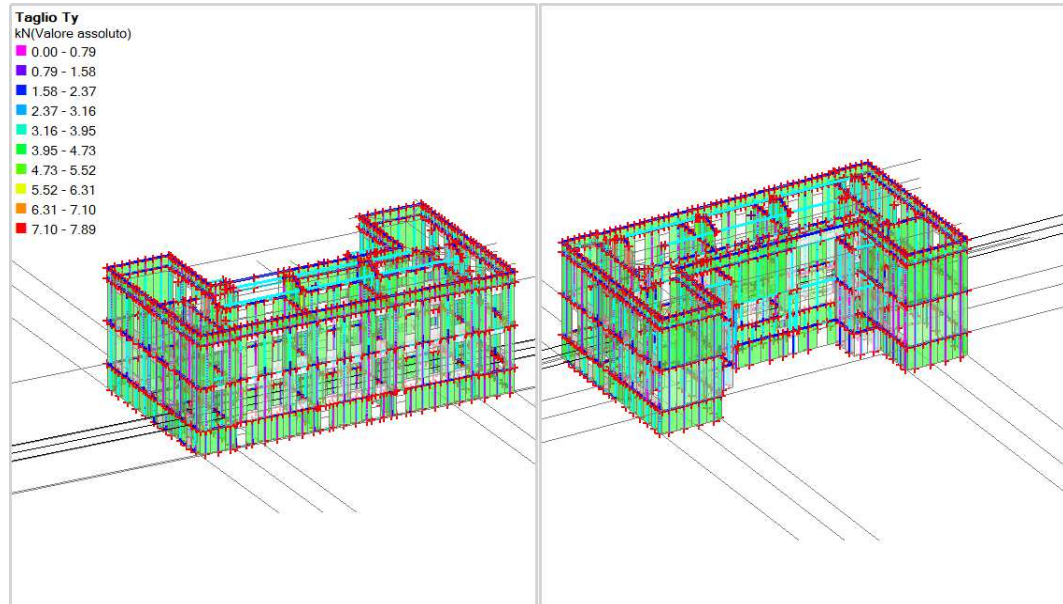
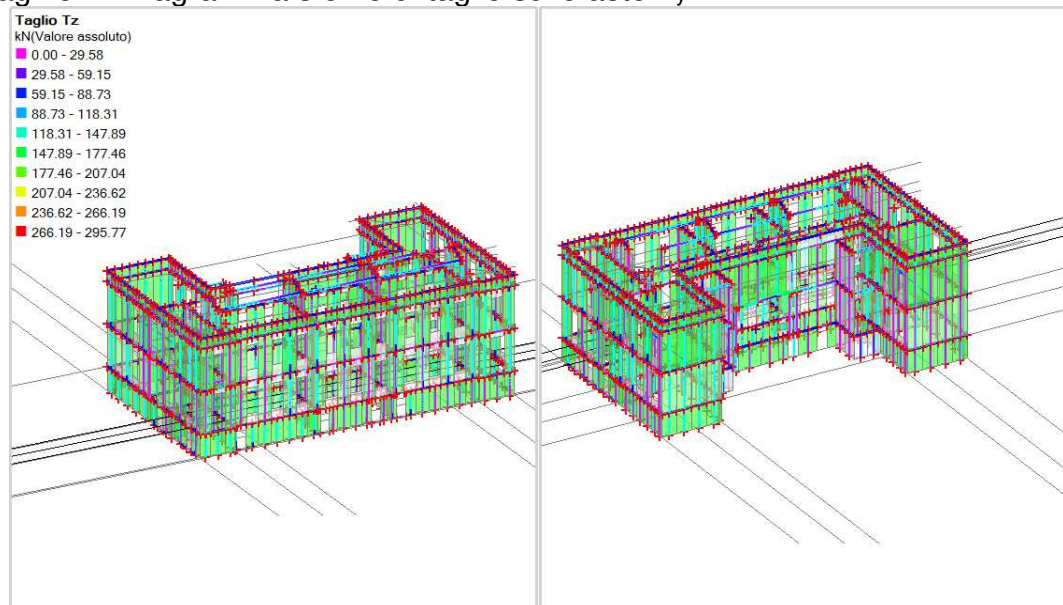
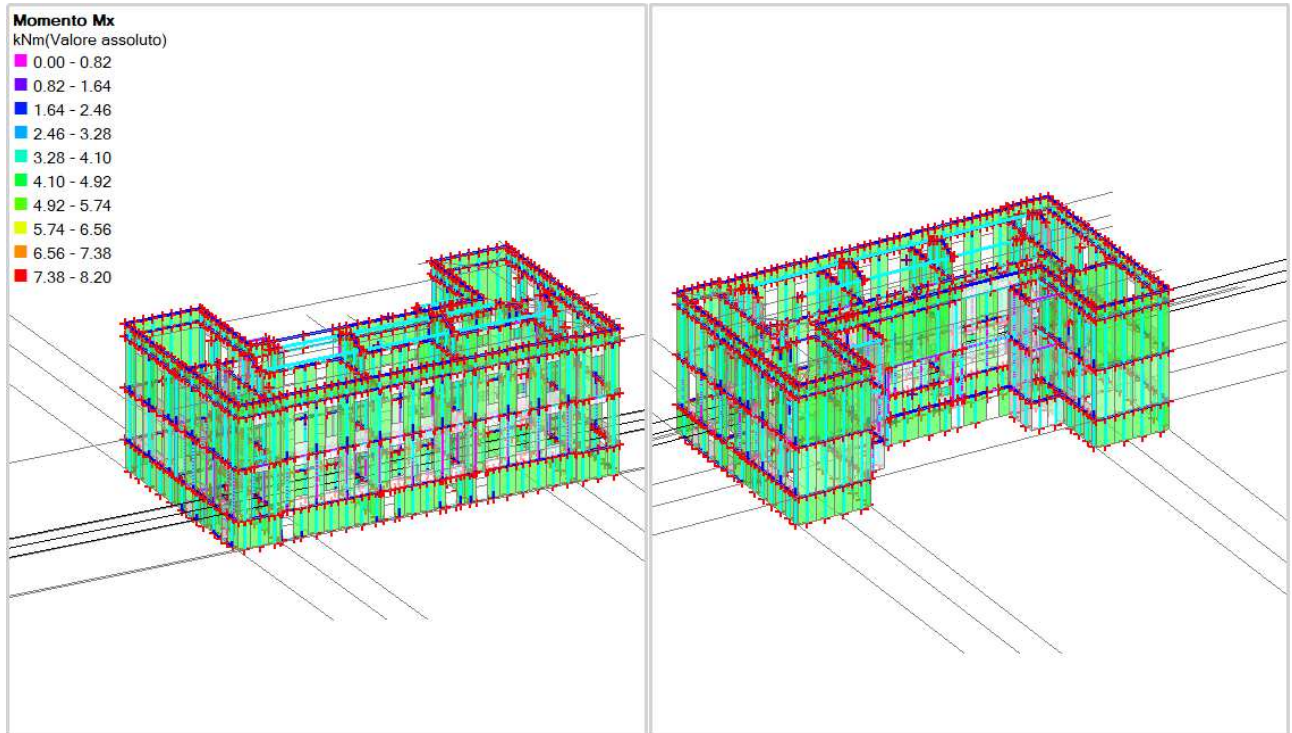
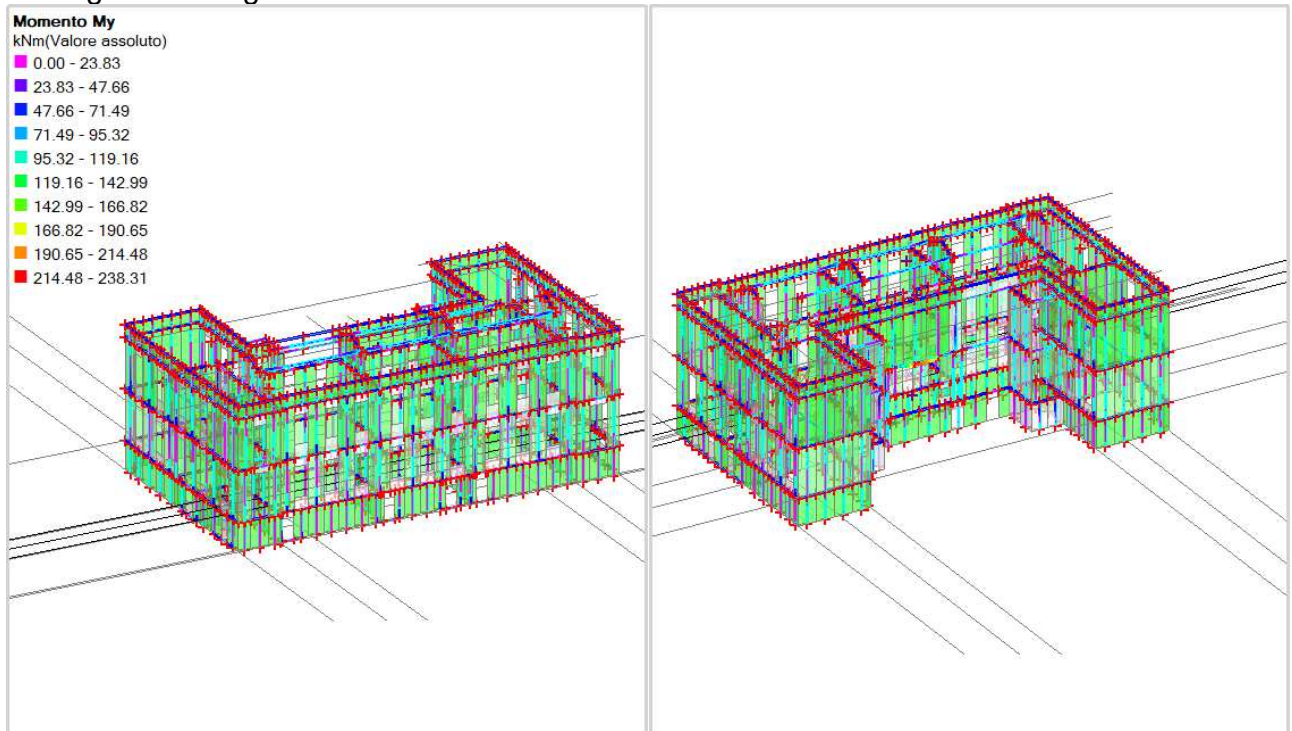


Immagine 13 Diagramma sforzo normale sulle aste N

Immagine 14 Diagramma sforzo di taglio sulle aste T_y Immagine 15 Diagramma sforzo di taglio sulle aste T_z

Immagine 16 Diagramma del momento sulle aste M_xImmagine 17 Diagramma del momento sulle aste M_y

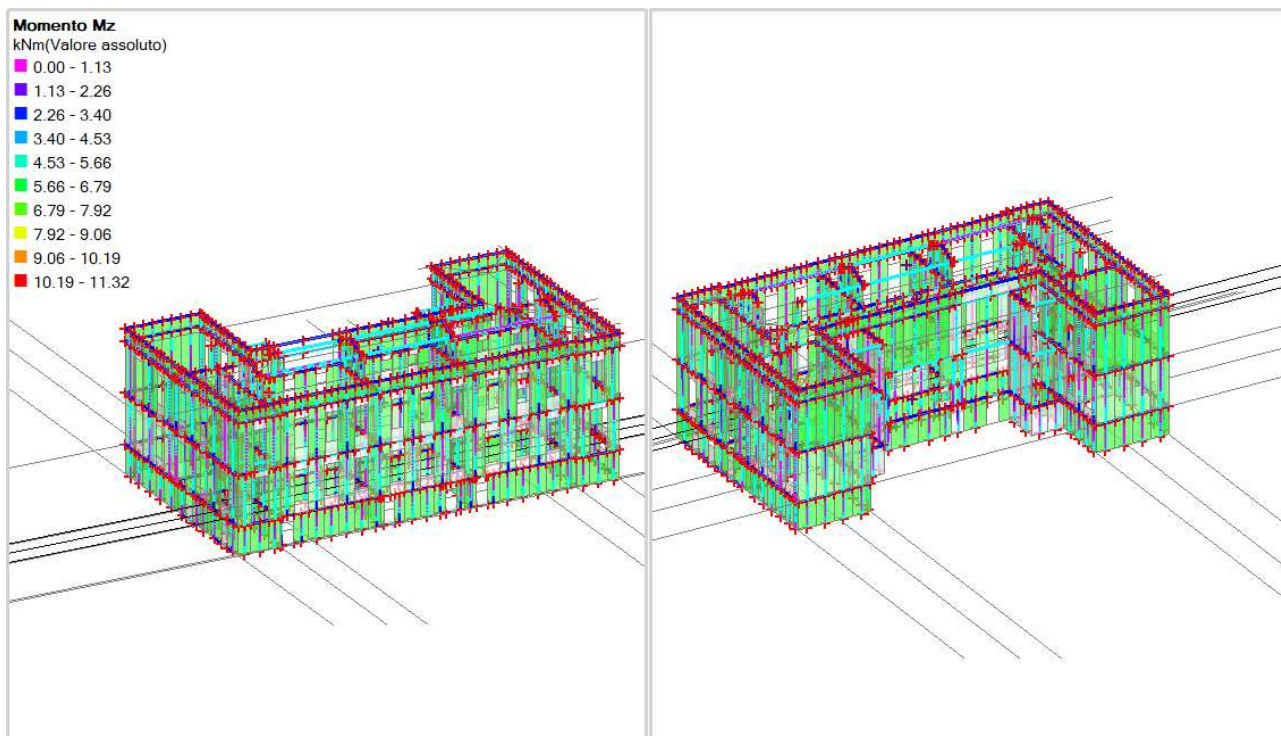


Immagine 18 Diagramma del momento sulle aste Mz

K) CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

Il codice di calcolo utilizzato per le verifiche di progetto è:

Nome	Aedes PCM Progettazione di Costruzioni in Muratura
Versione	2018.2.4.0 / 2019.1.3.0
Produttore	Aedes Software s.n.c. - Via Ferrante Aporti, 32 - 56028 San Miniato Basso (PI)
Utente	Studio Campagna Associati
Licenza	12041

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aedes Software s.n.c. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni note. La documentazione citata è disponibile sul sito

Per le verifiche dello stato di fatto e stato utilizzato lo stesso codice di calcolo, Aedes PCM Progettazione di Costruzioni in Muratura. Si veda anche la relazione **“VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI SENSI DELL'OPCM 3274/03, DELL'OPCM3362/04 E S.M.I.”** redatta dal dr ing. Giovanni Terzo dell'INTERGICO STUDIO ASSOCIATO.

L) CON RIFERIMENTO ALLE STRUTTURE GEOTECNICHE O DI FONDAZIONE

L'intervento realizzato non ha modificato in maniera sostanziale i carichi sulla fondazione, né la loro distribuzione, per le verifiche geotecniche si rimanda alla relazione **“VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI SENSI DELL'OPCM 3274/03, DELL'OPCM3362/04 E S.M.I.”**

OPCM3362/04 E S.M.I.” redatta dal dr ing. Giovanni Terzo dell'INTERGICO STUDIO ASSOCIATO.

PER LA PARTE DI INTERVENTO SULLA COSTRUZIONE ESISTENTE

M) INDICAZIONE DELLA CATEGORIA DI INTERVENTO PREVISTO

L'intervento sulla U.S.1 si articolerà in:

1. Inserimento, sotto il solaio di primo piano, delle due appendici realizzate lungo la facciata Nord, di due putrelle in acciaio. Esse, dividendo la luce libera dei solai sotto cui saranno poste in opera, alleggeriranno il carico sui muri longitudinali eliminando il problema della pressoflessione dei maschi murari del piano terra.
2. Sopraelevazione dei muri, di primo piano, di separazione tra le classi ed inserimento di putrelle a dividere le luci del solaio di copertura del corpo principale. I due rompitratta saranno collegati tra loro da piastre.
3. L'intervento di messa in opera di catene in acciaio, innestate nei cordoli in c.c.a. presenti a livello di imposta del solaio di copertura, e l'intervento sul solaio di copertura, produrranno una riduzione della vulnerabilità legata ai meccanismi locali.

Nel complesso con gli interventi previsti si consegue un incremento degli elementi verificati in condizioni statiche e sismiche.

Esso si configura come intervento di miglioramento ai sensi dell'art. 8.4.2 del D.M. 17/01/2018 – **C8.4.2** *“In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale operando o variazioni di rigidezza, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali. Ciò può avvenire, ad esempio, impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, eliminando i meccanismi di collasso locali o trasformandoli da fragili in duttili.”*

Per tale tipo di intervento, la valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

N) DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE NEL SUO INSIEME, DELLE EVENTUALI INTERAZIONI CON ALTRE UNITÀ STRUTTURALI

Si veda la relazione **“VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI SENSI DELL'OPCM 3274/03, DELL'OPCM3362/04 E S.M.I.”** redatta dal dr ing. Giovanni Terzo dell'INTERGICO STUDIO ASSOCIATO.

O) DEFINIZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE DEI MATERIALI COSTITUENTI LE STRUTTURE INTERESSATE DALL'INTERVENTO

Si veda la relazione “**VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI SENSI DELL'OPCM 3274/03, DELL'OPCM3362/04 E S.M.I.**” redatta dal dr ing. Giovanni Terzo dell'INTERGICO STUDIO ASSOCIATO.

