



COMUNE DI BARBERINO DI MUGELLO

(Provincia di Firenze)

OGGETTO:

Miglioramento sismico, ristrutturazione impiantistica e variazione distributiva mediante abbattimento barriere architettoniche con installazione di ascensore del palazzo comunale di Barberino di Mugello vincolato ai sensi dell'art. 10 del D.Lgs. 42/2004

RICHIEDENTE: Comune di Barberino di Mugello (FI)

Comune di Barberino di Mugello, Fg. 96 P.IIa 226

ELABORATO

A8.A

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

Relazione di calcolo strutturale_ante-operam

STATO
ANTE OPERAM

SCALA:

Dicembre 2018

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI
Mandatario: Arch. RICCARDO STOLZUOLI
Mandanti: Ing. GIANNI STOLZUOLI, Arch. DANIELA SESTINI

Timbro e Firma

Indice

A8.A Relazione di calcolo strutturale_Ante -Operam

A8.A.1 Normativa di riferimento

A8.A.2 Valutazione della sicurezza e determinazione dell'indice di rischio

A8.A.2.1 Caratteristiche dei materiali

A8.A.2.2 Analisi dei carichi

A8.A.2.3 Definizione dell'azione sismica

A8.A.2.4 Modellazione strutturale

A8.A.2.5 Descrizione analisi svolta

A8.A.2.6 Analisi modale

A8.A.2.7 Combinazioni di carico

A8.A.2.8 Risultati dell'analisi e verifiche

A8.A.2.8.1 1° Modello: $T_R=77$ anni (SLV) $R_{CD}=0,36$

A8.A.2.8.2 2° Modello: $T_R=332$ anni (SLV) $T_R=35$ anni (SLD) $R_{CD}=0,65$

A8.A.2.8.2.1 Risultati e verifiche maschi murari

A8.A.2.8.2.2 Verifiche meccanismi locali

A8.A.2.8.2.3 Verifiche spostamenti all'SLD

A8.A.2.8.2.4 Verifiche travi lignee

A8.A.2.8.2.5 Volte

A8.A.3 Codice di calcolo utilizzato

A8.A.4 Giudizio motivato di accettabilità risultati

A8.A Relazione di calcolo strutturale

A8.A.1 Normativa di riferimento

Le normative di riferimento per le analisi e le verifiche svolte sono le seguenti:

- D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche sulle Costruzioni"
- Circolare 02 Febbraio 2009 n°617 C.S.L.L.P.P.

A8.A.2 Valutazione della sicurezza e determinazione dell'indice di rischio

La **valutazione della sicurezza** della struttura è stata condotta con riferimento allo **stato limite di salvaguardia della vita (SLV)** ed è finalizzata alla determinazione dell'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di carico di progetto che la struttura è in grado di sostenere con i margini richiesti della NTC 2008, definiti sui coefficienti parziali sulle azioni sui materiali.

Trattandosi di un edificio strategico , con classe d'uso IV, la domanda in termini di tempo di ritorno è la seguente:

$$T_{R,D} = V_R \cdot \left(-\frac{1}{\ln(1 - 0,1)} \right) = 100 \cdot 9,49 = 949 \text{ anni}$$

Definito $T_{R,C}$ la capacità in termini di tempo di ritorno **l'indice di rischio** è il rapporto tra capacità e domanda ed è:

$$R_{CD} = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0,41}$$

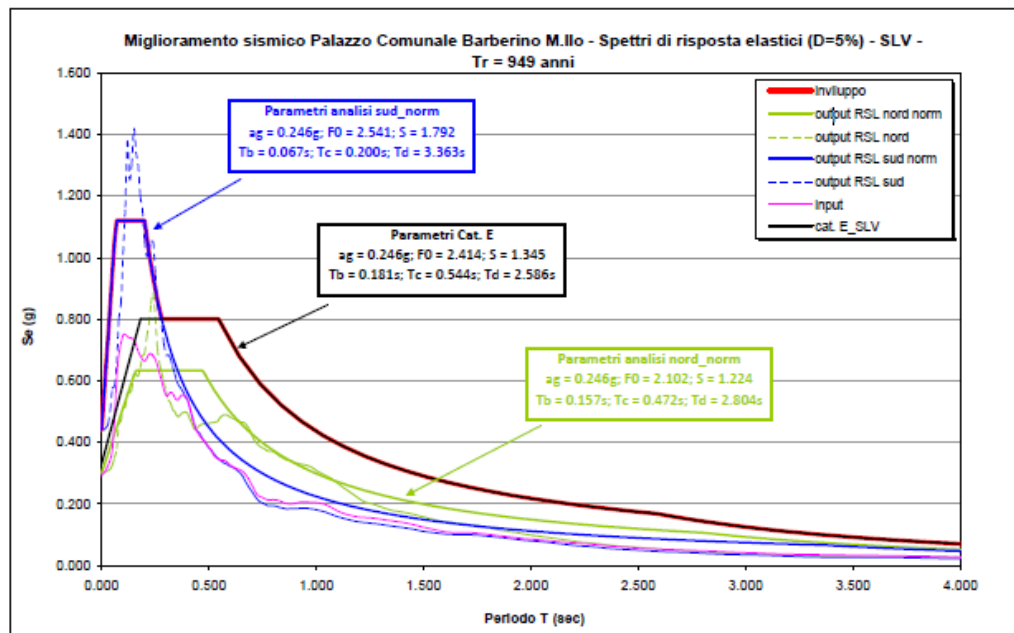
Per lo stato limite di danno SLD il $T_{R,C}$ corrispondente è:

$$T_{R,C} = 101 \text{ anni (SLD)}.$$

Nel caso specifico , trattandosi di un intervento di miglioramento, l'indice di rischio da raggiungere è **0,65**.

Il suolo dove sorge il fabbricato è di tipo E. Per la tipologia di opera è stata eseguita la risposta sismica locale del sito. Dai risultati della RLS emerge un picco di accelerazione a_g per bassi periodi , superiore al plafone dello spettro standard di sito per suolo E.

Per questo motivo si è ritenuto opportuno procedere nell'analisi utilizzando uno spettro di progetto "inviluppato".



Spettri:RLS ,suolo E, inviluppato (in rosso) per $T_R=949$ anni

Per esigenze computazionali si è scelto di lavorare con uno spettro di progetto relativo al tempo di ritorno secondo il quale la struttura soddisferebbe un indice di rischio pari 0,65 calcolato

Si assume per lo spettro di risposta un'aliquota dello smorzamento critico:

$$\xi = 5\% \rightarrow \eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} = 1.$$

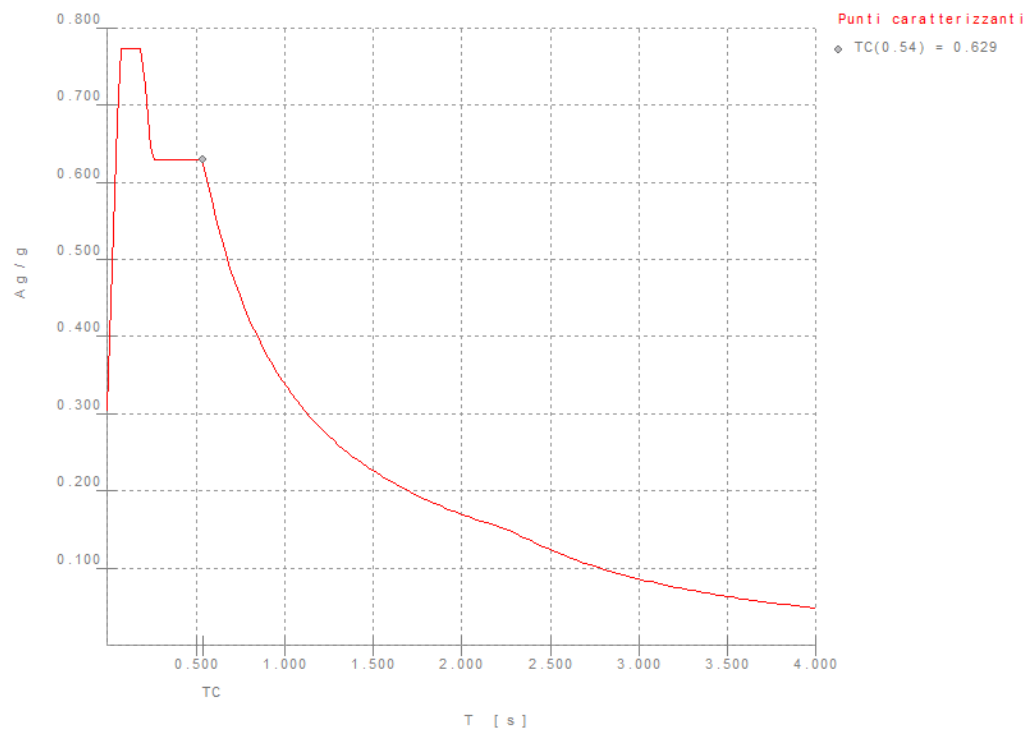
Pertanto sia per SLV che per SLD sono stati presi come input di calcolo spettri con $T_{R,C}$ calcolati per $R_{CD}=0,65$:

$$T_{R,C} = R_{C,D}^{\frac{1}{0,41}} \cdot T_{R,D}$$

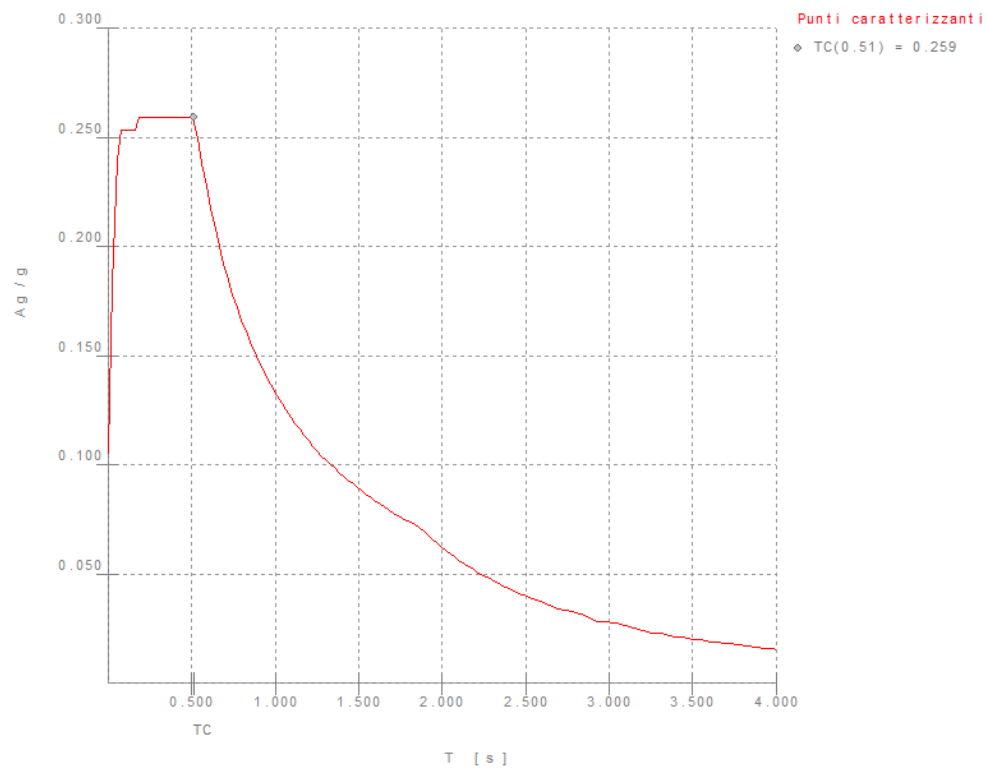
Quindi i tempi di ritorno agli SLV e all'SLD sono:

$$SLV: \quad T_{R,C} = 0,65^{\frac{1}{0,41}} \cdot 949 = 332 \text{ anni}$$

$$SLD: \quad T_{R,C} = 0,65^{\frac{1}{0,41}} \cdot 101 = 35 \text{ anni}$$



Spettro elastico involuppato all'SLV per $T_R=332$ anni



Spettro elastico involuppato all'SLD per $T_R=35$ anni

Di seguito i valori dello spettro elastico involupato all'SLV per $T_R=332$ anni¹. Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo le S_e [g] per il fattore di struttura q ed è riportato nel Fascicolo dei calcoli.

T [s]	S_e [g]
0.000	0.3046181
0.020	0.4454262
0.030	0.5158303
0.040	0.5862343
0.050	0.6566384
0.060	0.7270425
0.070	0.7741061
0.080	0.7741061
0.090	0.7741061
0.100	0.7741061
0.110	0.7741061
0.120	0.7741061
0.130	0.7741061
0.140	0.7741061
0.150	0.7741061
0.160	0.7741061
0.170	0.7741061
0.180	0.7741061
0.190	0.7741061
0.200	0.7741061
0.210	0.7374444
0.220	0.7039242
0.230	0.6733188
0.240	0.6452638
0.250	0.6287564
0.300	0.6287564
0.350	0.6287564
0.400	0.6287564
0.450	0.6287564
0.500	0.6287564
0.538	0.6287564

¹ Si precisa che lo spettro involupato utilizzato nel calcolo strutturale è stato costruito utilizzando i dati riportati dalla relazione geologica per quanto riguarda la quota parte imputabile alla RSL con accelerazioni più sfavorevoli (i periodi fino a 0,24 s) e per i periodi successivi lo spettro relativo a suolo E per $T_R=332$ anni calcolato analiticamente e quindi meno approssimato di quello indicato sulla relazione geologica.

0.550	0.6154230
0.600	0.5641386
0.650	0.5207441
0.700	0.4835474
0.750	0.4513048
0.800	0.4230989
0.850	0.3982161
0.900	0.3760958
0.950	0.3562997
1.000	0.3384811
1.050	0.3223649
1.100	0.3077064
1.150	0.2943323
1.200	0.2820693
1.250	0.2707849
1.300	0.2603670
1.350	0.2507238
1.400	0.2417737
1.450	0.2334353
1.500	0.2256575
1.550	0.2183792
1.600	0.2115494
1.650	0.2051376
1.700	0.1991030
1.750	0.1934149
1.800	0.1880428
1.850	0.1829664
1.900	0.1781448
1.950	0.1735780
2.000	0.1692457
2.050	0.1651172
2.100	0.1611825
2.150	0.1574312
2.200	0.1538532
2.250	0.1504383
2.274	0.1488379
2.300	0.1455148
2.350	0.1393884
2.400	0.1336391
2.450	0.1282467
2.500	0.1231600

2.550	0.1183792
2.600	0.1138736
2.650	0.1096126
2.700	0.1055963
2.750	0.1017839
2.800	0.0981855
2.850	0.0947706
2.900	0.0915291
2.950	0.0884506
3.000	0.0855352
3.050	0.0827523
3.100	0.0801019
3.150	0.0775739
3.200	0.0751682
3.250	0.0728746
3.300	0.0706830
3.350	0.0685933
3.400	0.0665851
3.450	0.0646687
3.500	0.0628338
3.550	0.0610805
3.600	0.0593986
3.650	0.0577778
3.700	0.0562283
3.750	0.0547401
3.800	0.0533129
3.850	0.0519368
3.900	0.0506116
3.950	0.0493374
4.000	0.0481142

Di seguito i valori dello spettro elastico involupato all'SLD per $T_R=35$ anni².

T [s]	Se [g]
0.000	0.105
0.020	0.168
0.030	0.190

² Si precisa che lo spettro involupato utilizzato nel calcolo strutturale è stato costruito utilizzando i dati riportati dalla relazione geologica per quanto riguarda la quota parte imputabile alla RSL con accelerazioni più sfavorevoli (i periodi fino a 0,16 s) e per i periodi successivi lo spettro relativo a suolo E per $T_R=35$ anni calcolato analiticamente e quindi meno approssimato di quello indicato sulla relazione geologica.

0.040	0.212
0.050	0.233
0.060	0.253
0.070	0.253
0.080	0.253
0.090	0.253
0.100	0.253
0.110	0.253
0.120	0.253
0.130	0.253
0.140	0.253
0.150	0.253
0.160	0.253
0.171	0.259
0.200	0.259
0.250	0.259
0.300	0.259
0.350	0.259
0.400	0.259
0.450	0.259
0.500	0.259
0.514	0.259
0.550	0.242
0.600	0.222
0.650	0.205
0.700	0.190
0.750	0.177
0.800	0.166
0.850	0.157
0.900	0.148
0.950	0.140
1.000	0.133
1.050	0.127
1.100	0.121
1.150	0.116
1.200	0.111
1.250	0.106
1.300	0.102
1.350	0.099
1.400	0.095
1.450	0.092

1.500	0.089
1.550	0.086
1.600	0.083
1.650	0.081
1.700	0.078
1.750	0.076
1.800	0.074
1.850	0.072
1.863	0.071
1.900	0.069
1.950	0.065
2.000	0.062
2.050	0.059
2.100	0.056
2.150	0.054
2.200	0.051
2.250	0.049
2.300	0.047
2.350	0.045
2.400	0.043
2.450	0.041
2.500	0.040
2.550	0.038
2.600	0.037
2.650	0.035
2.700	0.034
2.750	0.033
2.800	0.032
2.850	0.031
2.900	0.029
2.950	0.028
3.000	0.028
3.050	0.027
3.100	0.026
3.150	0.025
3.200	0.024
3.250	0.023
3.300	0.023
3.350	0.022
3.400	0.021
3.450	0.021

3.500	0.020
3.550	0.020
3.600	0.019
3.650	0.019
3.700	0.018
3.750	0.018
3.800	0.017
3.850	0.017
3.900	0.016
3.950	0.016
4.000	0.015

A8.A.2.1 Caratteristiche dei materiali

Le strutture murarie sono in muratura a spacco con buona tessitura. A base del calcolo sono state assunte le seguenti caratteristiche (i moduli elastici per le strutture in elevazione sono stati ridotti per tenere in conto delle condizioni fessurate):

Muratura a spacco di buona tessitura/ FC = 1,2

$$f_{m/FC} = 2,67 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{0/FC} = 0,054 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{/FC} = 1450 \frac{N}{mm^2} \rightarrow E_{/Fc,fess} = 725 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{/FC} = 483,33 \frac{N}{mm^2} \rightarrow G_{/Fc,fess} = 241,66 \frac{N}{mm^2}$$

$$w = 21 \text{ kN/m}^3$$

Per le verifiche i parametri di resistenza saranno opportunamente ridotti del coefficiente di sicurezza γ ed in particolare:

- $\gamma=2$ per verifiche in condizioni sismiche

- $\gamma=3$ per verifiche in condizioni statiche

Legno

Il legno è stato considerato di essenza di abete:

$f_{m,k/FC} =$	23.33	N/mm ²
$f_{t,0,k/FC} =$	14.17	N/mm ²
$f_{t,90,k/FC} =$	0.25	N/mm ²
$f_{c,0,k/FC} =$	18.33	N/mm ²
$f_{c,90,k/FC} =$	1.75	N/mm ²
$f_{v,k/FC} =$	2.42	N/mm ²

I valori di calcolo per le proprietà del materiale saranno ottenuti applicando anche i relativi coefficienti parziali di sicurezza, del materiale γ_M e correttivo k_{mod} che tiene conto sia della durata del carico che dell'umidità della struttura, previsti dalla Norma:

$$X_d = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot \frac{x_k}{FC}$$

A8.A.2.2 Analisi dei carichi

Pesi Propri

I pesi propri degli elementi strutturali sono computati automaticamente dal programma di calcolo in funzione del peso assegnato al materiale.

Neve

Il carico della neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente relazione:

$$q_s = \mu_1 q_{sk} C_E C_t.$$

L'edificio in esame si trova ad una quota a_s di 270 m s.l.m in Zona II e pertanto il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo è :

$$q_{sk} = 0.85 [1 + (a_s/481)^2] = 1,12 \text{ kN/m}^2.$$

Il coefficiente di forma è: $\mu_1 = 0.8$.

La topografia su cui sorgono i manufatti è classificabile come normale e quindi il coefficiente di esposizione è: $C_E = 1$.

Il coefficiente termico C_t è assunto pari all'unità.

Il carico da neve per unità di superficie è: $q_s = 0,89 \text{ kN/m}^2$.

Vento

L'azione del vento è schematizzata come un'azione statica equivalente assegnata ai piani orizzontali del fabbricato in funzione dell'area di influenza (metà piano superiore e metà piano inferiore). Nel caso in esame si ha che l'area di ubicazione dell'edificio è in zona 3.

L'altitudine sul livello del mare del sito in cui sorge l'edificio è $a_s = 270 \text{ m} < a_0 = 500 \text{ m}$ quindi la velocità di riferimento è: $v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$.

La classe di rugosità del terreno è la B e la classe di esposizione è la IV.

Il coefficiente di topografia è $c_t = 1$.

Alla categoria di esposizione del sito corrispondono i seguenti parametri:

$$k_r = 0.22, z_0 = 0.3 \text{ m}, z_{\min} = 8 \text{ m}.$$

Prendendo come altezza di riferimento il punto sommitale della copertura, il coefficiente di esposizione è:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] = 2,04.$$

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_p$$

La pressione cinetica di riferimento è : $q_b = 0.5q_{vb} = 0.456 \text{ kN/m}^2$ dove q è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e paria 1.25 kg/m^3 .

Il coefficiente dinamico c_d si assume pari a 1. Di seguito si riportano i valori calcolati con un foglio di calcolo *Excel*.

$a_s =$	270.00	m	altitudine s.l.m costruzione	
$a_0 =$	500	m	zona 3	$a_0 \geq a_s$
$v_{b,0} =$	27	m/s	zona 3	
$k_a =$	0.02	1/s	zona 3	
$v_b =$	27	m/s	velocità di riferimento	
$q_b =$	455.63	N/m ²	pressione cinetica di riferimento	
$z =$	14.50	m	altezza z sul suolo (si è scelto la quota di colmo)	
$k_r =$	0.22		zona 3, cl rugosità terreno b, cl esp iv	
$z_0 =$	0.3	m		
$z_{min} =$	8	m		
$c_t =$	1		coeff. di topografia	
$c_e =$	2.04		coeff. di esposizione $z > z_{min}$	
$c_d =$	1		coeff. dinamico	
$c_{pe} =$	0.8		coeff. di forma sopravvento	
$c_{pi} =$	-0.4		coeff. di forma sottovento	
$c_{pi} =$	0.20	sopravento	<i>aperture < 1/3 parete</i>	
$c_{pi} =$	-0.2	sottovento	<i>aperture < 1/3 parete</i>	
$(c_{pe} + c_{pi})_{sopravento} =$	1.00			
$(c_{pe} + c_{pi})_{sottovento} =$	-0.6			
$p_{perp, SOPRAVENTO} =$	0.93	kN/m²		
$p_{perp, SOTTOVENTO} =$	0.56	kN/m²		
$h_1 =$	4.07	m		
$h_2 =$	8.58	m		
$h_3 =$	12.35	m		
$h_4 =$	14.40	m		
$P_1 =$	3.99	kN/m	<i>sopravento</i>	
$P_2 =$	3.85	kN/m	<i>sopravento</i>	
$P_3 =$	2.71	kN/m	<i>sopravento</i>	
$P_1 =$	2.39	kN/m	<i>sottovento</i>	
$P_2 =$	2.31	kN/m	<i>sottovento</i>	
$P_3 =$	1.62	kN/m	<i>sottovento</i>	

Impalcati

I carichi riportati di seguito sono da riferirsi alle analisi globali.

Per le analisi locali i dati relativi agli interassi, alle sezioni travi lignee ecc. verranno verificati caso per caso.

Copertura

(solaio tipo 5 modello di calcolo)

La copertura è costituita da travi e travetti lignei e mezzane/tavelle in laterizio. Allo stato di fatto al di sopra c'è il manto di copertura in cotto. La distribuzione dei carichi sulle falde inclinate è stata tenuta in conto moltiplicando i pesi per il fattore $1/\cos\alpha=1,04$.

peso di volume legno	$\gamma_{\text{legno}} =$	5.00	kN/m ³	abete
	$1/\cos\alpha =$	1.04		
travi legno:	$b =$	0.3	m	
	$h =$	0.3	m	
	$i =$	1.8	m	interasse
	$p_{\text{trave/m}} =$	0.45	kN/m	peso al m
	$P_{\text{TRAVE/mq}} =$	0.25	kN/m ²	peso al m ²
correnti :	$b =$	0.1	m	
	$h =$	0.1	m	
	$i =$	0.3	m	interasse
	$p_{\text{corr/m}} =$	0.05	kN/m	peso al m
	$P_{\text{TRAVE/mq}} =$	0.17	kN/m ²	peso al m ²
tavelle/mezzane:	$P_{\text{tav}} =$	0.50	kN/m ²	peso al m ²
pesi propri al mq solaio :	$G_1 =$	0.95	kN/m²	
manto di copertura+imp:	$P_{\text{cop}} =$	0.65	kN/m ²	
pesi portati al mq solaio :	$G_2 =$	0.67	kN/m²	
variabili accidentali (neve) :	$Q_{k1} =$	0.93	kN/m²	
variabili acc. cat. h :	$Q_{k1} =$	0.52	kN/m²	

Controsoffitti

(solaio tipo 6 modello di calcolo)

Al piano primo e al piano sottotetto le stanze sono controsoffittate con elementi voltati in cannicciato e intonaco/stucco.

controsoffitto:	$p_{\text{cannicciato}} =$	0.15	kN/m ²	
	$\gamma_i =$	20.00	kN/m ³	intonaco/stucco
	$s =$	0.01	m	
	$P_{\text{int}} =$	0.20	kN/m ²	
	$P_{\text{cont/mq}} =$	0.35	kN/m ²	
pesi portati al mq solaio :	$G_2 =$	0.35	kN/m²	

Solai di sottotetto con controsoffitto

(solaio tipo 4 modello di calcolo)

I solai di sottotetto, ove presenti, sono di tipo ligneo con travi, travetti e tavolato con sottile caldana cementizia.

peso di volume legno	$\gamma_{\text{legno}} =$	5.00	kN/m ³	<i>abete</i>
travi legno:	$b =$	0.3	m	
	$h =$	0.3	m	
	$i =$	1.8	m	<i>interasse</i>
	$p_{\text{trave/m}} =$	0.45	kN/m	peso al m
	$P_{\text{TRAVE/mq}} =$	0.25	kN/m²	
correnti :	$b =$	0.1	m	
	$h =$	0.1	m	
	$i =$	0.3	m	<i>interasse</i>
	$p_{\text{corr/m}} =$	0.05	kN/m	peso al m
	$P_{\text{TRAVE/mq}} =$	0.17	kN/m²	
tavolato:	$\gamma_{\text{T}} =$	6.00	kN/m ³	
	$s =$	0.03	m	
	$P_{\text{TAVOLATO/mq}} =$	0.18	kN/m²	
pesi propri al mq solaio :	$G_1 =$	0.60	kN/m²	
caldana:	$\gamma_{\text{Cald}} =$	24.00	kN/m ³	
	$s =$	0.02	m	
	$P_{\text{caldana/mq}} =$	0.48	kN/m²	
controsoffitto:	$P_{\text{cont/mq}} =$	0.35	kN/m²	
pesi portati al mq solaio :	$G_2 =$	0.83	kN/m²	
variabili acc. cat. h :	$Q_{k1} =$	0.50	kN/m²	

Solaio travetti in c.a. e tabelle calpestio piano secondo (stanza 8S)

(solaio tipo 13 modello di calcolo)

Il solaio di calpestio della stanza 8S (ved. tavole grafiche) è in travetti in c.a. e tabelle di laterizio. Dai saggi effettuati emerge la stratigrafia sotto riportata.