P) RISULTATI PIÙ SIGNIFICATIVI EMERSI DAL CONFRONTO TRA I LIVELLI DI SICUREZZA PRE E POST INTERVENTO– CIR. 02 FEBBRAIO 2009 N .6177 C.S.LL.PP. / AEDES PCM PROGETTAZIONE DI COSTRUZIONI IN MURATURA – VERS. 2018

ANALISI STATICA LINEARE

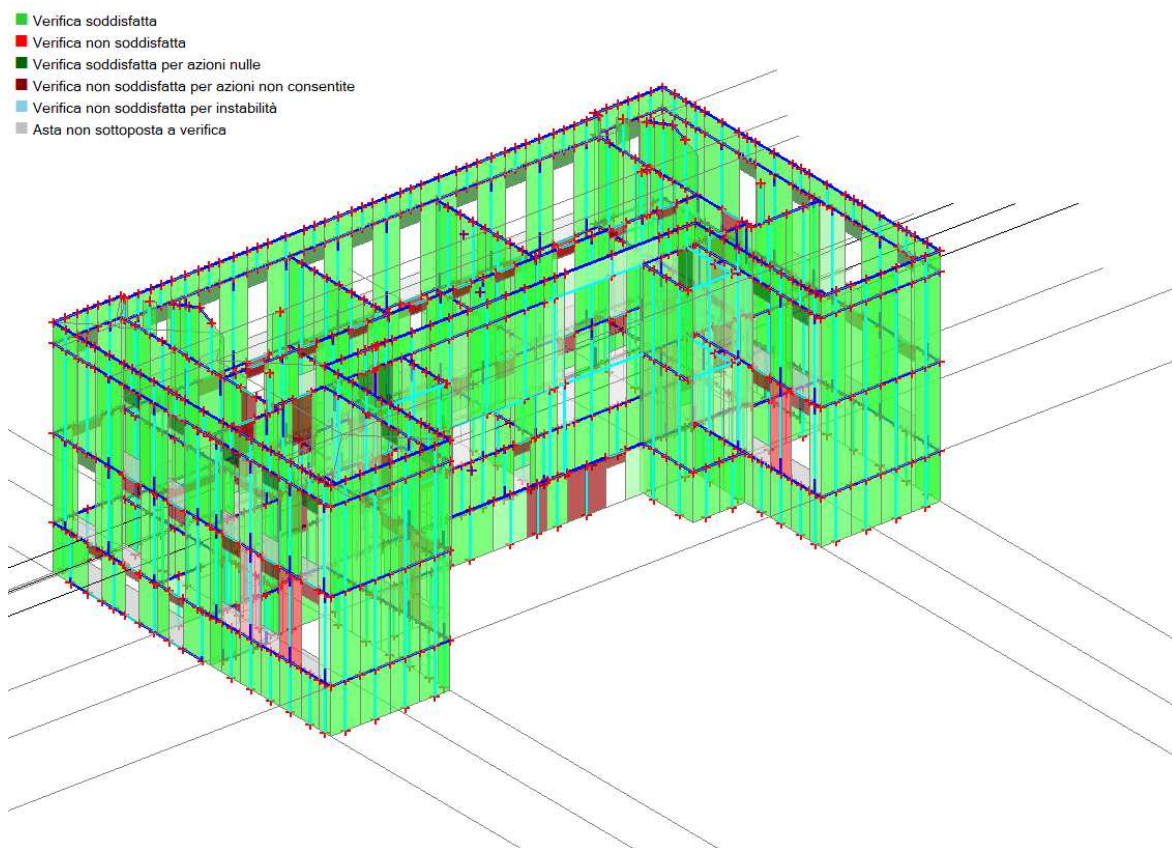


Immagine 19 Pressoflessione Complanare – Prima dell'intervento il coefficiente di sicurezza minimo calcolato è $c_{pr.fl.} = 0,43$

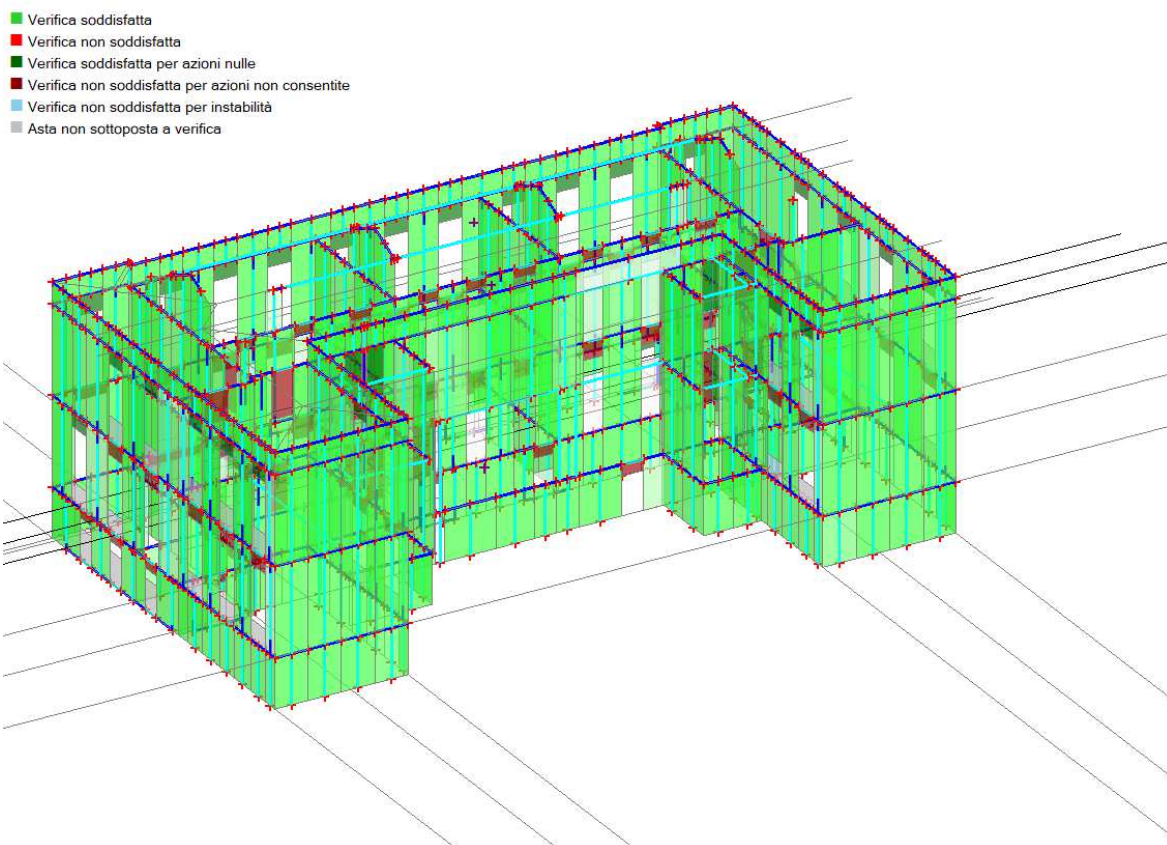


Immagine 20 Pressoflessione Complanare – Dopo l'intervento il coefficiente di sicurezza minimo calcolato è $c_{pr.fl.} = 1.11$

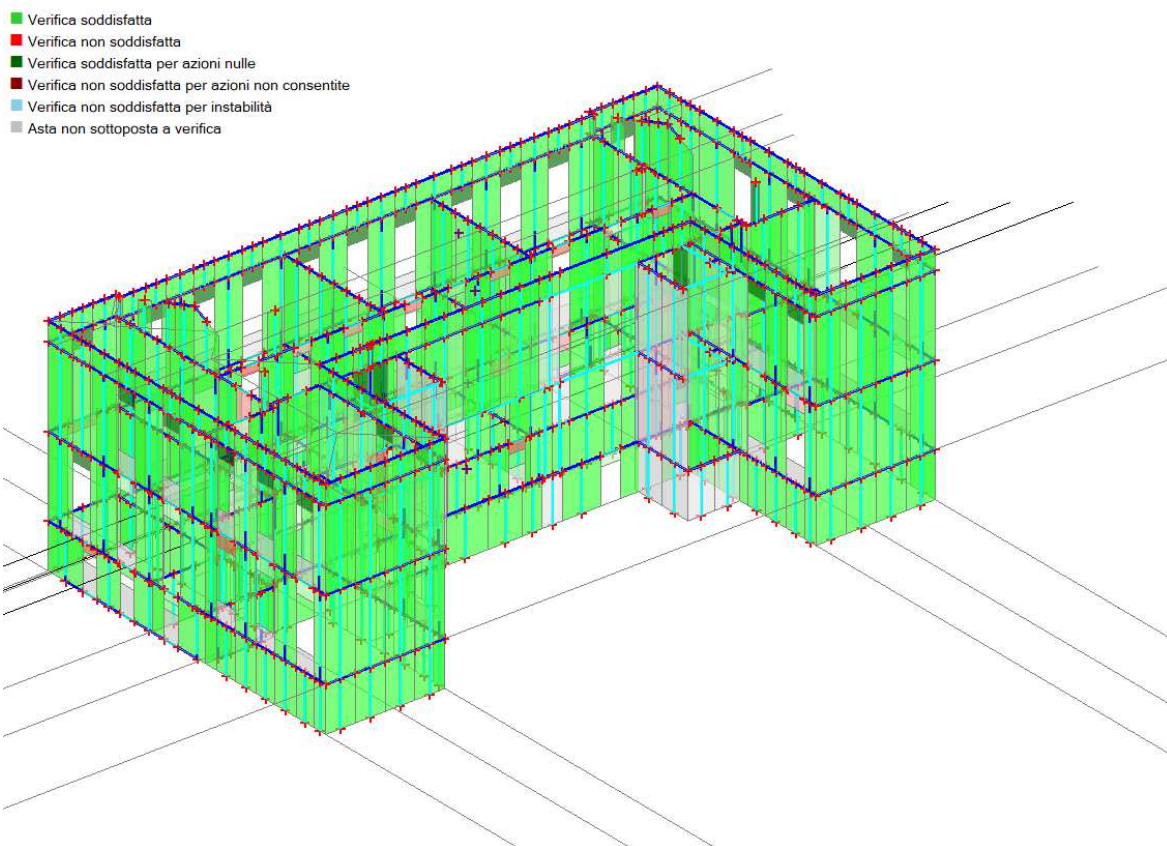


Immagine 21 Taglio per fessurazione diagonale – Prima dell'intervento il coefficiente di sicurezza minimo calcolato è $c_{T,fl.diag} = 0,75$

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

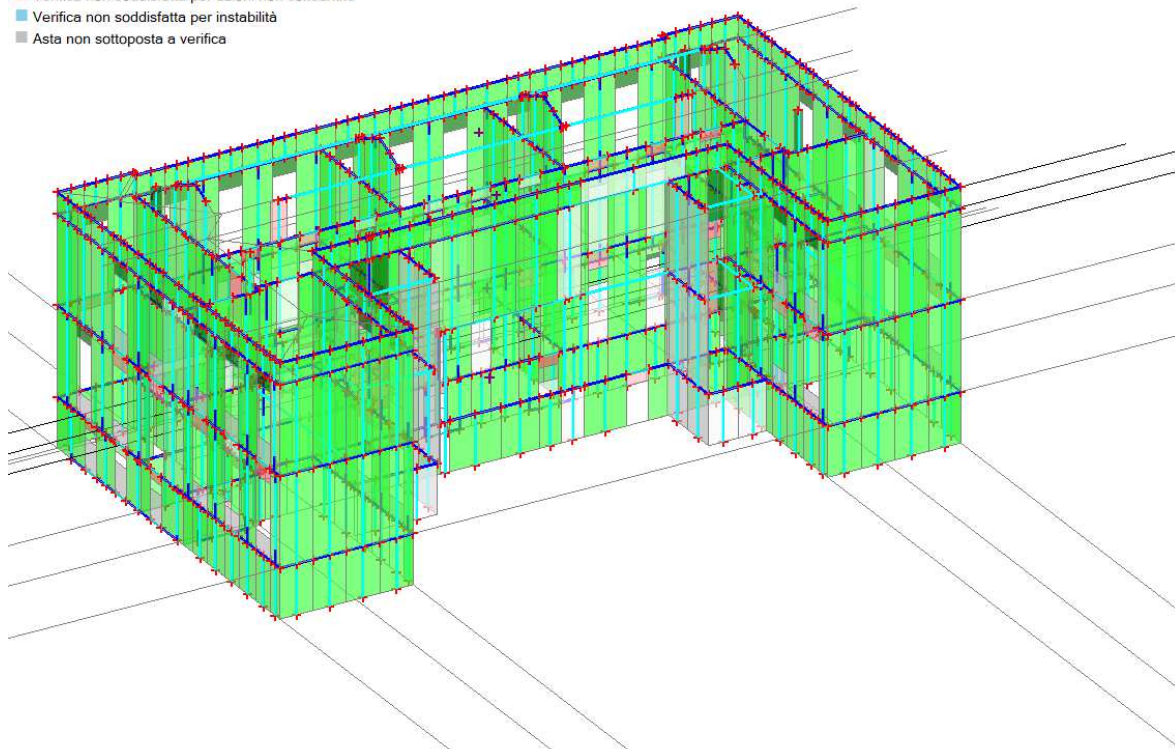


Immagine 22 Taglio per fessurazione diagonale – Dopo dell'intervento il coefficiente di sicurezza minimo calcolato è $c_{T,fl,diag} = 1,69$

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

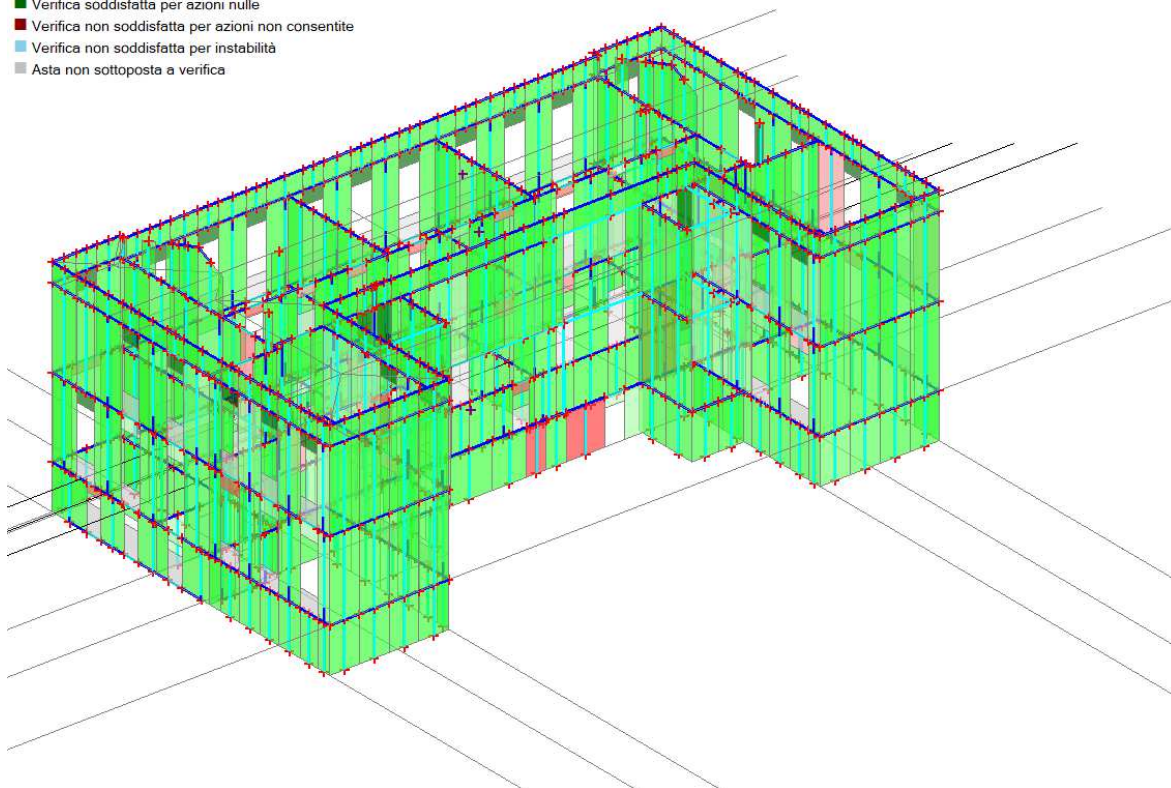


Immagine 23 Taglio per scorrimento – Prima dell'intervento il coefficiente di sicurezza minimo calcolato è $c_{T,scorr.} = 0,62$

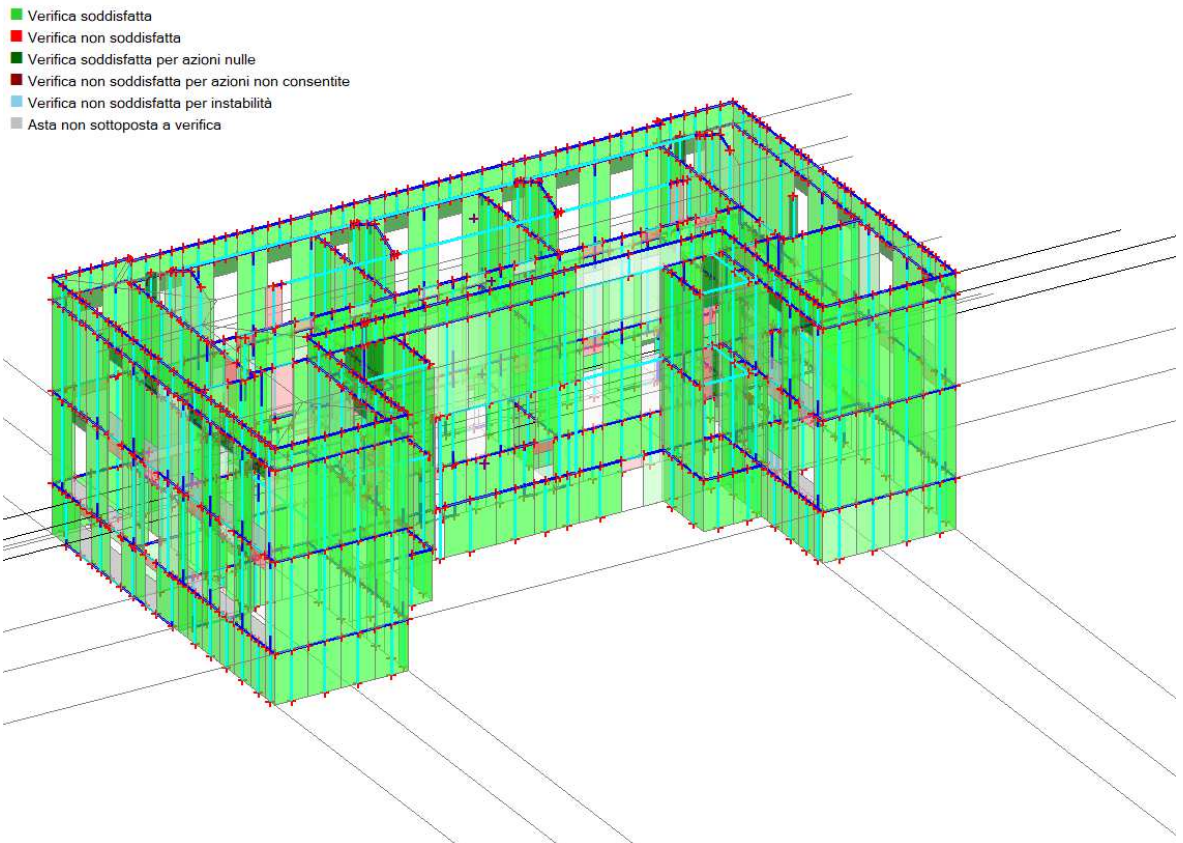


Immagine 24 Taglio per scorrimento – Dopo dell'intervento il coefficiente di sicurezza minimo calcolato è $c_{T,corr.} = 0,79$

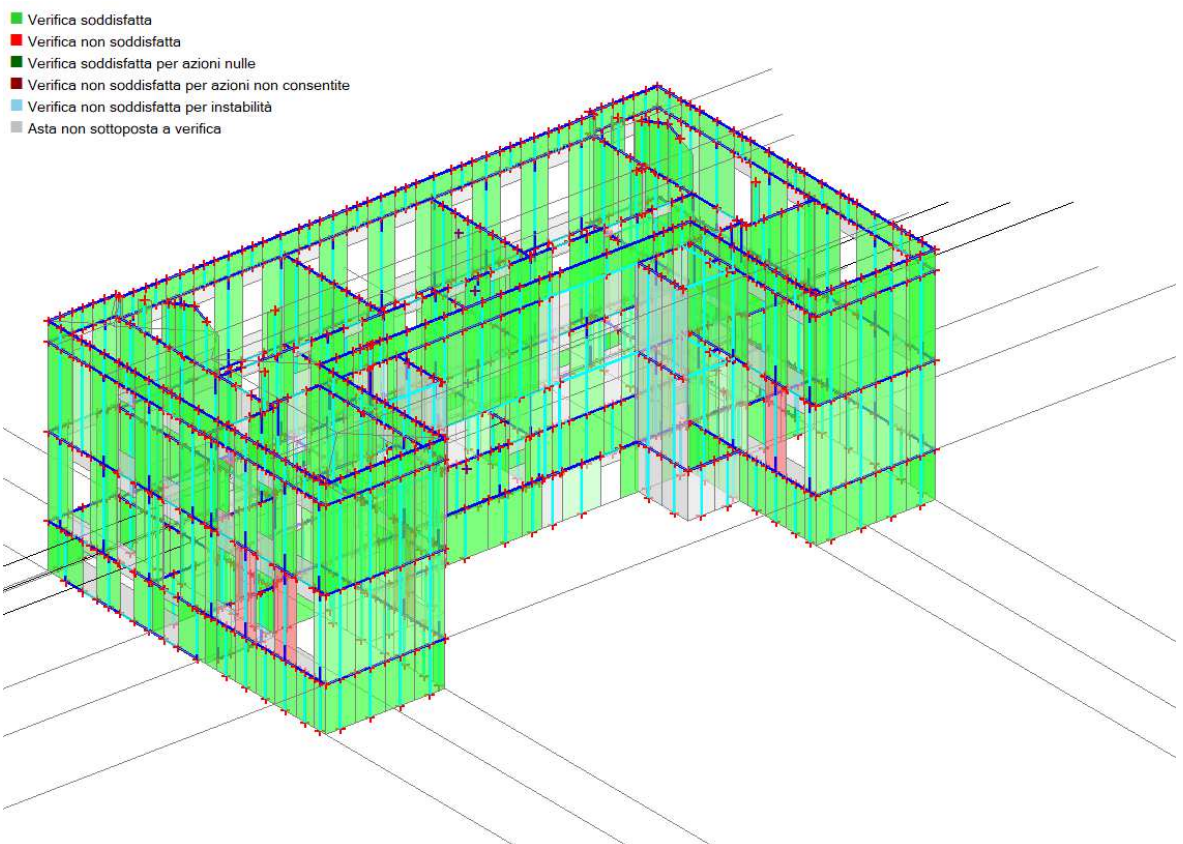


Immagine 25 Pressoflessione ortogonale – Prima dell'intervento il coefficiente di sicurezza minimo calcolato è $c_{pr.fl.} = 0,18$

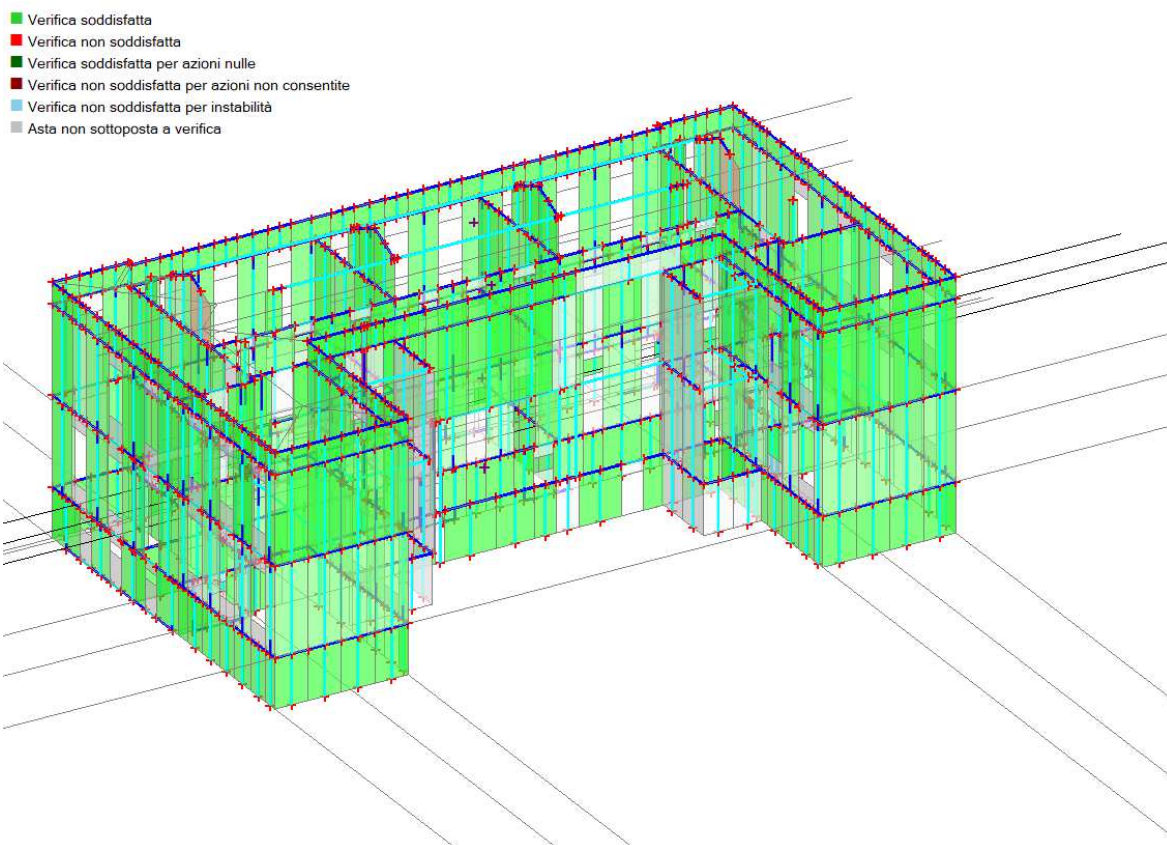


Immagine 26 Pressoflessione ortogonale – Dopo l'intervento il coefficiente di sicurezza minimo calcolato è $c_{pr.fl.} = 0,75$

ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI

Si sono analizzati i meccanismi locali partendo dall'analisi delle deformate modali e, quando possibile si confrontano i risultati ottenuti con quelli proposti nella relazione ***“VERIFICHE TECNICHE DEI LIVELLI DI SICUREZZA STRUTTURALE DELLE COSTRUZIONI ESEGUITE AI SENSI DELL'OPCM 3274/03, DELL'OPCM3362/04 E S.M.I.”*** redatta dal dr ing. Giovanni Terzo dell'INTERGICO STUDIO ASSOCIATO.

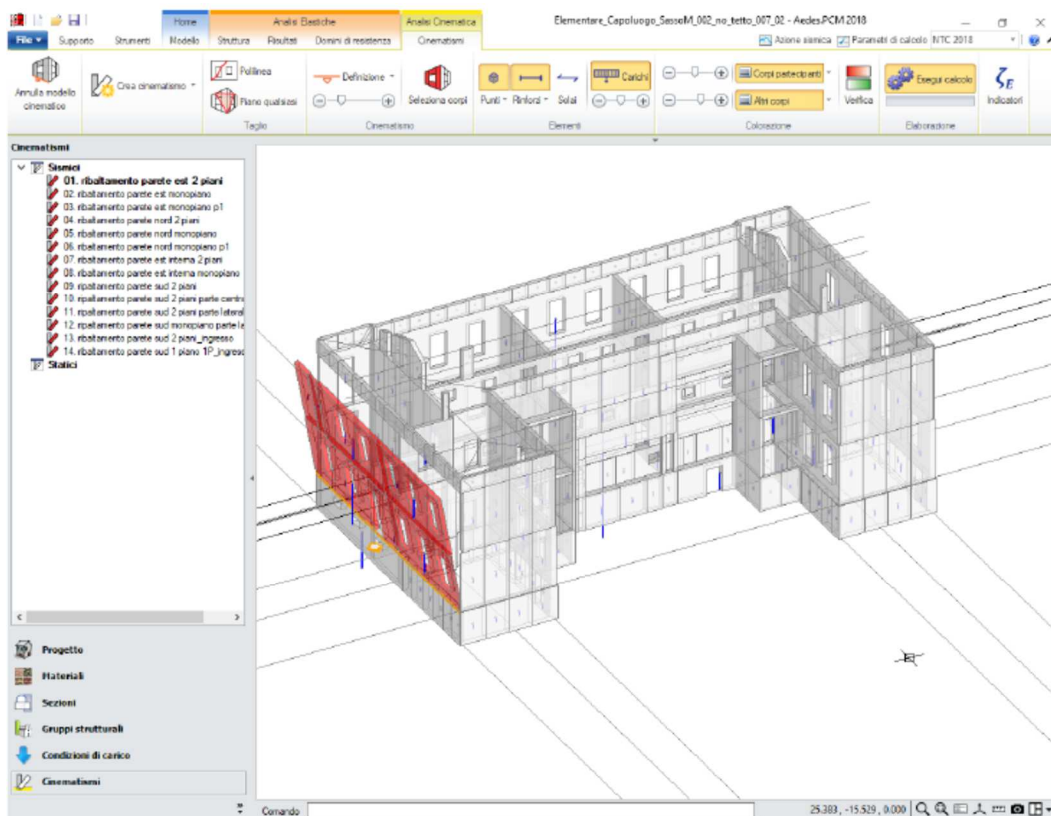


Figura 72 – Meccanismo di collasso: ribaltamento parete est 2 piani

Immagine 27 Ribaltamento parete Est, 2 piani – Prima dell'intervento:

$$R_d = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,465$$

01. Ribaltamento parete Est, 2 piani

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.109$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.173 / 0.185 = 0.935$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 580 / 712 = 0.815$$

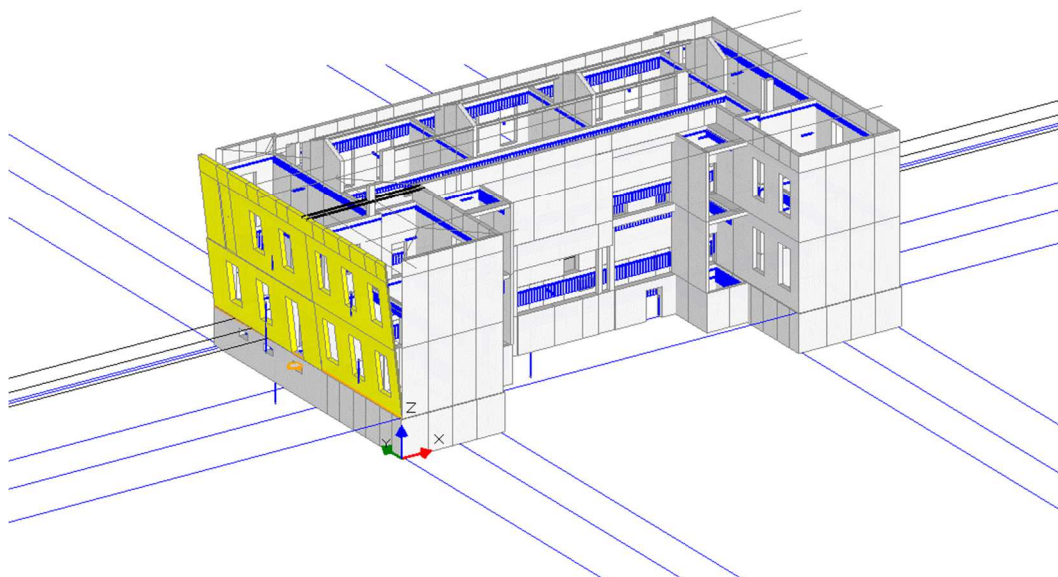


Immagine 28 Ribaltamento parete Est, 2 piani – Dopo l'intervento

02. Flessione parete Est, 1 piano

Flessione di parete vincolata ai bordi

 $q_0 = 0.126$

■ SLV

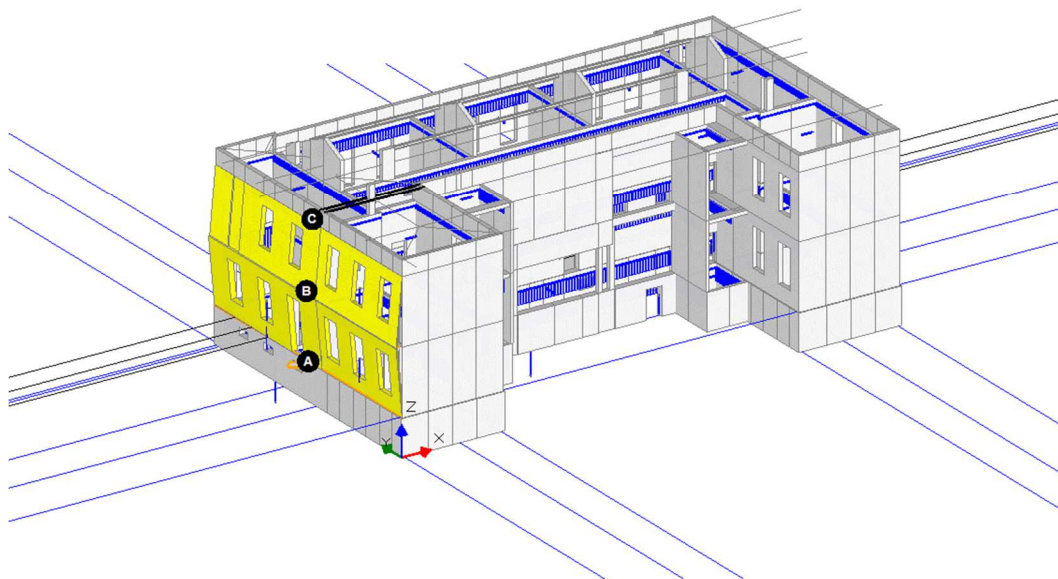
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.169 / 0.185 = 0.914$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 528 / 712 = 0.742$ 

Immagine 29 Flessione di parete Est, 1 piano – Dopo l'intervento

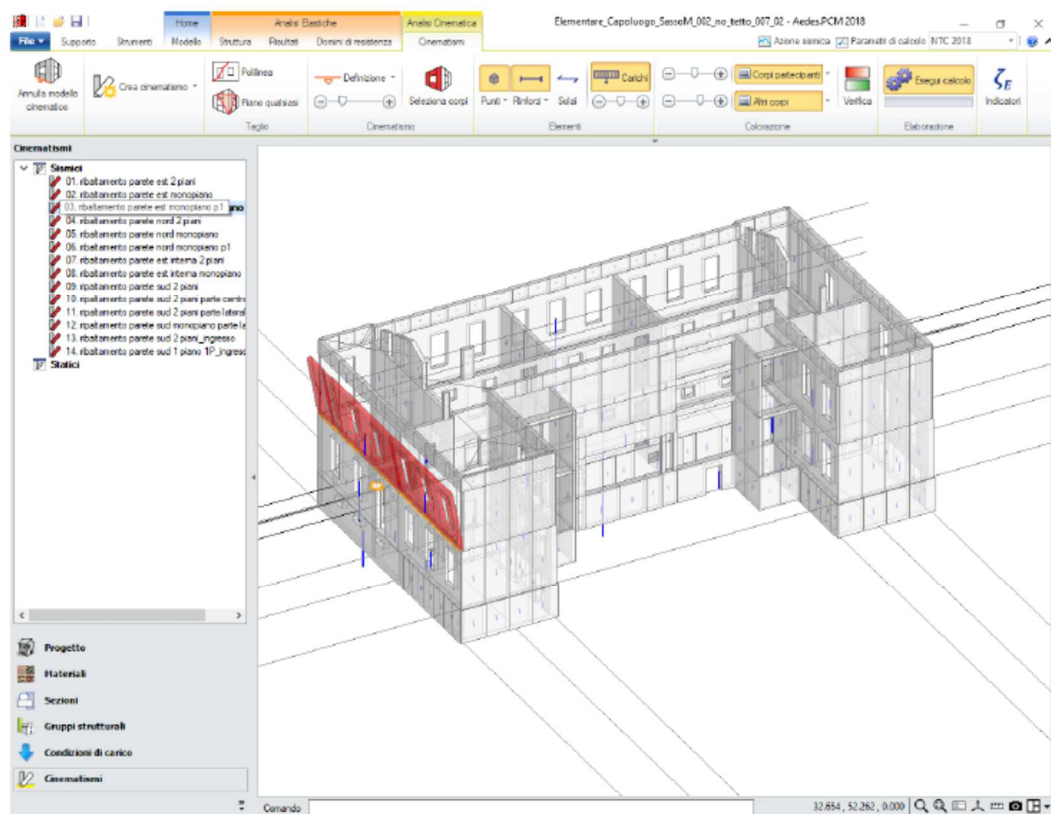
**Figura 74 – Meccanismo di collasso: ribaltamento parete est monopiano p1**

Immagine 30 Ribaltamento parete Est, 1 piano – Prima dell'intervento:

$$R_d = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,481$$

03. Ribaltamento parete Est, 1 piano

Ribaltamento semplice

 $q_0 = 0.184$

■ SLV

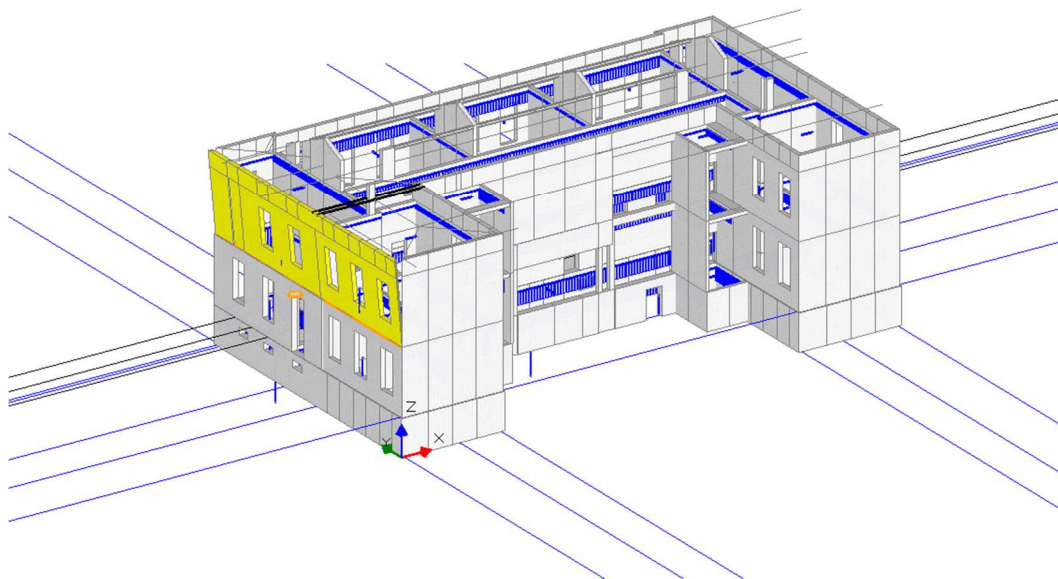
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.264 / 0.185 = 1.427$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$ 

Immagine 31 Ribaltamento parete Est, 1 piano – Dopo l'intervento

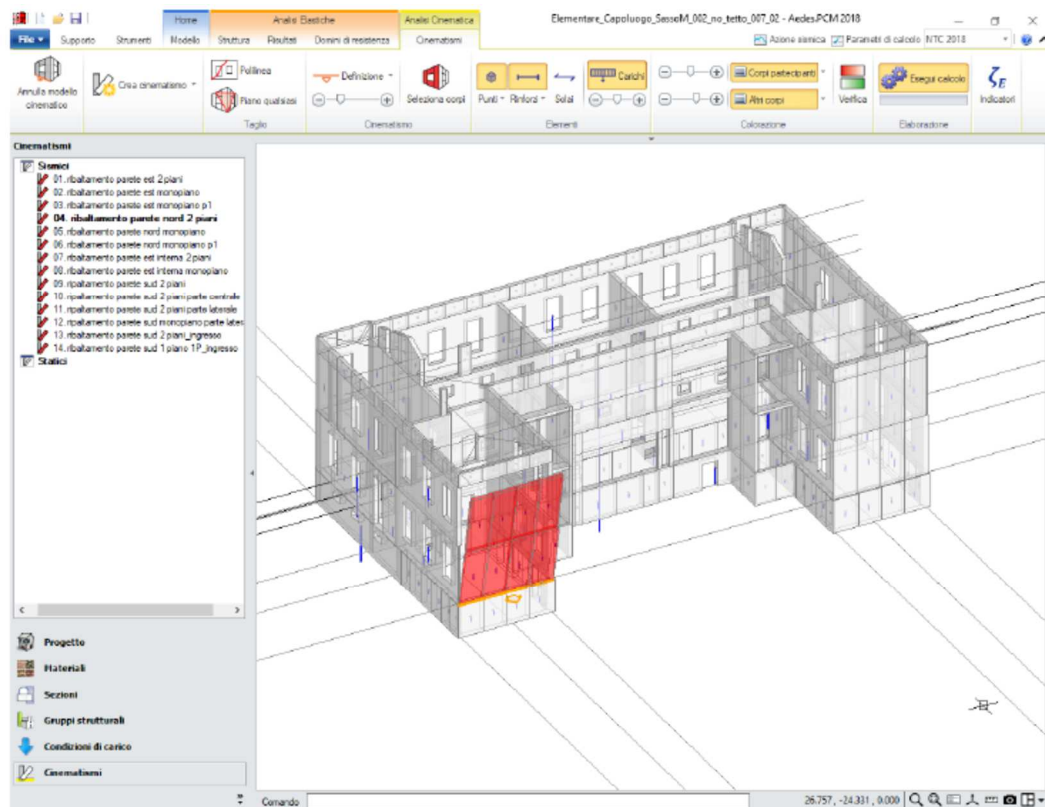
**Figura 75 – Meccanismo di collasso: ribaltamento parete nord 2 piani**