Peso di volume cls	$\gamma_{\text{cls}} =$	25.00	kN/m ³	
Travetti :	$b =$	0.12	m	
	$h =$	0.16	m	
	$i =$	0.8	m	<i>interasse</i>
	$p_{\text{trave/m}} =$	0.48	kN/m	peso al m
	$P_{\text{TRAVE/mq}} =$	0.60	kN/m²	peso al m²
Tabelle:	$P_{\text{Tabelle/mq}} =$	0.40	kN/m²	peso al m²
Pesi Propri al mq Solaio :	$G_1 =$	1.00	kN/m²	
caldana :	$\gamma =$	20.00	kN/m ³	
	$s =$	0.1	m	

	$P_{cald/mq} =$	2.00	kN/m^2	<i>peso al m²</i>
pavimento:	$\gamma =$	20.00	kN/m^3	
	$s =$	0.01	m	
	$P_{pav/mq} =$	0.20	kN/m^2	<i>peso al m²</i>
controsoffitto:	$P_{cont/mq} =$	0.35	kN/m^2	
Pesi Portati al mq Solaio:	$G_2 =$	2.55	kN/m^2	
Variabili Accidentali (Cat. B2) :	$Q_{k1} =$	3.00	kN/m^2	

**Solaio travi , travetti e tavolato in legno e soletta _ solaio tipo calpestio piano secondo
(solaio tipo 9 e 14³ modello di calcolo)**

Solaio costituito da travi, travetti e tavolato ligneo con soletta armata. Dai saggi eseguiti è emersa la stratigrafia che segue. Il solaio a sinistra delle scale principali non è controsoffittato.

peso di volume legno	$\gamma_{legno} =$	5.00	kN/m^3	<i>abete</i>
travi legno:	$b =$	0.3	m	
	$h =$	0.3	m	
	$i =$	1.8	m	<i>interasse</i>
	$p_{trave/m} =$	0.45	kN/m	<i>peso al m</i>
	$P_{TRAVE/mq} =$	0.25	kN/m^2	<i>peso al m²</i>
correnti :	$b =$	0.1	m	
	$h =$	0.1	m	
	$i =$	0.3	m	<i>interasse</i>
	$p_{corr/m} =$	0.05	kN/m	<i>peso al m</i>
	$P_{TRAVE/mq} =$	0.17	kN/m^2	<i>peso al m²</i>
tavolato:	$\gamma_T =$	6.00	kN/m^3	
	$s =$	0.03	m	
	$P_{TAVOLATO/mq} =$	0.18	kN/m^2	<i>peso al m²</i>
soletta:	$\gamma =$	25.00	kN/m^3	
	$s =$	0.04	m	
	$P_{TAVOLATO/mq} =$	1.00	kN/m	<i>peso al m²</i>
pesi propri al mq solaio :	$G_1 =$	1.60	kN/m^2	
massetto :	$\gamma =$	16.00	kN/m^3	
	$s =$	0.04	m	
	$P_{cald/mq} =$	0.64	kN/m^2	<i>peso al m²</i>
caldana porta pavimento :	$\gamma =$	20.00	kN/m^3	
	$s =$	0.02	m	
	$P_{cald/mq} =$	0.40	kN/m^2	<i>peso al m²</i>
pavimento:	$\gamma =$	20.00	kN/m^3	
	$s =$	0.015	m	
	$P_{nav/ma} =$	0.30	kN/m^2	<i>neso al m²</i>
controsoffitto:	$P_{cont/mq} =$	0.35	kN/m^2	
pesi portati al mq solaio:	$G_2 =$	1.7	kN/m^2	
variabili accidentali (cat. b2) :	$Q_{k1} =$	3.00	kN/m^2	

³ Senza controsoffitto

Solaio travi , travetti e tavolato in legno (zona ex archivio)

(solaio tipo 11 modello di calcolo)

Solaio costituito da travi, travetti e tavolato ligneo. Dai saggi eseguiti è emersa la stratigrafia che segue.

peso di volume legno	$\gamma_{\text{legno}} =$	5.00	kN/m ³	<i>abete</i>
travi legno:	$b =$	0.36	m	
	$h =$	0.3	m	
	$i =$	2.1	m	<i>interasse</i>
	$p_{\text{trave/m}} =$	0.54	kN/m	<i>peso al m</i>
	$P_{\text{TRAVE/mq}} =$	0.26	kN/m²	<i>peso al m²</i>
correnti :	$b =$	0.1	m	
	$h =$	0.1	m	
	$i =$	0.24	m	<i>interasse</i>
	$p_{\text{corr/m}} =$	0.05	kN/m	<i>peso al m</i>
	$P_{\text{TRAVE/mq}} =$	0.21	kN/m²	<i>peso al m²</i>
tavolato:	$\gamma_{\text{T}} =$	6.00	kN/m ³	
	$s =$	0.02	m	
	$P_{\text{TAVOLATO/mq}} =$	0.12	kN/m²	<i>peso al m²</i>
<i>pesi propri al mq solaio :</i>	$G_1 =$	0.6	kN/m²	
caldana :	$\gamma =$	20.00	kN/m ³	
	$s =$	0.05	m	
	$P_{\text{cald/mq}} =$	1.00	kN/m²	<i>peso al m²</i>
pavimento :	$\gamma =$	18.00	kN/m ³	<i>pianelle in cotto</i>
	$s =$	0.025	m	
	$P_{\text{pav/mq}} =$	0.45	kN/m²	<i>peso al m²</i>
controsoffitto:	$P_{\text{cont/mq}} =$	0.35	kN/m²	
<i>pesi portati al mq solaio:</i>	$G_2 =$	1.80	kN/m²	
<i>Variabili Accidentali (Cat. B2) :</i>	$Q_{k1} =$	3.00	kN/m²	

Volte in muratura

(solaio tipo 1, tipo 2 e tipo 7 modello di calcolo)

I soffitti di piano terra sono volte in muratura di vario tipo:

- a crociera
- a botte
- a vela

Dalla documentazione esistente sono emerse volte con struttura in muratura a mattone a coltello.

Pesì Propri al mq Solaio : $G_1 = 4.0 \text{ kN/m}^2$
 Pesì Portati al mq Solaio: $G_2 = 2.00 \text{ kN/m}^2$
 Variabili Accidentali (Cat. B2) : $Q_{k1} = 3.00 \text{ kN/m}^2$

Le volte a crociera sono state schematizzate con due solai che scaricano metà del totale ciascuno con orditura parallela alla crociera della volta (solaio tipo 1 modello di calcolo)
 Stessa cosa per le volte a vela del connettivo con orditura parallela alla giacitura degli archi (solaio tipo 7 modello di calcolo).

Le volte a botte invece sono state schematizzate con un unico solaio che scarica ortogonalmente alla direttrice di giacitura (solaio tipo 2 modello di calcolo).

Balcone

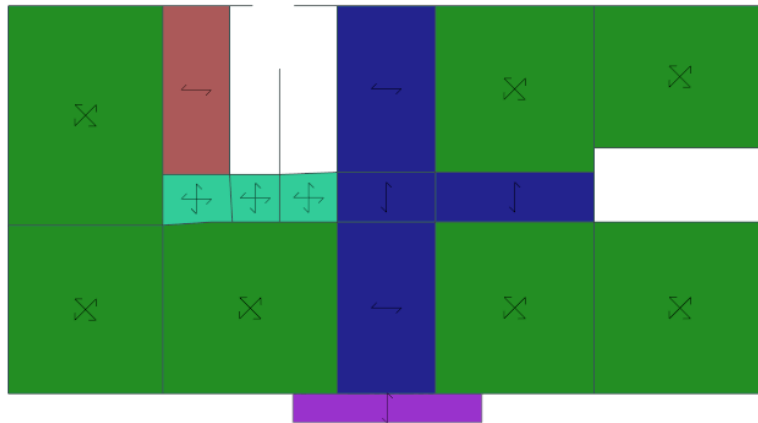
(solaio tipo 9 del modello di calcolo)

Sul fronte principale è presente un balcone in pietra. carichi assegnati in fase di calcolo sono i seguenti.

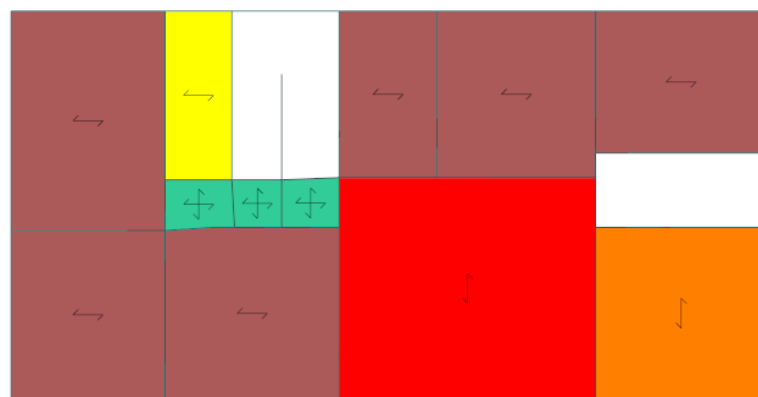
pesi permanenti: $\gamma_{\text{pietra}} = 21.00 \text{ kN/m}^3$
 $s = 0.1 \text{ m}$
 $P_{\text{perm}} = 2.10 \text{ kN/m}^2$
pesi portati al mq solaio : $G_2 = 2.1 \text{ kN/m}^2$
variabilial mq (cat. c2) : $q_k = 4.0 \text{ kN/m}$

Solai	
Tipi	
1 Solaio P.1. Volta a crociera 1/2 carico	
2 Solaio Volta a botte	
4 Solaio sottotetto (con controsoffitto)_ante	
5 Solaio copertura_ante	
6 Controsoffitto cannicciato	
7 Solaio Voltato corridoio fronte scale 1/2	
8 Balcone	
9 Solaio in legno_calpestio_ante	
11 Solaio in legno_ex archivio_ante	
13 Solaio travetti+tavelle_sof.sala sindaco_ante	
14 Solaio in legno_calpestio_no contr_ante	

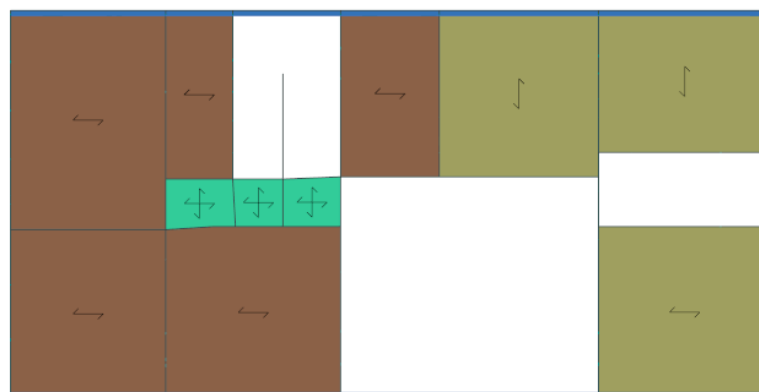
Legenda solai modello di calcolo ante operam



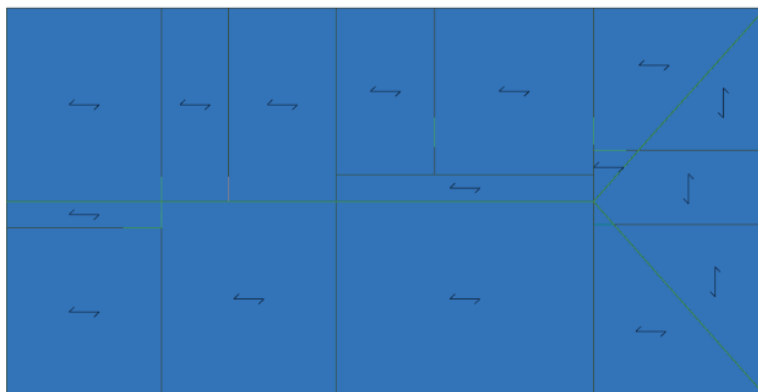
Piano Primo: Assegnazione solai modello di calcolo ante operam



Piano Secondo: Assegnazione solai modello di calcolo ante operam



Piano Sottotetto: Assegnazione solai modello di calcolo ante operam



Pianta Copertura: Assegnazione solai modello di calcolo ante operam

Scale

L'edificio è dotato di 2 corpi scala uno principale posto a destra dell'ingresso del retro prospetto e uno secondario sul lato corto a destra del fabbricato.

Ambedue le scale sono in pietra con schema a sbalzo.

La scala principale ha la rampa voltata.

I carichi a base del calcolo sono i seguenti:

SCALE INTERNE PRINCIPALI	
pesi propri al mq scala:	$G_1 = 5.3 \text{ kN/m}^2$
pesi portati al mq scala:	$G_2 = 1.1 \text{ kN/m}^2$
variabili al mq (cat. c2):	$Q_k = 4.0 \text{ kN/m}^2$
luce sbalzo	$L = 1.5 \text{ m}$
pesi propri al ml scala:	$g_1 = 7.9 \text{ kN/m}$
pesi portati al ml scala:	$g_2 = 1.6 \text{ kN/m}$
variabili al ml (cat. c2):	$q_k = 6.0 \text{ kN/m}$
SCALE INTERNE SECONDARIE	
pesi propri al mq scala:	$G_1 = 5.3 \text{ kN/m}^2$
pesi portati al mq scala:	$G_2 = 1.1 \text{ kN/m}^2$
variabili al mq (cat. c2):	$Q_k = 4.0 \text{ kN/m}^2$
luce sbalzo	$L = 1.0 \text{ m}$
pesi propri al ml scala:	$g_1 = 5.3 \text{ kN/m}$
pesi portati al ml scala:	$g_2 = 1.1 \text{ kN/m}$
variabili al ml (cat. c2):	$q_k = 4.0 \text{ kN/m}$

I carichi assegnati alla struttura sono applicati al metro lineare in corrispondenza dei muri dove poggiano.

Carichi e masse edificio adiacente

L'influenza dell'edificio adiacente è stata tenuta in conto considerando un'area di influenza pari ad 1,5 m dei solai (orditura parallela al palazzo comunale) e sia dei muri confinanti. Sono stati applicati alla struttura i carichi gravanti a metro lineare di ciascun solaio all'altezza di attacco linea di confine e le masse dovute alla presenza dei muri in adiacenza.

Copertura

Lunghezza di influenza stimata	$i =$	1.5	m
Pesi Propri	$g_1 =$	1	kN/m ²
Permanenti Portati	$g_2 =$	0.7	kN/m ²
Variabili Accidentali (Neve) :	$Q_{k1} =$	0.93	kN/m ²
Variabili Acc. Cat. H :	$Q_{k1} =$	0.50	kN/m ²
Pesi Propri	$g_{1/m} =$	1.50	kN/m
Permanenti Portati	$g_{2/m} =$	1.05	kN/m
Variabili Accidentali (Neve) :	$Q_{k1/m} =$	1.39	kN/m
Variabili Acc. Cat. H :	$Q_{k2/m} =$	0.75	kN/m

Sottotetto

Lunghezza di influenza stimata	$i =$	1.5	m
Pesi Propri	$g_1 =$	1	kN/m ²
Permanenti Portati	$g_2 =$	1.5	kN/m ²
Variabili Acc. Cat. H :	$Q_{k1} =$	0.50	kN/m ²
Pesi Propri	$g_{1/m} =$	1.50	kN/m
Permanenti Portati	$g_{2/m} =$	2.25	kN/m
Variabili Acc. Cat. H :	$Q_{k1/m} =$	0.75	kN/m

Piano primo

Lunghezza di influenza stimata	$i =$	1.5	m
Pesi Propri	$g_1 =$	1.6	kN/m ²
Permanenti Portati	$g_2 =$	3	kN/m ²
Variabili Acc. Cat. A :	$Q_{k1} =$	2.00	kN/m ²
Pesi Propri	$g_{1/m} =$	2.40	kN/m
Permanenti Portati	$g_{2/m} =$	4.50	kN/m
Variabili Acc. Cat. A :	$Q_{k1/m} =$	3.00	kN/m

Muro

Lunghezza di influenza stimata	$i =$	1.5	m
Peso specifico	$\gamma =$	21	kN/m ³
Spessore muro	$s =$	0.5	m
Altezza piano terra	$h_1 =$	2.9	m
Altezza piano primo	$h_2 =$	7.05	
Forza piano Primo	$F_1 =$	55.52	kN
Forza piano copertura	$F_2 =$	32.68	kN
Massa piano Primo	$M_1 =$	5.66	t
Massa piano Copertura	$M_2 =$	3.33	t

A8.A.2.3 Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è lo spettro ottenuto dall'involuppo dello spettro per suolo E con quello normalizzato della risposta sismica locale (RSL) per un Tempo di Ritorno relativo al raggiungimento dell'indice di rischio pari allo 0,65 (ved. § A8.A.2. Valutazione della sicurezza e determinazione dell'indice di rischio) che per SLV e per SLD sono:

$$SLV: \quad T_{R,C} = 332 \text{ anni}$$

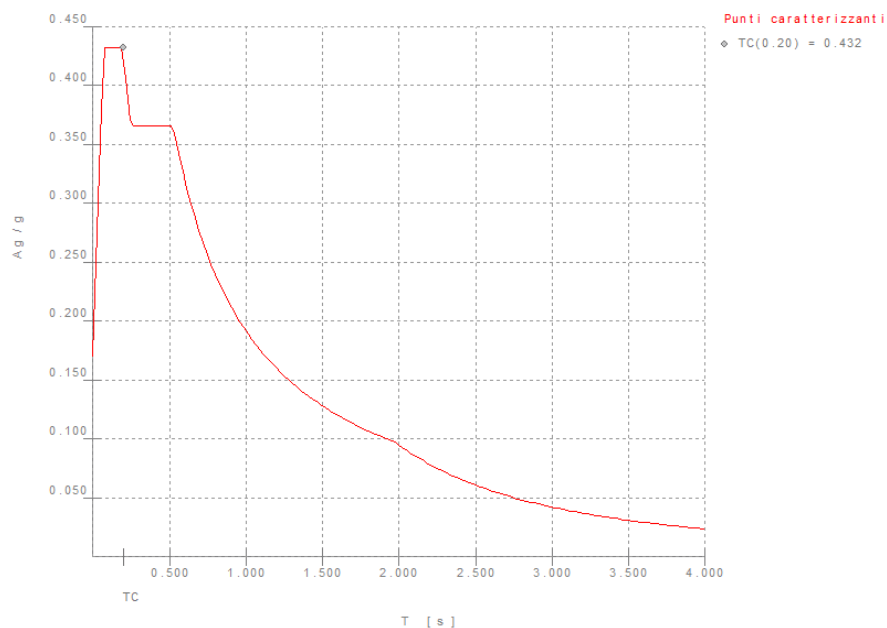
$$SLD: \quad T_{R,C} = 35 \text{ anni}$$

L'edificio in esame, per poter accedere alla richiesta dei fondi regionali, è stato oggetto di uno studio preliminare di vulnerabilità sismica. Tale valutazione, condotta dall'Ing. Alberto Antonelli prima dell'entrata in vigore delle NTC 2008, ha dato come risultato un indice di rischio dello stato di fatto pari a 0,357.

Visto l'utilizzo di uno spettro involuppato, non di tipo standard, per esigenze computazionali non è possibile definire un indice di rischio in maniera automatica ma è indispensabile risalire al T_R relativo al target da raggiungere.

Per dimostrare alla luce della nuova normativa e delle nuove indagini il non superamento di tale indice allo stato di fatto, è stato analizzato il fabbricato con uno spettro involuppato all'SLV con il seguente tempo di ritorno:

$$SLV: \quad T_{R,C} = 0,357^{\frac{1}{0,41}} \cdot 949 = 77 \text{ anni}$$



Spettro elastico involuppato all'SLV per $T_R=77$ anni

Di seguito i valori dello spettro elastico involupato all'SLV per $T_R=77$ anni⁴. Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo le S_e [g] per il fattore di struttura q ed è riportato nel Fascicolo dei calcoli.

T [s]	S_e [g]
0.000	0.1701629
0.020	0.2488198
0.030	0.2881483
0.040	0.3274768
0.050	0.3668053
0.060	0.4061337
0.070	0.4324240
0.080	0.4324240
0.090	0.4324240
0.100	0.4324240
0.110	0.4324240
0.120	0.4324240
0.130	0.4324240
0.140	0.4324240
0.150	0.4324240
0.160	0.4324240
0.170	0.4324240
0.180	0.4324240
0.190	0.4324240
0.200	0.4324240
0.210	0.4119443
0.220	0.3932196
0.230	0.3761231
0.250	0.3653823
0.300	0.3653823
0.350	0.3653823
0.400	0.3653823
0.450	0.3653823
0.500	0.3653823
0.524	0.3653823
0.550	0.3482569

⁴ Si precisa che lo spettro involupato utilizzato nel calcolo strutturale è stato costruito utilizzando i dati riportati dalla relazione geologica per quanto riguarda la quota parte imputabile alla RSL con accelerazioni più sfavorevoli (i periodi fino a 0,23 s) e per i periodi successivi lo spettro relativo a suolo E per $T_R=77$ anni calcolato analiticamente e quindi meno approssimato di quello indicato sulla relazione geologica.

0.600	0.3192355
0.650	0.2946789
0.700	0.2736290
0.750	0.2553925
0.800	0.2394292
0.850	0.2253415
0.900	0.2128236
0.950	0.2016208
1.000	0.1915392
1.050	0.1824159
1.100	0.1741284
1.150	0.1665545
1.200	0.1596228
1.250	0.1532314
1.300	0.1473394
1.350	0.1418858
1.400	0.1368196
1.450	0.1320999
1.500	0.1276962
1.550	0.1235780
1.600	0.1197146
1.650	0.1160856
1.700	0.1126707
1.750	0.1094495
1.800	0.1064118
1.850	0.1035372
1.900	0.1008155
1.950	0.0982263
1.976	0.0969317
2.000	0.0946279
2.050	0.0900714
2.100	0.0858308
2.150	0.0818858
2.200	0.0782059
2.250	0.0747706
2.300	0.0715494
2.350	0.0685423

Come descritto nei paragrafi successivi, avendo svolto analisi sismiche dinamiche lineari con spettro di risposta, lo spettro di progetto è quello elastico diviso per il fattore di struttura q considerato.

A8.A.2.4 Modellazione strutturale

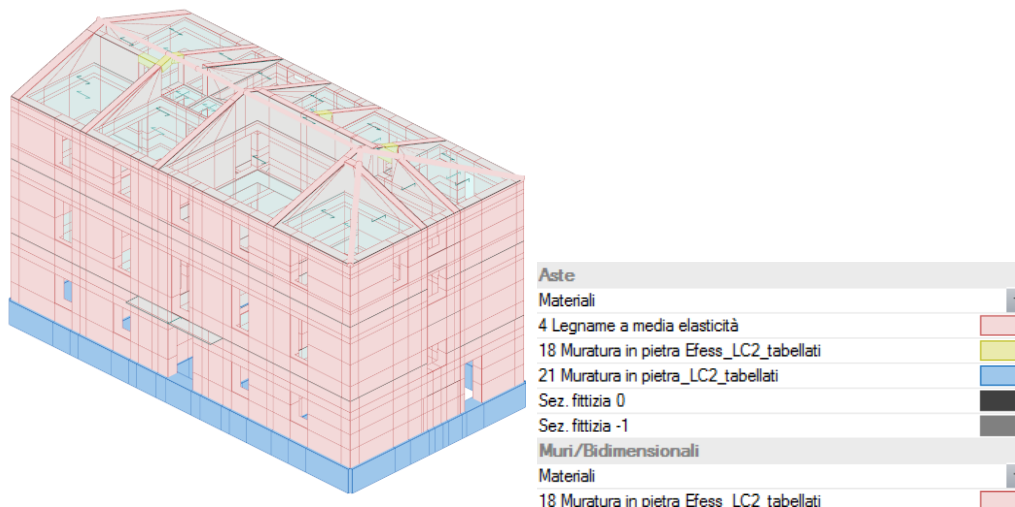
La modellazione strutturale dell'edificio è stata fatta con il codice di calcolo agli elementi finiti ModeSt (v.8.13) e solutore Xfinest 2015.

Le murature portanti dell'edificio sono state modellate come elementi bidimensionali.

Il programma genera i maschi murari (Modello Generale Pareti), con i criteri previsti dalle NTC 2008, individuati ricercando gli elementi continui da ogni impalcato fino a "terra". I maschi murari vengono poi suddivisi in parti che rispecchiano i diversi impalcati della struttura. Queste saranno le parti soggette a verifica in testa, in mezzeria ed al piede come previsto dalla normativa.

Le fondazioni sono state schematizzate come travi in muratura su suolo elastico con vincolo alla Winkler con coefficiente pari a $k_W = 2,935 \text{ kg/cm}^3$ ⁵

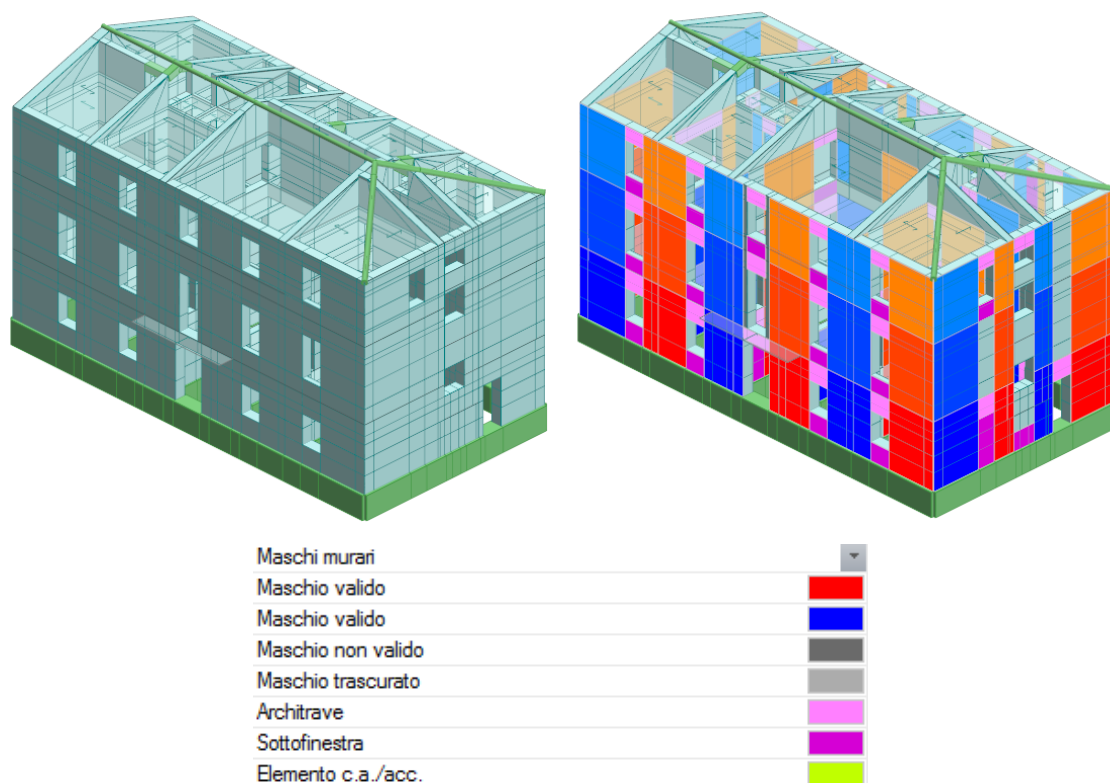
Gli impalcati, vista la loro flessibilità e le loro caratteristiche, sono stati considerati **non rigidi**.



Vista 3d del modello strutturale e legenda materiali assegnati

Mat.	Comm.	P	E	G	ν	α
		<kN/mc>	<kN/mc>	<kN/mc>		
4	Legname a media elasticità	4.6	12000000	750000	0.39	4.000000E-06
18	Muratura in pietra Efess LC2 tabellati	21	725000	241667	0.25	5.000000E-06
21	Muratura in pietra LC2 tabellati	21	1450000	483333	0.25	5.000000E-06

⁵ Valore medio tratto dalla relazione geologica del 2009 del fabbricato dove è riportato $k_W = 2,24-3,63 \text{ kg/cm}^3$



Vista 3d del modello strutturale, della schematizzazione MGP ante operam e legenda

A8.A.2.5 Descrizione analisi svolta

Per lo studio del fabbricato ante-operam sono stati creati due modelli identici (vedi paragrafo precedente) ma con azione sismica riferita a tempi di ritorno differenti:

- 1° modello relativo a $R_{CD} = 0,36$ con spettro di progetto involuppato all'SLV per $T_R = 77$ anni
- 2° modello relativo a $R_{CD} = 0,65$ con spettro di progetto involuppato all'SLV per $T_R = 332$ anni all'SLD per $T_R = 35$ anni.

Le verifiche dettagliate verranno condotte solo per il 2° modello in quanto quello che fa riferimento al target da raggiungere per il miglioramento sismico.

Il 1° modello ha lo scopo di dimostrare che le verifiche dei maschi murari non sono totalmente soddisfatte per un $T_R = 35$ anni e quindi che l'indice di rischio ante operam è minore di 0,36.

Vista la complessità dell'azione sismica di input (spettro involuppato), vista la presenza di impalcati non rigidi, si è scelto di svolgere un'**analisi sismica dinamica lineare con spettro di risposta** oltre che il **calcolo statico**.

L'edificio è estremamente regolare a livello geometrico sia in altezza che in pianta.

Gli impalcati però non sono rigidi e ad ogni livello non è stata rilevata la presenza di cordoli o collegamenti di piano; così come sono emerse alcune criticità per quanto riguarda gli ammorsamenti tra alcune pareti di controvento e quelle ortogonali.

Per questi motivi, si è scelto in condizioni ante-operam un fattore di struttura :

$$q = q_0 \cdot \frac{(1 + \frac{\alpha_u}{\alpha_1})}{2} = 2 \cdot \frac{(1 + 1,5)}{2} = 2,5^6$$

Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo gli spettri elastici per q.

A8.A.2.6 Analisi modale

Con l'ipotesi di impalcati non rigidi le masse sono distribuite in ogni punto del fabbricato e quindi i modi di vibrare da considerare per movimentare una percentuale di massa almeno dell'85%⁷ sono un numero molto elevato.

Modo = Numero del modo di vibrare
 C = * indica che il modo è stato considerato
 Per. = Periodo
 Diff. = Minima differenza percentuale dagli altri periodi
 Φ_x = Coefficiente di partecipazione in dir. X
 Φ_y = Coefficiente di partecipazione in dir. Y
 Φ_z = Coefficiente di partecipazione in dir. Z
 $\%M_x$ = Percentuale massa partecipante in dir. X
 $\%M_y$ = Percentuale massa partecipante in dir. Y
 $\%M_z$ = Percentuale massa partecipante in dir. Z
 $\%J_{pz}$ = Percentuale momento d'inerzia polare partecipante intorno all'asse Z

Modo	C	Per.	Diff.	Φ_x	Φ_y	Φ_z	$\%M_x$	$\%M_y$	$\%M_z$	$\%J_{pz}$
1	*	0.92	40.93	-32.09	-1.78	0.00	0.44	0.00	0.00	0.00
2		0.66	39.80	-0.41	2.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	*	0.47	7.34	46.72	244.66	0.00	0.93	25.45	0.00	0.00
4	*	0.44	4.32	28.77	-0.00	0.35	48.32	0.00	0.00	0.00
5	*	0.42	0.91	29.45	0.57	0.00	0.37	0.00	0.00	0.00
6	*	0.41	0.91	387.47	-6.92	0.00	63.84	0.02	0.00	0.00
7	*	0.32	6.15	38.97	46.03	0.00	0.65	0.90	0.00	0.00
8	*	0.30	6.15	-27.16	7.96	0.00	0.31	0.03	0.00	0.00
9	*	0.28	4.92	-75.10	21.03	0.00	2.40	0.19	0.00	0.00
10	*	0.27	3.39	-44.60	-4.03	0.00	0.85	0.01	0.00	0.00
11	*	0.26	3.39	48.32	3.61	0.00	0.99	0.01	0.00	0.00

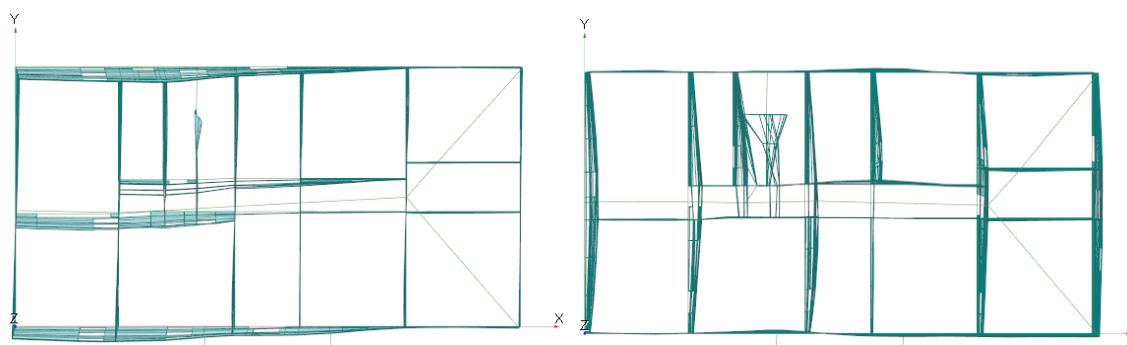
⁶ Fattore di struttura relativo ad edifici esistenti in muratura di qualsiasi numero di piani regolari in elevazione e irregolari in pianta riportato nelle "D.9. Istruzioni tecniche" della Regione Toscana

⁷ Le masse partecipanti sono quelle di tipo traslazionale (M_x e M_y) perché c'è l'ipotesi di impalcato non rigido.

12	*	0.25	3.93	26.54	13.59	0.00	0.30	0.08	0.00	0.00
13	*	0.24	3.93	9.00	23.32	0.00	0.03	0.23	0.00	0.00
14	*	0.23	0.60	55.95	-3.36	0.00	1.33	0.00	0.00	0.00
15		0.23	0.60	8.49	0.99	0.00	0.03	0.00	0.00	0.00
16	*	0.22	1.02	-	-16.92	0.00	4.45	0.12	0.00	0.00
17	*	0.22	1.13	12.30	-25.49	0.00	0.06	0.28	0.00	0.00
18	*	0.22	1.13	36.35	-13.31	0.00	0.56	0.08	0.00	0.00
19		0.22	0.20	-11.30	-16.23	0.00	0.05	0.11	0.00	0.00
20	*	0.22	0.20	-25.85	12.00	0.00	0.28	0.06	0.00	0.00
21		0.20	1.92	14.51	16.10	0.00	0.09	0.11	0.00	0.00
22	*	0.19	1.26	29.04	-27.15	0.00	0.36	0.31	0.00	0.00
23	*	0.19	0.42	-50.33	-4.69	0.00	1.08	0.01	0.00	0.00
24	*	0.19	0.42	-27.07	17.34	0.00	0.31	0.13	0.00	0.00
25	*	0.19	1.64	8.61	-31.17	0.00	0.03	0.41	0.00	0.00
26	*	0.18	0.11	38.37	6.83	0.00	0.63	0.02	0.00	0.00
27	*	0.18	0.11	45.61	5.17	0.00	0.88	0.01	0.00	0.00
28		0.18	2.11	19.91	-7.66	0.00	0.17	0.02	0.00	0.00
29		0.17	0.99	-13.23	-2.23	0.00	0.07	0.00	0.00	0.00
30		0.17	0.08	-22.54	-9.16	0.00	0.22	0.04	0.00	0.00
31	*	0.17	0.08	15.60	23.04	0.00	0.10	0.23	0.00	0.00
32		0.17	1.77	-6.90	-3.37	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
33	*	0.16	0.65	46.26	-8.64	0.00	0.91	0.03	0.00	0.00
34		0.16	0.65	-20.19	-0.51	0.00	0.17	0.00	0.00	0.00
35		0.16	1.70	6.04	15.18	0.00	0.02	0.10	0.00	0.00
36		0.16	0.69	14.05	-2.11	0.00	0.08	0.00	0.00	0.00
37	*	0.16	0.69	-42.21	-13.09	0.00	0.76	0.07	0.00	0.00
38	*	0.15	0.92	14.74	-41.02	0.00	0.09	0.72	0.00	0.00
39		0.15	0.59	12.58	-1.52	0.00	0.07	0.00	0.00	0.00
40		0.15	0.52	17.26	-8.06	0.00	0.13	0.03	0.00	0.00
41		0.15	0.52	6.34	-10.04	0.00	0.02	0.04	0.00	0.00
42	*	0.15	0.64	-13.97	24.71	0.00	0.08	0.26	0.00	0.00
43		0.15	1.52	20.93	9.56	0.00	0.19	0.04	0.00	0.00
44	*	0.14	0.32	10.25	-54.35	0.00	0.04	1.26	0.00	0.00
45		0.14	0.32	12.33	8.29	0.00	0.06	0.03	0.00	0.00
46	*	0.14	0.43	-46.45	-18.88	0.00	0.92	0.15	0.00	0.00
47	*	0.14	0.43	14.24	67.99	0.00	0.09	1.97	0.00	0.00
48		0.14	0.44	4.63	-16.63	0.00	0.01	0.12	0.00	0.00
49	*	0.14	0.44	10.99	-34.83	0.00	0.05	0.52	0.00	0.00
50	*	0.14	1.13	-13.64	18.33	0.00	0.08	0.14	0.00	0.00
51		0.13	0.46	-1.77	14.07	0.00	0.00	0.08	0.00	0.00
52		0.13	0.46	21.81	11.29	0.00	0.20	0.05	0.00	0.00
53	*	0.13	0.99	-25.32	4.44	0.00	0.27	0.01	0.00	0.00
54	*	0.13	0.34	-2.13	17.14	0.00	0.00	0.12	0.00	0.00
55	*	0.13	0.34	-6.66	-20.83	0.00	0.02	0.18	0.00	0.00
56	*	0.13	0.26	5.26	-21.50	0.00	0.01	0.20	0.00	0.00
57	*	0.13	0.26	2.59	21.15	0.00	0.00	0.19	0.00	0.00
58	*	0.13	0.76	-31.30	19.28	0.00	0.42	0.16	0.00	0.00
59		0.13	0.68	-5.51	12.24	0.00	0.01	0.06	0.00	0.00
60	*	0.12	0.34	-6.95	19.23	0.00	0.02	0.16	0.00	0.00
61		0.12	0.34	-15.88	1.00	0.00	0.11	0.00	0.00	0.00
62	*	0.12	0.90	-4.48	35.02	0.00	0.01	0.52	0.00	0.00
63		0.12	0.19	-9.41	6.71	0.00	0.04	0.02	0.00	0.00
64		0.12	0.19	-18.95	-15.66	0.00	0.15	0.10	0.00	0.00
65		0.12	0.45	15.62	-17.09	0.00	0.10	0.12	0.00	0.00
66	*	0.12	0.45	-15.83	21.61	0.00	0.11	0.20	0.00	0.00
67	*	0.12	0.45	-3.47	-31.46	0.00	0.01	0.42	0.00	0.00
68		0.12	0.45	14.44	10.25	0.00	0.09	0.04	0.00	0.00
69	*	0.12	0.18	-2.28	18.67	0.00	0.00	0.15	0.00	0.00

70	0.12	0.18	-4.71	-9.65	0.00	0.01	0.04	0.00	0.00
71*	0.11	0.48	-25.82	-14.47	0.00	0.28	0.09	0.00	0.00
72	0.11	0.46	23.15	16.94	0.00	0.23	0.12	0.00	0.00
73	0.11	0.46	3.12	-1.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
74*	0.11	1.05	9.57	23.69	0.00	0.04	0.24	0.00	0.00
75*	0.11	0.16	-5.38	-32.32	0.00	0.01	0.44	0.00	0.00
76*	0.11	0.16	-20.14	24.36	0.00	0.17	0.25	0.00	0.00
77	0.11	0.83	-3.30	-3.71	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00
78*	0.11	0.72	-8.50	-27.81	0.00	0.03	0.33	0.00	0.00
79*	0.11	0.72	-25.24	-10.02	0.00	0.27	0.04	0.00	0.00
80	0.11	0.76	6.21	12.69	0.00	0.02	0.07	0.00	0.00
Tot.cons.						86.24	85.71	0.00	0.00

I modi più rappresentativi sono il modo 4 (con T=0,44s e My=48,32%) e il modo 6 (con T=0,41s e Mx=63,84%).



Modo 4 e Modo 6

Le masse sismiche sono calcolate automaticamente dal programma secondo la seguente relazione prevista dalla Norma:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

in cui:

Variabili Cat. B,A: $\psi_{2j} = 0,3$

Variabili Cat. C: $\psi_{2j} = 0,6$

Variabili Cat. H, Vento, Neve: $\psi_{2j} = 0,0$

Le masse totali ai nodi sono: $M_0=2351670 \text{ kg} = 2351,67 \text{ t}$.

A8.A.2.7 Combinazioni di carico

Le condizioni di carico elementari (CCE) sono:

- 1 Pesi propri
 - 2 PP Impalcati
 - 3 Portati Non Strutturali
 - 4 Acc. Cat. B
 - 5 Neve
 - 6 PP Scale
 - 7 Permanenti Non Strutturali scale
 - 8 Acc. Cat. C2
 - 9 Vento X
 - 10 Vento Y
 - 11 Acc. Cat. H
 - 12 Acc. Cat. A
- F Azioni orizzontali convenzionali

L'assegnazione dei carichi agli elementi strutturali è riportata nel fascicolo dei calcoli.

Le forze F_x e F_y rappresentano le azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni non sismiche e da vento, applicate secondo le due direzioni orizzontali ortogonali X e Y. Queste sono calcolate automaticamente dal programma di calcolo come una frazione pari all'1% dei carichi non sismici.

Le azioni sismiche sono calcolate automaticamente dal programma e le sollecitazioni sismiche sono valutate implementando un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta con fattore di struttura. La risposta strutturale dell'edificio è calcolata attraverso un'analisi lineare. Trattandosi di un edificio esistente le analisi sono state eseguite rispetto agli astati limite ultimi SLU e SLV e rispetto agli stati limite di esercizio SLD come richiesto dalla committenza.

Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} \pm F_{x,y}$$

Combinazione sismica SLV-SLD (E = azione sismica):

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2}$$

Le azioni SX e SY rappresentano le forze sismiche applicate rispettivamente lungo la direzione X che in quella Y. Sono state implementate le seguenti combinazioni :

Modello 1

CC	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	F X	F Y	±S X	±S Y
1	CC 1 - Amb. 1 (SLU S) S +X+0.3Y	SLV	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	1.00	0.30
2	CC 3 - Amb. 1 (SLU S) S +X-0.3Y	SLV	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	1.00	-0.30
3	CC 5 - Amb. 1 (SLU S) S +0.3X+Y	SLV	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30	1.00
4	CC 7 - Amb. 1 (SLU S) S -0.3X+Y	SLV	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	-0.30	1.00
5	CC 9 - Amb. 2 (SLU) F X	SLU	L	N	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	0.00	0.00	0.00
6	CC 10 - Amb. 2 (SLU) F -X	SLU	L	N	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	-1.00	0.00	0.00	0.00
7	CC 11 - Amb. 2 (SLU) F Y	SLU	L	N	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	1.00	0.00	0.00
8	CC 12 - Amb. 2 (SLU) F -Y	SLU	L	N	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	-1.00	0.00	0.00

Modello 2

CC	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	F X	F Y	±S X	±S Y
1	CC 1 - Amb. 1 (SLU S) S +X+0.3Y	SLV	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	1.00	0.30
2	CC 2 - Amb. 1 (SLE) S +X+0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	1.00	0.30
3	CC 3 - Amb. 1 (SLU S) S +X-0.3Y	SLV	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	1.00	-0.30
4	CC 4 - Amb. 1 (SLE) S +X-0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	1.00	-0.30
5	CC 5 - Amb. 1 (SLU S) S +0.3X+Y	SLV	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30	1.00
6	CC 6 - Amb. 1 (SLE) S +0.3X+Y	SLD	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	0.30	1.00
7	CC 7 - Amb. 1 (SLU S) S -0.3X+Y	SLV	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	-0.30	1.00
8	CC 8 - Amb. 1 (SLE) S -0.3X+Y	SLD	L	N	1.00	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.30	0.00	0.00	-0.30	1.00
9	CC 9 - Amb. 2 (SLU) F X	SLU	L	N	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	0.00	0.00	0.00
10	CC 10 - Amb. 2 (SLU) F -X	SLU	L	N	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	-1.00	0.00	0.00	0.00
11	CC 11 - Amb. 2 (SLU) F Y	SLU	L	N	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	1.00	0.00	0.00
12	CC 12 - Amb. 2 (SLU) F -Y	SLU	L	N	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	-1.00	0.00	0.00

A8.A.2.8 Risultati dell'analisi e verifiche

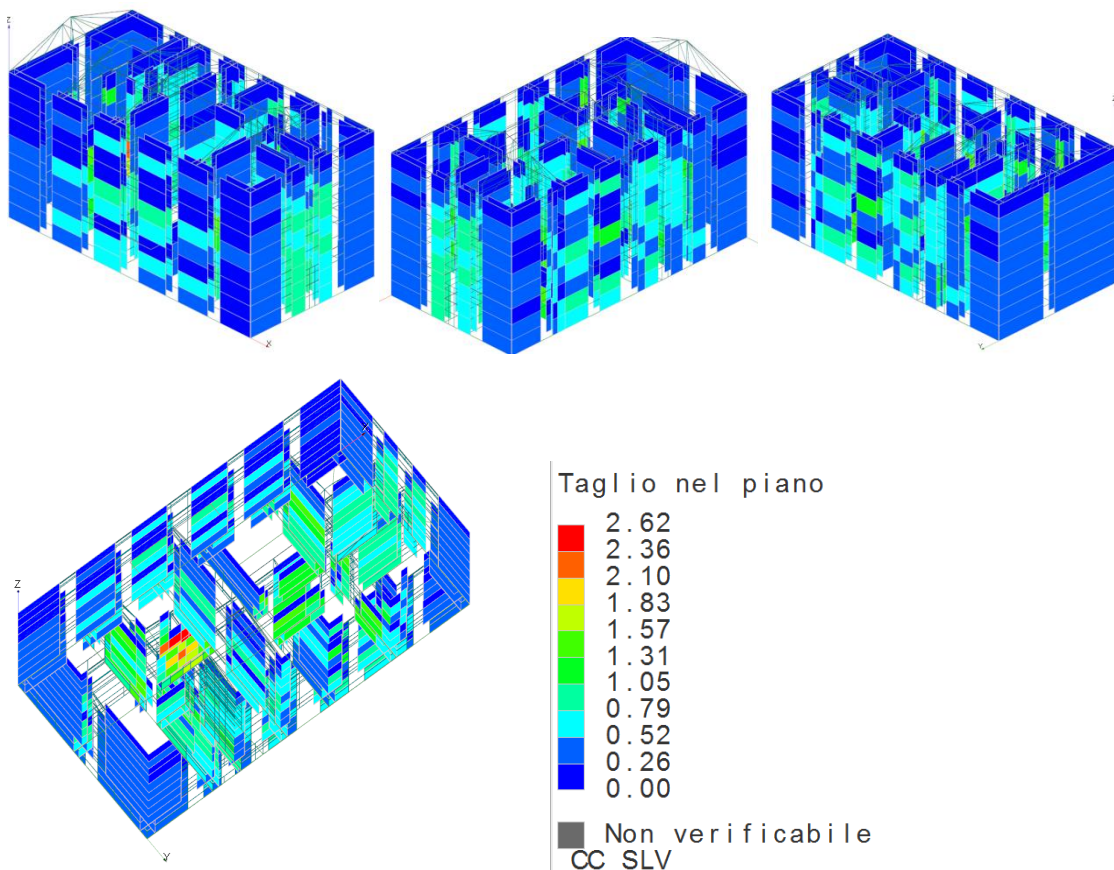
A8.A.2.8.1 1° Modello: $T_R=77$ anni (SLV) $R_{CD}=0,36$

Dalle analisi globali svolte emerge che per uno spettro di progetto all'SLV per $T_R=77$ anni corrispondente ad un indice di rischio $R_{CD}=0,36$, alcune pannellature murarie non risultano verificate per taglio nel piano oltre che criticità per verifiche statiche per pressoflessione ortogonale al piano.

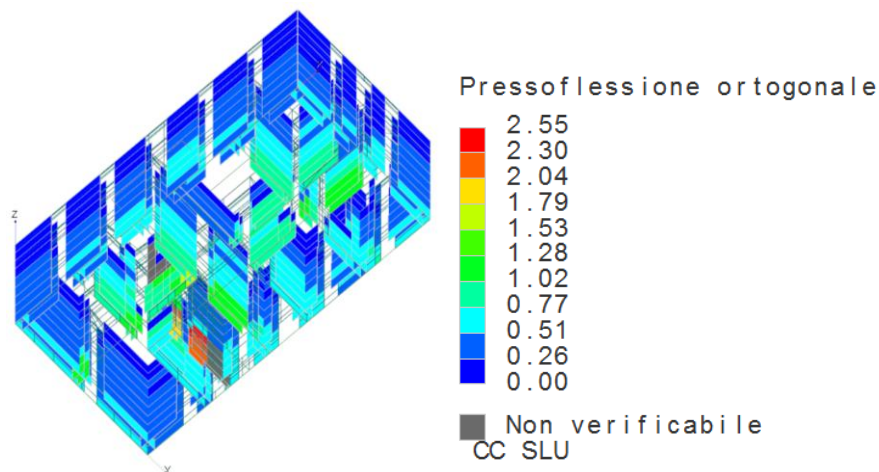
Come emerge dalle figure sottostanti, i **tassi di sfruttamento** per taglio sismico nel piano (SLV) e pressoflessione ortogonale al piano (SLU) sono in molti muri **superiori ad 1** (colorazione dal verde al rosso).

Pertanto si può concludere che in condizioni **ante operam** l'indice di rischio è:

$$R_{CD} < 0,36$$



Varie viste 3D: tassi di sfruttamento delle pareti per taglio sismico nel piano (SLV)



Vista 3d da sotto il fabbricato: tassi di sfruttamento delle pareti per pressoflessione ortogonale al piano (SLU)

Di seguito si riportano in forma sintetica i risultati dei pannelli murari con tassi di sfruttamento maggiori di 1.

Num. = Numero elemento (maschio/architrave/parete in muratura armata)
 Zv = Coordinata Z di verifica
 TP = Tasso di sfruttamento per pressoflessione nel piano
 TPO = Tasso di sfruttamento per pressoflessione ortogonale al piano
 TT = Tasso di sfruttamento per taglio nel piano
 TG = Tasso di sfruttamento globale

Num.	Zv <m>	TP	TPO	TT	TG
7	0.00	0.00	1.73	1.31	1.73
7	2.04	0.00	1.18	1.47	1.47
7	4.07	0.00	1.19	0.85	1.19
8	0.00	0.00	1.15	1.73	1.73
8	2.04	0.00	0.92	1.94	1.94
8	4.07	0.00	1.25	1.41	1.41
8	4.07	0.00	---	2.51	---
8	6.33	0.00	---	2.61	---
9	0.00	0.00	0.96	1.70	1.70
9	2.04	0.00	0.78	2.14	2.14
9	4.07	0.00	1.15	1.61	1.61
9	4.07	0.00	---	2.39	---
9	6.33	0.00	---	2.60	---
10	0.00	0.00	0.93	1.42	1.42
10	2.04	0.00	0.80	1.98	1.98
10	4.07	0.00	1.20	1.42	1.42
13	0.00	0.00	0.97	1.10	1.10
13	2.04	0.00	1.06	1.40	1.40
14	2.04	0.00	0.59	1.46	1.46
15	0.00	0.00	0.98	1.07	1.07
15	2.04	0.00	0.81	1.25	1.25
16	0.00	0.00	1.10	0.67	1.10
16	2.04	0.00	1.07	0.83	1.07
17	0.00	0.00	1.01	0.43	1.01
17	2.04	0.00	1.09	0.38	1.09

19	2.04	0.00	0.92	1.06	1.06
20	0.00	0.00	1.00	1.13	1.13
20	2.04	0.00	0.90	1.33	1.33
20	4.07	0.00	0.79	1.06	1.06
20	6.33	0.00	0.70	1.03	1.03
21	0.00	0.00	1.10	0.89	1.10
21	2.04	0.00	1.06	0.89	1.06
27	6.33	0.11	0.31	1.14	1.14
34	8.58	0.00	0.27	1.49	1.49
34	10.46	0.00	0.30	1.11	1.11
35	0.00	0.00	1.06	0.72	1.06
35	2.04	0.00	1.18	0.72	1.18
36	0.00	0.00	1.04	1.31	1.31
36	2.04	0.00	0.95	1.52	1.52
36	4.07	0.00	0.87	1.02	1.02
36	10.46	0.00	0.53	1.19	1.19
37	2.04	0.00	0.87	1.13	1.13
37	4.07	0.00	0.55	1.27	1.27
37	6.33	0.00	0.48	1.42	1.42
38	4.07	0.00	0.73	1.02	1.02
38	8.58	0.00	0.43	1.11	1.11
39	4.07	0.00	0.86	1.11	1.11
40	4.07	0.00	2.07	0.81	2.07
40	4.07	0.00	1.09	0.76	1.09
41	4.07	0.01	2.55	0.72	2.55
45	2.04	0.00	1.10	0.60	1.10
50	2.04	0.00	0.49	1.23	1.23
50	4.07	0.00	0.63	1.06	1.06
50	8.58	0.00	0.22	1.01	1.01
50	10.46	0.00	0.21	1.03	1.03
52	4.07	0.11	0.64	1.20	1.20
52	6.33	0.11	0.53	1.35	1.35
53	4.07	0.00	0.65	1.28	1.28
53	6.33	0.00	0.57	1.45	1.45
53	8.58	0.00	0.40	1.24	1.24
54	0.00	0.00	1.03	0.58	1.03
54	2.04	0.00	1.05	0.18	1.05
54	4.07	0.00	0.68	1.06	1.06
55	4.07	0.00	0.65	1.17	1.17
55	6.33	0.00	0.63	1.02	1.02
56	0.00	0.01	0.62	1.13	1.13
56	2.04	0.04	0.52	1.46	1.46

A8.A.2.8.2 2° Modello: $T_R=332$ anni (SLV) $T_R=35$ anni (SLD) $R_{CD}=0,65$

Per il tipo di analisi svolta si ritiene che l'edificio soddisfi l'indice di rischio prefissato ($R_{CD}=0,65$) se tutti gli elementi strutturali sia in termini di resistenza che per i meccanismi locali indagati, soddisfino le verifiche previste dalle NTC2008 per edifici esistenti.

Come riportato nel paragrafo precedente, è emerso che, allo stato di fatto, tale valore non è raggiunto ed è inferiore a 0,36.

Ciò detto lo studio del modello ante-operam relativo a $R_{CD}=0,65$ è indispensabile per analizzare le criticità del sistema se sottoposto all'azione sismica alla base dell'intervento di miglioramento.

Si precisa che sono stati verificati gli elementi anche per condizioni statiche (SLU).

A8.A.2.8.2.1 Risultati e verifiche maschi murari

I valori di progetto per le verifiche sono:

- *Analisi statiche:*

$$\begin{aligned} \blacksquare f_{md/FC} &= \frac{2,67}{3} = 0,89 \text{ N/mm}^2 \\ \blacksquare \tau_{0,d/FC} &= \frac{0,054}{3} = 0,018 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- *Analisi sismiche:*

$$\begin{aligned} \blacksquare f_{md, sis/FC} &= \frac{2,67}{2} = 1,33 \text{ N/mm}^2 \\ \blacksquare \tau_{0,d, sis/FC} &= \frac{0,054}{2} = 0,027 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Le verifiche effettuate sono:

- Verifica per carichi verticali ed azioni ortogonali al piano del muro
- Verifica azioni nel piano del muro

L'eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione è calcolata come:

$$e_a = h/200$$

Essendo $h/a < 0.5$ il fattore laterale di vincolo q è assunto pari a 1 quindi la snellezza convenzionale è:

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = \frac{\rho h}{t}$$

Per le verifiche si assume la resistenza a compressione di progetto ridotta riferita all'elemento strutturale:

$$f_{d,rid} = \Phi_t f_d$$

dove il coefficiente Φ_t di riduzione della resistenza del materiale è calcolato con l'ipotesi dell'articolazione a cerniera in funzione della snellezza convenzionale e del coefficiente di eccentricità $m = 6e/t$.

Le eccentricità e_{s1} ed e_{s2} sono calcolate attraverso le seguenti relazioni:

$$e_{s1} = \frac{N_1 * d_1}{N_1 + \sum N_2} \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 * d_2}{N_1 + \sum N_2}.$$

In presenza di azioni orizzontali si calcola un'ulteriore eccentricità:

$$e_v = \frac{M_v}{N}.$$

Le eccentricità sono a sua volta combinate tra loro secondo le due espressioni seguenti:

$$e_1 = |e_s| + e_a \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|.$$

In ogni caso : $e_{1,min} = e_{2,min} = 0.33 * t$.