Immagine 32 Ribaltamento parete Nord, 2 piani – Prima dell'intervento:

$$R_d = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,416$$

04. Ribaltamento parete Nord, 2 piani
 Ribaltamento semplice
 $q_0 = 0.133$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.210 / 0.185 = 1.135$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1073 / 712 = 1.507$

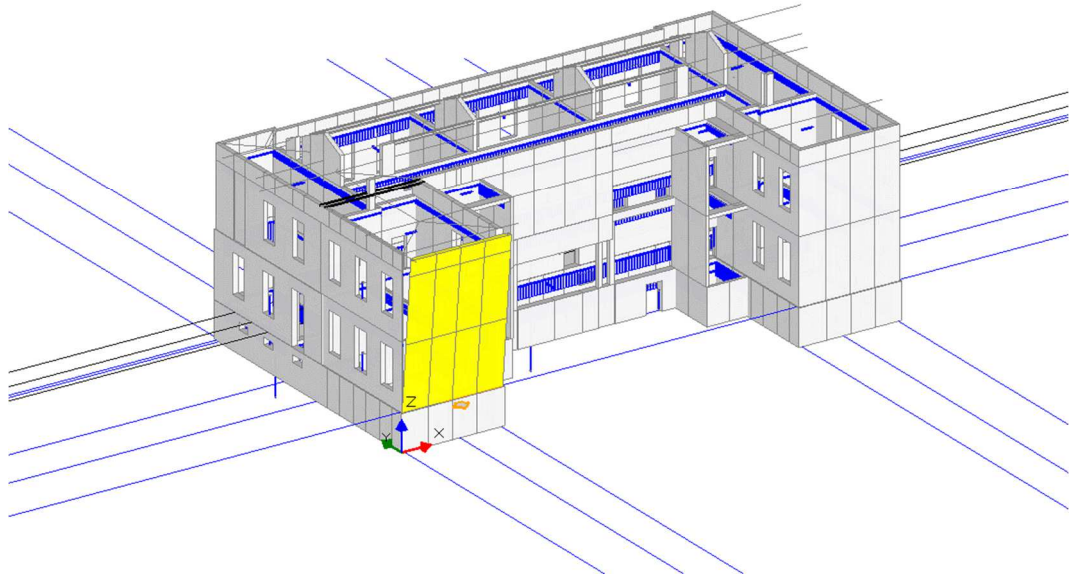


Immagine 33 Ribaltamento parete Nord, 2 piani – Dopo l'intervento

05. Flessione parete Nord, 1 piano
 Flessione di parete vincolata ai bordi
 $q_0 = 0.129$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.159 / 0.185 = 0.859$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 448 / 712 = 0.629$

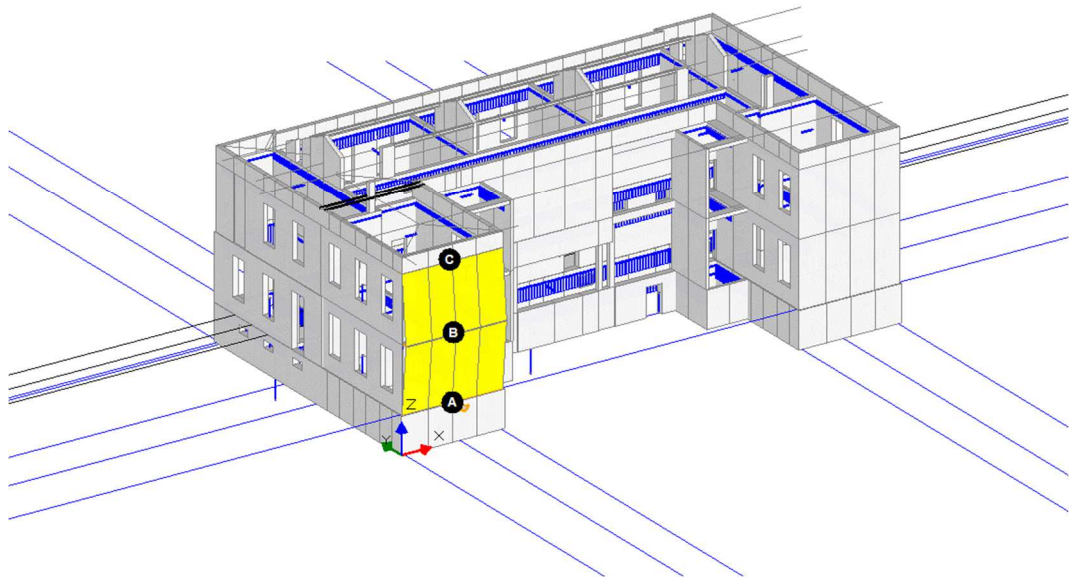


Immagine 34 Flessione di parete Nord, 1 piano – Dopo l'intervento

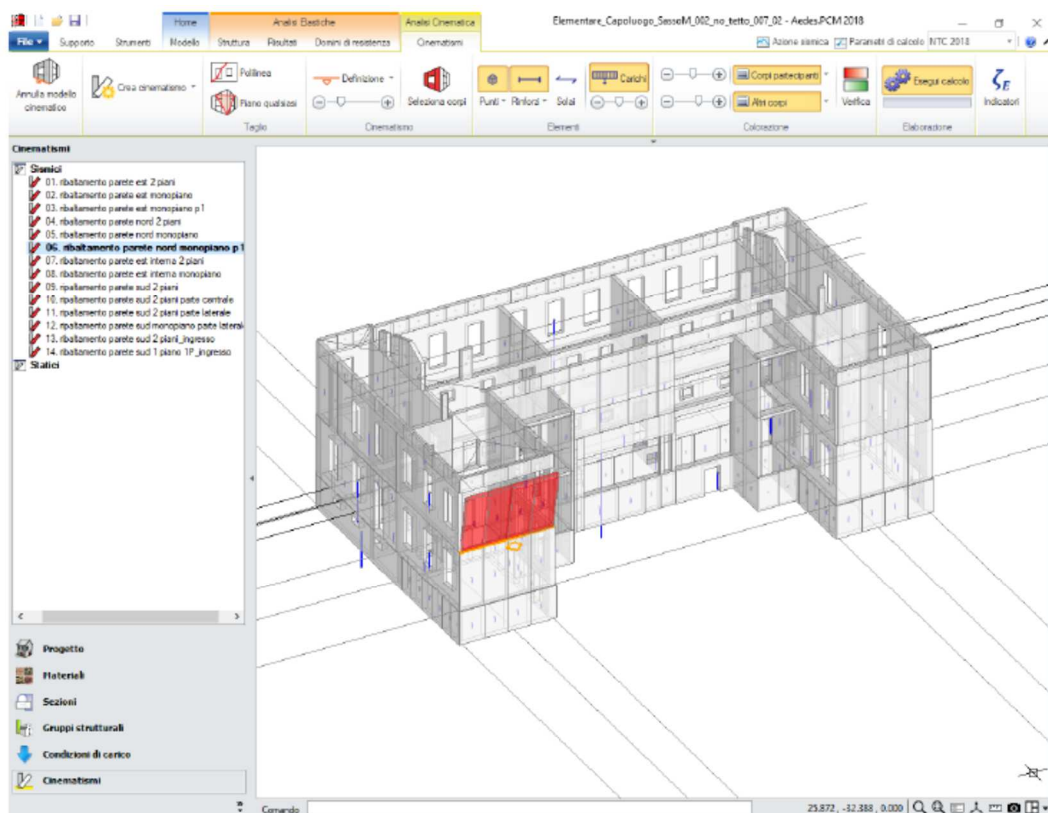


Figura 77 – Meccanismo di collasso: ribaltamento parete nord monopiano p1

Immagine 35 Ribaltamento parete Nord, 1 piano – Prima dell'intervento:

$$R_d = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,432$$

06. Ribaltamento parete Nord, 1 piano

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.240$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.264 / 0.185 = 1.427$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$

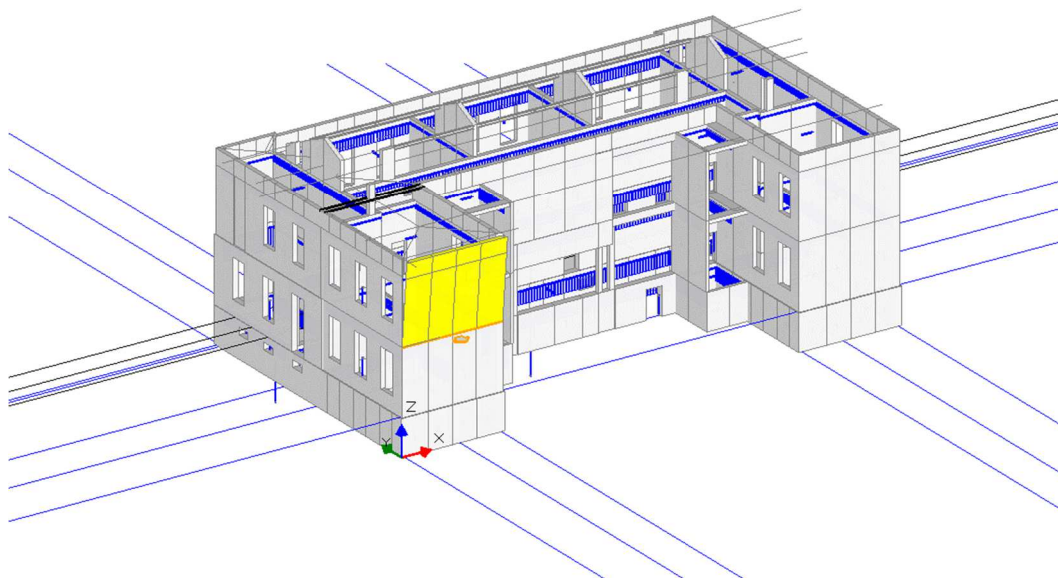


Immagine 36 Ribaltamento parete Nord, 1 piano – Dopo l'intervento

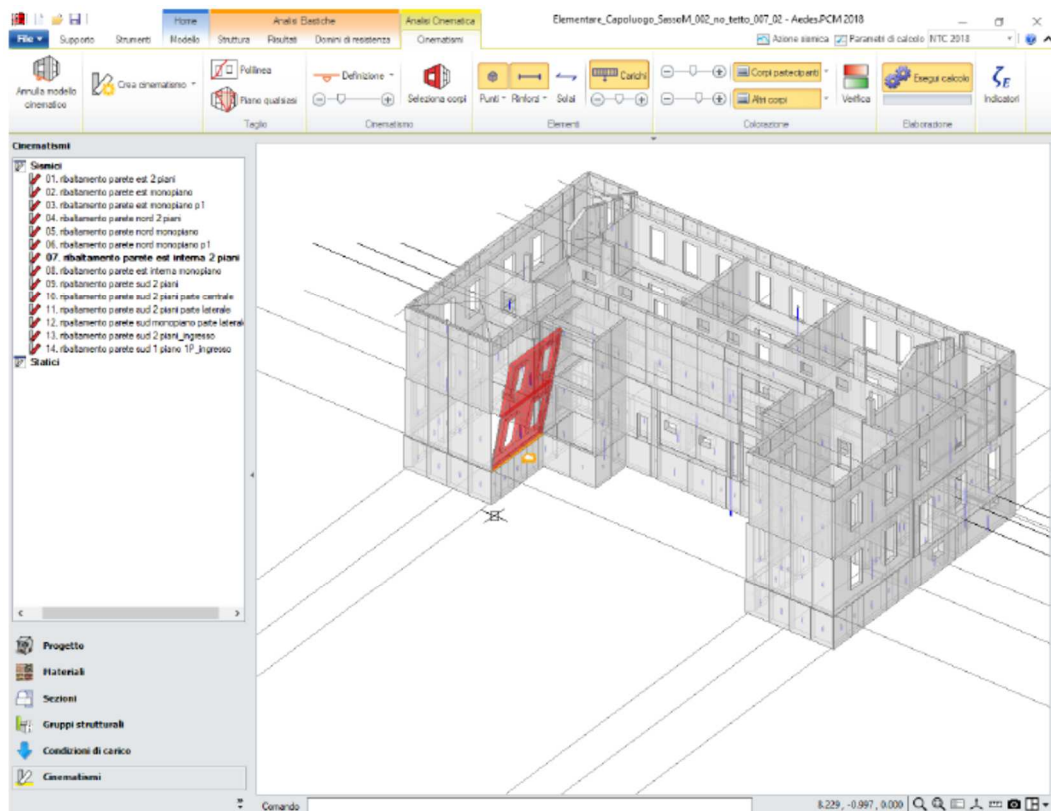


Figura 78 – Meccanismo di collasso: ribaltamento parete est interna 2 piani

Immagine 37 Ribaltamento parete Ovest interna, 2 piani – Prima dell'intervento:

$$R_d = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,389$$

07. Ribaltamento parete Ovest interna, 2 piani

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.171$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.264 / 0.185 = 1.427$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$

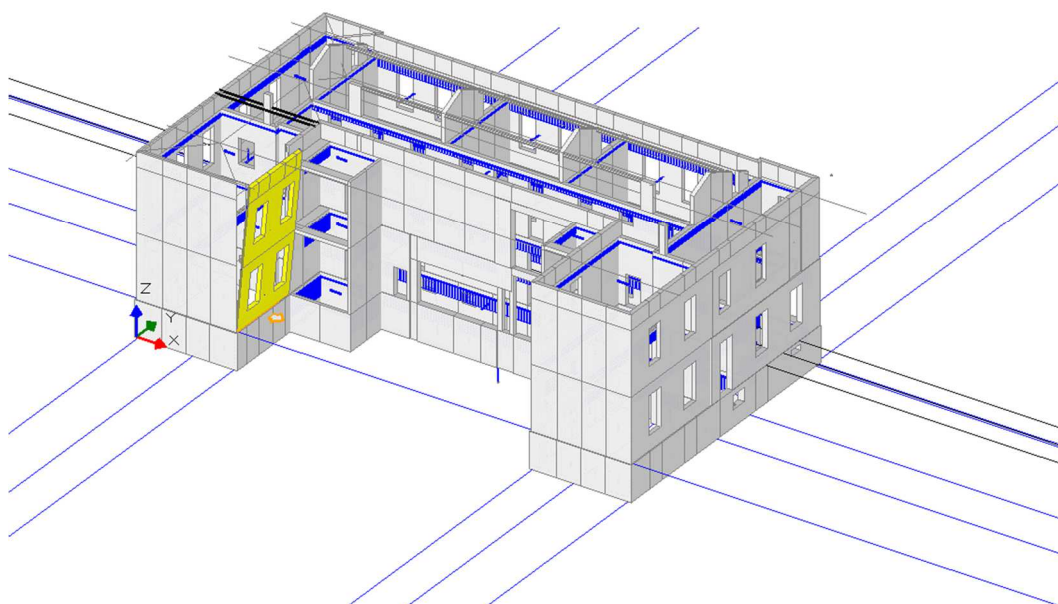


Immagine 38 Ribaltamento parete Ovest interna, 2 piani – Dopo l'intervento

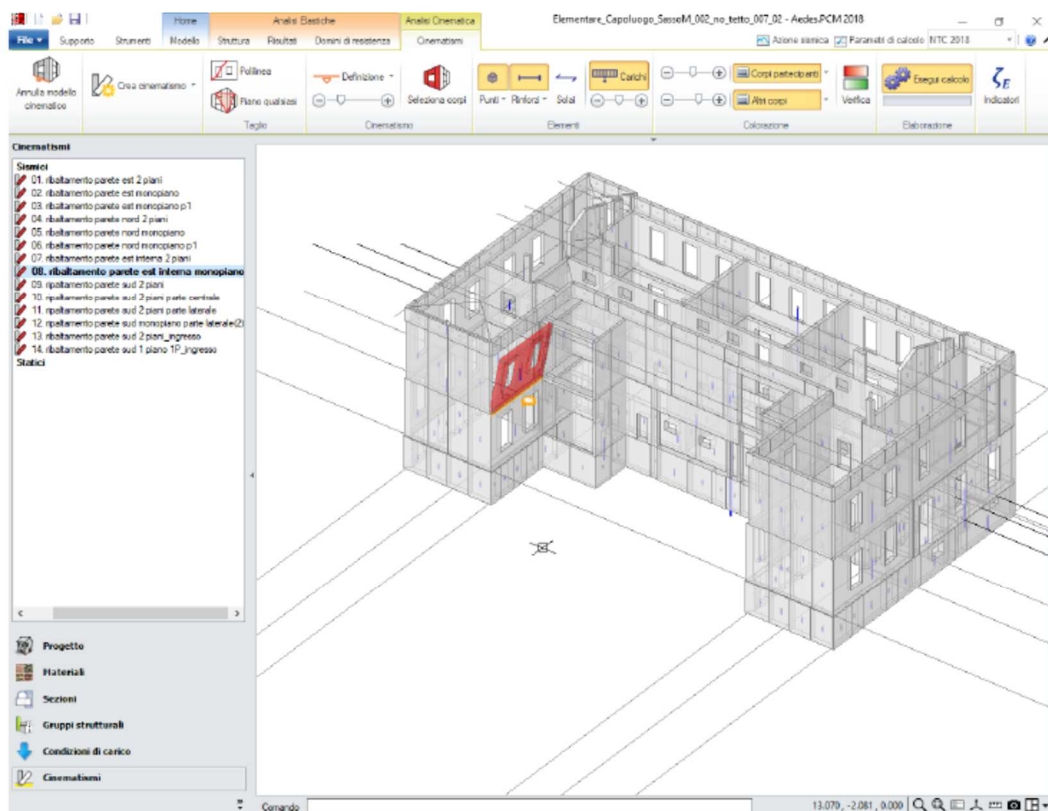


Figura 79 – Meccanismo di collasso: ribaltamento parete est interna monopiano

Immagine 39 Ribaltamento parete Ovest interna, 1 piano – Prima dell'intervento:

$$R_d = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,481$$

09. Ribaltamento parete Ovest interna, 1 piano

Ribaltamento semplice

$q_0 = 0.306$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.264 / 0.185 = 1.427$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$