- **Verifica per carichi verticali ed azioni ortogonali al piano del muro**

Lo sforzo assiale ultimo per le azioni di ortogonali al piano è il seguente:

$$N_u = \Phi_t * \Phi_1 * f_d * t * l$$

Dove: $\Phi_1 = f(\lambda, m)$ con $\lambda=0$, è il coefficiente riduttivo della resistenza in direzione complanare al setto.

Il programma riporta in forma tabellare anche le verifiche per pressoflessione nel piano calcolando il momento ultimo con la seguente relazione:

$$M_u = (l^2 * t * \sigma_0 / 2) * (1 - \sigma_0 / 0.85 * f_d)$$

In cui $\sigma_0 = N / (lt)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione.

Trattandosi di azioni ortogonali al piano l è la dimensione del lato parallelo alle azioni in esame e t quello ortogonale.

Le verifiche sono soddisfatte se risulta:

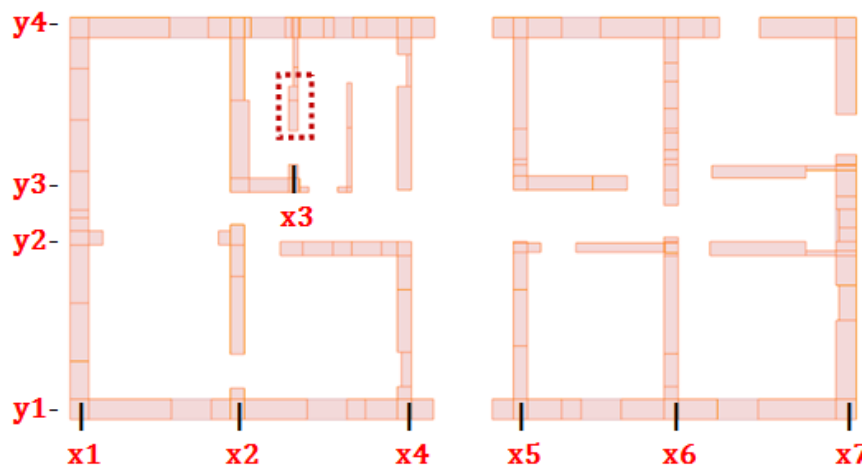
$$N < N_u$$

$$M_v < M_u$$

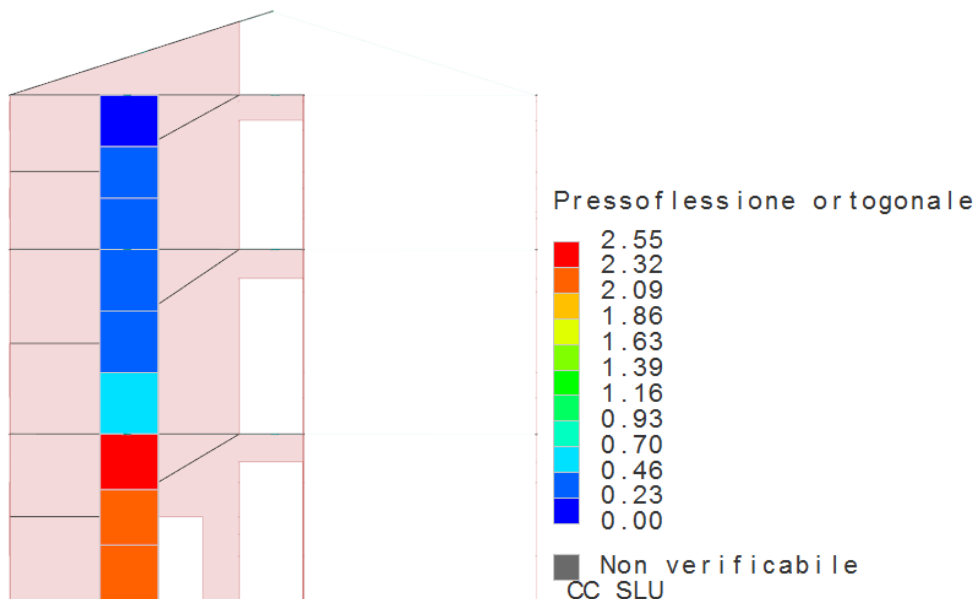
Per quanto le condizioni statiche, le criticità sono quelle riportate nell'analisi con indice di rischio 0,36 (figura dei tassi di sfruttamento delle pareti per pressoflessione ortogonale al piano (SLU))

Le problematiche derivano essenzialmente da carenze geometriche dovute a ridotti spessori murari rispetto all'altezza, presenza di nicchie e disomogeneità di giacitura.

A titolo esemplificativo si riportano le verifiche del maschio murario 41 (muro di controventamento interno con a piano terra la presenza di una riduzione di spessore murario rispetto ai piani superiori)



Schema allineamenti murari e indicazione Maschio 41 (piano terra)



Maschio 41: tassi di sfruttamento per pressoflessione ortogonale al piano (SLU)

Per combinazioni statiche all'SLU (da CC 9 a CC 12) il tasso di sfruttamento per azioni ortogonali al piano è $2,55 > 1$ oltre che avere M_u nulli in alcune sezioni

Num.	Zv <m>	TP	TPO	TT	TG
41	4.07	0.01	2.55	0.72	2.55

Configurazione geometrica e caratteristiche dei materiali utilizzati

Zi <m>	Zf <m>	Spess. <m>	h <m>	d ₁ <m>	S _{ax}	d ₂ <m>	S _{dx}	d ₂ <m>	e _a <m>	a <m>	ρ	λ	F _k <kN/mq>	F _{d SLU} <kN/mq>	F _{d SLV} <kN/mq>	F _{V80} <kN/mq>	F _{d SLU} <kN/mq>	F _{d SLV} <kN/mq>
0.00	4.07	0.30	3.77	0.05			112	0.08	0.02	0.00	1.00	12.57	3200.00	888.89	1333.33	65.00	27.08	40.63
4.07	8.58	0.40	4.21	0.00			207	0.11	0.02	0.00	1.00	10.53	3200.00	888.89	1333.33	65.00	27.08	40.63
8.58	12.35	0.40	3.52				303	0.11	0.02	0.00	1.00	8.80	3200.00	888.89	1333.33	65.00	27.08	40.63

Verifiche per carichi verticali ed azioni ortogonali

CC	N1 <kN>	e _{s1} <m>	ΣN2 _{sx} <kN>	ΣN2 _{dx} <kN>	e _{s2} <m>	e ₁ <m>	Zv <m>	N <kN>	M _v <kNm>	e _v <m>	e ₂ <m>	e <m>	m	Φ _t	Nu <kN>	Mu <kNm>
1							0.00	-284.30	5.77	---	---	---	---	---	-569.00	17.58
							2.04	-279.76	5.83	---	---	---	---	---	-569.00	17.69
							4.07	-167.51	1.48	---	---	---	---	---	-569.00	16.42
3							0.00	-280.27	4.75	---	---	---	---	---	-569.00	17.68
							2.04	-254.11	4.79	---	---	---	---	---	-569.00	18.09
							4.07	-159.34	0.85	---	---	---	---	---	-569.00	16.03
5							0.00	-282.85	3.51	---	---	---	---	---	-569.00	17.61
							2.04	-302.02	3.41	---	---	---	---	---	-569.00	17.01
							4.07	-174.33	1.56	---	---	---	---	---	-569.00	16.72
7							0.00	-277.57	0.55	---	---	---	---	---	-569.00	17.74
							2.04	-295.44	0.29	---	---	---	---	---	-569.00	17.25
							4.07	-172.00	1.00	---	---	---	---	---	-569.00	16.62
9	-205.93	0.05	0.00	11.13	0.00	0.07	0.00	-401.71	0.81	-0.00	0.04	0.04	0.75	0.46	-176.18	0.00
							2.04	-385.39	0.05	---	---	0.04	0.71	0.48	-181.08	0.00
							4.07	-238.96	0.31	---	---	0.07	1.41	0.25	-93.95	9.28
10	-206.67	0.05	0.00	11.13	0.00	0.07	0.00	-402.53	0.30	---	---	0.02	0.38	0.60	-227.49	0.00
							2.04	-384.94	0.39	-0.00	0.04	0.04	0.73	0.47	-178.62	0.00
							4.07	-239.44	0.37	---	---	0.07	1.41	0.25	-93.97	9.24
11	-206.74	0.05	0.00	11.13	0.00	0.07	0.00	-402.19	0.54	-0.00	0.04	0.04	0.73	0.47	-177.81	0.00
							2.04	-387.57	0.24	---	---	0.04	0.71	0.48	-181.09	0.00
							4.07	-240.04	0.35	---	---	0.07	1.41	0.25	-93.97	9.20
12	-205.86	0.05	0.00	11.13	0.00	0.07	0.00	-402.06	0.57	-0.00	0.04	0.04	0.73	0.47	-177.65	0.00
							2.04	-382.76	0.20	---	---	0.04	0.71	0.48	-181.08	0.00
							4.07	-238.35	0.33	---	---	0.07	1.41	0.25	-93.95	9.32
1							4.07	-147.42	1.59	---	---	---	---	---	-758.67	22.74
							6.33	-110.00	-4.17	---	---	---	---	---	-758.67	18.25
							8.58	-99.06	3.76	---	---	---	---	---	-758.67	16.77
3							4.07	-144.08	0.94	---	---	---	---	---	-758.67	22.38
							6.33	-103.80	-3.38	---	---	---	---	---	-758.67	17.42
							8.58	-95.45	2.88	---	---	---	---	---	-758.67	16.27
5							4.07	-147.25	1.58	---	---	---	---	---	-758.67	22.73
							6.33	-112.64	-2.52	---	---	---	---	---	-758.67	18.59
							8.58	-98.93	2.48	---	---	---	---	---	-758.67	16.75
7							4.07	-143.78	0.92	---	---	---	---	---	-758.67	22.34
							6.33	-108.70	-0.32	---	---	---	---	---	-758.67	18.08
							8.58	-95.22	0.50	---	---	---	---	---	-758.67	16.23
9	-121.80	0.00	0.00	10.30	0.01	0.03	4.07	-205.93	0.21	---	---	0.02	0.32	0.69	-347.43	21.46
							6.33	-149.70	-0.39	0.00	0.02	0.02	0.32	0.69	-347.43	19.51
							8.58	-139.75	-0.19	---	---	0.03	0.45	0.62	-314.85	18.86
10	-122.47	0.00	0.00	10.30	0.01	0.03	4.07	-206.67	0.27	-0.00	0.02	0.02	0.32	0.69	-347.43	21.46
							6.33	-150.51	-0.12	---	---	0.02	0.32	0.69	-347.43	19.56
							8.58	-140.53	0.02	---	---	0.03	0.45	0.62	-315.02	18.92
11	-122.23	0.00	0.00	10.30	0.01	0.03	4.07	-206.74	0.24	---	---	0.02	0.32	0.69	-347.43	21.46
							6.33	-150.03	-0.27	0.00	0.02	0.02	0.32	0.69	-347.43	19.53
							8.58	-140.15	-0.09	---	---	0.03	0.45	0.62	-314.96	18.89
12	-122.03	0.00	0.00	10.30	0.01	0.03	4.07	-205.86	0.24	---	---	0.02	0.32	0.69	-347.43	21.46
							6.33	-150.19	-0.24	0.00	0.02	0.02	0.32	0.69	-347.43	19.54
							8.58	-140.13	-0.08	---	---	0.03	0.45	0.62	-314.91	18.89
1							8.58	-87.19	3.72	---	---	---	---	---	-758.67	15.08

							10.46	-66.47	-5.29	---	---	---	---	---	-758.67	11.92
3							8.58	-85.19	2.76	---	---	---	---	---	-758.67	14.79
							10.46	-65.11	-4.18	---	---	---	---	---	-758.67	11.71
5							8.58	-85.77	2.65	---	---	---	---	---	-758.67	14.87
							10.46	-64.97	-3.35	---	---	---	---	---	-758.67	11.68
7							8.58	-82.55	0.77	---	---	---	---	---	-758.67	14.40
							10.46	-62.33	-0.58	---	---	---	---	---	-758.67	11.26
9	0.00	0.00	0.00	4.38	0.11	0.13	8.58	-121.80	-0.01	---	---	0.02	0.26	0.75	-380.92	17.46
							10.46	-95.65	-0.33	---	---	0.06	0.97	0.48	-244.27	14.87
10	0.00	0.00	0.00	4.38	0.11	0.13	8.58	-122.47	0.17	---	---	0.02	0.26	0.75	-380.92	17.52
							10.46	-96.12	-0.15	---	---	0.06	0.97	0.48	-244.27	14.93
11	0.00	0.00	0.00	4.38	0.11	0.13	8.58	-122.23	0.07	---	---	0.02	0.26	0.75	-380.92	17.50
							10.46	-96.01	-0.25	---	---	0.06	0.97	0.48	-244.27	14.91
12	0.00	0.00	0.00	4.38	0.11	0.13	8.58	-122.03	0.08	---	---	0.02	0.26	0.75	-380.92	17.48
							10.46	-95.76	-0.24	---	---	0.06	0.97	0.48	-244.27	14.89

In particolare nelle sezioni sotto riportate non è soddisfatta la condizione:

$$N < N_u$$

CC	Zv <m>	N <m>	Nu <m>	TPO=N/Nu	
9	0.00	-401.71	-176.18	2.28	>1 non verificato
	2.04	-385.39	-181.08	2.13	>1 non verificato
	4.07	-238.96	-93.95	2.54	>1 non verificato
10	0.00	-402.53	-227.49	1.77	>1 non verificato
	2.04	-384.94	-178.62	2.15	>1 non verificato
	4.07	-239.44	-93.97	2.55	>1 non verificato
11	0.00	-402.19	-177.81	2.26	>1 non verificato
	2.04	-387.57	-181.09	2.14	>1 non verificato
	4.07	-240.04	-93.97	2.55	>1 non verificato
12	0.00	-402.06	-177.65	2.26	>1 non verificato
	2.04	-382.76	-181.08	2.11	>1 non verificato

- **Verifica azioni nel piano del muro**

Analogamente alla verifica a pressoflessione fuori del piano lo sforzo assiale ultimo per le azioni di pressoflessione nel piano è il seguente:

$$N_u = \Phi_t \cdot \Phi_1 \cdot f_d \cdot t \cdot l$$

Dove: $\Phi_1 = f(\lambda, m)$ con $\lambda=0$, è il coefficiente riduttivo della resistenza in direzione complanare al setto.

Il programma riporta in forma tabellare anche le verifiche per pressoflessione nel piano calcolando il momento ultimo con la seguente relazione:

$$M_u = (l^2 \cdot t \cdot \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / 0.85 \cdot f_d)$$

In cui $\sigma_0 = N / (lt)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione.

Trattandosi di azioni nel piano del pannello l è la lunghezza del muro e t lo spessore.

Per le verifiche a taglio nel piano del muro si confronta il taglio sollecitante con il taglio ultimo calcolato con la seguente relazione:

$$V_u = \beta \cdot l \cdot t \cdot \tau_{0d}$$

Dove :

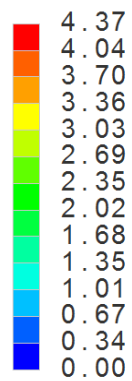
$$\tau_{vd} = \tau_{vk} / \gamma_m = (\tau_0 + 0.4 \sigma_n) / \gamma_m \quad \text{dove} \quad \sigma_n = N / (\beta \cdot l \cdot t)$$

La verifica più gravosa per i maschi murari è quella a taglio nel piano in condizioni sismiche SLV.

Molte pannellature murarie, sia perimetrali che di controvento interne, hanno un tasso di sfruttamento per taglio nel piano che supera l'unità.

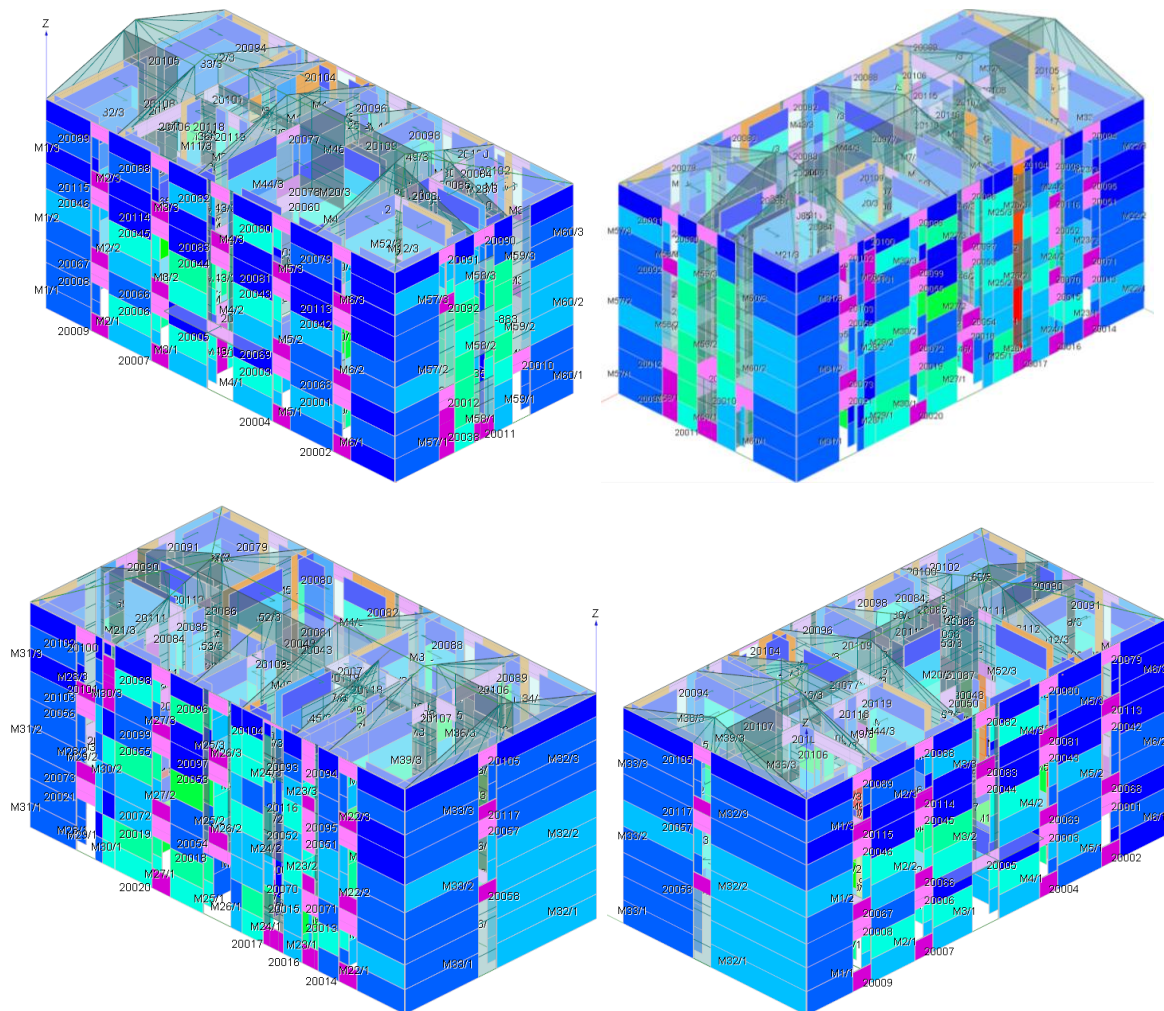
Come riportato nella legenda dei tassi di sfruttamento di taglio nel piano agli SLV, i valori di campitura che vanno dal turchese al rosso rappresentano le parti dei pannelli che non soddisfano la verifica a taglio.

Taglio nel piano

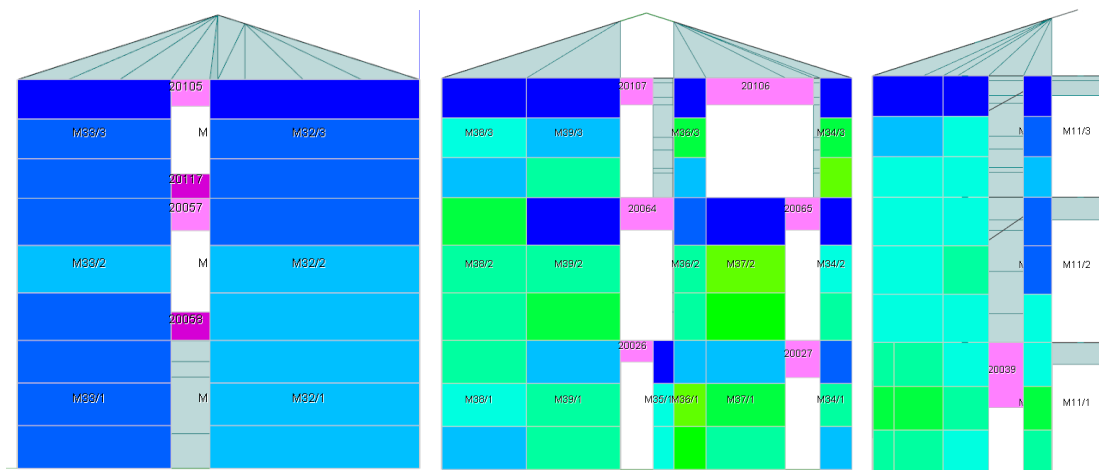


■ Non verificabile
CC SLV

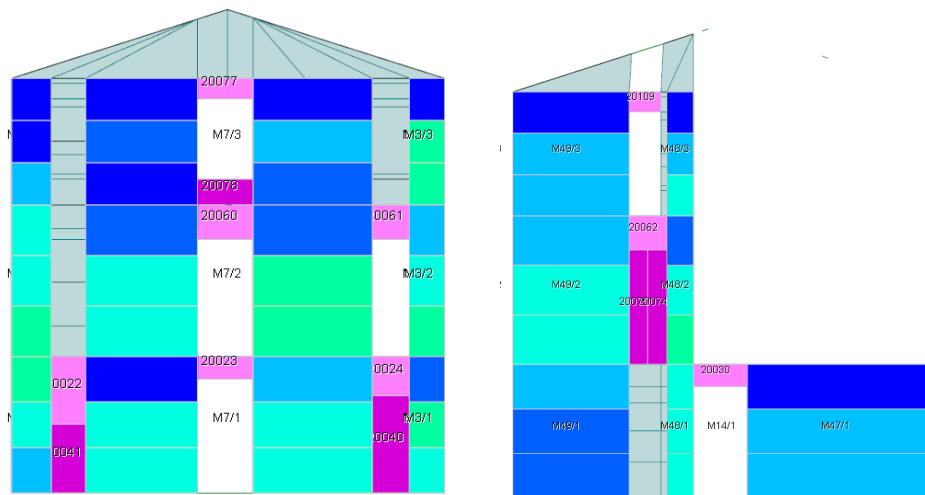
Legenda tassi di sfruttamento per taglio nel piano (TT) (SLV)



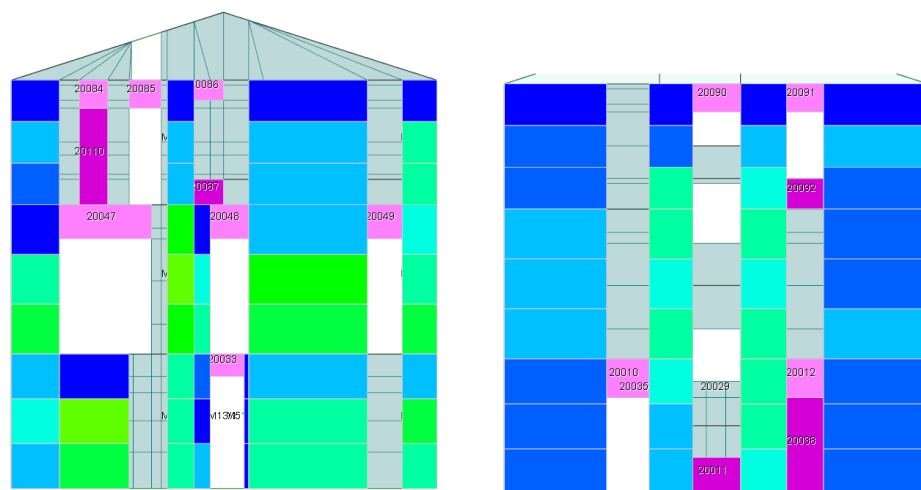
Viste 3d dei tassi di sfruttamento per taglio nel piano (TT) (SLV)



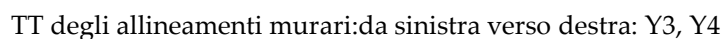
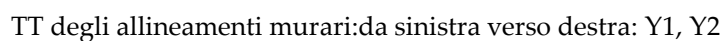
TT degli allineamenti murari:da sinistra verso destra: X1, X2, X3



TT degli allineamenti murari:da sinistra verso destra: X4, X5



TT degli allineamenti murari:da sinistra verso destra: X6, X7



Verifiche maschi murari

Simbologia

Num.	=	Numero elemento (maschio/architrave/parete in muratura armata)
Zv	=	Coordinata Z di verifica
TP	=	Tasso di sfruttamento per pressoflessione nel piano
TPO	=	Tasso di sfruttamento per pressoflessione ortogonale al piano
TT	=	Tasso di sfruttamento per taglio nel piano
TG	=	Tasso di sfruttamento globale

43

3	2.04	0.10	0.56	1.24	1.24
3	4.07	0.03	0.44	0.31	0.44
3	4.07	0.10	0.36	1.03	1.03
3	6.33	0.11	0.37	1.49	1.49
3	8.58	0.22	0.26	0.23	0.26
3	8.58	0.03	0.18	0.33	0.33
3	10.46	0.10	0.32	1.00	1.00
4	0.00	0.30	0.48	0.85	0.85
4	2.04	0.10	0.53	1.13	1.13
4	4.07	0.02	0.53	0.20	0.53
4	4.07	0.07	0.59	0.89	0.89
4	6.33	0.09	0.44	1.32	1.32
4	8.58	0.20	0.34	0.24	0.34
4	8.58	0.03	0.42	0.26	0.42
4	10.46	0.08	0.79	1.11	1.11
5	0.00	0.12	0.42	0.60	0.60
5	2.04	0.13	0.58	0.92	0.92
5	4.07	0.01	0.37	0.41	0.41
5	4.07	0.15	0.38	0.62	0.62
5	6.33	0.01	0.41	0.99	0.99
5	8.58	0.13	0.26	0.28	0.28
5	8.58	0.06	0.17	0.27	0.27
5	10.46	0.07	0.23	0.65	0.65
6	0.00	0.00	0.49	0.30	0.49
6	2.04	0.00	0.46	0.42	0.46
6	4.07	0.00	0.30	0.33	0.33
6	4.07	0.00	0.31	0.40	0.40
6	6.33	0.00	0.30	0.52	0.52
6	8.58	0.00	0.23	0.31	0.31
6	8.58	0.00	0.15	0.22	0.22
6	10.46	0.00	0.26	0.30	0.30
7	0.00	0.00	1.73	2.05	2.05
7	2.04	0.00	1.18	2.39	2.39
7	4.07	0.00	1.19	1.44	1.44
7	4.07	0.00	---	4.37	---
7	6.33	0.00	---	3.06	---
7	8.58	0.00	---	2.00	---
7	8.58	0.00	---	2.27	---
7	10.46	0.00	---	1.21	---
8	0.00	0.00	1.15	2.90	2.90
8	2.04	0.00	0.92	3.19	3.19
8	4.07	0.00	1.25	2.39	2.39
8	4.07	0.00	---	4.25	---
8	6.33	0.00	---	4.37	---
9	0.00	0.00	0.96	2.89	2.89
9	2.04	0.00	0.78	3.62	3.62
9	4.07	0.00	1.15	2.74	2.74
9	4.07	0.00	---	4.04	---
9	6.33	0.00	---	4.30	---
9	8.58	0.00	---	1.31	---
9	8.58	0.00	---	0.75	---
9	10.46	0.00	---	0.65	---
10	0.00	0.00	0.93	2.32	2.32
10	2.04	0.00	0.80	3.37	3.37
10	4.07	0.00	1.20	2.37	2.37
10	4.07	0.00	---	3.37	---
10	6.33	0.00	---	3.78	---
11	0.00	0.00	0.99	1.32	1.32
11	2.04	0.00	0.85	1.22	1.22
11	4.07	0.00	0.99	1.11	1.11
11	4.07	0.00	---	2.81	---
11	6.33	0.00	---	3.70	---
11	8.58	0.00	---	1.81	---
11	8.58	0.00	---	1.49	---
11	10.46	0.00	---	1.13	---
12	0.00	0.00	0.92	1.18	1.18
12	2.04	0.00	0.89	1.15	1.15
12	4.07	0.00	0.67	1.06	1.06
12	4.07	0.00	0.54	1.51	1.51
12	6.33	0.00	0.45	1.45	1.45
12	8.58	0.00	0.52	1.06	1.06

12	8.58	0.00	0.26	0.92	0.92
12	10.46	0.00	0.27	0.74	0.74
13	0.00	0.00	0.97	1.78	1.78
13	2.04	0.00	1.06	2.32	2.32
14	0.00	0.00	0.83	1.46	1.46
14	2.04	0.00	0.59	2.33	2.33
15	0.00	0.00	0.98	1.71	1.71
15	2.04	0.00	0.81	2.04	2.04
16	0.00	0.00	1.10	1.10	1.10
16	2.04	0.00	1.07	1.37	1.37
16	4.07	0.00	0.55	1.31	1.31
16	4.07	0.00	0.36	0.38	0.38
16	6.33	0.00	0.37	1.11	1.11
16	8.58	0.00	0.29	1.37	1.37
16	8.58	0.00	0.20	0.48	0.48
16	10.46	0.00	0.24	0.79	0.79
17	0.00	0.00	1.01	0.67	1.01
17	2.04	0.00	1.09	0.64	1.09
18	0.00	0.00	0.70	1.21	1.21
18	2.04	0.00	0.89	1.56	1.56
19	0.00	0.00	0.99	1.47	1.47
19	2.04	0.00	0.92	1.78	1.78
20	0.00	0.00	1.00	1.81	1.81
20	2.04	0.00	0.90	2.16	2.16
20	4.07	0.00	0.58	0.41	0.58
20	4.07	0.00	0.79	1.75	1.75
20	6.33	0.00	0.70	1.65	1.65
20	8.58	0.00	0.55	1.25	1.25
20	8.58	0.00	0.68	1.23	1.23
20	10.46	0.00	0.36	0.98	0.98
21	0.00	0.00	1.10	1.51	1.51
21	2.04	0.00	1.06	1.51	1.51
21	4.07	0.00	0.82	0.95	0.95
21	4.07	0.00	0.63	1.43	1.43
21	6.33	0.00	0.47	1.55	1.55
21	8.58	0.00	0.39	0.83	0.83
21	8.58	0.00	0.33	0.92	0.92
21	10.46	0.00	0.45	0.82	0.82
22	0.00	0.00	0.46	0.45	0.46
22	2.04	0.00	0.50	0.72	0.72
22	4.07	0.00	0.34	0.45	0.45
22	4.07	0.00	0.37	0.60	0.60
22	6.33	0.00	0.29	0.65	0.65
22	8.58	0.00	0.19	0.32	0.32
22	8.58	0.00	0.26	0.28	0.28
22	10.46	0.00	0.36	0.45	0.45
23	0.00	0.14	0.46	0.54	0.54
23	2.04	0.10	0.67	1.08	1.08
23	4.07	0.02	0.37	0.56	0.56
23	4.07	0.12	0.35	0.76	0.76
23	6.33	0.16	0.35	0.76	0.76
23	8.58	0.07	0.20	0.58	0.58
23	8.58	0.13	0.13	0.55	0.55
23	10.46	0.13	0.21	0.45	0.45
24	0.00	0.06	0.54	0.78	0.78
24	2.04	0.08	0.72	0.85	0.85
24	4.07	0.07	0.65	0.68	0.68
24	4.07	0.05	0.59	1.08	1.08
24	6.33	0.02	0.26	0.86	0.86
24	8.58	0.10	0.30	1.03	1.03
24	8.58	0.07	0.34	0.97	0.97
24	10.46	0.14	0.40	0.60	0.60
25	0.00	0.00	0.65	0.82	0.82
25	2.04	0.00	0.62	0.46	0.62
25	4.07	0.00	0.46	0.88	0.88
25	4.07	0.00	0.35	0.80	0.80
25	6.33	0.00	0.34	1.24	1.24
25	8.58	0.00	0.21	0.92	0.92
25	8.58	0.00	0.27	1.27	1.27
25	10.46	0.00	0.26	1.27	1.27
26	0.00	0.00	0.58	1.21	1.21

26	2.04	0.00	0.59	1.49	1.49
26	4.07	0.00	0.63	0.84	0.84
26	4.07	0.00	0.64	0.89	0.89
26	6.33	0.00	0.26	1.34	1.34
26	8.58	0.00	0.34	0.60	0.60
26	8.58	0.00	0.42	1.04	1.04
26	10.46	0.00	0.23	1.32	1.32
27	0.00	0.27	0.60	1.07	1.07
27	2.04	0.13	0.62	1.50	1.50
27	4.07	0.10	0.43	0.40	0.43
27	4.07	0.12	0.34	0.53	0.53
27	6.33	0.17	0.31	1.90	1.90
27	8.58	0.18	0.21	0.32	0.32
27	8.58	0.13	0.23	0.32	0.32
27	10.46	0.10	0.51	1.58	1.58
28	0.00	0.00	0.80	0.65	0.80
28	2.04	0.00	0.61	0.20	0.61
28	4.07	0.00	0.28	0.99	0.99
28	4.07	0.00	0.31	0.90	0.90
28	6.33	0.00	0.45	0.51	0.51
28	8.58	0.00	0.30	0.96	0.96
28	8.58	0.00	0.37	0.56	0.56
28	10.46	0.00	0.26	0.59	0.59
29	0.00	0.00	0.63	1.02	1.02
29	2.04	0.00	0.60	1.19	1.19
29	4.07	0.00	0.46	0.31	0.46
29	4.07	0.00	0.40	0.57	0.57
29	6.33	0.00	0.34	1.07	1.07
30	0.00	0.00	0.50	1.04	1.04
30	2.04	0.00	0.60	1.55	1.55
30	4.07	0.00	0.44	0.75	0.75
30	4.07	0.00	0.41	0.97	0.97
30	6.33	0.00	0.38	1.43	1.43
30	8.58	0.00	0.26	0.57	0.57
30	8.58	0.00	0.27	0.67	0.67
30	10.46	0.00	0.39	1.30	1.30
31	0.00	0.00	0.65	0.47	0.65
31	2.04	0.00	0.49	0.51	0.51
31	4.07	0.00	0.34	0.38	0.38
31	4.07	0.00	0.35	0.47	0.47
31	6.33	0.00	0.27	0.60	0.60
31	8.58	0.00	0.21	0.40	0.40
31	8.58	0.00	0.17	0.24	0.24
31	10.46	0.00	0.33	0.47	0.47
32	0.00	0.11	0.67	0.68	0.68
32	2.04	0.10	0.47	0.76	0.76
32	4.07	0.12	0.48	0.77	0.77
32	4.07	0.15	0.40	0.75	0.75
32	6.33	0.04	0.30	0.80	0.80
32	8.58	0.03	0.28	0.62	0.62
32	8.58	0.05	0.32	0.62	0.62
32	10.46	0.05	0.22	0.57	0.57
33	0.00	0.04	0.74	0.56	0.74
33	2.04	0.04	0.49	0.62	0.62
33	4.07	0.09	0.49	0.62	0.62
33	4.07	0.13	0.37	0.61	0.61
33	6.33	0.07	0.33	0.72	0.72
33	8.58	0.06	0.29	0.47	0.47
33	8.58	0.03	0.37	0.49	0.49
33	10.46	0.07	0.26	0.54	0.54
34	0.00	0.00	0.75	0.90	0.90
34	2.04	0.00	0.61	1.44	1.44
34	4.07	0.00	0.50	0.43	0.50
34	4.07	0.00	0.56	1.56	1.56
34	6.33	0.00	0.38	1.01	1.01
34	8.58	0.00	0.38	0.13	0.38
34	8.58	0.00	0.27	2.45	2.45
34	10.46	0.00	0.51	1.78	1.78
35	0.00	0.00	1.06	1.10	1.10
35	2.04	0.00	1.18	1.19	1.19
36	0.00	0.00	1.04	2.17	2.17

36	2.04	0.00	0.95	2.56	2.56
36	4.07	0.00	0.65	0.89	0.89
36	4.07	0.00	0.87	1.64	1.64
36	6.33	0.00	0.72	1.45	1.45
36	8.58	0.00	0.48	0.38	0.48
36	8.58	0.00	0.56	0.81	0.81
36	10.46	0.00	0.53	2.01	2.01
37	0.00	0.00	0.90	1.52	1.52
37	2.04	0.00	0.87	1.85	1.85
37	4.07	0.00	0.67	0.91	0.91
37	4.07	0.00	0.55	2.02	2.02
37	6.33	0.00	0.48	2.39	2.39
38	0.00	0.00	0.70	0.91	0.91
38	2.04	0.00	0.69	1.24	1.24
38	4.07	0.00	0.73	1.66	1.66
38	4.07	0.00	0.54	1.53	1.53
38	6.33	0.00	0.43	1.65	1.65
38	8.58	0.00	0.43	1.84	1.84
38	8.58	0.00	0.25	0.76	0.76
38	10.46	0.00	0.37	1.14	1.14
39	0.00	0.00	0.71	1.44	1.44
39	2.04	0.00	0.65	1.64	1.64
39	4.07	0.00	0.82	0.77	0.82
39	4.07	0.00	0.86	1.85	1.85
39	6.33	0.00	0.77	1.65	1.65
39	8.58	0.00	0.48	0.24	0.48
39	8.58	0.00	0.34	1.48	1.48
39	10.46	0.00	0.41	1.00	1.00
40	0.00	---	1.91	1.42	---
40	2.04	---	1.99	1.79	---
40	4.07	0.00	2.07	1.32	2.07
40	4.07	0.00	1.09	1.20	1.20
40	6.33	0.00	0.79	0.59	0.79
40	8.58	0.00	0.45	0.38	0.45
40	8.58	0.00	0.84	0.81	0.84
40	10.46	0.00	0.55	0.39	0.55
41	0.00	---	2.28	1.27	---
41	2.04	---	2.16	1.40	---
41	4.07	0.02	2.55	1.22	2.55
41	4.07	0.02	0.60	1.12	1.12
41	6.33	0.04	0.43	1.37	1.37
41	8.58	0.02	0.45	1.15	1.15
41	8.58	0.02	0.32	1.10	1.10
41	10.46	0.01	0.44	1.11	1.11
42	0.00	0.03	---	1.47	---
42	2.04	0.05	---	1.89	---
42	4.07	0.04	---	1.53	---
42	4.07	0.06	0.43	1.13	1.13
42	6.33	0.05	0.32	1.25	1.25
42	8.58	0.03	0.30	1.30	1.30
42	8.58	0.03	0.39	1.23	1.23
42	10.46	0.02	0.33	1.00	1.00
43	0.00	0.00	0.65	1.20	1.20
43	2.04	0.00	0.61	1.40	1.40
43	4.07	0.00	0.52	0.65	0.65
43	4.07	0.00	0.67	1.40	1.40
43	6.33	0.00	0.50	1.21	1.21
43	8.58	0.00	0.36	0.93	0.93
43	8.58	0.00	0.21	1.43	1.43
43	10.46	0.00	0.58	1.47	1.47
44	0.00	0.28	0.87	1.17	1.17
44	2.04	0.12	0.77	1.29	1.29
44	4.07	0.17	0.65	0.75	0.75
44	4.07	0.30	0.67	1.51	1.51
44	6.33	0.21	0.63	1.55	1.55
44	8.58	0.21	0.46	0.64	0.64
44	8.58	0.04	0.45	0.53	0.53
44	10.46	0.09	0.41	0.80	0.80
45	0.00	---	1.16	1.05	---
45	2.04	0.00	1.10	1.03	1.10
45	4.07	0.00	0.68	0.32	0.68

45	4.07	0.00	0.74	1.34	1.34
45	6.33	0.00	0.64	1.24	1.24
45	8.58	0.00	0.49	0.49	0.49
45	8.58	0.00	0.53	0.29	0.53
45	10.46	0.00	0.44	0.67	0.67
46	0.00	0.00	0.74	0.86	0.86
46	2.04	0.00	0.81	1.08	1.08
46	4.07	0.00	0.54	1.37	1.37
46	4.07	0.00	0.50	1.42	1.42
46	6.33	0.00	0.39	1.11	1.11
46	8.58	0.00	0.37	1.01	1.01
46	8.58	0.00	0.22	0.75	0.75
46	10.46	0.00	0.45	0.31	0.45
47	0.00	0.17	0.46	0.69	0.69
47	2.04	0.06	0.36	0.86	0.86
48	0.00	0.00	0.98	1.17	1.17
48	2.04	0.00	0.89	1.28	1.28
48	4.07	0.00	0.57	1.17	1.17
48	4.07	0.00	0.78	1.63	1.63
48	6.33	0.00	0.68	1.17	1.17
48	8.58	0.00	0.61	0.45	0.61
48	8.58	0.00	0.42	1.31	1.31
48	10.46	0.00	0.29	0.87	0.87
49	0.00	0.00	0.70	0.52	0.70
49	2.04	0.00	0.66	0.61	0.66
49	4.07	0.00	0.63	0.82	0.82
49	4.07	0.00	0.54	1.15	1.15
49	6.33	0.00	0.43	1.28	1.28
49	8.58	0.00	0.37	0.87	0.87
49	8.58	0.00	0.24	0.94	0.94
49	10.46	0.00	0.36	0.84	0.84
50	0.00	0.00	0.54	1.55	1.55
50	2.04	0.00	0.49	1.97	1.97
50	4.07	0.00	0.53	0.96	0.96
50	4.07	0.00	0.63	1.69	1.69
50	6.33	0.00	0.42	1.56	1.56
50	8.58	0.00	0.25	1.14	1.14
50	8.58	0.00	0.22	1.67	1.67
50	10.46	0.00	0.29	1.68	1.68
51	0.00	0.00	0.82	0.33	0.82
51	2.04	0.00	0.78	0.19	0.78
52	0.00	0.10	0.79	1.36	1.36
52	2.04	0.06	0.77	1.46	1.46
52	4.07	0.11	0.69	0.90	0.90
52	4.07	0.17	0.64	1.94	1.94
52	6.33	0.17	0.53	2.27	2.27
52	8.58	0.18	0.39	1.00	1.00
52	8.58	0.10	0.32	0.79	0.79
52	10.46	0.03	0.39	0.86	0.86
53	0.00	0.00	0.98	1.55	1.55
53	2.04	0.00	0.95	1.43	1.43
53	4.07	0.00	0.72	1.48	1.48
53	4.07	0.00	0.65	2.05	2.05
53	6.33	0.00	0.57	2.39	2.39
53	8.58	0.00	0.40	2.02	2.02
53	8.58	0.00	0.25	0.92	0.92
53	10.46	0.00	0.32	0.94	0.94
54	0.00	0.00	1.03	0.90	1.03
54	2.04	0.00	1.05	0.30	1.05
54	4.07	0.00	0.45	0.60	0.60
54	4.07	0.00	0.68	1.60	1.60
54	6.33	0.00	0.63	1.24	1.24
55	0.00	0.00	0.63	1.00	1.00
55	2.04	0.00	0.55	1.09	1.09
55	4.07	0.00	0.59	0.81	0.81
55	4.07	0.00	0.65	1.88	1.88
55	6.33	0.00	0.63	1.60	1.60
55	8.58	0.00	0.41	0.21	0.41
55	8.58	0.00	0.18	0.34	0.34
55	10.46	0.00	0.45	0.70	0.70
56	0.00	0.01	0.62	1.86	1.86

56	2.04	0.06	0.52	2.44	2.44
57	0.00	0.00	0.54	0.48	0.54
57	2.04	0.00	0.37	0.53	0.53
57	4.07	0.00	0.32	0.62	0.62
57	4.07	0.00	0.31	0.69	0.69
57	6.33	0.00	0.22	0.58	0.58
57	8.58	0.00	0.21	0.48	0.48
57	8.58	0.00	0.15	0.39	0.39
57	10.46	0.00	0.21	0.69	0.69
58	0.00	0.00	0.49	1.33	1.33
58	2.04	0.00	0.55	1.37	1.37
58	4.07	0.00	0.49	1.47	1.47
58	4.07	0.00	0.45	1.54	1.54
58	6.33	0.00	0.20	1.26	1.26
58	8.58	0.00	0.23	1.43	1.43
58	8.58	0.00	0.15	1.23	1.23
58	10.46	0.00	0.22	0.74	0.74
59	0.00	0.11	0.72	0.94	0.94
59	2.04	0.04	0.68	0.99	0.99
59	4.07	0.06	0.52	1.26	1.26
59	4.07	0.06	0.47	1.41	1.41
59	6.33	0.07	0.20	1.10	1.10
59	8.58	0.06	0.23	1.36	1.36
59	8.58	0.10	0.19	1.42	1.42
59	10.46	0.07	0.23	0.63	0.63
60	0.00	0.00	0.67	0.62	0.67
60	2.04	0.00	0.51	0.66	0.66
60	4.07	0.00	0.36	0.57	0.57
60	4.07	0.00	0.33	0.74	0.74
60	6.33	0.00	0.26	0.79	0.79
60	8.58	0.00	0.27	0.73	0.73
60	8.58	0.00	0.15	0.60	0.60
60	10.46	0.00	0.16	0.52	0.52

A8.A.2.8.2.2 Verifiche meccanismi locali

Di seguito verranno analizzati i meccanismi di collasso locali allo *Stato Limite di Salvaguardia della Vita* (SLV) con un'*Analisi Cinematica non Lineare* relativi al maschio 5 (assenza di ammorsamenti ortogonali al p.2.) e al maschio 57 (per tetto a padiglione) considerando che non sono state rilevate catene efficaci e di cordoli di piano.

Quest'approccio fa riferimento alle indicazioni dei paragrafi §C8A.4.2e §C8A.4.2.3 della Circolare 617/C.S.LL.PP. del 02 Febbraio 2009.

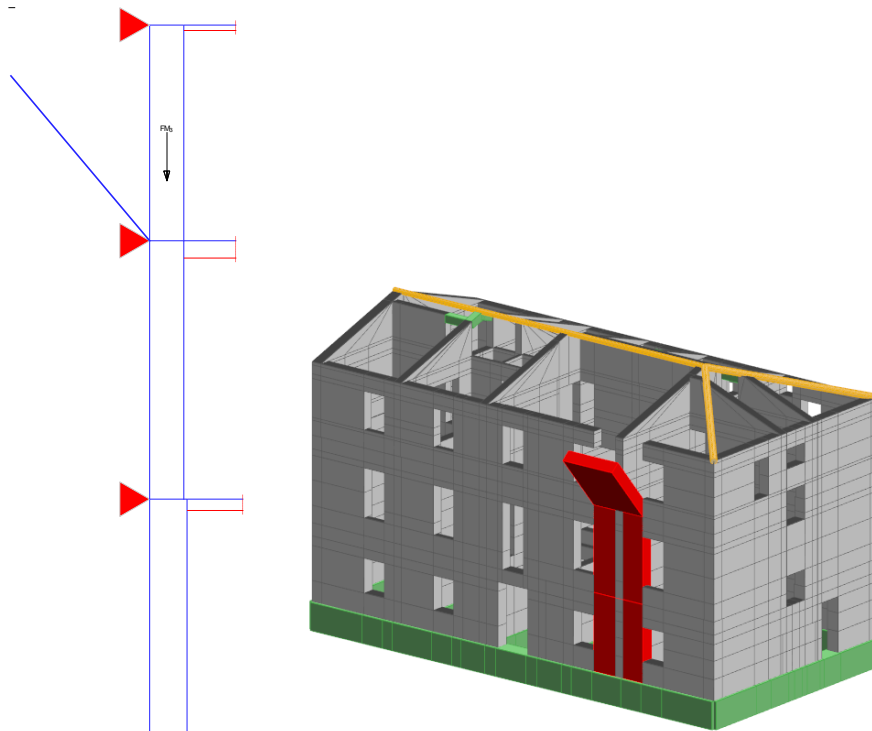
Maschio in muratura ordinaria n. 5

$X_g=19.17$ <m> $Y_g=0.33$ <m> $L=3.08$ <m>

Configurazione geometrica e caratteristiche dei materiali utilizzati

Z_i <m>	Z_f <m>	Spess. <m>	h <m>	d_1 <m>	S_{sx}	d_2 <m>	S_{dx}	d_2 <m>	e_s <m>	a <m>	ρ	λ	F_k <kN/mq>	$F_{d, SLU}$ <kN/mq>	$F_{d, SLV}$ <kN/mq>	F_{VK0} <kN/mq>	$F_{ld, SLU}$ <kN/mq>	$F_{ld, SLV}$ <kN/mq>
0.00	4.07	0.65	3.87	-0.03			103	0.18	0.02	0.00	1.00	5.95	3200.00	888.89	1333.33	65.00	27.08	40.63
							116	0.18										
							104	0.18										
							119	0.18										
4.07	8.58	0.60	4.21	0.00			203	0.17	0.02	0.00	1.00	7.02	3200.00	888.89	1333.33	65.00	27.08	40.63
8.58	12.35	0.60	3.67				406	0.17	0.02	0.00	1.00	6.12	3200.00	888.89	1333.33	65.00	27.08	40.63
							407	0.17										
							307	0.17										

Ribaltamento a $z=8.58$ m



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₃		146.31	-0.03	10.46	Peso maschio piano 3

Massa partecipante al cinematismo $M^*=14914.00$ <kg>

Frazione di massa partecipante $e^*=1.00$

Analisi cinematica non lineare

Capacità di spostamento ultimo $d_u^*=120.00$ <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=117.49 <mm>

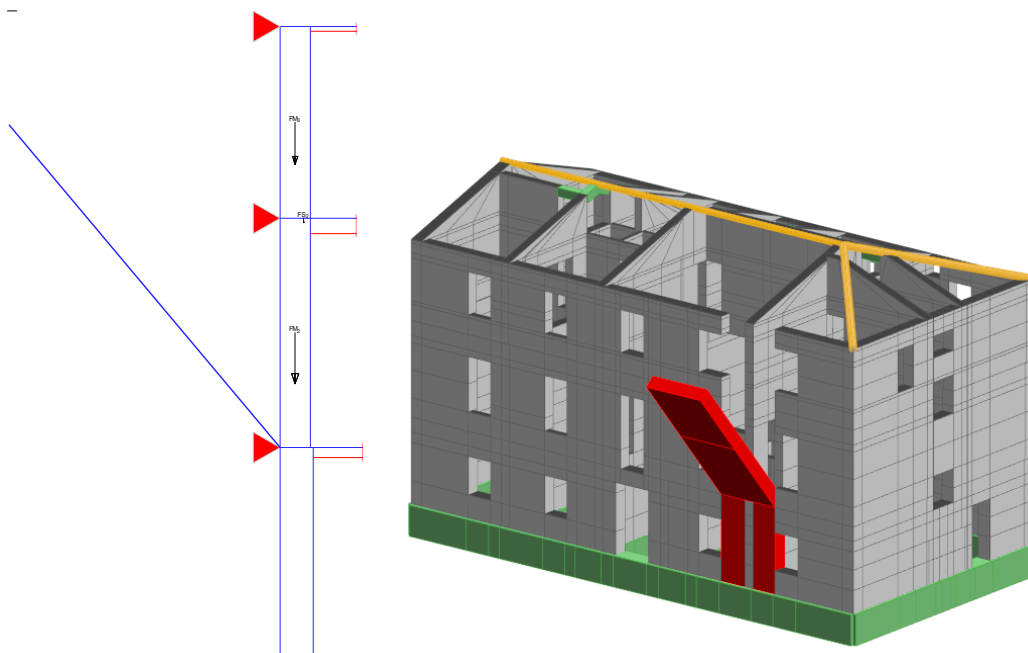
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.0213

Domanda di spostamento amplificata [C8A.4.12]=105.47 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.1377

$d_u^* > d_d^* \rightarrow 120 \text{ mm} < 117.49 \text{ mm} \rightarrow \text{verifica non soddisfatta}$

Ribaltamento a $z=4.07 \text{ m}$



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₂		175.02	-0.03	6.33	Peso maschio piano 2
FM ₃		146.31	-0.03	10.46	Peso maschio piano 3
FS ₂		15.95	0.14	8.58	Peso solaio piano 2

Massa partecipante al cinematismo $M^*=27847.30$ <kg>

Frazione di massa partecipante $e^*=0.81$

Analisi cinematica non lineare

Capacità di spostamento ultimo $d_u^*=152.08$ <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=174.49 <mm>

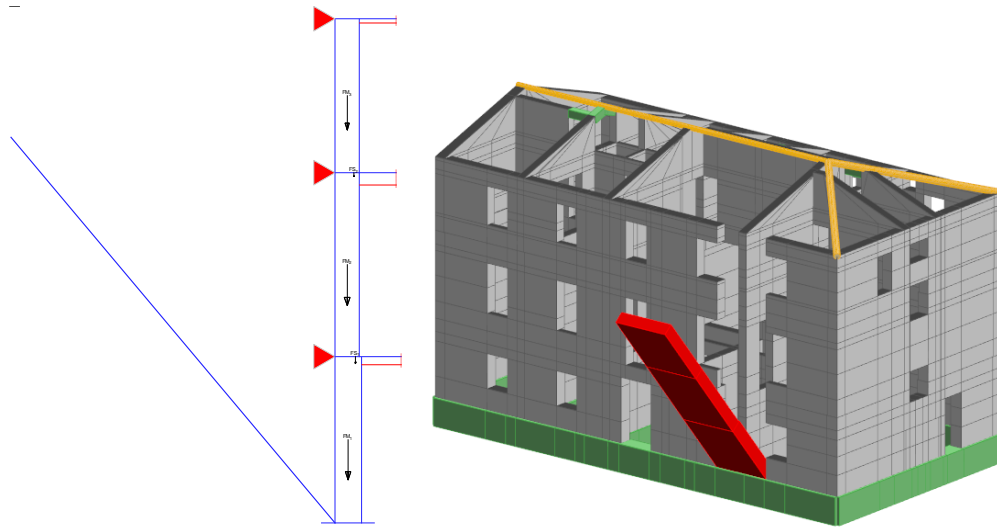
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=0.8716

Domanda di spostamento amplificata [C8A.4.12]=64.90 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=2.3432

$d_u^* < d_d^* \rightarrow 152.08 \text{ mm} < 174.49 \text{ mm} \rightarrow \text{verifica non soddisfatta}$

Ribaltamento a z=0.00 m



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₁		171.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM ₂		175.02	-0.03	6.33	Peso maschio piano 2
FM ₃		146.31	-0.03	10.46	Peso maschio piano 3
FS ₁		28.93	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS ₂		15.95	0.14	8.58	Peso solaio piano 2

Massa partecipante al cinematismo $M^*=42176.10$ <kg>

Frazione di massa partecipante $e^*=0.77$

Analisi cinematica non lineare

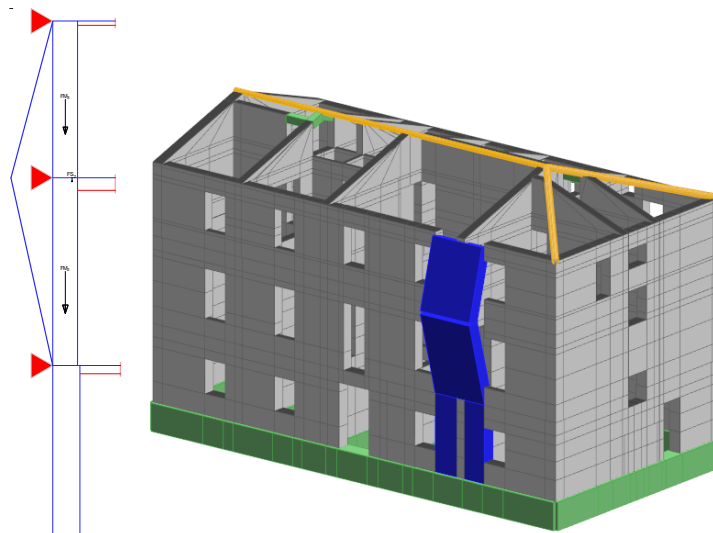
Capacità di spostamento ultimo $d_u^*=168.36$ <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=191.34 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=0.8799