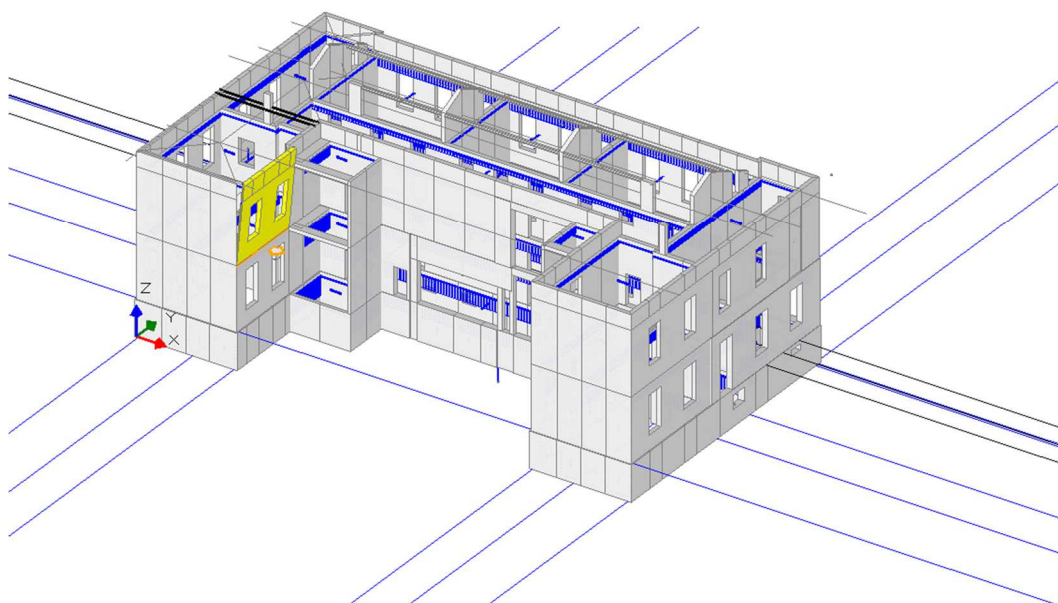


Immagine 40 Ribaltamento parete Ovest interna, 1 piano – Dopo l'intervento

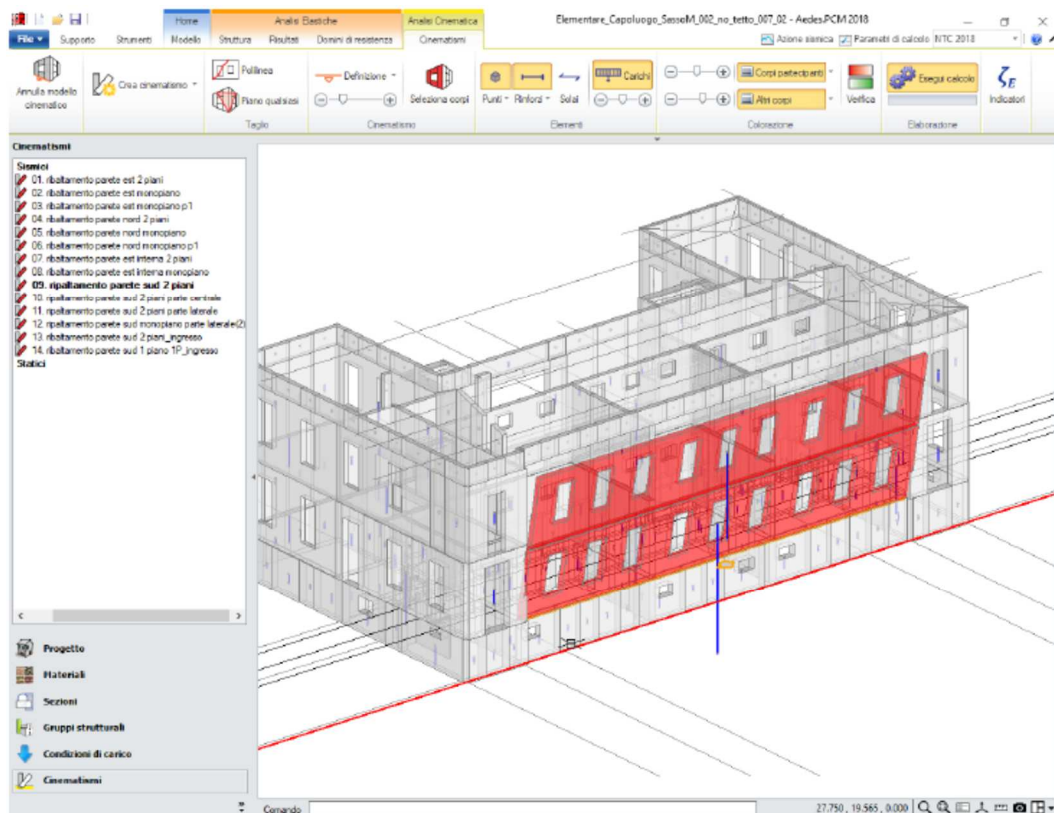


Figura 80 – Meccanismo di collasso: ribaltamento parete sud 2 piani

Immagine 41 Ribaltamento parete Sud, 2 piani – Prima dell'intervento:

$$R_d = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,459$$

10. Ribaltamento parete Sud, 2 piani
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.119$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.187 / 0.185 = 1.011$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 731 / 712 = 1.027$$

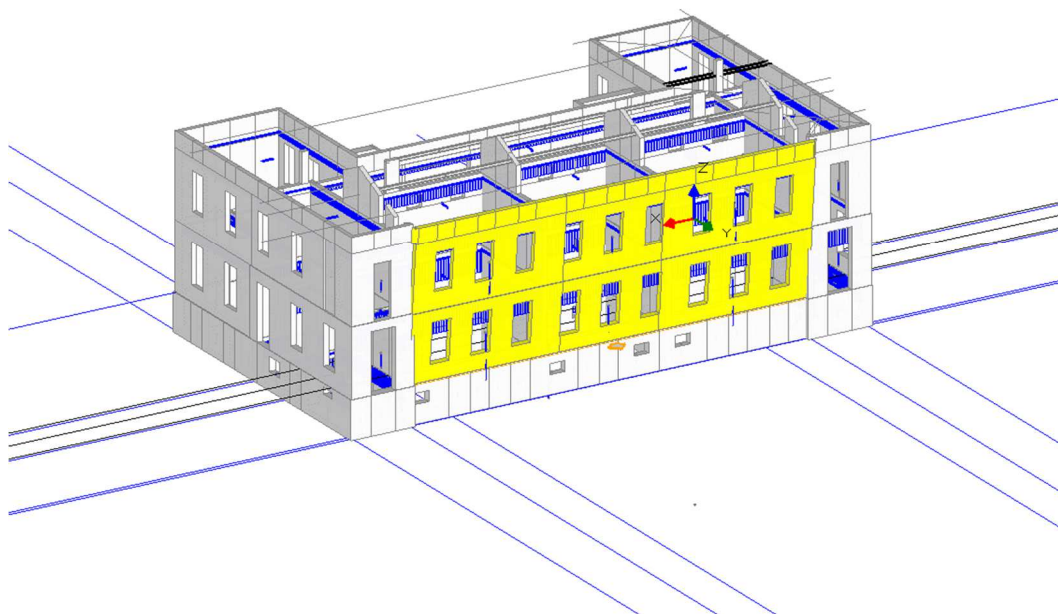


Immagine 42 Ribaltamento parete Sud, 2 piani – Dopo l'intervento

11. Flessione parete Sud, 1 piano

Flessione di parete vincolata ai bordi

 $q_0 = 0.150$

■ SLV

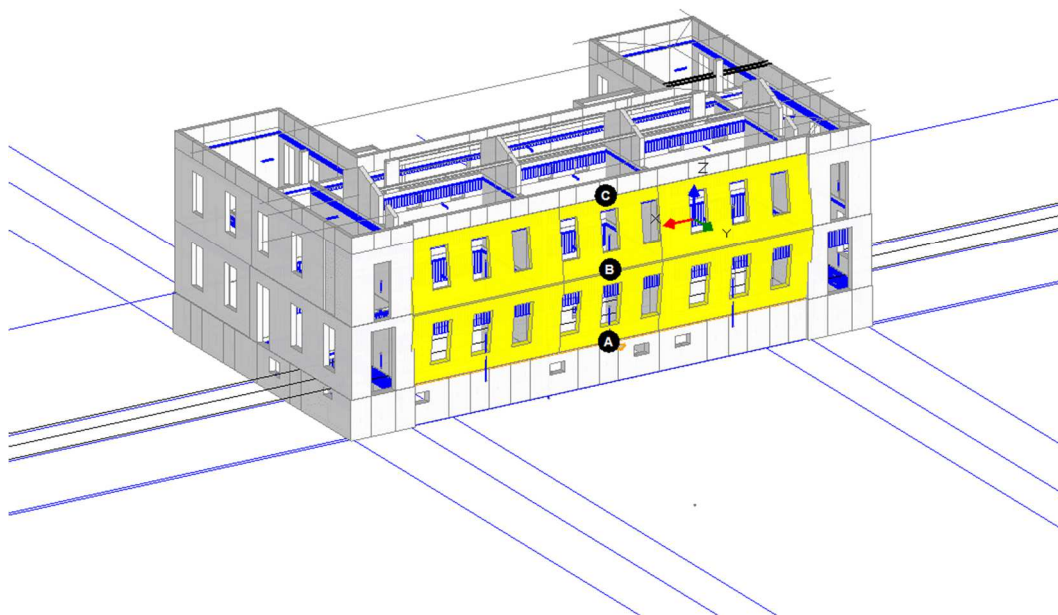
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.224 / 0.185 = 1.211$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1378 / 712 = 1.935$ 

Immagine 43 Flessione di parete Sud, 1 piano – Dopo l'intervento

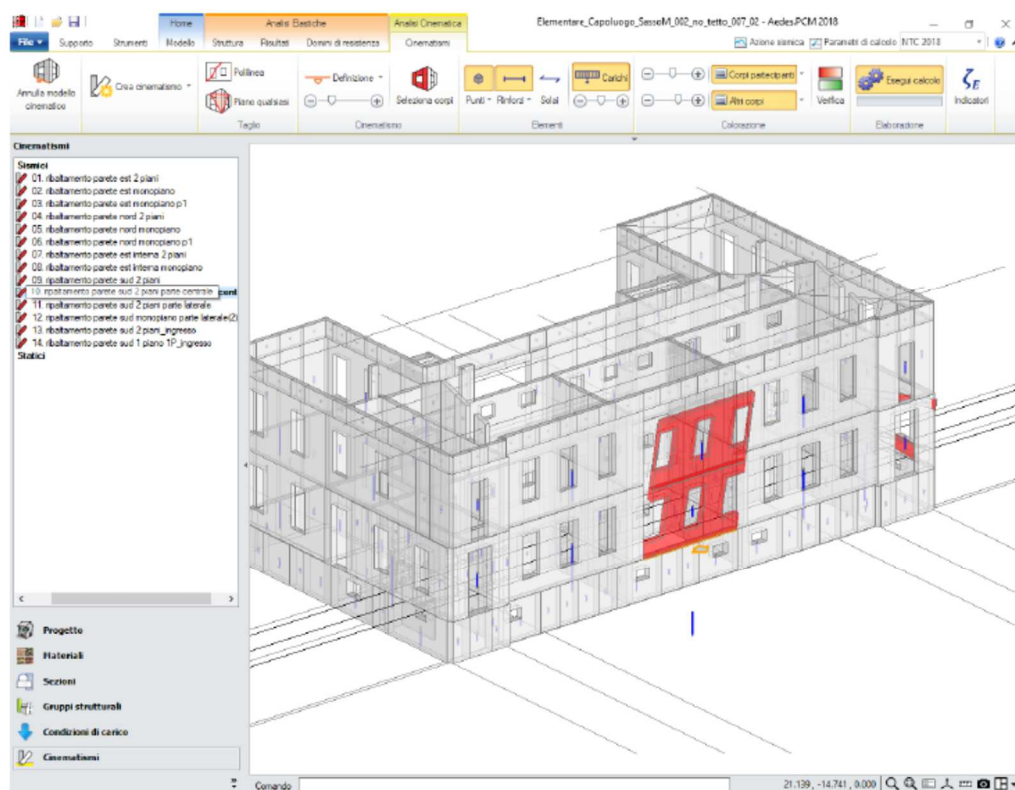
**Figura 81 – Meccanismo di collasso: ribaltamento parete sud 2 piani parte centrale**

Immagine 44 Ribaltamento parete Sud parte centrale, 2 piani – Prima dell'intervento:

$$R_d = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,459$$

13. Ribaltamento parete Sud parte centrale, 2 piani

Ribaltamento semplice

 $q_0 = 0.177$

■ SLV

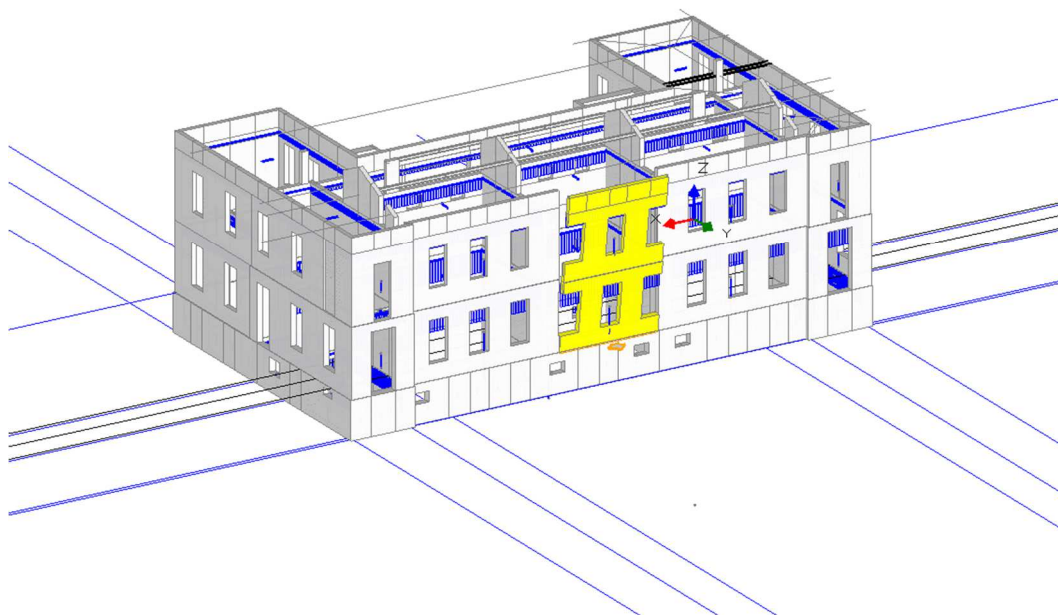
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.264 / 0.185 = 1.427$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$ 

Immagine 45 Ribaltamento parete Sud parte centrale, 2 piani – Dopo l'intervento

14. Flessione parete Sud parte centrale, 1 piano

Flessione di parete vincolata ai bordi

 $q_0 = 0.150$

■ SLV

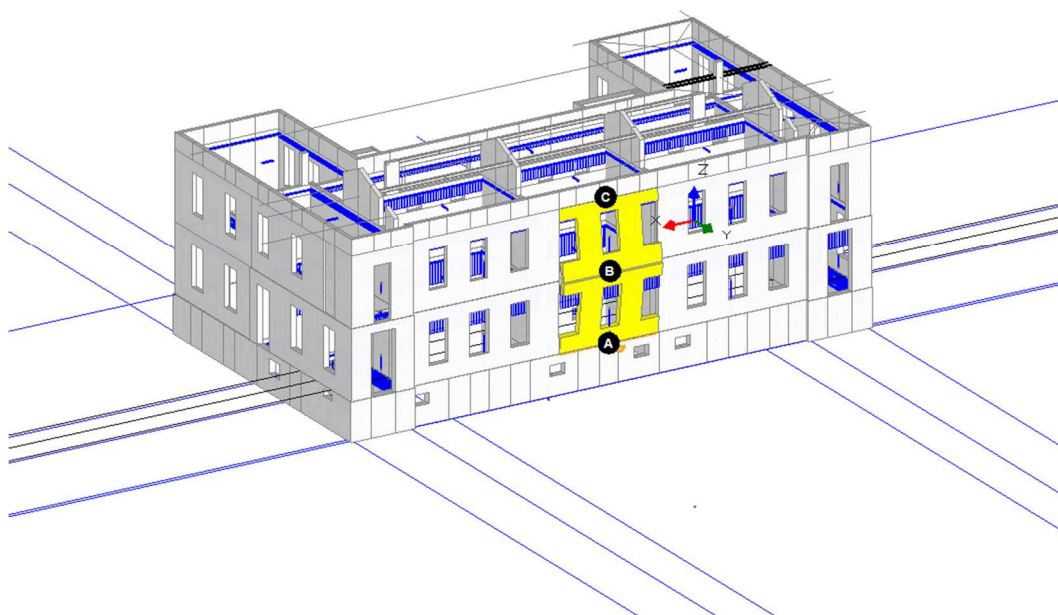
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.226 / 0.185 = 1.222$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1423 / 712 = 1.999$ 

Immagine 46 Flessione di parete Sud parte centrale, 1 piano – Dopo l'intervento

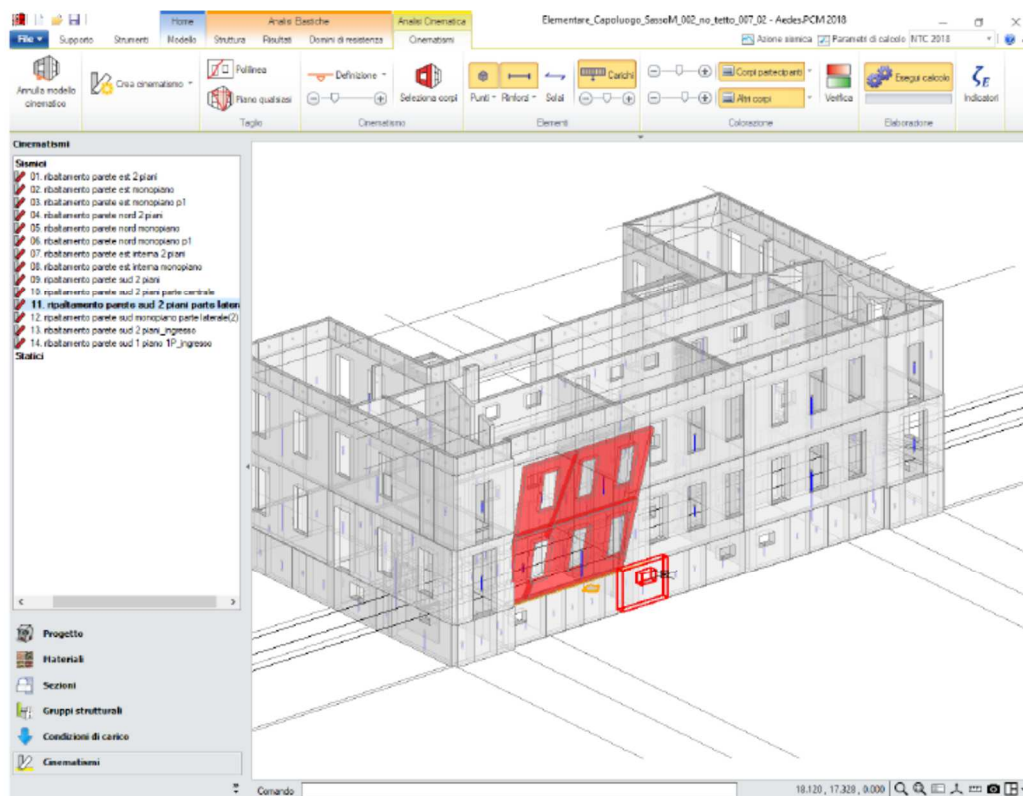


Figura 82 – Meccanismo di collasso: ribaltamento parete sud 2 piani parte laterale

Immagine 47 Ribaltamento parete Sud parte laterale, 2 piani – Prima dell'intervento:

$$R_d = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,454$$

16. Ribaltamento parete Sud parte laterale, 1 piano

Ribaltamento semplice

$d_0 = 0.128$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.202 / 0.185 = 1.092$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 937 / 712 = 1.316$$