$d_u^* < d_d^* \rightarrow 168.36 \text{ mm} < 191.34 \text{ mm} \rightarrow \text{verifica non soddisfatta}$

Flessione a z= 8.58 m da z= 4.07m a z=12.35m



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₂		175.02	-0.03	6.33	Peso maschio piano 2
FM ₃		146.31	-0.03	10.46	Peso maschio piano 3
FS ₂		15.95	0.14	8.58	Peso solaio piano 2

Massa partecipante al cinematismo $M^*=33024.80$ <kg>

Frazione di massa partecipante $e^*=0.96$

Analisi cinematica non lineare

Capacità di spostamento ultimo $d_u^*=78.62$ <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=71.34 <mm>

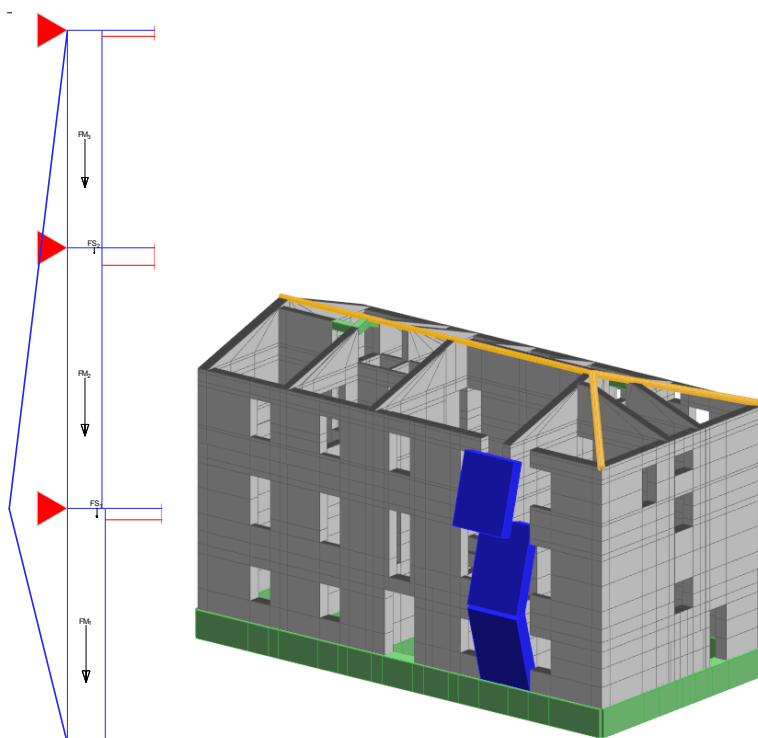
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.1020

Domanda di spostamento amplificata [C8A.4.12]=85.54 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=0.9191

$d_u^* < d_d^* \rightarrow 78.62 \text{ mm} < 85.54 \text{ mm} \rightarrow$ verifica non soddisfatta

Flessione a $z=4.07 \text{ m}$ da $z=0.00 \text{ m}$ a $z=12.35 \text{ m}$



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₁		171.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM ₂		175.02	-0.03	6.33	Peso maschio piano 2
FM ₃		146.31	-0.03	10.46	Peso maschio piano 3
FS ₁		28.93	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS ₂		15.95	0.14	8.58	Peso solaio piano 2

Massa partecipante al cinematismo $M^*=46387.10$ <kg>

Frazione di massa partecipante $e^*=0.85$

Analisi cinematica non lineare

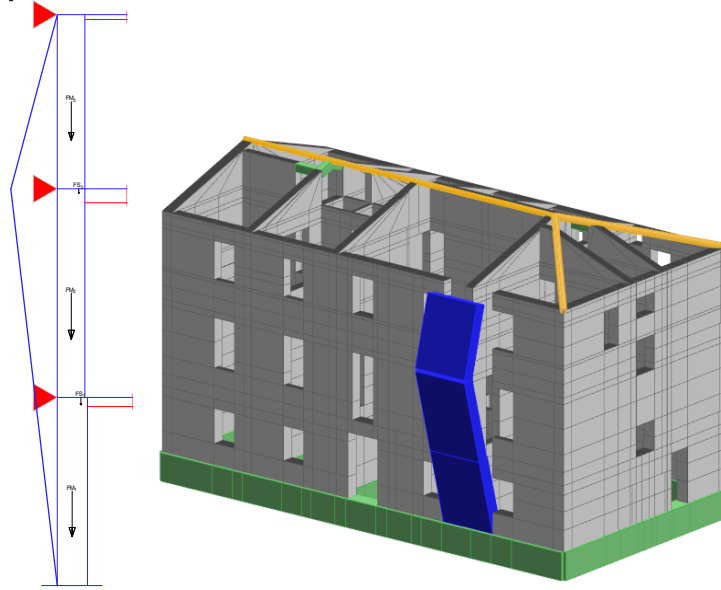
Capacità di spostamento ultimo $d_u^*=110.38$ <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=75.38 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.4642

$d_u^* > d_d^* \rightarrow 110,38 \text{ mm} > 75,38 \text{ mm} \rightarrow$ verifica soddisfatta

Flessione a $z=8.58\text{m}$ da $z=0.00$ a $z=12.35\text{ m}$



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₁		171.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM ₂		175.02	-0.03	6.33	Peso maschio piano 2
FM ₃		146.31	-0.03	10.46	Peso maschio piano 3
FS ₁		28.93	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS ₂		15.95	0.14	8.58	Peso solaio piano 2

Massa partecipante al cinematismo $M^*=46196.60 <\text{kg}>$

Frazione di massa partecipante $e^*=0.84$

Analisi cinematica non lineare

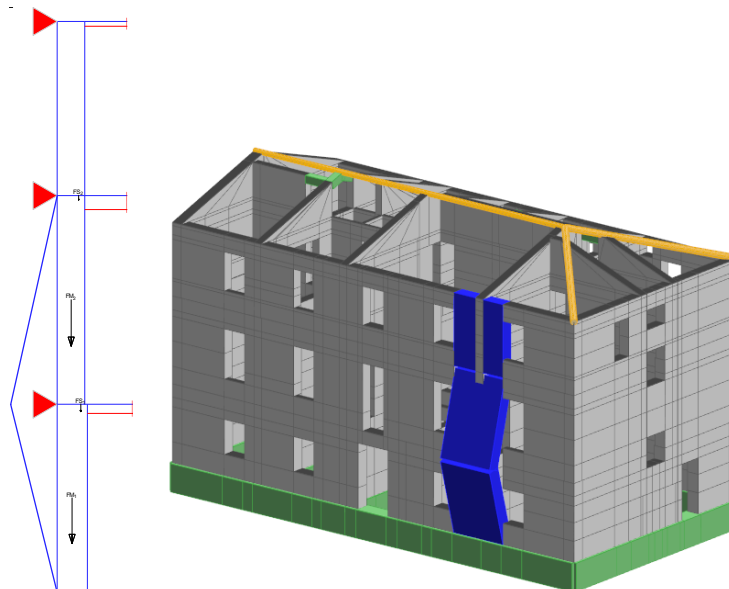
Capacità di spostamento ultimo $d_u^*=114.69 <\text{mm}>$

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=110.05 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.0422

$d_u^* > d_d^* \rightarrow 114,69 \text{ mm} > 110,05\text{mm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$

Flessione a $z=4.07\text{ m}$ da $z=0.00\text{m}$ a $z=8.58\text{ m}$



Elenco forze agenti

N	F _x	F _z	X _g	Z _g	Commento
FM ₁		171.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM ₂		175.02	-0.03	6.33	Peso maschio piano 2
FS ₁		28.93	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS ₂		15.95	0.14	8.58	Peso solaio piano 2

Massa partecipante al cinematismo M^{*}=36023.00 <kg>

Frazione di massa partecipante e^{*}=0.90

Analisi cinematica non lineare

Capacità di spostamento ultimo d_u^{*}=79.50 <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=65.52 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.2133

d_u^{*} > d_d^{*} → 79.50 mm > 65.52 mm → verifica soddisfatta

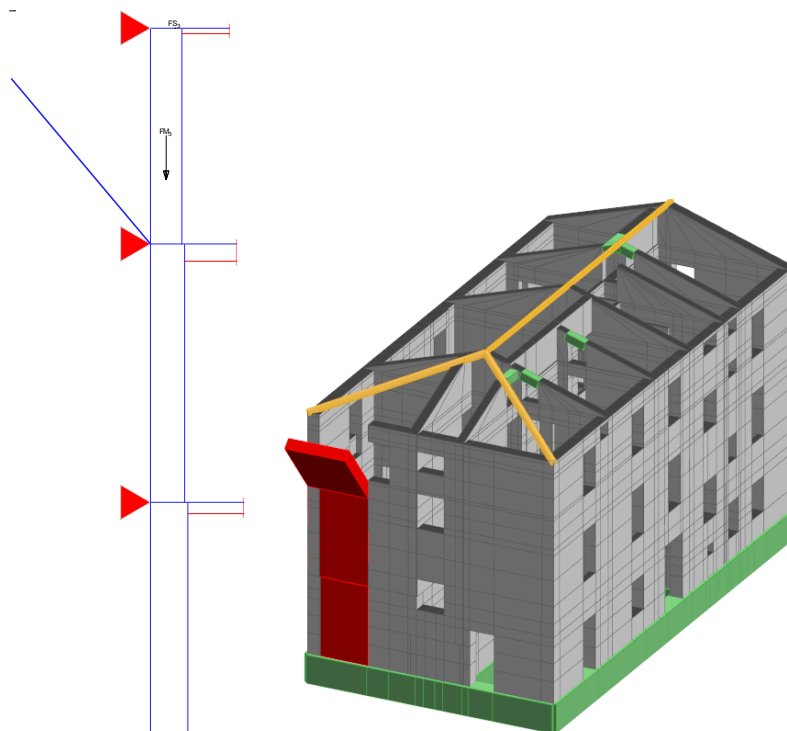
Maschio in muratura ordinaria n. 57

X_g=24.82 <m> Y_g=1.58 <m> L=3.17 <m>

Configurazione geometrica e caratteristiche dei materiali utilizzati

Z _i <m>	Z _f <m>	Spess. <m>	h <m>	d ₁ <m>	S _{xx}	d ₂ <m>	S _{dx}	d ₂ <m>	e _s <m>	a <m>	ρ	λ	F _k <kN/mq>	F _d SLU <kN/mq>	F _d SLV <kN/mq>	F _{VK0} <kN/mq>	F _{td} SLU <kN/mq>	F _{td} SLV <kN/mq>
0.00	4.07	0.65	3.87	-0.02			104	0.18	0.02	0.00	1.00	5.95	3200.00	888.89	1333.33	65.00	27.08	40.63
							119	0.18										
4.07	8.58	0.60	4.21	-0.03			203	0.17	0.02	0.00	1.00	7.02	3200.00	888.89	1333.33	65.00	27.08	40.63
8.58	12.35	0.55	3.67				411	0.15	0.02	0.00	1.00	6.67	3200.00	888.89	1333.33	65.00	27.08	40.63
							307	0.15										

Ribaltamento a z=8.58 m



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₃		138.03	-0.05	10.46	Peso maschio piano 3
FS ₃		3.16	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo $M^*=14097.70$ <kg>

Frazione di massa partecipante $e^*=0.98$

Analisi cinematica non lineare

Capacità di spostamento ultimo $d_u^*=113.71$ <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=118.81 <mm>

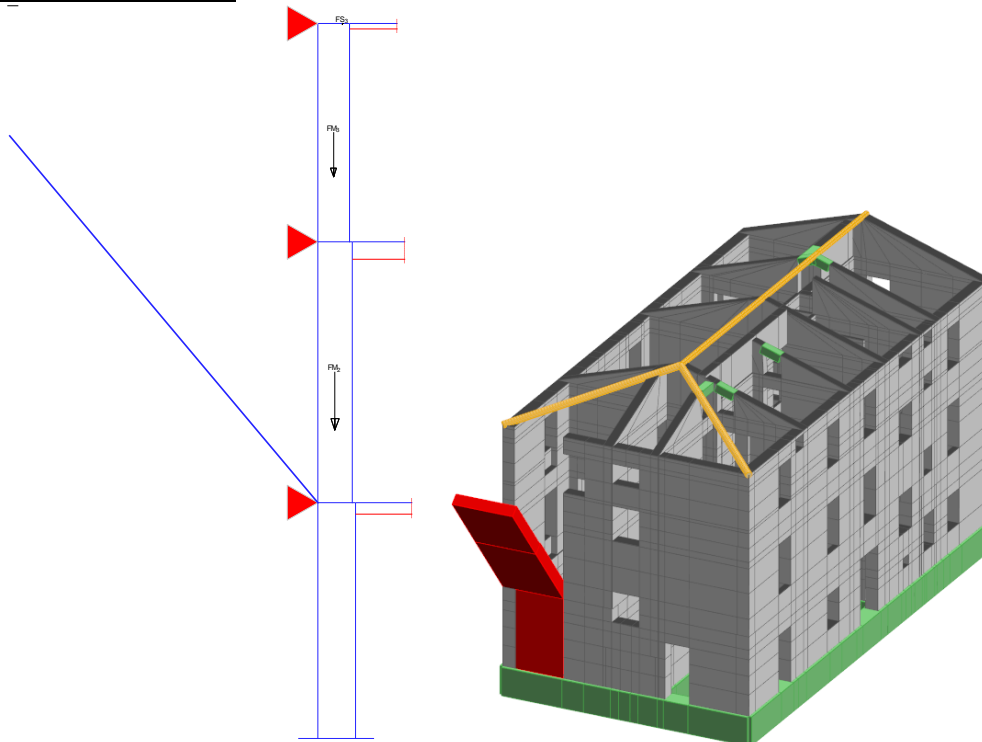
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=0.9571

Domanda di spostamento amplificata [C8A.4.12]=98.66 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.1525

$d_u^* < d_d^* \rightarrow 113.71 \text{ mm} < 118.81 \text{ mm} \rightarrow$ verifica non soddisfatta

Ribaltamento a $z=4.07$ m



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₂		180.14	-0.02	6.33	Peso maschio piano 2
FM ₃		138.03	-0.05	10.46	Peso maschio piano 3
FS ₃		3.16	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo $M^*=26011.80$ <kg>

Frazione di massa partecipante $e^*=0.79$

Analisi cinematica non lineare

Capacità di spostamento ultimo $d_u^*=146.34$ <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=173.10 <mm>

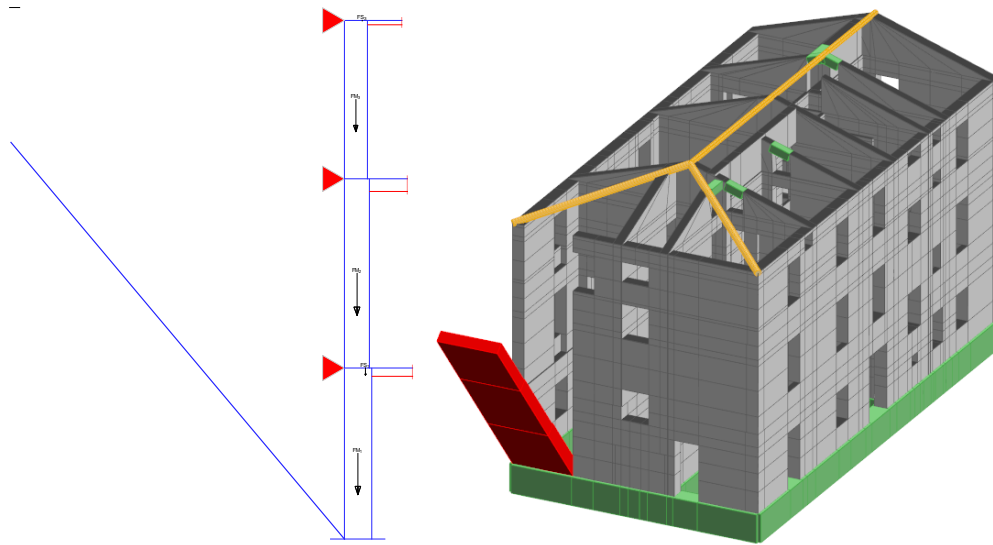
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=0.8454

Domanda di spostamento amplificata [C8A.4.12]=60.50 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=2.4190

$d_u^* < d_d^* \rightarrow 146.34 \text{ mm} < 173.10 \text{ mm} \rightarrow$ verifica non soddisfatta

Ribaltamento a $z=0.00$ m



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₁		176.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM ₂		180.14	-0.02	6.33	Peso maschio piano 2
FM ₃		138.03	-0.05	10.46	Peso maschio piano 3
FS ₁		31.11	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS ₃		3.16	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo $M^*=40941.20$ <kg>

Frazione di massa partecipante $e^*=0.76$

Analisi cinematica non lineare

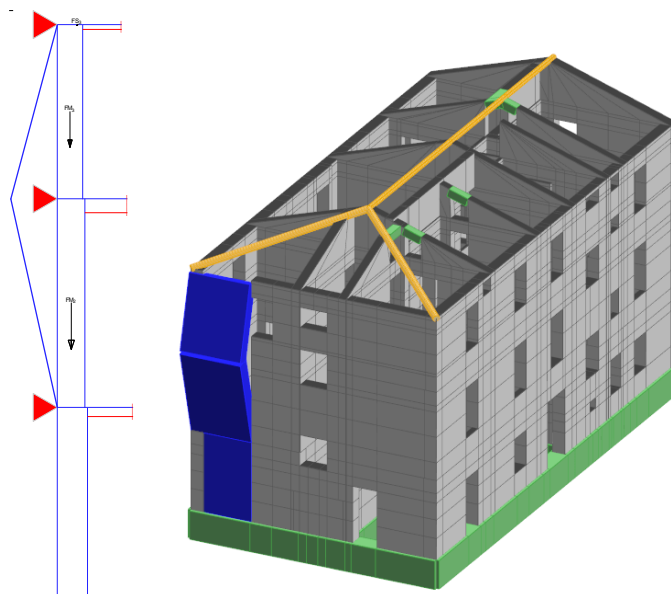
Capacità di spostamento ultimo $d_u^*=165.69$ <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=191.31 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=0.8661

$d_u^* < d_d^* \rightarrow 165.69$ mm < 191.31 mm \rightarrow verifica non soddisfatta

Flessione a $z= 8.58$ m da $z= 4.07$ m a $z=12.35$ m



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₂		180.14	-0.02	6.33	Peso maschio piano 2
FM ₃		138.03	-0.05	10.46	Peso maschio piano 3
FS ₃		3.16	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo $M^*=32433.40$ <kg>

Frazione di massa partecipante $e^*=0.99$

Analisi cinematica non lineare

Capacità di spostamento ultimo $d_u^*=70.81$ <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=66.48 <mm>

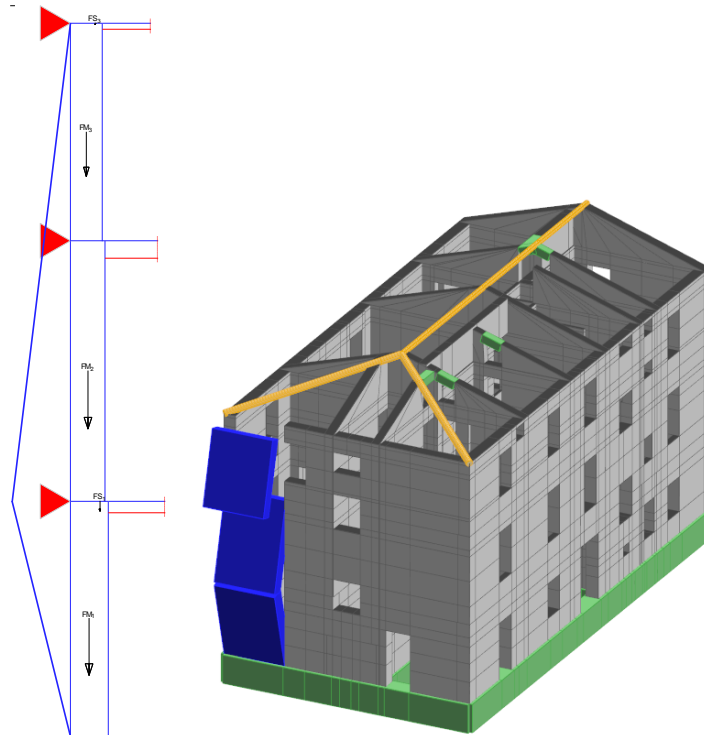
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.0651

Domanda di spostamento amplificata [C8A.4.12]=77.21 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=0.9171

$d_u^* < d_d^* \rightarrow 70.81 \text{ mm} < 77.41 \text{ mm} \rightarrow$ verifica non soddisfatta

Flessione a $z=4.07\text{m}$ da $z=0.00\text{m}$ a $z=12.35\text{m}$



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₁		176.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM ₂		180.14	-0.02	6.33	Peso maschio piano 2
FM ₃		138.03	-0.05	10.46	Peso maschio piano 3
FS ₁		31.11	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS ₃		3.16	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo $M^*=45518.80$ <kg>

Frazione di massa partecipante $e^*=0.84$

Analisi cinematica non lineare

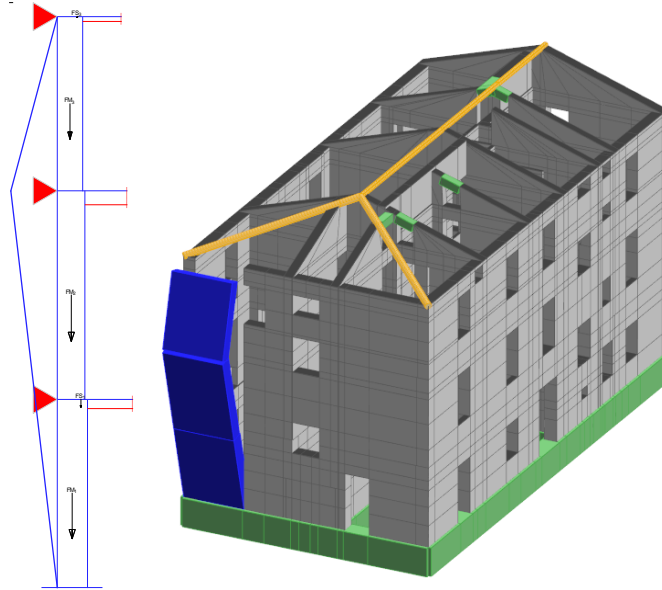
Capacità di spostamento ultimo $d_u^*=112.11$ <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=76.64 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.4628

$d_u^* > d_d^* \rightarrow 112.11 \text{ mm} > 76.64 \text{ mm} \rightarrow$ verifica soddisfatta

Flessione a $z= 8.58$ m da $z= 0.00$ m a $z=12.35$ m



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₁		176.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM ₂		180.14	-0.02	6.33	Peso maschio piano 2
FM ₃		138.03	-0.05	10.46	Peso maschio piano 3
FS ₁		31.11	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS ₃		3.16	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo $M^*=45564.50$ <kg>

Frazione di massa partecipante $e^*=0.85$

Analisi cinematica non lineare

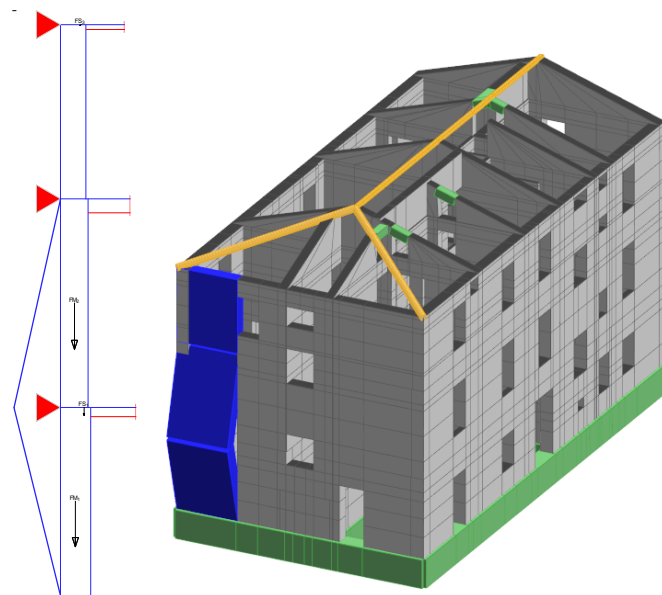
Capacità di spostamento ultimo $d_u^*=111.55$ <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=106.41 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.0483

$d_u^* > d_d^* \rightarrow 111.55 \text{ mm} > 106.41 \text{ mm} \rightarrow \text{verifica soddisfatta}$

Flessione a $z= 4.07$ m da $z= 0.00$ m a $z= 8.58$ m



Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM ₁		176.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM ₂		180.14	-0.02	6.33	Peso maschio piano 2
FS ₁		31.11	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS ₃		3.16	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo M^{*}=35550.10 <kg>

Frazione di massa partecipante e^{*}=0.89

Analisi cinematica non lineare

Capacità di spostamento ultimo d_u^{*}=83.38 <mm>

Domanda di spostamento [C8A.4.11]=67.77 <mm>

Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.2304

d_u^{*} > d_d^{*} → 83.38 mm > 67.77 mm → verifica soddisfatta

A8.A.2.8.2.3 Verifiche spostamenti all'SLD

Lo spostamento d'interpiano allo Stato Limite di Danno deve risultare:

$$d_r < 0,003h$$

dove h è l'altezza di piano.

A titolo esemplificativo di seguito le verifiche relative al maschio n.1. Tutte le verifiche all'SLD sono soddisfatte e sono riportate nel fascicolo dei calcoli.

Zi	Zf	CC	TCC	δ	δ/h	Sic.	Zi	Zf	CC	TCC	δ	δ/h	Sic.	Zi	Zf	CC	TCC	δ	δ/h	Sic.
<m>	<m>			<cm>			<m>	<m>			<cm>			<m>	<m>			<cm>		
0.00	4.07	2	SLD	0.51	1.32	2.27	0.00	4.07	4	SLD	0.30	0.77	3.89	0.00	4.07	6	SLD	0.74	1.91	1.57
0.00	4.07	8	SLD	0.63	1.62	1.85	4.07	8.58	2	SLD	0.50	1.20	2.51	4.07	8.58	4	SLD	0.28	0.67	4.49
4.07	8.58	6	SLD	0.81	1.92	1.57	4.07	8.58	8	SLD	0.70	1.66	1.80	8.58	12.35	2	SLD	0.36	1.03	2.92
8.58	12.35	4	SLD	0.23	0.65	4.63	8.58	12.35	6	SLD	0.61	1.74	1.72	8.58	12.35	8	SLD	0.55	1.55	1.93

La verifica è sempre soddisfatta in quanto risulta sempre:

$$Sic = \frac{0,003}{\frac{\delta}{h}} \cdot 1000 > 1$$

A8.A.2.8.2.4 Verifiche travi lignee

Di seguito si riportano per ogni piano le verifiche degli elementi lignei più sollecitati.

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_M è dato da: $\gamma_M = 1,5 \cdot FC = 1,8$.

Copertura (trave di colmo)

Titolo: Trave copertura L 810_colmo

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Luce di calcolo L:	L	=	8110	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	1440	[mm]
Diametro della sezione:	\varnothing	=	250	[mm]
Area sezione :	A	=	49087,38521	[mm ²]
Modulo di resistenza :	W_y	=	1.533981E+06	[mm ³]
	W_z	=	1.533981E+06	[mm ³]
Momento d'inerzia :	J_y	=	1.917476E+08	[mm ⁴]
	J_z	=	1.917476E+08	[mm ⁴]

Carichi

1) Peso proprio travi principali:		0.10	[kN/m ²]
2) Peso proprio travetti/ pianelle / soletta:		0.67	[kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	$G_{k,1,Incl}$	=	0.80 [kN/m ²]
1) Sottotondo:			[kN/m ²]
2) Pavimento:			[kN/m ²]
3) Tramezzi:			[kN/m ²]
4) Isolante			[kN/m ²]
5) Altri permanenti:		0.67	[kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	$G_{k,2,Incl}$	=	0.67 [kN/m ²]
Carico variabile: 1,5*Cat. H+0,5*1,5*Neve	$Q_{k,Incl}$	=	0.99 [kN/m ²]

Caratteristiche del materiale

Materiale :	Legno massiccio
Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :	Abete/C S2
Classe di servizio :	Classe di servizio 1

- Classe di servizio 1: è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei protetti contro le intemperie come quelli posti all'interno degli edifici in ambienti condizionati.