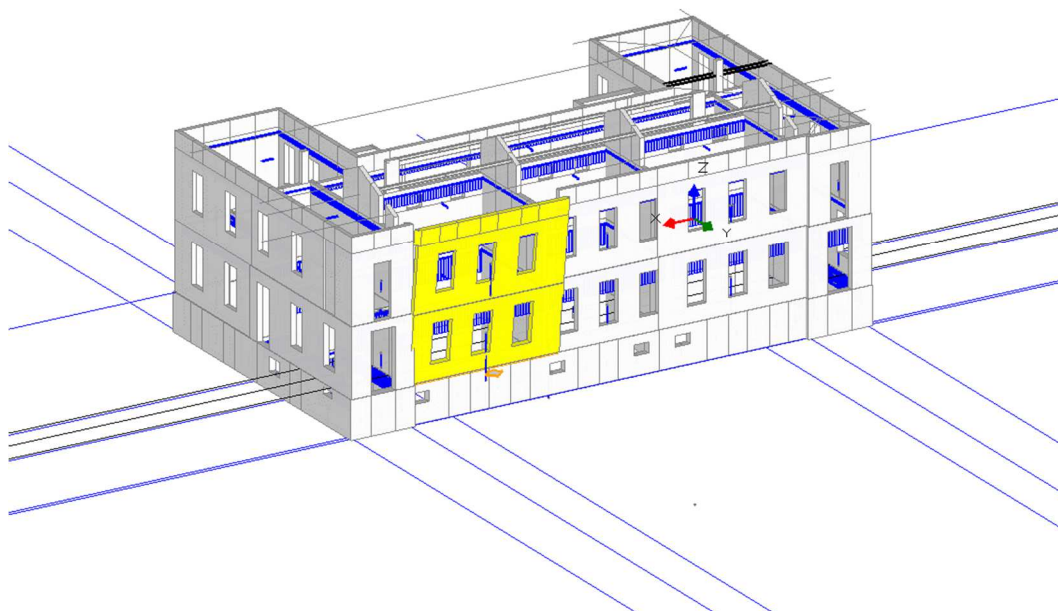


Immagine 48 Ribaltamento parete Sud parte laterale, 2 piani – Dopo l'intervento

17. Flessione di parete Sud parte laterale, 1 piano(2)

Flessione di parete vincolata ai bordi

 $q_0 = 0.146$

■ SLV

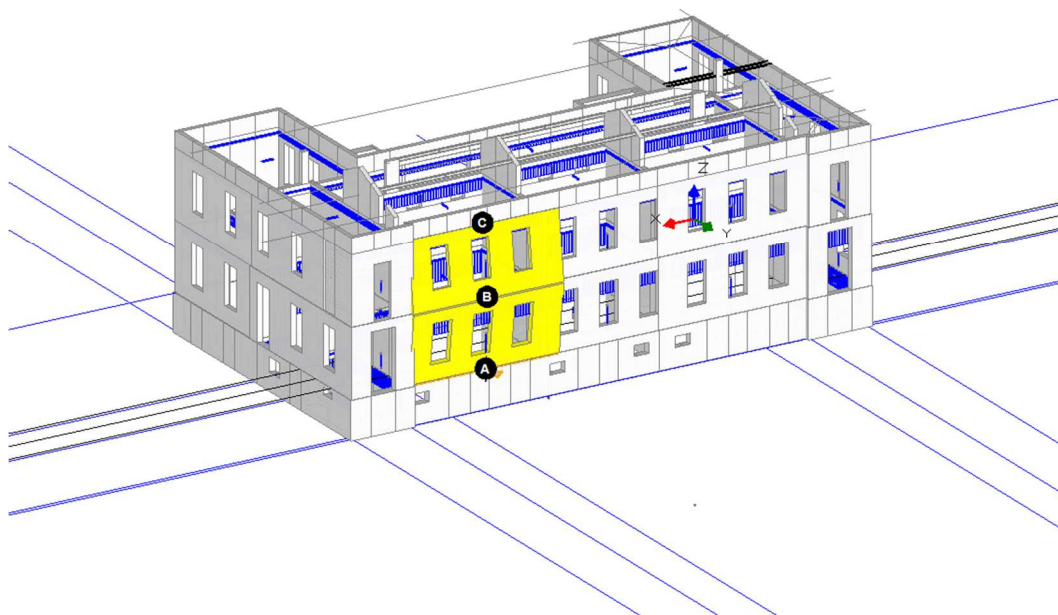
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.214 / 0.185 = 1.157$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1169 / 712 = 1.642$ 

Immagine 49 Flessione di parete Sud parte laterale, 1 piano – Dopo l'intervento

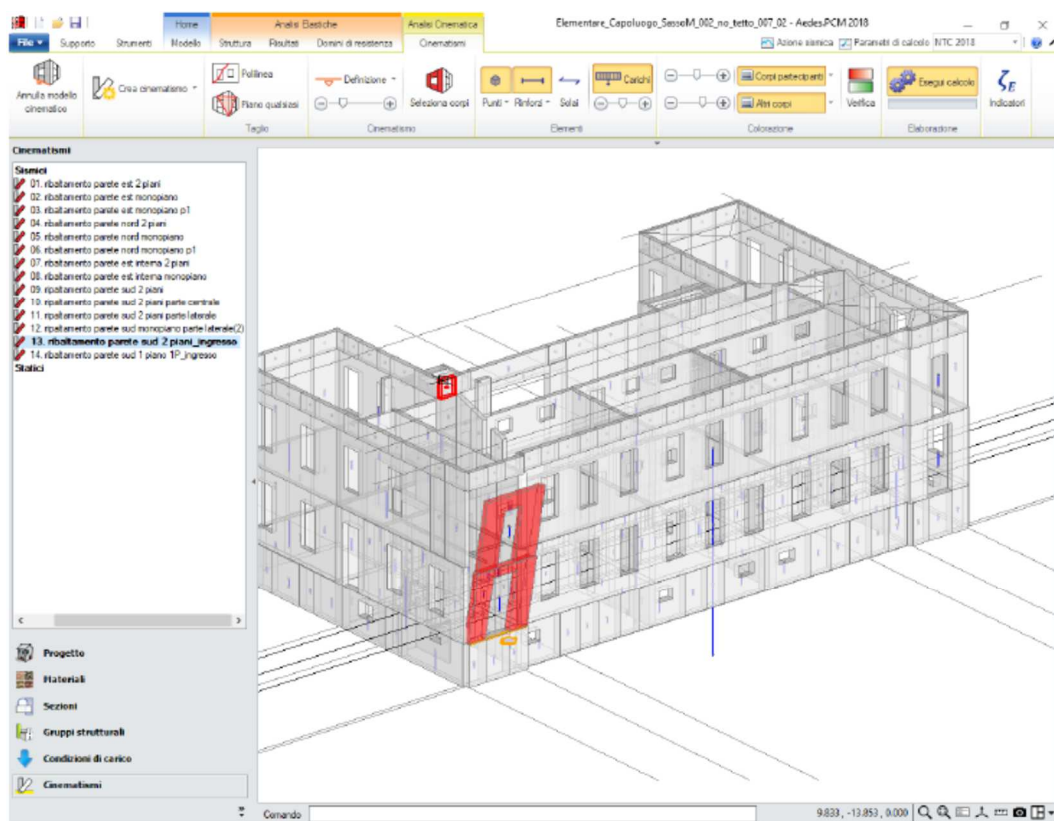
**Figura 84 – Meccanismo di collasso: ribaltamento parete sud 2 piani_ingresso**

Immagine 50 Ribaltamento parete Sud ingresso, 2 piani – Prima dell'intervento:

$$R_d = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,405$$

19. Ribaltamento parete Sud Ingresso, 2 piani

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 0.231$

■ SLV

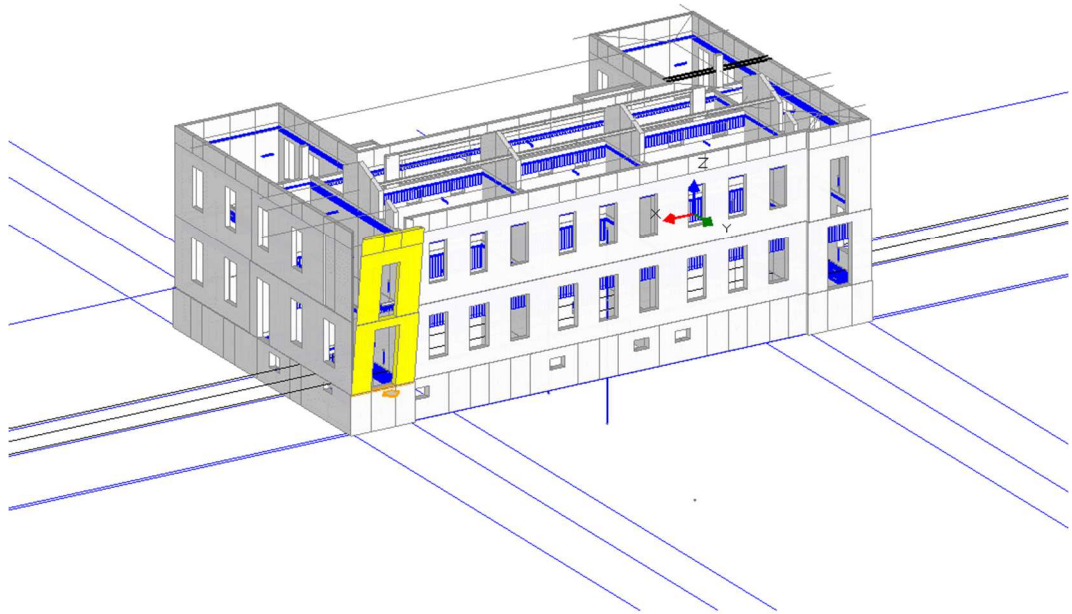
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.264 / 0.185 = 1.427$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$ 

Immagine 51 Ribaltamento parete Sud ingresso, 2 piani – Dopo l'intervento

20. Flessione parete Sud Ingresso, 1 piano

Flessione di parete vincolata ai bordi

 $\alpha_0 = 0.130$

■ SLV

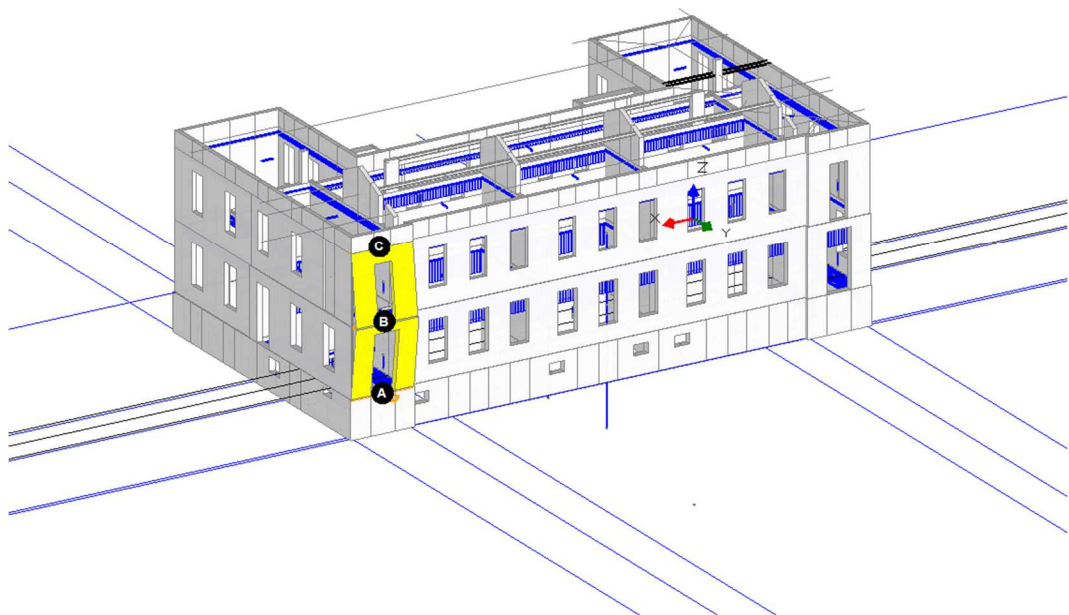
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.171 / 0.185 = 0.924$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 559 / 712 = 0.785$ 

Immagine 52 Flessione di parete Sud ingresso, 1 piano – Dopo l'intervento

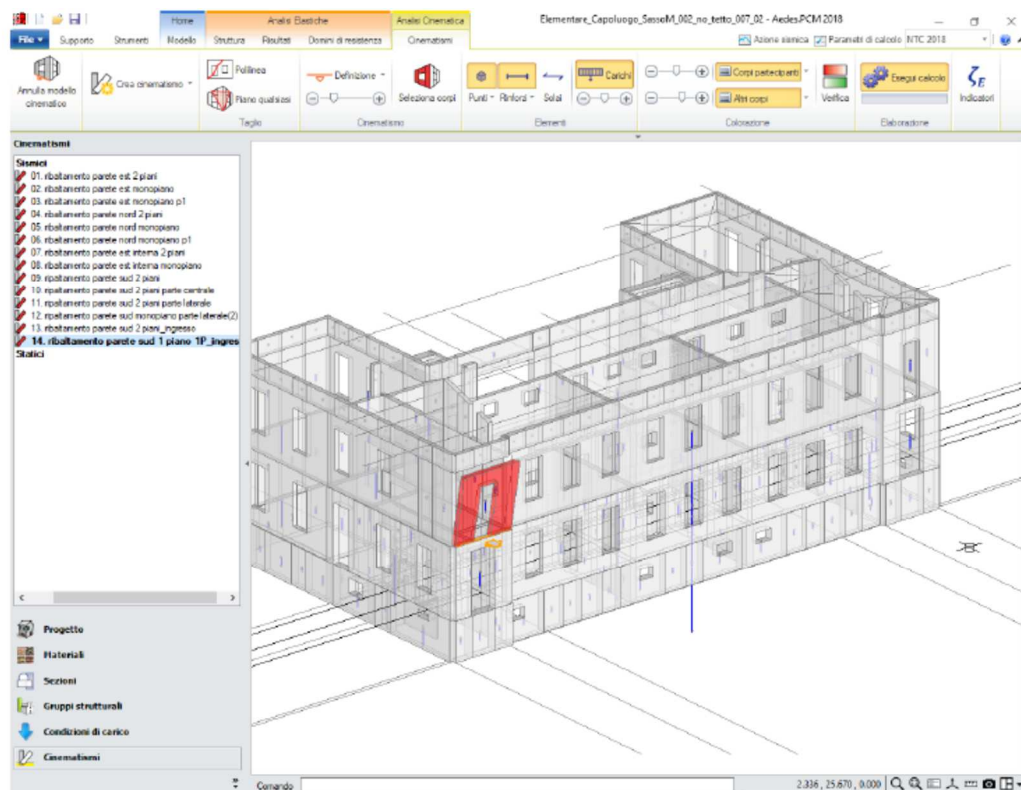


Figura 85 – Meccanismo di collasso: ribaltamento parete sud 1 piano 1P_ingresso

Immagine 53 Ribaltamento parete Sud ingresso, 1 piano – Prima dell'intervento:

$$R_d = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,400$$

21. Ribaltamento parete Sud Ingresso, 1 piano

Ribaltamento semplice

$d_0 = 0.423$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.264 / 0.185 = 1.427$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$

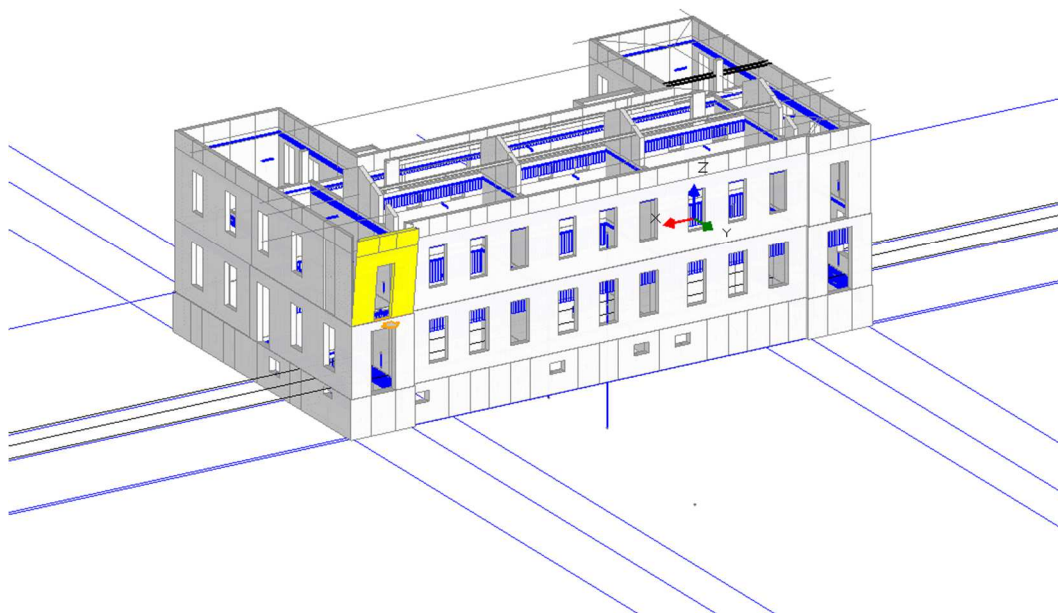


Immagine 54 Ribaltamento parete Sud ingresso, 1 piano – Dopo l'intervento

Gli interventi di inserimento delle catene al sottotetto e la messa in conto delle catene e dei cordoli presenti al sottotetto, grazie all'alleggerimento ed alla eliminazione della

spinta del coperto, hanno permesso di portare il minimo moltiplicatore di collasso da $PGA_{CLV}/PGA_{DLV} = 0,389$ (relativo al “Ribaltamento parete Ovest interna, 2 piani”,

Immagine 32) a $PGA_{CLV}/PGA_{DLV} = 0,859$ (relativo al “Flessione di parete Nord, 1 piano”, Immagine 34.