Coefficiente parziale per il materiale : $\gamma_M = 1.80$ [-]
 Coefficiente di deformazione : $k_{def} = 0.60$ [-]

Combinazione I - perm. + acc. Breve durata (meno di 1 settimana) - Neve

$k_{mod,I} = 0.90$

Combinazione II - perm. Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio

$k_{mod,II} = 0.60$

Valori caratteristici			Valori di progetto		$k_{mod,I}$ 0.90	$k_{mod,II}$ 0.60	
$f_{m,k}$ [MPa]	28.00		$f_{m,d}$ [MPa]	14.00	9.33		Flessione
$f_{t,0,k}$ [MPa]	17.00		$f_{t,0,d}$ [MPa]	8.50	5.67		Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$ [MPa]	0.30		$f_{t,90,d}$ [MPa]	0.15	0.10		Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$ [MPa]	22.00		$f_{c,0,d}$ [MPa]	11.00	7.33		Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$ [MPa]	2.10		$f_{c,90,d}$ [MPa]	1.05	0.70		Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$ [MPa]	2.90		$f_{v,d}$ [MPa]	1.45	0.97		Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio $E_{0,mean} = 10000$ [MPa]
 Modulo elastico ortogonale medio $E_{90,mean} = 330$ [MPa]
 Modulo elastico parallelo caratteristico $E_{0,05} = 6700$ [MPa]
 Modulo elastico tangenziale medio $G_{mean} = 630$ [MPa]

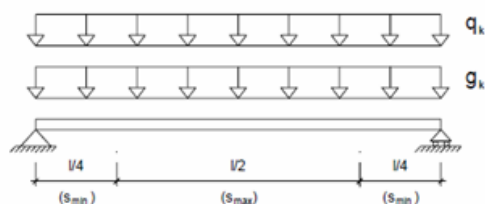
Massa

Massa volumica caratteristica $\rho_k = 3.05$ [kN/m³]

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Carichi permanenti $\gamma_{G1} = 1.30$
 Carichi permanenti non strutturali $\gamma_{G2} = 1.50$
 Carichi variabili $\gamma_Q = 1.50$

Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	5.09	41.88	20.66	27.30	14.00	0.63	1.45	Non verificato
II perm.	2.95	24.29	11.98	15.84	9.33	0.37	0.97	Non verificato



Sottotetto

Titolo:	Trave sottotetto				
---------	------------------	--	--	--	--

DATI DI PROGETTO					
Caratteristiche geometriche					
Luce di calcolo L:	L	=	4850	[mm]	
Interasse tra le travi principali:	i	=	1605	[mm]	
Diametro della sezione:	ø	=	250	[mm]	
Area sezione :	A	=	49087.38521	[mm ²]	
Modulo di resistenza :	W _y	=	1.533981E+06	[mm ³]	
	W _z	=	1.533981E+06	[mm ³]	
Momento d'inerzia :	J _y	=	1.917476E+08	[mm ⁴]	
	J _z	=	1.917476E+08	[mm ⁴]	
Carichi					
1) Peso proprio travi principali:			0.09	[kN/m ²]	
2) Peso proprio travetti/ pianelle / soletta:			0.35	[kN/m ²]	
Peso proprio del pacchetto strutturale:	G _{k,1}	=	0.44	[kN/m ²]	
1) Sottotondo:				[kN/m ²]	
2) Pavimento:				[kN/m ²]	
3) Tramezzi:				[kN/m ²]	
4) Isolante				[kN/m ²]	
5) Altri permanenti:			0.83	[kN/m ²]	
Carichi non strutturali e portati:	G _{k,2}	=	0.83	[kN/m ²]	
Carico variabile:	Q _k	=	0.50	[kN/m ²]	
Caratteristiche del materiale					
Materiale :	Legno massiccio				
Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :	Abete/C S2				
Classe di servizio :	Classe di servizio 1				
<small>- Classe di servizio 1: è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei protetti contro le intemperie come quelli posti all'interno degli edifici in ambienti condizionati.</small>					
Coefficiente parziale per il materiale :	γ _M	=	1.80	[-]	
Coefficiente di deformazione :	k _{def}	=	0.60	[-]	
Combinazione I - perm. + acc. Lunga durata (6 mesi - 10 anni) - Carichi variabili di deposito					
k _{mod,I}	=	0.70			
Combinazione II - perm. Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio					
k _{mod,II}	=	0.60			

Valori caratteristici		Valori di progetto		k _{mod,I}	k _{mod,II}		
				0.70	0.60		
f _{m,k}	[MPa]	28.00	f _{m,d}	[MPa]	10.89	9.33	Flessione
f _{t,0,k}	[MPa]	17.00	f _{t,0,d}	[MPa]	6.61	5.67	Trazione parallela alle fibre
f _{t,90,k}	[MPa]	0.30	f _{t,90,d}	[MPa]	0.12	0.10	Trazione ortogonale alle fibre
f _{c,0,k}	[MPa]	22.00	f _{c,0,d}	[MPa]	8.56	7.33	Compress. parallela alle fibre
f _{c,90,k}	[MPa]	2.10	f _{c,90,d}	[MPa]	0.82	0.70	Compress. ortogonale alle fibre
f _{v,k}	[MPa]	2.90	f _{v,d}	[MPa]	1.13	0.97	Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	10000	[MPa]
Modulo elastico ortogonale medio	$E_{90,mean}$	=	330	[MPa]
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	=	6700	[MPa]
Modulo elastico tangenziale medio	G_{mean}	=	630	[MPa]

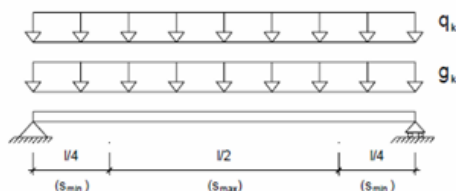
Massa

Massa volumica caratteristica	ρ_k	=	3.05	[kN/m ³]
-------------------------------	----------	---	------	----------------------

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Carichi permanenti	γ_{G1}	=	1.30
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	=	1.50
Carichi variabili	γ_Q	=	1.50

Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	4.13	12.13	10.01	7.91	10.89	0.31	1.13	Verificato
II perm.	2.92	8.59	7.09	5.60	9.33	0.22	0.97	Verificato

**Piano Secondo (stanze 6S e 10S)**

Titolo: Trave piano secondo calpestio

DATI DI PROGETTO**Caratteristiche geometriche**

Luce di calcolo L:	L	=	5100	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	1540	[mm]
Diametro della sezione:	ϕ	=	300	[mm]
Area sezione :	A	=	70685.83471	[mm ²]
Modulo di resistenza :	W_y	=	2.650719E+06	[mm ³]
	W_z	=	2.650719E+06	[mm ³]
Momento d'inerzia :	I_y	=	3.976078E+08	[mm ⁴]
	I_z	=	3.976078E+08	[mm ⁴]

Carichi

1) Peso proprio travi principali:			0.14	[kN/m ²]
2) Peso proprio travetti/ pianelle / soletta:			1.35	[kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	$G_{k,1}$	=	1.49	[kN/m ²]
1) Sottofondo:				[kN/m ²]
2) Pavimento:				[kN/m ²]
3) Tramezzi:				[kN/m ²]
4) Isolante				[kN/m ²]
5) Altri permanenti:			1.70	[kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	$G_{k,2}$	=	1.70	[kN/m ²]
Carico variabile:	Q_k	=	3.00	[kN/m ²]

Caratteristiche del materiale

Materiale :

Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :

Classe di servizio :

- Classe di servizio 1: è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei protetti contro le intemperie come quelli posti all'interno degli edifici in ambienti condizionati.

Coefficiente parziale per il materiale : $\gamma_M = 1.80$ [-]

Coefficiente di deformazione : $k_{def} = 0.60$ [-]

Combinazione I - perm. + acc.

$k_{mod,I} = 0.70$

Combinazione II - perm.

$k_{mod,II} = 0.60$

Valori caratteristici	Valori di progetto	$k_{mod,I}$ 0.70	$k_{mod,II}$ 0.60	
$f_{m,k}$ [MPa] 28.00	$f_{m,d}$ [MPa] 10.89	10.89	9.33	Flessione
$f_{t,0,k}$ [MPa] 17.00	$f_{t,0,d}$ [MPa] 6.61	6.61	5.67	Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$ [MPa] 0.30	$f_{t,90,d}$ [MPa] 0.12	0.12	0.10	Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$ [MPa] 22.00	$f_{c,0,d}$ [MPa] 8.56	8.56	7.33	Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$ [MPa] 2.10	$f_{c,90,d}$ [MPa] 0.82	0.82	0.70	Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$ [MPa] 2.90	$f_{v,d}$ [MPa] 1.13	1.13	0.97	Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio $E_{0,mean} = 10000$ [MPa]

Modulo elastico ortogonale medio $E_{90,mean} = 330$ [MPa]

Modulo elastico parallelo caratteristico $E_{0,05} = 6700$ [MPa]

Modulo elastico tangenziale medio $G_{mean} = 630$ [MPa]

Massa

Massa volumica caratteristica $\rho_k = 3.05$ [kN/m³]

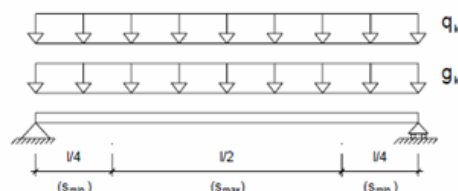
VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Carichi permanenti $\gamma_{G1} = 1.30$

Carichi permanenti non strutturali $\gamma_{G2} = 1.50$

Carichi variabili $\gamma_Q = 1.50$

Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	13.84	45.00	35.29	16.98	10.89	0.75	1.13	Non verificato
II perm.	6.91	22.47	17.62	8.48	9.33	0.37	0.97	Verificato



Piano Secondo (ex archivio)

Titolo: Trave ex archivio

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Luce di calcolo L:	L	=	6750	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	2055	[mm]
Base della sezione:	b	=	360	[mm]
Altezza della sezione:	h	=	300	[mm]
Area sezione :	A	=	108000	[mm ²]
Modulo di resistenza :	W _y	=	5.400E+06	[mm ³]
	W _z	=	6.480E+06	[mm ³]
Momento d'inerzia :	J _y	=	8.100E+08	[mm ⁴]
	J _z	=	1.166E+09	[mm ⁴]

Carichi

1) Peso proprio travi principali:			0.16	[kN/m ²]
2) Peso proprio travetti/ pianelle / soletta:			0.33	[kN/m ²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	G _{k,1}	=	0.49	[kN/m ²]
1) Sottotondo:				[kN/m ²]
2) Pavimento:				[kN/m ²]
3) Tramezzi:				[kN/m ²]
4) Isolante				[kN/m ²]
5) Altri permanenti:			1.80	[kN/m ²]
Carichi non strutturali e portati:	G _{k,2}	=	1.80	[kN/m ²]
Carico variabile:	Q _k	=	3.00	[kN/m ²]

Caratteristiche del materiale

Materiale :	Legno massiccio
Classe di resistenza (Gruppo EN338 / EN 11035) :	Abete/C S2
Classe di servizio :	Classe di servizio 1

- Classe di servizio 1: è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno. Possono appartenere a tale classe gli elementi lignei protetti contro le intemperie come quelli posti all'interno degli edifici in ambienti condizionati.

Coefficiente parziale per il materiale :	γ _M	=	1.80	[-]
Coefficiente di deformazione :	k _{def}	=	0.60	[-]

Combinazione I - perm. + acc.	Lunga durata (6 mesi - 10 anni) - Carichi variabili di deposito
k _{mod,I}	= 0.70
Combinazione II - perm.	Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio
k _{mod,II}	= 0.60

Valori caratteristici	Valori di progetto	k _{mod,I} 0.70	k _{mod,II} 0.60	
f _{m,k} [MPa] 28.00	f _{m,d} [MPa] 10.89	9.33		Flessione
f _{t,0,k} [MPa] 17.00	f _{t,0,d} [MPa] 6.61	5.67		Trazione parallela alle fibre
f _{t,90,k} [MPa] 0.30	f _{t,90,d} [MPa] 0.12	0.10		Trazione ortogonale alle fibre
f _{c,0,k} [MPa] 22.00	f _{c,0,d} [MPa] 8.56	7.33		Compress. parallela alle fibre
f _{c,90,k} [MPa] 2.10	f _{c,90,d} [MPa] 0.82	0.70		Compress. ortogonale alle fibre
f _{v,k} [MPa] 2.90	f _{v,d} [MPa] 1.13	0.97		Taglio

Rigidezza

Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	10000	[MPa]
Modulo elastico ortogonale medio	$E_{90,mean}$	=	330	[MPa]
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	=	6700	[MPa]
Modulo elastico tangenziale medio	G_{mean}	=	630	[MPa]

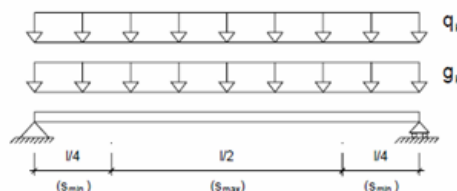
Massa

Massa volumica caratteristica	ρ_k	=	3.05	[kN/m ³]
-------------------------------	----------	---	------	----------------------

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Carichi permanenti	γ_{G1}	=	1.30
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	=	1.50
Carichi variabili	γ_Q	=	1.50

Combinazione di carico	carico F_d [kN/m]	M_d [kNm]	V_d [kN]	σ_d [MPa]	$f_{m,d}$ [MPa]	τ_d [MPa]	$f_{v,d}$ [MPa]	NOTE
I perm+acc.	16.11	91.73	54.36	16.99	10.89	0.75	1.13	Non verificato
II perm.	6.86	39.06	23.15	7.23	9.33	0.32	0.97	Verificato

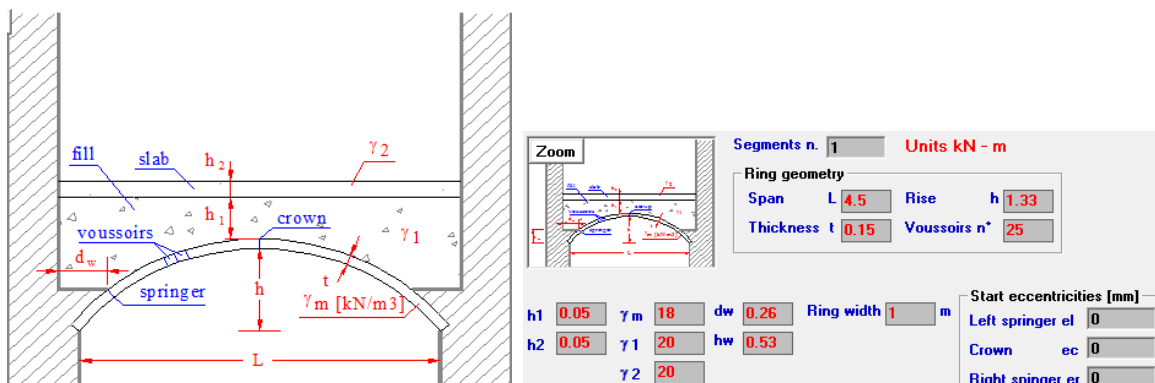


A8.A.2.8.2.5 Volte

Per le volte in muratura la Soprintenza ha messo la prescrizione di non intervenire se non dall'estradosso se non sono presenti pavimenti di pregio. In questo caso non è possibile agire da sopra per la presenza in più stanze di pavimentazione alla veneziana.

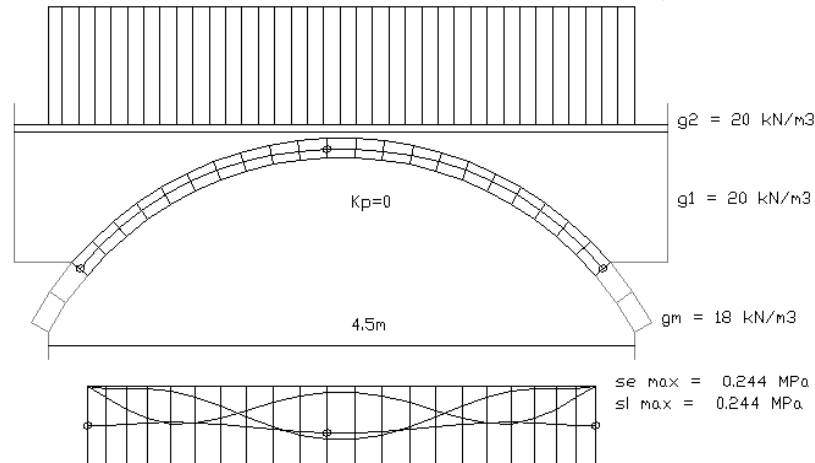
Di seguito si riporta un'analisi semplificata eseguita su una volta schematizzata da un arco di larghezza unitaria con il programma Arco by Gelfi..

Si ipotizza uno spessore portante pari a 15 cm in mattoni a coltello.



Volta elementare (crociera) Barberino

q=3 kN/m² - Q= 12.4 kN



Worst values		Sec.N°	
σ e [MPa]	0.244	1	
σ i [MPa]	0.244	22	
%comp	100.0	1	
Reduce			
Optimal eccentricities [mm]			
Left springing el	0		
Crown ec	-12.0		
Right spring. er	0		
Set as start values			
Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	0.244	0.244	100.0
2	0.236	0.212	100.0
3	0.239	0.175	100.0
4	0.240	0.145	100.0
5	0.232	0.129	100.0
6	0.212	0.131	100.0
7	0.184	0.146	100.0
8	0.151	0.169	100.0
9	0.119	0.195	100.0
10	0.0939	0.216	100.0
11	0.0802	0.228	100.0
12	0.0802	0.228	100.0
13	0.0939	0.216	100.0
14	0.119	0.195	100.0

Reactions at springings			
HI	23.12	Hr	23.12
VI	28.45	Vr	28.45
Tie thrust		23.12	

Walls reactions			
HI	0	Hr	0
MI	0	Mr	0

La massima tensione di compressione è di : $\sigma=0.244 \text{ N/mm}^2$

Per mattoni pieni la tensione media a compressione (Tab. C8.A.2.1) divisa per il fattore di confidenza è:

$$f_{m/FC} = \frac{(2,40 + 4,00)}{2 * 1,2} = 2,67 \frac{N}{mm^2}$$

Diviso per il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma=3$:

$$f_{m,d/FC} = \frac{2,67}{3} = 0,89 \frac{N}{mm^2}$$

Si ha : $\sigma_{\max}=0.244 \text{ N/mm}^2 < 0,89 \text{ N/mm}^2$

A8.A.3 Codice di calcolo utilizzato

Per il calcolo dell'edificio è stato utilizzato il programma ModeSt v. 8.13 di Tecnisoft s.a.s. (licenza:7127) con solutore XFinest.

A8.A.4 Giudizio motivato di accettabilità risultati

Controllo dei carichi verticali

La struttura è stata calcolata vincolata su suolo elastico. Non avendo l'incastro perfetto alla base, i carichi verticali si dovranno confrontare con le tensioni sul terreno.

Per il confronto si sceglie di considerare la combinazione 9 , combinazione fondamentale statica SLU.

Nella combinazione sono stati considerati i carichi accidentali (sia verticali che orizzontali) con l'ipotesi di contemporaneità e definiti di seguito le casi elementari di carico:

- 1 Pesi propri
- 2 PP Impalcati
- 3 Portati Non Strutturali
- 4 Acc. Cat. B
- 5 Neve
- 6 PP Scale
- 7 Permanenti Non Strutturali scale
- 8 Acc. Cat. C2
- 9 Vento X
- 10 Vento Y
- 11 Acc. Cat. H
- 12 Acc. Cat. A
- F Forze convenzionali

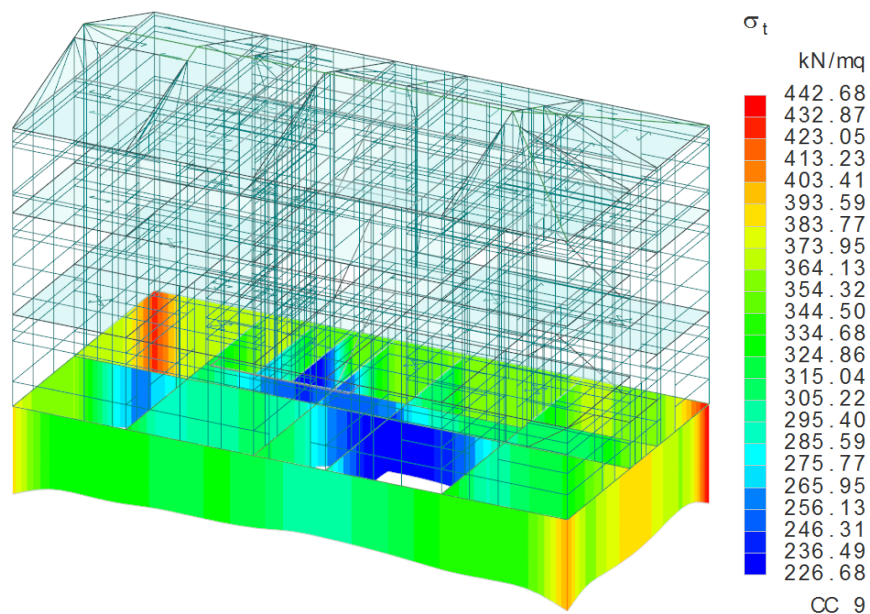
la combinazione 9 è:

$$1,3*(1)+1,3*(2)+1,5*(3)+1,5*(4)+1,5*(5)+1,3*(6)+1,5*(7)+1,5*(8)+1,5*(9)+1,5*(10)+1,5*(11)+1,5*(12)+1*F(+X)$$

Il programma pertanto calcolerà anche il contributo delle tensioni sul terreno dovuto ai carichi orizzontali statici (9,10,F)

Per il controllo manuale sono computati solo i carichi gravitazionali.

Per la combinazione CC9 si hanno le seguenti tensioni sul terreno.



Per la CC9 il carico N totale per ciascuna asta (calcolato dal programma come l'integrale delle tensioni su ogni trave di fondazione) è:

TRAVE	N [kN]
601	7440.35
603	1320.41
604	8268.91
605	4311.84
606	1180.09
606	1678.15
607	1169.02
608	2664.84
609	2498.71
610	2880.57
611	4403.04
613	1046.12
613	338.04
613	3713.69
614	751.76
614	330.65
614	1691.31
616	577.31
616	436.89

Per un totale di: 46701,7 kN

Da questo valore va sottratta l'aliquota dovuta alle zone d'intersezione fra le travi, dove c'è un raddoppio di rigidità e quindi il doppio delle pressioni di contatto.

Pertanto, facendo un calcolo semplificato, detta A l'area totale dell'appoggio in fondazione, la tensione media è: $\sigma = N/A = 46701,7/143,88 = 324,59 \text{ kN/m}^2$

Calcolando l'area degli incroci delle varie travi che si intersecano (di spesso di 90 e 70 cm) si ha

	n incroci	L [m]	L [m]	A [m ²]
incroci 90x90	4	0.9	0.9	3.24
incroci 90x70	13	0.9	0.7	8.19
incroci 70x70	11	0.7	0.7	5.39
			A_{i,tot}=	16.82

Il carico da sottrarre al totale è pari (in via semplificata): $\Delta N = \sigma \cdot A_{i,tot} = 5459,64 \text{ kN}$

Il carico effettivo in fondazione è circa pari a: $N_f = N - \Delta N = \mathbf{41242,06 \text{ kN}}$

Per il calcolo manuale sono stati ricalcolati tutti i pesi gravitazionali con l'ausilio di un foglio excel e poi moltiplicati per i rispettivi coefficienti di combinazione.

FONDAZIONI							
TRAVE	B [m]	L [m]	A [m ²]	h [m]	V [m ³]	γ [kN/m ³]	pp [kN]
601	0.9	25.15	22.635	1.45	32.82	21	689.24
603	0.7	5.7	3.99	1.45	5.79	21	121.50
604	0.9	25.15	22.635	1.45	32.82	21	689.24
605	0.9	12.86	11.574	1.45	16.78	21	352.43
606	0.7	5.58	3.906	1.45	5.66	21	118.94
606	0.7	7.28	5.096	1.45	7.39	21	155.17
607	0.7	5.59	3.913	1.45	5.67	21	119.15
608	0.7	12.86	9.002	1.45	13.05	21	274.11
609	0.7	12.86	9.002	1.45	13.05	21	274.11
610	0.7	12.86	9.002	1.45	13.05	21	274.11
611	0.9	12.86	11.574	1.45	16.78	21	352.43
613	0.7	5.13	3.591	1.45	5.21	21	109.35
613	0.7	1.6	1.12	1.45	1.62	21	34.10
613	0.7	18.42	12.894	1.45	18.70	21	392.62
614	0.7	3.88	2.716	1.45	3.94	21	82.70
614	0.7	1.91	1.337	1.45	1.94	21	40.71
614	0.7	8.53	5.971	1.45	8.66	21	181.82
616	0.7	3.5	2.45	1.45	3.55	21	74.60
616	0.7	2.1	1.47	1.45	2.13	21	44.76
			143.88				4381.09

ELEMENTI BIDIMENSIONALI											
	s1 [m]	s2 [m]	L1 [m]	L2 [m]	H [m]	Aaper1 [m²]	Aaper2 [m²]	Vnic,sott [m³]	V [m³]	γ [kN/m³]	pp [kN]
B121	0.65		25.15		4.07	15.61			56.3 9	21.00	1184.18
B210	0.60		25.15		4.51	22.48		1.39	55.9 5	21.00	1175.00
B310	0.55	0.6	11.63	13.52	3.77	7.45	11.42	2.50	46.2 5	21.00	971.35
B128/127	0.45		6.73		4.07	17.97			4.24 21.4	21.00	89.06
B130	0.3	0.45	8.54	9.88	4.07	14.30	6.26	0.50	2	21.00	449.74
B216	0.45		5.13		4.51	4.38			8.44	21.00	177.20
B215/219	0.15		5.79		4.51	0.00			3.92 11.6	21.00	82.26
B218	0.45		5.72		4.51	0.00			1	21.00	243.78
B316	0.45		5.13		3.77	3.68			7.05	21.00	148.00
B316,sott	0.4		5.13		1.78	2.24			2.76	21.00	57.86
B315/319	0.15		5.79		3.77	5.61			2.43	21.00	51.10
B318	0.45		5.72		3.77	3.24			8.25	21.00	173.15
B318,sott	0.45		5.72		0.905				2.33	21.00	48.92
B131	0.45		2.22		4.07				4.07	21.00	85.38
B142/148	0.17		3.57		4.07	9.59			0.84	21.00	17.62
B134	0.45		8.53		4.07	15.78			8.52	21.00	178.97
B138	0.4		5.7		4.07	6.43		0.50	7.20	21.00	151.24
B231/230	0.17		5.79		0.7				0.69	21.00	14.47
B221	0.45		5.27		4.51	3.83			8.97	21.00	188.43
B223	0.4		5.7		4.51	3.76		0.56	9.34	21.00	196.21
B332/333	0.17		5.79		0.61				0.60	21.00	12.61
B326	0.12		3.26		3.77	2.15			1.22	21.00	25.55
B321	0.45		5.27		3.77				8.94	21.00	187.75
B321,sott	0.4		8.53		1.77				6.04	21.00	126.82
B323	0.4		5.7		3.77	3.15			7.33	21.00	154.02
B323,sott	0.4		4.62		0.755				1.40	21.00	29.30
B123	0.65		25.15		4.07	18.42			54.5 6	21.00	1145.75
B212	0.6	0.65	22.95	2.2	4.51	21.00		1.25	57.2 0	21.00	1201.23
B312	0.55	0.50	21.12	4.03	3.77	13.32	2.01	0.20	43.2 5	21.00	908.31
B125/146/126	0.6		12.86		4.07	0.00			31.4 0	21.00	659.49
B214	0.6		12.86		4.51	3.20			32.8 8	21.00	690.47
B314	0.55		12.86		3.77	3.62		0.29	24.9 6	21.00	524.16
B314,sott	0.55		12.86		1.03				7.25	21.00	152.25
B129	0.45	0.60	9.92	2.94	4.07	6.62			22.3 7	21.00	469.71
B217	0.40	0.45	5.59	7.27	4.51	9.60			21.0 0	21.00	440.94