Il tempo di intervento corrispondente a tali meccanismi, passa da 3,69 anni a

$$T_{INT} = \frac{-\ln(1-0.1) * T_{SLV}}{C_u} = \frac{0,105 * 448}{1,5} = 44,8 \text{anni}$$

ANALISI STATICA NON LINEARE – ANALISI DI SPINTA (PUSH OVER)

N°curva	Corrente	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'			L4	0.118	3.315	5.000	0.151	389	17.535	0.816	0.546	27
2			A	+X'		+	L4	0.118	3.327	5.000	0.148	368	18.438	0.800	0.517	26
3			A	+X'		-	L4	0.121	3.277	5.000	0.152	396	17.254	0.822	0.556	28
4			A	+Y'			L4	0.167	2.454	5.000	0.218	1250	5.824	1.178	1.756	88
5			A	+Y'		+	L4	0.160	2.530	5.000	0.195	865	8.305	1.059	1.215	61
6			A	+Y'		-	L4	0.167	2.496	5.000	0.157	432	15.938	0.849	0.607	30
7			A	-X'			L4	0.125	3.226	5.000	0.160	448	15.415	0.865	0.629	31
8			A	-X'		+	L4	0.123	3.248	5.000	0.160	455	15.197	0.865	0.639	32
9			A	-X'		-	L4	0.118	3.445	5.000	0.099	121	46.197	0.535	0.170	8
10			A	-Y'			L4	0.149	2.750	5.000	0.183	684	10.365	0.989	0.961	48
11			A	-Y'		+	L4	0.148	2.821	5.000	0.143	329	20.385	0.773	0.462	23
12			A	-Y'		-	L4	0.157	2.666	5.000	0.173	570	12.320	0.935	0.801	40
13			E	+X'			L4	0.197	3.011	5.000	0.185	707	10.065	1.000	0.993	50
14			E	+X'		+	L4	0.196	3.011	5.000	0.185	707	10.065	1.000	0.993	50
15			E	+X'		-	L4	0.199	2.994	5.000	0.185	719	9.905	1.005	1.010	51
16			E	+Y'			L4	0.241	2.441	5.000	0.231	1516	4.827	1.249	2.129	106
17			E	+Y'		+	L4	0.234	2.545	5.000	0.194	837	8.571	1.049	1.176	59
18			E	+Y'		-	L4	0.235	2.517	5.000	0.195	844	8.503	1.054	1.185	59
19			E	-X'			L4	0.195	3.047	5.000	0.182	682	10.414	0.984	0.958	48
20			E	-X'		+	L4	0.196	3.044	5.000	0.182	682	10.414	0.984	0.958	48
21			E	-X'		-	L4	0.195	3.051	5.000	0.182	670	10.590	0.984	0.941	47
22			E	-Y'			L4	0.242	2.439	5.000	0.232	1540	4.753	1.254	2.163	108
23			E	-Y'		+	L4	0.236	2.505	5.000	0.224	1356	5.381	1.211	1.904	95
24			E	-Y'		-	L4	0.239	2.486	5.000	0.225	1400	5.216	1.222	1.966	98

Immagine 55 Riepilogo risultati analisi pushover U.S.1. – Prima dell'intervento

N°curva	Corrente	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'			L4	0.123	3.201	5.000	0.144	342	19.692	0.778	0.480	24
2			A	+X'		+	L4	0.123	3.201	5.000	0.144	342	19.692	0.778	0.480	24
3			A	+X'		-	L4	0.122	3.202	5.000	0.143	335	20.059	0.773	0.471	24
4			A	+Y'			L4	0.160	2.521	5.000	0.217	1229	5.920	1.173	1.726	86
5			A	+Y'		+	L4	0.159	2.533	5.000	0.206	1019	7.096	1.114	1.431	72
6			A	+Y'		-	L4	0.156	2.597	5.000	0.171	559	12.556	0.924	0.785	39
7			A	-X'			L4	0.123	3.193	5.000	0.155	410	16.717	0.838	0.576	29
8			A	-X'		+	L4	0.123	3.195	5.000	0.153	403	16.981	0.827	0.566	28
9			A	-X'		-	L4	0.123	3.202	5.000	0.157	432	15.938	0.849	0.607	30
10			A	-Y'			L4	0.155	2.615	5.000	0.190	770	9.281	1.027	1.081	54
11			A	-Y'		+	L4	0.147	2.754	5.000	0.162	471	14.720	0.876	0.662	33
12			A	-Y'		-	L4	0.153	2.636	5.000	0.183	682	10.414	0.989	0.958	48
13			E	+X'			L4	0.202	2.898	5.000	0.191	796	8.992	1.032	1.118	56
14			E	+X'		+	L4	0.202	2.902	5.000	0.191	796	8.992	1.032	1.118	56
15			E	+X'		-	L4	0.203	2.890	5.000	0.191	796	8.992	1.032	1.118	56
16			E	+Y'			L4	0.229	2.561	5.000	0.218	1234	5.897	1.178	1.733	87
17			E	+Y'		+	L4	0.226	2.595	5.000	0.197	865	8.305	1.065	1.215	61
18			E	+Y'		-	L4	0.226	2.615	5.000	0.197	879	8.179	1.065	1.235	62
19			E	-X'			L4	0.201	2.957	5.000	0.187	744	9.589	1.011	1.045	52
20			E	-X'		+	L4	0.201	2.950	5.000	0.188	757	9.433	1.016	1.063	53
21			E	-X'		-	L4	0.200	2.959	5.000	0.187	744	9.589	1.011	1.045	52
22			E	-Y'			L4	0.232	2.521	5.000	0.223	1334	5.467	1.205	1.874	94
23			E	-Y'		+	L4	0.230	2.557	5.000	0.218	1250	5.824	1.178	1.756	88
24			E	-Y'		-	L4	0.229	2.567	5.000	0.214	1169	6.214	1.157	1.642	82

Immagine 56 Riepilogo risultati analisi pushover U.S.1. – Dopo l'intervento

Gli interventi realizzati, hanno permesso di portare il minimo moltiplicatore di collasso da $\zeta_{PGA(SLV)} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,535$ (relativo alla distribuzione di carico A, agente in direzione -x, con torcente di piano agente in direzione oraria) a $\zeta_{PGA(SLV)} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,773$ (relativo alla distribuzione di carico A, agente in direzione +x, con o senza torcente di piano).

Il tempo di intervento corrispondente a tali meccanismi, passa da

$$T_{INT} = \frac{-\ln(1-0.1) * T_{CLV}}{C_u} = \frac{0,105 * 121}{1,5} = 8,47 \text{ anni}$$

a

$$T_{INT} = \frac{-\ln(1-0.1) * T_{SLV}}{C_u} = \frac{0,105 * 335}{1,5} = 23,45 \text{ anni}$$

Q) **RISULTATI PIÙ SIGNIFICATIVI DEI LIVELLI DI SICUREZZA POST INTERVENTO – CIR. 21 GENNAIO 2019 N.7 C.S.LL.PP. – VERS. 2019**

Il modello utilizzato per le verifiche sopra riportate è stato analizzato con la versione 2019.1.3.0 del software Aedes PCM Progettazione di Costruzioni in Muratura, rilasciata nell'aprile 2019.

Questa versione recepisce la **Circolare LL. PP. 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.**, in particolare per quanto riguarda la considerazione degli effetti della contemporaneità delle componenti sismiche.

Aedes PCM 2019 implementa un algoritmo che consente di considerare gli effetti della componente verticale dell'azione sismica in analisi Pushover (di spinta) oltre che nelle altre analisi disponibili.

Sul modello importato, si è eseguita l'analisi modale, l'analisi statica lineare e l'analisi statica non lineare. Nell'analisi non lineare si sono considerate quattro direzioni di analisi (+x, +y, -x, -y); la presenza o meno del momento torcente aggiuntivo; la presenza o meno della componente verticale e due distribuzioni di carico, la prima distribuzione del Gruppo 1 (distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2) e la distribuzione a) del Gruppo 2 (distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione).

In tutto sono state analizzate 48 curve di carico.

ANALISI STATICA LINEARE

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

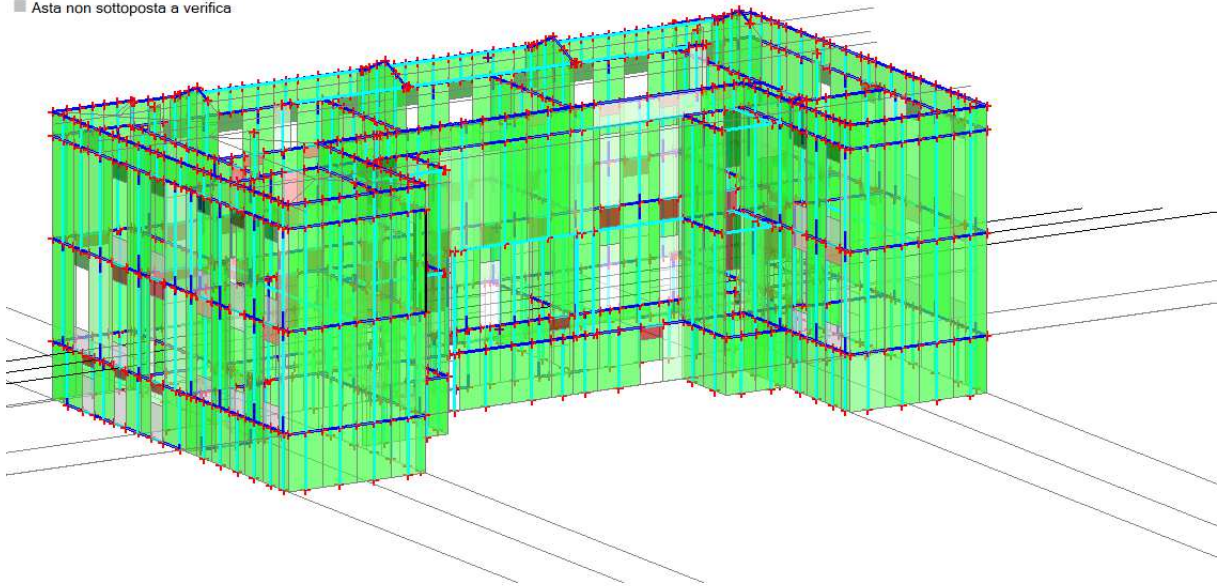


Immagine 57 Pressoflessione Complanare – Dopo l'intervento il coefficiente di sicurezza minimo calcolato è $c_{pr.fl.} = 1.11$

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

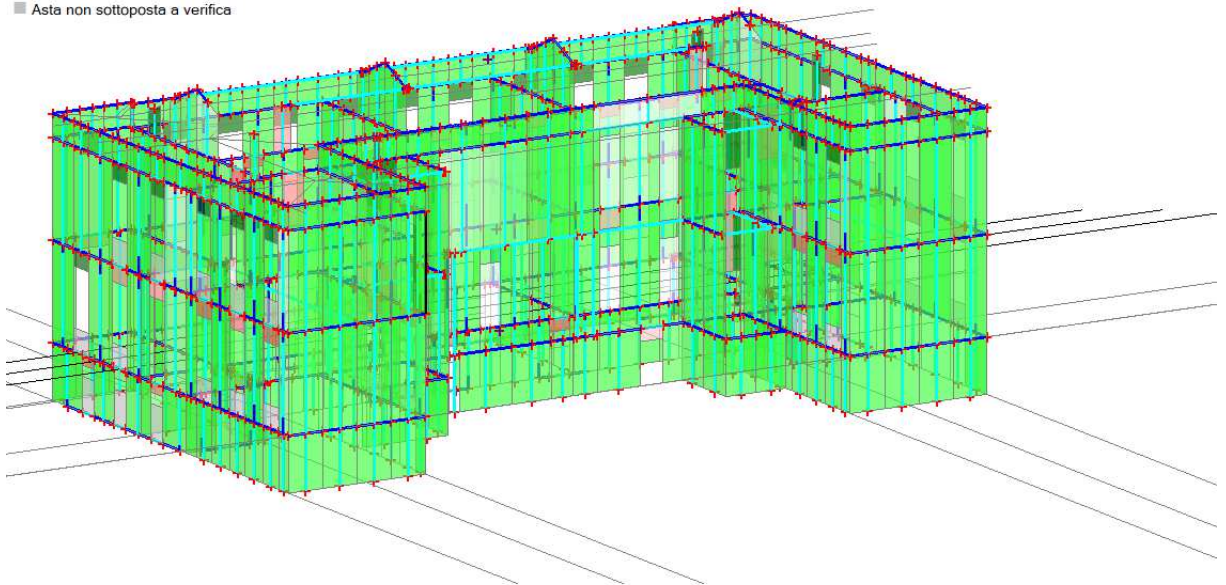


Immagine 58 Taglio – Dopo dell'intervento il coefficiente di sicurezza minimo calcolato è $c_{T,corr.} = 0,79$

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

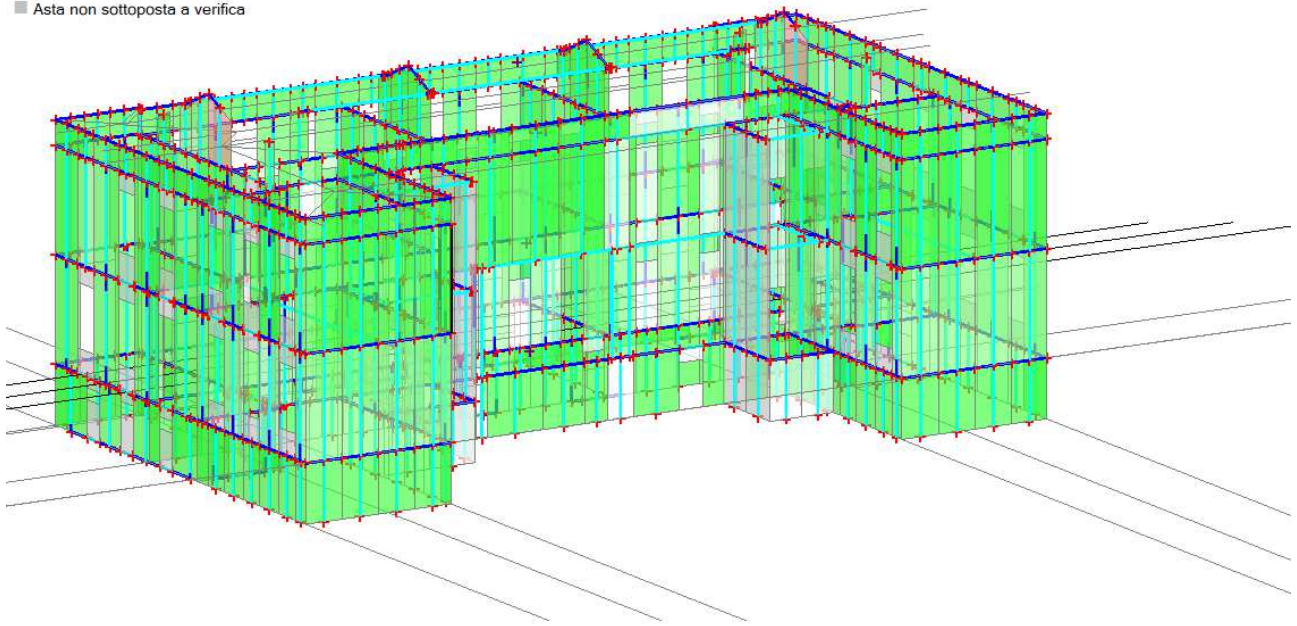


Immagine 59 Pressoflessione ortogonale – Dopo l'intervento il coefficiente di sicurezza minimo calcolato è $c_{pr.fl.} = 0,75$

Come era da aspettarsi i valori trovati per i coefficienti di sicurezza in analisi statica non sono cambiati rispetto a quelli trovati con la versione 2018 del software.

ANALISI STATICA NON LINEARE – ANALISI DI SPINTA (PUSH OVER)

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	F/W	q'	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	ζ,PGA(SLV)	ζ,TR(SLV)	VN,CLV
1	⊙	☑	A	+X'				L4	0.124	3.378	4.375	0.134	240	26.838	0.709	0.337	17
2	⊙	☐	A	+X'			±	L4	0.121	3.472	4.375	0.137	257	25.310	0.725	0.361	18
3	⊙	☐	A	+X'		+		L4	0.122	3.403	4.375	0.132	234	27.422	0.698	0.329	16
4	⊙	☐	A	+X'		+	±	L4	0.120	3.500	4.375	0.136	251	25.830	0.720	0.353	18
5	⊙	☐	A	+X'		-		L4	0.126	3.292	4.375	0.134	245	26.370	0.709	0.344	17
6	⊙	☐	A	+X'		-	±	L4	0.121	3.453	4.375	0.137	257	25.310	0.725	0.361	18
7	⊙	☐	A	+Y'				L4	0.161	2.688	4.375	0.173	530	13.195	0.915	0.744	37
8	⊙	☐	A	+Y'			±	L4	0.160	2.711	4.375	0.198	823	8.710	1.048	1.156	58
9	⊙	☐	A	+Y'		+		L4	0.159	2.695	4.375	0.169	499	13.955	0.894	0.701	35
10	⊙	☐	A	+Y'		+	±	L4	0.159	2.704	4.375	0.199	850	8.445	1.053	1.194	60
11	⊙	☐	A	+Y'		-		L4	0.159	2.691	4.375	0.149	339	19.847	0.788	0.476	24
12	⊙	☐	A	+Y'		-	±	L4	0.158	2.777	4.375	0.173	538	13.012	0.915	0.756	38
13	⊙	☐	A	-X'				L4	0.126	3.344	4.375	0.138	262	24.893	0.730	0.368	18
14	⊙	☐	A	-X'			±	L4	0.122	3.431	4.375	0.142	286	23.067	0.751	0.402	20
15	⊙	☐	A	-X'		+		L4	0.125	3.359	4.375	0.136	251	25.830	0.720	0.353	18
16	⊙	☐	A	-X'		+	±	L4	0.124	3.389	4.375	0.139	268	24.410	0.735	0.376	19
17	⊙	☐	A	-X'		-		L4	0.123	3.404	4.375	0.138	262	24.893	0.730	0.368	18
18	⊙	☐	A	-X'		-	±	L4	0.120	3.461	4.375	0.146	318	21.010	0.772	0.447	22
19	⊙	☐	A	-Y'				L4	0.158	2.691	4.375	0.168	480	14.465	0.889	0.674	34
20	⊙	☐	A	-Y'			±	L4	0.148	2.932	4.375	0.185	658	10.773	0.979	0.924	46
21	⊙	☐	A	-Y'		+		L4	0.149	2.845	4.375	0.143	293	22.584	0.757	0.412	21
22	⊙	☐	A	-Y'		+	±	L4	0.147	2.965	4.375	0.152	360	18.806	0.804	0.506	25
23	⊙	☐	A	-Y'		-		L4	0.156	2.769	4.375	0.159	413	16.606	0.841	0.580	29
24	⊙	☐	A	-Y'		-	⊥	L4	0.158	2.705	4.375	0.174	543	12.901	0.921	0.763	38
25	⊙	☐	E	+X'				L4	0.207	2.995	4.375	0.167	471	14.720	0.884	0.662	33
26	⊙	☐	E	+X'			±	L4	0.209	2.986	4.375	0.190	719	9.906	1.005	1.010	51
27	⊙	☐	E	+X'		+		L4	0.204	3.020	4.375	0.168	480	14.465	0.889	0.674	34
28	⊙	☐	E	+X'		+	±	L4	0.208	2.983	4.375	0.190	731	9.751	1.005	1.027	51
29	⊙	☐	E	+X'		-		L4	0.202	3.048	4.375	0.166	462	14.985	0.878	0.649	32
30	⊙	☐	E	+X'		-	±	L4	0.209	2.978	4.375	0.190	731	9.751	1.005	1.027	51
31	⊙	☐	E	+Y'				L4	0.253	2.454	4.375	0.237	1566	4.676	1.254	2.199	110
32	⊙	☐	E	+Y'			±	L4	0.225	2.792	4.375	0.196	797	8.981	1.037	1.119	56
33	⊙	☐	E	+Y'		+		L4	0.255	2.404	4.375	0.230	1407	5.191	1.217	1.976	99
34	⊙	☐	E	+Y'		+	±	L4	0.225	2.774	4.375	0.186	673	10.546	0.984	0.945	47
35	⊙	☐	E	+Y'		-		L4	0.249	2.513	4.375	0.212	1052	6.881	1.122	1.478	74
36	⊙	☐	E	+Y'		-	±	L4	0.225	2.818	4.375	0.181	622	11.359	0.958	0.874	44
37	⊙	☐	E	-X'				L4	0.201	3.069	4.375	0.185	668	10.620	0.979	0.938	47
38	⊙	☐	E	-X'			±	L4	0.202	3.089	4.375	0.184	653	10.850	0.974	0.917	46
39	⊙	☐	E	-X'		+		L4	0.202	3.047	4.375	0.187	682	10.414	0.989	0.958	48
40	⊙	☐	E	-X'		+	±	L4	0.200	3.117	4.375	0.183	642	11.026	0.968	0.902	45
41	⊙	☐	E	-X'		-		L4	0.201	3.078	4.375	0.185	658	10.773	0.979	0.924	46
42	⊙	☐	E	-X'		-	±	L4	0.202	3.101	4.375	0.184	653	10.850	0.974	0.917	46
43	⊙	☐	E	-Y'				L4	0.253	2.448	4.375	0.237	1566	4.676	1.254	2.199	110
44	⊙	☐	E	-Y'			±	L4	0.226	2.771	4.375	0.204	908	7.928	1.079	1.275	64
45	⊙	☐	E	-Y'		+		L4	0.243	2.551	4.375	0.219	1182	6.148	1.159	1.660	83
46	⊙	☐	E	-Y'		+	±	L4	0.223	2.840	4.375	0.199	843	8.513	1.053	1.184	59
47	⊙	☐	E	-Y'		-		L4	0.248	2.470	4.375	0.235	1519	4.818	1.243	2.133	107
48	⊙	☐	E	-Y'		-	±	L4	0.229	2.719	4.375	0.194	775	9.224	1.026	1.088	54

Immagine 60 Riepilogo risultati analisi pushover U.S.1. – Dopo l'intervento

Il moltiplicatore minimo di collasso è risultato $\zeta_{PGA(SLV)} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,698$

(relativo alla distribuzione di carico A, agente in direzione +x, con torcente di piano positivo).

Il tempo di intervento corrispondente a tale meccanismo, passa da

$$T_{INT} = \frac{-\ln(1-0.1) * T_{SLV}}{C_u} = \frac{0,105 * 234}{1,5} = 16,38 \text{anni}$$

Come era da attendersi, in questo caso il moltiplicatore minimo di collasso è risultato leggermente inferiore a quello calcolato con la versione precedente del software. Esso

infatti è passato da $\zeta_{PGA(SLV)} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,535$ a

$$\zeta_{PGA(SLV)} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,773, \text{ prima e dopo l'intervento, calcolati con PCM 2018,}$$

$$\text{a } \zeta_{PGA(SLV)} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} = 0,698, \text{ calcolato con PCM 2019.}$$

Tale valore, seppure più basso di quello calcolato con la versione precedente del software evidenzia, comunque, l'efficacia dell'intervento progettato.

ANALISI DEI CARICHI

La determinazione delle sollecitazioni è stata effettuata sulla base delle seguenti analisi dei carichi agenti sulle strutture.

AZIONE DELLA VENTO:

Zona di appartenenza: 2 (Emilia Romagna; 130 m. s.l.m.m.; $d \geq 30$ km dalla costa)

Valori di riferimento: $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$, $a_0 = 750 \text{ m}$, $k_s = 0,45$

La velocità di riferimento è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

Per una altezza sul livello del mare del sito: $a_s < a_0$, il coefficiente di altitudine è dato dall'espressione:

$$c_a = 1,00$$

Pertanto:

$$v_b = v_{b,0} * c_a = 25,00 * 1,00 = 25,00 \text{ m/s}$$

La velocità di riferimento è data dall'espressione:

$$v_r = v_b * c_r$$

Per $T_r = 50$ anni

$$c_r = 1,00$$

Pertanto:

$$v_r = v_b * c_r = 25,00 * 1,00 = 25,00 \text{ m/s}$$

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

La pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2$$

Dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$.

Esprimendo ρ in kg/m^3 e v_r in m/s , q_r risulta espresso in N/m^2

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 = \frac{1}{2} * 1,25 * 25,00^2 = 390,63 \text{ N/m}^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione è dato dall'espressione:

Distanza dalla costa: $d > 30 \text{ km}$

Classe di rugosità del terreno: Classe A - "Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m"

Categoria di esposizione del sito: V

Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione: $K_r = 0,23$, $z_0 = 0,70 \text{ m}$,

$$z_{\min} = 12,00 \text{ m}$$

Per una altezza dell'edificio: $z \geq z_{\min}$, si ha:

$$\begin{aligned}
 c_e(z) &= k_r^2 * c_t * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) * \left[7 + c_t * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = \\
 &= 0,23^2 * 1,00 * \ln\left(\frac{15,00}{0,70}\right) * \left[7 + 1,00 * \ln\left(\frac{15,00}{0,70}\right)\right] = \\
 &= 1,63
 \end{aligned}$$

Coefficienti aerodinamici:

- per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$, $c_p = +0,80$;
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente) $c_p = -0,40$

Coefficiente dinamico: $c_d = 1,0$

La pressione del vento risulta:

- pareti sopravento
 $p_1 = q_r * c_e * c_p * c_d = 0,39 * 1,63 * 0,80 * 1,00 = 0,51 \text{ kN/m}^2$
- pareti sottovento, falda sopravento e falda sottovento
 $p_2 = q_r * c_e * c_p * c_d = 0,39 * 1,63 * (-0,40) * 1,00 = -0,25 \text{ kN/m}^2$

AZIONE DELLA NEVE:

Zona di appartenenza: I Mediterranea – (Provincia di Bologna; $a_s=130 \text{ m.s.l.m.m.}$)

Altezza sul livello del mare: $a_s < 200 \text{ m}$

Carico di neve al suolo: $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di forma della copertura ($\alpha \cong 18^\circ \Rightarrow 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$): $\mu_1 = 0,80$

Coefficiente di esposizione (assente rimozione di neve a causa del vento): $C_E = 1,00$

Coefficiente termico: $C_t = 1,00$

Carico provocato dalla neve sulla copertura:

$$q_s = q_{sk} * \mu * C_E * C_t = 1,50 * 0,80 * 1,00 * 1,00 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

Si assume: $q_{neve} = 1,20 \text{ kN/m}^2$

SECONDO SOLAIO:

ESISTENTE PUTRELLE E VOLTERRANEE

Peso proprio	1,03 kN/m²
Permanenti	1,38 kN/m²
Accidentali (Suscettibili di affollamento – Cat. C1)	3,00 kN/m²

COPERTO:

ESISTENTE SOLAIO TIPO VARESE

Peso proprio	0,80 kN/m²
Permanenti	1,10 kN/m²
Accidentali (Neve)	1,20 kN/m²

DIMENSIONAMENTO DELLE NUOVE STRUTTURE

Di seguito si riporta il dimensionamento delle putrelle in acciaio da mettere in opera a sostegno dei solai di piano primo e di copertura.

COPERTO

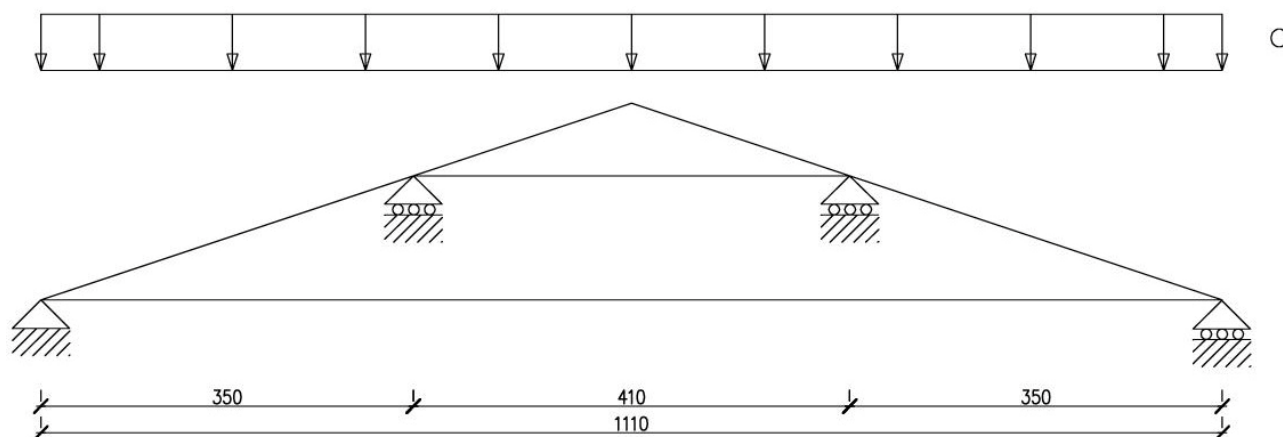
Le strutture di sostegno del solaio del coperto si dimensionano per i soli carichi variabili (neve).

TIRANTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA

$$B = 8\text{mm}; H = 50\text{mm}; i = 100\text{cm}$$

Si adotta il seguente schema statico per la valutazione del tiro sulla catena intermedia:



$$q_d = (\gamma_Q * Q) * i = (1,50 * 1,20) * 1,00 = 1,80\text{kN/m}$$

Risulta:

$$T_d = 2,20\text{kN} / \text{tirante}$$

Il valore di calcolo dell'azione N_{Ed} non deve superare la resistenza di progetto N_{Rd} :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1$$

$$N_{Ed} = T_d = 2,20\text{kN}$$

Tiro sollecitante

$$N_{Rd} = \frac{A_n * f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{(50 - 18) * 8 * 235}{1,05} = 57.195\text{N} = 57,19\text{kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{2,20}{57,29} = 0,04 \ll 1$$

TRAVI ROMPITRATTA

Si adotta uno schema statico di trave in semplice appoggio soggetta a un carico uniformemente distribuito. Per tener conto del fatto che i rompitratta andranno montati forzandoli contro il coperto con un carico di 10,00 kN, al carico variabile verrà sommato un

$$\text{carico permanente di } q_p = \frac{10,00}{\ell} = \frac{10,00}{9,55} = 1,05\text{kN/m}$$

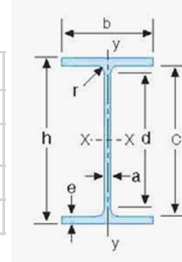
$$2\text{IPE}240; \ell = 9,55\text{m}; i = \frac{4,10 + 3,50}{2} = 3,80\text{m}$$

Il carico viene stimato con il metodo delle aree di influenza.

ACCIAIO S235

PROFILO	DES.	DIMENSIONI							P	SV	SEZIONI	
	h x P	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	c mm	d mm	kg/m	m ² /t	F cm ²	F _a cm ²
IPE 240	I 240 x 30,7	240.00	120.00	6.20	9.80	15.00	220.40	190.40	30.70	30.03	39.10	13.70

ASSE x-x			ASSE y-y			W _{pl,x}	W _{pl,y}	J _t
J _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	J _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
3,892.00	324.00	9.97	284.00	47.30	2.69	367.00	73.90	12.90



CLASSIFICAZIONE DEL PROFILO

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 1,00$$

Snellezza dell'anima, soggetta a flessione:

$$\frac{c}{t} = \frac{190,4}{6,20} = 30,71 < 72 * \varepsilon = 72 \Rightarrow \text{classe 1}$$

Snellezza dell'ala, soggetta a compressione:

$$\frac{c}{t} = \frac{41,90}{9,80} = 4,28 \leq 9 * \varepsilon = 9 \Rightarrow \text{classe 1}$$

La sezione in esame appartiene globalmente alla classe 1.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SERVIZIO

Si considera la freccia elastica dovuta ai carichi permanenti, quella dovuta ai variabili e quella dovuta ai carichi totali:

$$q_{1d} = q_p = 1,05\text{kN/m}$$

$$q_{2d} = Q * i = 1,20 * 3,80 = 3,15\text{kN/m}$$

$$f_1 = \frac{5}{384} * \frac{q_{1d} * \ell^4}{E * J} = \frac{5}{384} * \frac{1,05 * 9,550^4}{210.000 * 2 * 38.920.000} = 6,96\text{mm}$$

$$f_2 = \frac{5}{384} * \frac{q_{2d} * \ell^4}{E * J} = \frac{5}{384} * \frac{3,15 * 9,550^4}{210.000 * 2 * 38.920.000} = 20,87\text{mm} \cong \frac{\ell}{450} < \frac{\ell}{350}$$

$$f_{\max} = f_1 + f_2 = 6,96 + 20,87 = 27,83\text{mm} = \frac{\ell}{350} < \frac{\ell}{250}$$

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA

$$q_d = \gamma_{G1} * p_p + \gamma_{G2} * q_p + \gamma_Q * Q * i = 1,30 * 2 * 0,35 + 1,50 * 1,05 + 1,50 * 1,20 * 3,80 = 9,33\text{kN/m}$$

TAGLIO

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} non deve superare la resistenza a taglio plastica di progetto V_{Rd} :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$V_{Ed} = \frac{q_d * \ell}{2} = \frac{9,33 * 9,55}{2} = 44,55 \text{ kN}$$

Taglio sollecitante

$$V_{Rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

Resistenza a taglio plastica di progetto

Calcolo dell'area resistente a taglio A_v :

$$A_v = 2 * [A - (B - a - 2 * r) * e] = 2 * [3.910,00 - 2(120,00 - 6,20 - 2 * 15,00) * 9,80] = 4.535 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

resistenza sezioni 1-2-3-4

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{4.535 * 235}{\sqrt{3} * 1,05} = 585,996 \text{ N} = 585,99 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{44,55}{585,99} = 0,08 \ll 1$$

Il taglio sollecitante non eccede mai il 50% della resistenza a taglio plastica di progetto lungo tutta la lunghezza dell'elemento. Pertanto, l'interazione tra taglio e momento flettente può essere sempre trascurata, ossia $M_{c,Rd}$ non deve essere ridotta in alcuna sezione della trave per tenere conto della presenza di un taglio V_{Ed} significativo.

MOMENTO

Il valore di calcolo del momento flettente M_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$M_{Ed} = \frac{q_d * \ell^2}{8} = \frac{9,33 * 9,55^2}{8} = 106,36 \text{ kNm}$$

momento sollecitante

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,x} * f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

momento plastico di progetto

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,x} * f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2 * 367.000 * 235}{1,05} = 164.276.000 \text{ Nmm} = 164,27 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{106,36}{164,27} = 0,65 < 1$$

VERIFICA ALLO STATO ULTIMO DI INSTABILITÀ LATERALE

L'instabilità risulta impedita dal collegamento ai travetti varesi del coperto.

PRESSIONE DI CONTATTO

Le travi saranno poggiate su cordoli in c.c.a. da realizzare sui muri di nuova realizzazione o saranno inserite nelle murature esistenti.

L'appoggio avverrà attraverso una piastra di 300 mm * 250 mm.

$$N_{Ed} = V_{Ed} = \frac{q_d * \ell}{2} = \frac{9,33 * 9,55}{2} = 44,55 \text{ kN}$$

Pressione di contatto, si effettua la verifica per il caso dei muri esistenti, essendo il più penalizzante.

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{44.550}{300 * 250} = 0,59 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = \frac{f_m}{FC * \gamma_M} = \frac{2,60}{1,35 * 3,00} = 0,64 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{f_d} = \frac{0,59}{0,64} = 0,92 < 1,00$$

SECONDO SOLAIO

Le strutture di sostegno del solaio di calpestio del primo piano si dimensionano per i soli carichi variabili (Cat. C1).

TRAVI ROMPITRATTA

Si adotta uno schema statico di trave in semplice appoggio soggetta a un carico uniformemente distribuito. Per tener conto del fatto che i rompitratta andranno montati forzandoli contro il secondo solaio con un carico di 10,00 kN, al carico variabile verrà sommato un carico permanente di $q_p = \frac{10,00}{\ell} = \frac{10,00}{9,55} = 1,05 \text{ kN/m}$

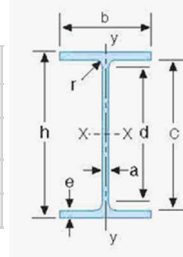
$$\text{IPE500}; \ell = 9,00 \text{ m}; i = 7 * 0,625 \cong 4,40 \text{ m}$$

Il carico viene stimato con il metodo delle aree di influenza.

ACCIAIO S235

PROFILO	DES.	DIMENSIONI							P	SV	SEZIONI	
	h x P	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	c mm	d mm	kg/m	m ² /t	F cm ²	F _a cm ²
IPE 500	I 500 x 90,7	500.00	200.00	10.20	16.00	21.00	468.00	426.00	90,70	19,18	116.00	47,7

ASSE x-x			ASSE y-y			W _{pl,x}	W _{pl,y}	J _t
J _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	J _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
48.200.00	1.928.00	20,40	2.142.00	214.00	4,31	2.194.00	336.00	89.30



CLASSIFICAZIONE DEL PROFILO

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 1,00$$

Snellezza dell'anima, soggetta a flessione:

$$\frac{c}{t} = \frac{426}{10,20} = 41,76 < 72 * \varepsilon = 72 \Rightarrow \text{classe 1}$$

Snellezza dell'ala, soggetta a compressione:

$$\frac{c}{t} = \frac{73,90}{16,00} = 4,62 \leq 9 * \varepsilon = 9 \Rightarrow \text{classe 1}$$

La sezione in esame appartiene globalmente alla classe 1.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SERVIZIO

Si considera la freccia elastica dovuta ai carichi permanenti, quella dovuta ai variabili e quella dovuta ai carichi totali:

$$q_{1d} = q_p = 1,05 \text{ kN/m}$$

$$q_{2d} = Q * i = 3,00 * 4,40 = 13,20 \text{ kN/m}$$

$$f_1 = \frac{5}{384} * \frac{q_{1d} * \ell^4}{E * J} = \frac{5}{384} * \frac{1,05 * 9.000^4}{210.000 * 482.000.000} = 0,89 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{5}{384} * \frac{q_{2d} * \ell^4}{E * J} = \frac{5}{384} * \frac{13,20 * 9.000^4}{210.000 * 2 * 482.000.000} = 11,14 \text{ mm} \cong \frac{\ell}{800} < \frac{\ell}{350}$$

$$f_{\max} = f_1 + f_2 = 0,89 + 11,14 = 12,03 \text{ mm} = \frac{\ell}{350} < \frac{\ell}{250}$$

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI RESISTENZA

$$q_d = \gamma_{G1} * p_p + \gamma_{G2} * q_p + \gamma_Q * Q * i = 1,30 * 1,00 + 1,50 * 1,05 + 1,50 * 3,00 * 4,40 = 22,68 \text{ kN/m}$$

TAGLIO

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} non deve superare la resistenza a taglio plastica di progetto V_{Rd} :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$V_{Ed} = \frac{q_d * \ell}{2} = \frac{22,68 * 9,00}{2} = 204,12 \text{ kN}$$

Taglio sollecitante

$$V_{Rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

Resistenza a taglio plastica di progetto

Calcolo dell'area resistente a taglio A_v :

$$A_v = A - (B - a - 2 * r) * e = 11.600,00 - 2(200,00 - 10,20 - 2 * 21,00) * 16,00 = 6.870 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

resistenza sezioni 1-2-3-4

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{6.870 * 235}{\sqrt{3} * 1,05} = 887.717 \text{ N} = 887,71 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{204,12}{887,71} = 0,23 < 1$$

Se il taglio di progetto V_{Ed} è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$ $V_{Ed} \leq 0,50 * V_{c,Rd}$ si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione..

MOMENTO

Il valore di calcolo del momento flettente M_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$M_{Ed} = \frac{q_d * \ell^2}{8} = \frac{22,68 * 9,00^2}{8} = 229,64 \text{ kNm} \quad \text{momento sollecitante}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,x} * f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{momento plastico di progetto}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,x} * f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2.194.000 * 235}{1,05} = 491.038.000 \text{ Nmm} = 491,03 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{229,64}{491,03} = 0,47 < 1$$

VERIFICA ALLO STATO ULTIMO DI INSTABILITÀ LATERALE

L'instabilità risulta impedita dal collegamento ai travetti del primo piano.

PRESSIONE DI CONTATTO

Le travi saranno poggiate sulla muratura esistente attraverso una HEA140.

L'appoggio avverrà attraverso una piastra di 150 mm * 250 mm.

$$N_{Ed} = V_{Ed} = \frac{q_d * \ell}{2} = \frac{22,68 * 9,00}{2} = 204,12 \text{ kN}$$

Pressione di contatto, si effettua la verifica per il caso dei muri esistenti, essendo il più penalizzante.

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{204.120}{1.500 * 250} = 0,54 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = \frac{f_m}{FC * \gamma_M} = \frac{2,60}{1,35 * 3,00} = 0,64 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{f_d} = \frac{0,54}{0,64} = 0,85 < 1,00$$