B317	0.4		12.86		3.77	4.40		17.63	21.00	370.29
B317,sott	0.4		12.86		1.03	3.22		3.99	21.00	83.70
B139	0.15	0.30	3.94	3.39	4.07	5.73	2.23	5.01	21.00	105.31
B224	0.40	0.15	5.60	1.69	4.51		6.44	10.28	21.00	215.88
B324	0.40	0.15	5.60	1.69	3.77		5.34	8.60	21.00	180.59
B324,sott	0.36		5.60		0.9			1.81	21.00	38.10
B140	0.15		5.08		4.07	5.36		2.30	21.00	48.26
B225	0.15		5.08		4.51	6.02		2.53	21.00	53.21
B325	0.15		5.08		3.77	4.99		2.12	21.00	44.60
B124	0.45		12.86		4.07	10.87	1.33	19.99	21.00	419.87
B213	0.45		12.86		4.51	9.57		21.79	21.00	457.65
B313	0.45		12.86		3.77	3.94		20.04	21.00	420.89
B313,sott	0.4		12.86		1.03			5.27	21.00	110.72
B133/144/132	0.45		12.86		4.07	5.59		21.04	21.00	441.76
B220	0.45		5.52		4.51	4.00	0.60	10.00	21.00	210.05
B320	0.45		5.52		3.77	3.07		7.99	21.00	167.69
B320,sott	0.4		5.52		0.89	1.28		1.44	21.00	30.32
B136/141/135/145/137	0.45		12.86		4.07	3.46		22.00	21.00	461.94
B222	0.45		12.86		4.51	17.37		18.29	21.00	383.99
B322	0.45		12.86		3.77	7.47	1.16	19.61	21.00	411.91
B322,sott	0.45		12.86		1.03	1.17		5.40	21.00	113.47
B122	0.65		12.86		4.07	8.93	2.33	30.54	21.00	641.42
B211	0.6		12.86		4.51	2.80		33.12	21.00	695.52
B311	0.55		12.86		3.77	4.84		24.01	21.00	504.12
19023.53										

Pesi Propri				
	pp [kN/m²]	A [m²]	pp [kN]	1,3*pp [kN]
Fondazioni			4381.09	5695.41
Muri			19023.53	24730.59
pp scale			487.56	633.83
pp ed. ad.			88.20	114.66
pp solai,p1	4	277.29	1109.16	1441.91
	1.6	12.41	19.86	25.81
			7.63	9.92
pp solai,p2	1.6	139.90	223.85	291.00

	4	9.55	38.21	49.68
	0.6	62.61	37.57	48.84
	1.6	12.41	19.86	25.81
	1	32.43	32.43	42.16
			9.54	12.40
pp solai,sott	0.6	129.32	77.59	100.87
	4	9.55	38.21	49.68
pp copertura	0.95	339.12	322.17	418.82
pp aste			33.11	43.04
			25949.56	33734.43

Portati non strutturali

	pns [kN/m²]	A [m²]	pns [kN]	1,5*pns [kN]
pns scale			99.73	149.60
pms solai,p1	2	277.29	554.58	831.87
	1.7	12.41	21.10	31.64
	2.1	5.97	12.53	18.79
			14.31	21.47
pns solai,p2	1.7	139.90	237.84	356.76
	2	9.55	19.11	28.66
	1.8	62.61	112.70	169.05
	1.35	12.41	16.75	25.13
	2.55	32.43	82.70	124.06
			10.49	15.74
pns solai,sott	0.83	129.32	107.34	161.01
	2	9.55	19.11	28.66
	0.35	88.37	30.93	46.39
pns copertura	0.67	339.12	227.21	340.82
			1566.43	2349.64

Accidentali Cat. B

	q [kN/m²]	A [m²]	q [kN]	1,5*q[kN]
q solai,p1	3	277.29	831.87	1247.81
	3	12.41	37.23	55.84
q solai,p2	3	139.90	419.71	629.57
	3	9.55	28.66	42.99
	3	62.61	187.83	281.75
	3	12.41	37.23	55.84
	3	32.43	97.30	145.95
pns solai,sott	3	9.55	28.66	42.99
			1668.50	2502.74

Accidentali Cat. C2				
	q [kN/m ²]	A [m ²]	q [kN]	1,5*q[kN]
q scale			369.36	554.04
q solai,p1	4	5.966	23.86	35.80
			393.22	589.84
Accidentali Cat. A				
	q [kN/m ²]	A [m ²]	q [kN]	1,5*q[kN]
q ed ad			9.54	14.31
			9.54	14.31
Accidentali Neve				
	q [kN/m ²]	A [m ²]	q [kN]	1,5*q[kN]
q copertura	0.93	339.12	315.39	473.08
			4.42	6.63
			319.81	479.71
Accidentali Cat. H				
	q [kN/m ²]	A [m ²]	q [kN]	1,5*q[kN]
q solai,sott	0.5	129.32	64.66	96.99
			4.77	7.16
q copertura	0.52	339.12	176.34	264.52
			245.78	368.66

totale				40039.33

Trascurando per semplicità il contributo tensionale imputabile ai carichi orizzontali statici, i carichi totali gravitazionali calcolati a mano per la SLU sono **40039,33 kN**.

Rispetto al carico totale desumibile dal programma, derivante dall'analisi delle tensioni sul terreno per la CC9 in cui è anche compreso il contributo dovuto ai carichi orizzontali statici, il carico calcolato manualmente in modo semplificato si può ritenere congruente in quanto si ha una differenza in termini percentuali trascurabile e pari al 2,92 % .

Se si assegnano incastri perfetti alla base e si implementa un calcolo statico SLU senza carichi orizzontali:

$$1,3*(1)+1,3*(2)+1,5*(3)+1,5*(4)+1,5*(5)+1,3*(6)+1,5*(7)+1,5*(8) \quad 1,5*(11)+1,5*(12)$$

Si ottengono le seguenti reazioni vincolari Verticali R_z :

Nodo	CC	TCC	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
			<kN>	<kN>	<kN>	<kNm>	<kNm>	<kNm>
-1	1	SLU	71.01	87.536	901.328	4.874	-41.255	-0.143
-2	1	SLU	37.554	14.119	575.963	-14.996	11.69	-0.013
-3	1	SLU	28.445	4.323	255.976	-7.15	5.633	1.301
-4	1	SLU	17.626	31.795	598.956	-5.462	-25.668	-0.416
-5	1	SLU	-19.988	6.982	498.233	-9.475	1.597	-0.984
-6	1	SLU	6.45	-0.276	244.712	-3.37	5.873	0.164
-9	1	SLU	-43.109	6.88	187.735	-5.097	-9.079	-0.753
-10	1	SLU	33.714	1.427	154.627	-1.509	9.066	0.368
-13	1	SLU	-5.817	-0.257	228.138	-2.719	-5.023	0.274
-14	1	SLU	17.523	8.684	383.164	-8.826	3.269	1.246
-16	1	SLU	-35.247	6.372	332.677	-7.624	-1.733	-1.362
-17	1	SLU	-51.503	8.615	536.198	-10.316	-14.031	0.586
-18	1	SLU	-76.697	89.626	1052.89	38.611	35.247	0.121
-28	1	SLU	-10.02	42.454	621.725	-15.831	-12.609	-1.284
-32	1	SLU	-6.405	14.885	364.097	-1.009	-8.105	1.334
-55	1	SLU	-7.683	-2.932	168.51	1.045	-6.589	0.025
-59	1	SLU	-5.552	-0.481	162.938	-0.819	-6.025	-0.112
-82	1	SLU	-4.145	-32.534	97.129	4.375	-2.691	-0.639
-90	1	SLU	-5.79	-4.931	509.674	11.852	-8.375	2.181
-125	1	SLU	-73.005	-87.287	1097.34	-33.678	34.361	-0.333
-124	1	SLU	4.636	-4.865	482.078	7.67	-11.619	-2.512
-123	1	SLU	-37.189	-0.093	135.325	1.066	-3.801	0.439
-120	1	SLU	-7.049	-4.445	495.785	6.779	-7.833	-0.292
-119	1	SLU	-4.542	-6.773	375.884	7.631	-1.34	1.169
-117	1	SLU	36.994	-5.379	168.413	3.919	9.394	-0.657
-116	1	SLU	-39.564	-7.329	192.984	5.309	-9.048	0.831
-113	1	SLU	-0.489	-2.172	191.037	-19.819	2.273	0.157
-112	1	SLU	-3.274	-2.361	143.311	3.697	-1.783	0.167
-109	1	SLU	16.361	-3.504	49.421	2.671	0.54	-0.112
-107	1	SLU	2.958	-6.946	149.58	5.507	-3.714	-0.209
-105	1	SLU	4.746	-54.052	516.949	-24.308	-1.521	-0.651
-104	1	SLU	19.14	-4.387	261.801	6.131	4.616	-0.973
-103	1	SLU	42.892	-11.332	581.607	12.81	14.112	0.509
-102	1	SLU	74.264	-77.666	876.47	-2.824	-39.934	0.042
-35	1	SLU	48.485	9.587	624.044	-2.285	11.89	-0.447
-36	1	SLU	-0.938	0.146	138.565	-0.08	-28.913	0.015
-62	1	SLU	42.802	53.39	708.11	21.291	-10.856	1.176
-92	1	SLU	2.156	-12.99	693.393	-3.863	2.636	0.685
-56	1	SLU	-1.745	-28.907	112.688	2.405	-1.537	-0.159
-24	1	SLU	0.136	50.556	388.166	9.78	0.193	0.326
-38	1	SLU	-22.128	-12.946	305.509	4.56	-8.704	0.591
-37	1	SLU	18.478	-2.097	98.302	0.895	30.198	0.006
-44	1	SLU	-29.872	-32.608	400.431	-3.274	-20.81	-0.158
-39	1	SLU	24.928	0.224	116.063	-0.787	4.921	0.082
-63	1	SLU	-6.564	34.793	395.291	-5.561	9.808	-0.033
-115	1	SLU	-14.586	-63.414	587.575	4.678	10.489	-0.384
-8	1	SLU	-25.6	56.828	562.407	-5.48	9.002	0.72
-20	1	SLU	-2.985	22.751	224.732	0.923	-1.637	-0.087
-26	1	SLU	0.692	32.915	364.215	4.265	-0.537	0.066
-67	1	SLU	0.114	38.55	666.97	16.743	-7.2	0.054
-94	1	SLU	-0.167	-10.149	580.126	-21.753	-0.176	0.041
-101	1	SLU	-1.219	-16.029	206.651	0.303	-0.856	0.123
-11	1	SLU	32.107	23.933	579.128	22.399	-8.856	0.161
-45	1	SLU	6.006	-6.011	221.381	-4.881	17.978	0.019
-118	1	SLU	1.281	-69.004	840.67	-38.182	-11.906	0.679
-68	1	SLU	44.139	38.563	585.401	-6.689	2.641	0.017

-60	1	SLU	-0.524	25.294	94.641	-1.854	-0.368	0.039
-75	1	SLU	-0.048	-4.314	136.042	-1.207	-0.347	-0.114
-78	1	SLU	-31.017	-1.65	489.056	1.389	16.705	-0.144
-77	1	SLU	17.552	-0.23	396.321	0.642	-17.851	-0.022
-52	1	SLU	-37.711	-0.426	518.333	0.314	17.494	-0.094
-51	1	SLU	14.989	0.185	457.982	-0.195	-18.756	-0.095
-49	1	SLU	-13.011	-6.826	112.929	-1.189	-0.445	0.084
-15	1	SLU	-12.39	56.1	614.194	-6.604	14.024	0.008
-34	1	SLU	-3.337	4.059	428.365	-21.008	-1.619	0.181
-54	1	SLU	-0.474	-19.936	42.359	2.298	-0.175	-0.034
-48	1	SLU	27.117	-2.924	239.842	1.367	17.819	-0.16
-47	1	SLU	33.23	0.04	212.12	-0.003	-15.658	-0.092
-46	1	SLU	-6.485	-0.249	58.789	0.051	-2.468	0.018
-53	1	SLU	-35.163	0.864	404.461	-12.874	4.187	0.553
-73	1	SLU	-0.724	-4.975	89.306	0.751	-0.451	-0.091
-85	1	SLU	-0.19	21.843	143.854	-0.718	-0.144	-0.007
-93	1	SLU	-0.091	0.472	175.289	-1.533	-0.112	-0.036
-66	1	SLU	-4.184	7.286	155.496	12.971	-3.886	0
-88	1	SLU	-0.08	-4.529	169.301	-3.539	-0.025	-0.012
-96	1	SLU	0.022	-11.677	99.017	0.435	-0.1	0.005
-64	1	SLU	-8.505	0.286	33.751	-0.126	-1.756	-0.013
-110	1	SLU	3.563	-26.337	260.839	-9.873	-0.214	0.193
-65	1	SLU	4.389	0.213	36.857	-0.09	1.745	0.023
-79	1	SLU	-35.315	-10.551	363.737	-4.179	4.898	0.318
-61	1	SLU	-10.307	-6.181	239.515	0.928	-9.349	0.336
-114	1	SLU	16.938	-10.403	282.337	9.093	-1.259	-0.907
-111	1	SLU	-16.811	-5.927	157.397	5.236	0.65	0.523
-72	1	SLU	4.634	-22.849	437.172	3.431	7.775	1.275
-58	1	SLU	6.367	-11.195	235.634	4.476	7.332	1.051
-80	1	SLU	0.75	2.004	149.742	1.617	0.973	0.229
-74	1	SLU	3.678	7.337	131.425	-0.456	1.916	0.299
-83	1	SLU	0.105	-9.431	101.918	0.631	-0.009	-0.07
-100	1	SLU	-1.654	-10.894	203.102	1.062	-1.329	0.2
-69	1	SLU	-1.892	4.182	515.616	-3.411	6.443	-0.523
-70	1	SLU	-36.127	-0.977	196.193	-0.107	-1.342	-0.112
-21	1	SLU	-0.693	29.509	236.541	0.181	-0.665	-0.099
-25	1	SLU	-0.153	25.363	491.389	18.907	-0.56	-0.064
-19	1	SLU	0.246	-12.569	95.425	-0.347	0.382	0.008
-122	1	SLU	-22.85	-4.064	234.151	3.509	0.406	0.465
-121	1	SLU	-13.208	-39.443	705.537	-3.671	27.594	-0.245
-33	1	SLU	-3.104	12.706	473.259	-10.239	-2.608	0.736
-86	1	SLU	2.59	-27.659	568.303	16.981	2.566	-0.075
-71	1	SLU	-0.654	-0.181	213.387	1	12.585	-0.158
-81	1	SLU	0.186	-4.282	58.376	0.248	-0.039	-0.064
-42	1	SLU	0.944	0.227	173.829	-0.246	-0.967	-0.238
-106	1	SLU	-24.08	-5.104	88.967	4.497	-2.103	0.025
-108	1	SLU	25.587	-6.243	139.336	5.724	3.631	-0.426
-98	1	SLU	11.124	-43.344	490.167	-3.301	10.424	-1.509
-89	1	SLU	0.093	-35.209	484.582	0.29	4.732	0.146
-29	1	SLU	12.967	43.59	594.829	-0.734	16.632	-2.025
-23	1	SLU	10.786	58.552	563.117	3.236	12.532	0.599
-57	1	SLU	8.329	-8.786	181.475	0.525	7.748	0.758
-99	1	SLU	0.066	-16.895	127.575	2.039	0.019	-0.001
-30	1	SLU	-3.891	1.338	436.709	-5.875	-2.876	0.294
-40	1	SLU	13.132	0.727	188.263	-0.927	-1.253	-0.024
-84	1	SLU	0.114	-7.761	78.982	-0.69	0.051	-0.036
-87	1	SLU	0.203	-9.003	83.286	1.182	0.101	0.004
-91	1	SLU	0.369	-15.848	154.876	1.062	0.113	0.069

-97	1	SLU	0.069	-11.885	143.098	-0.899	-0.196	0.156
-31	1	SLU	-0.723	4.477	216.291	-4.422	-0.735	0.059
-27	1	SLU	1.518	8.605	306.522	-0.715	0.934	0.324
-12	1	SLU	-14.909	2.514	290.103	-3.422	0.906	-0.416
-7	1	SLU	24.691	8.991	311.711	-7.886	0.154	1.423
-95	1	SLU	0.036	-14.556	98.941	0.448	-0.005	-0.013
-41	1	SLU	6.995	0.675	174.467	-0.766	1.069	-0.062
-43	1	SLU	-5.831	-3.906	213.444	1.813	1.514	-0.481
					40036.43			

Con il calcolo così impostato il programma dà un $N_{\text{tot}} = 40036,43 \text{ kN}$

Il carico verticale totale calcolato manualmente è pari a: $40039,33 \text{ kN}$, pressoché identico.

La differenza percentuale tra i due calcoli è: $\Delta N = [1 - (N/N_{\text{tot}})] \cdot 100 = 0,007\%$.

Controllo del periodo principale

Per il controllo svolto per l'accettabilità dei risultati si calcola manualmente il periodo principale della struttura secondo la relazione 7.3.5 delle NTC 2008:

$$T = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,05 \cdot 14,40^{3/4} = 0,37 \text{ s}$$

Il periodo che mobilita più massa partecipante in direzione X è pari a : $0,41 \text{ s}$.

Avendo ipotizzato impalcati non rigidi, il sistema ha molti modi di vibrare e molto frastagliati tra loro e si ritengono accettabili ed in linea con il calcolo semplificato i risultati ottenuti dall'analisi.

Controllo del taglio sismico

Per il controllo del taglio sismico si valutano innanzi tutto le masse sismiche.

Per il calcolo si deve tenere in conto i coefficienti di combinazione

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj},$$

in cui:

$$\text{Variabili Cat. B,A:} \quad \psi_{2j} = 0,3$$

$$\text{Variabili Cat. C:} \quad \psi_{2j} = 0,6$$

$$\text{Variabili Cat. H, Vento, Neve:} \quad \psi_{2j} = 0$$

Partendo dai carichi statici sopra riportati, si ricavano le masse sismiche. Dal calcolo deve essere esclusa l'aliquota di masse competenti ai nodi di fondazione derivanti dai pesi

propri di fondazione e da metà dei pesi propri dei muri della prima mesh (di altezza pari a 1,1 m⁸).

Il peso complessivo in condizioni sismiche calcolato manualmente risulta:

$$\begin{aligned} W &= [(pesi \text{ propri}) - (pp_{fondazioni}) - 0,5 \cdot \sum pp_{muri B1xx}^9 \cdot (1,1/4,07)] + (portati \text{ non strutturali}) + 0,3 \cdot (Acc. \\ &Cat.B) + 0,6 \cdot (Acc.Cat.C) + 0,3 \cdot (Acc.Cat.A) = \\ &= [25949,56 - 4381,09 - (0,5 \cdot 6549,71 \cdot 0,27)] + 1566,43 + 0,3 \cdot 1668,50 + 0,6 \cdot 393,22 + 0,3 \cdot 9,54 = \\ &= 22989,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

La relativa massa sismica è:

$$M = W/g = 22989,16/9,81 = 2343,44 \text{ t} = 2343440 \text{ kg}$$

Il programma calcola un totale di masse sismiche pari a: $M_0 = 2351670 \text{ kg}$.

La differenza percentuale tra i due calcoli è: $\Delta M = [1 - (M_0/M)] \cdot 100 = 0,3\%$.

L'analisi sismica implementata è di tipo dinamico lineare, i cui effetti totali sono il risultato di una combinazione quadratica completa degli effetti di ciascun modo di vibrare secondo la relazione 7.3.3 della Norma e quindi non leggibili in maniera disgiunta l'uno dall'altro.

Per questo motivo il taglio alla base va valutato con un'analisi statica lineare con spettro di risposta.

Per aver un riscontro si implementa un'analisi statica con spettro di risposta $q = 2,5$ e periodo $T_1 = 0,41 \text{ s}$ in direzione X.

Manualmente il taglio sismico alla base si calcola secondo l'espressione 7.3.6 della Norma:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

Per $T = 0,41 \text{ s}$, l'accelerazione di progetto all'SLV è: $S_d(0,41) = 0,629 \text{ g}/q = 0,2516 \text{ g}$

Essendo $T > 2T_c = 2 \cdot 0,20 \text{ s}$ si ha $\lambda = 1$.

Dato $W = 22989,16 \text{ kN}$, il taglio sismico alla base risulta: $F_h = 5784,07 \text{ kN}$

Dall'analisi implementata le reazioni vincolari orizzontali R_x sono le seguenti:

⁸ Con l'ipotesi di impalcati non rigidi le masse sono distribuite su ciascun nodo in elevazione in funzione dell'area d'influenza definita dalla metà della distanza dai nodi limitrofi.

⁹ I muri del piano terra hanno nomenclatura dell'elemento bidimensionale che inizia con 1 e sono stati modellati con altezza pari a 4,07 m

Nodo	CC	TCC	Rx <kN>	Ry <kN>	Rz <kN>	Mx <kNm>	My <kNm>	Mz <kNm>
-1	1	SLV	-78.43	8.077	0	0	0	2.205
-2	1	SLV	-136.143	-0.602	0	0	0	0.066
-3	1	SLV	-100.601	-3.001	0	0	0	-0.511
-4	1	SLV	-56.755	-2.48	0	0	0	-0.382
-5	1	SLV	-169.034	-4.553	0	0	0	-1.344
-6	1	SLV	-123.215	-1.68	0	0	0	-0.835
-9	1	SLV	-81.909	-0.08	0	0	0	0.539
-10	1	SLV	-35.897	-2.155	0	0	0	-0.326
-13	1	SLV	-125.733	-1.037	0	0	0	-1.486
-14	1	SLV	-128.621	-2.445	0	0	0	-2.127
-16	1	SLV	-127.583	-2.779	0	0	0	1.013
-17	1	SLV	-105.502	-8.984	0	0	0	0.93
-18	1	SLV	-19.047	-58.395	0	0	0	2.843
-28	1	SLV	-0.82	-21.975	0	0	0	2.147
-32	1	SLV	-14.032	17.732	0	0	0	2.008
-55	1	SLV	-11.675	-21.274	0	0	0	0.485
-59	1	SLV	-7.8	-22.087	0	0	0	0.272
-82	1	SLV	-7.222	-57.592	0	0	0	-1.132
-90	1	SLV	-5.591	8.74	0	0	0	-0.688
-125	1	SLV	-25.381	-8.74	0	0	0	-3.092
-124	1	SLV	-17.577	3.411	0	0	0	-0.892
-123	1	SLV	-77.491	1.236	0	0	0	-0.5
-120	1	SLV	-215.407	-1.839	0	0	0	1.453
-119	1	SLV	-189.805	3.829	0	0	0	0.374
-117	1	SLV	-17.132	2.59	0	0	0	0.355
-116	1	SLV	-87.832	-3.995	0	0	0	0.442
-113	1	SLV	-78.678	5.6	0	0	0	0.044
-112	1	SLV	-87.171	1.763	0	0	0	-0.099
-109	1	SLV	-4.799	-3.064	0	0	0	-0.357
-107	1	SLV	-118.044	-2.393	0	0	0	-1.353
-105	1	SLV	5.751	-31.732	0	0	0	-1.439
-104	1	SLV	-86.899	-2.025	0	0	0	-0.305
-103	1	SLV	-154.238	-4.868	0	0	0	-1.036
-102	1	SLV	-112.703	-42.639	0	0	0	-3.601
-22	1	SLV	0	0	0	0	0	0
-35	1	SLV	-27.155	-26.211	0	0	0	1.058
-36	1	SLV	-58.322	-0.445	0	0	0	0.229
-62	1	SLV	-83.07	9.668	0	0	0	1.125
-92	1	SLV	-6.331	-9.5	0	0	0	-1.044
-56	1	SLV	-5.421	-38.794	0	0	0	-2.158
-24	1	SLV	-5.072	-27.977	0	0	0	3.478
-38	1	SLV	-27.733	-28.554	0	0	0	1.251
-37	1	SLV	-5.044	-3.122	0	0	0	-0.143
-44	1	SLV	-146.524	-93.165	0	0	0	0.184
-39	1	SLV	-34.9	-0.365	0	0	0	-0.435
-63	1	SLV	-91.782	3.677	0	0	0	0.241
-115	1	SLV	-99.882	-52.019	0	0	0	0.422
-8	1	SLV	-91.693	11.858	0	0	0	1.579
-20	1	SLV	-8.04	-14.888	0	0	0	-0.269
-26	1	SLV	0.189	-24.31	0	0	0	1.026
-67	1	SLV	-18.887	5.34	0	0	0	1.244
-94	1	SLV	-8.498	-24.673	0	0	0	-1.849
-101	1	SLV	-3.363	-12.769	0	0	0	0.538
-11	1	SLV	-55.562	-50.3	0	0	0	0.375
-45	1	SLV	-28.183	-28.76	0	0	0	-0.706
-118	1	SLV	-71.874	11.893	0	0	0	-2.108

-68	1	SLV	-129.509	10.901	0	0	0	0.101
-60	1	SLV	-1.075	10.498	0	0	0	1.18
-75	1	SLV	-9.593	-18.973	0	0	0	0.052
-78	1	SLV	-147	-4.958	0	0	0	0.25
-77	1	SLV	-107.005	-1.184	0	0	0	0.116
-76	1	SLV	0	0	0	0	0	0
-52	1	SLV	-153.052	-1.766	0	0	0	-0.132
-51	1	SLV	-106.201	-1.503	0	0	0	-0.525
-50	1	SLV	0	0	0	0	0	0
-49	1	SLV	-28.93	-6.761	0	0	0	0.261
-15	1	SLV	-69.681	-19.981	0	0	0	0.368
-34	1	SLV	-14.558	-82.833	0	0	0	1.14
-54	1	SLV	-2.389	-27.045	0	0	0	-0.579
-48	1	SLV	-47.561	-5.331	0	0	0	-0.356
-47	1	SLV	-55.492	-0.036	0	0	0	-0.252
-46	1	SLV	-43.935	0.74	0	0	0	0.052
-53	1	SLV	-58.476	-8.251	0	0	0	0.974
-73	1	SLV	-1.997	-28.368	0	0	0	-0.342
-85	1	SLV	-0.372	5.64	0	0	0	0.302
-93	1	SLV	-1.925	-11.415	0	0	0	0.096
-66	1	SLV	-2.368	-12.999	0	0	0	0.139
-88	1	SLV	-1.43	-21.167	0	0	0	0.251
-96	1	SLV	-1.162	-12.823	0	0	0	0
-64	1	SLV	-13.678	-0.103	0	0	0	0.02
-110	1	SLV	-28.555	-26.516	0	0	0	-0.756
-65	1	SLV	-2.181	-0.032	0	0	0	0.002
-79	1	SLV	-62.142	-40.219	0	0	0	0.758
-61	1	SLV	-16.823	-36.337	0	0	0	0.944
-114	1	SLV	-50.444	-4.137	0	0	0	0.786
-111	1	SLV	-35.315	-4.662	0	0	0	-0.617
-72	1	SLV	-9.455	-46.97	0	0	0	-0.647
-58	1	SLV	-6.853	-19.5	0	0	0	0.425
-80	1	SLV	-2.401	6.567	0	0	0	-0.442
-74	1	SLV	-11.852	14.002	0	0	0	-0.399
-83	1	SLV	-4.485	-16.313	0	0	0	-0.257
-100	1	SLV	-6.179	1.482	0	0	0	-0.119
-69	1	SLV	-165.671	-2.495	0	0	0	0.169
-70	1	SLV	-92.468	-0.264	0	0	0	0.272
-21	1	SLV	-3.933	-47.41	0	0	0	0.413
-25	1	SLV	-3.129	-107.512	0	0	0	0.959
-19	1	SLV	-1.137	-20.33	0	0	0	-0.322
-122	1	SLV	-67.498	1.25	0	0	0	-0.225
-121	1	SLV	-115.295	-18.44	0	0	0	0.147
-33	1	SLV	-21.044	-49.198	0	0	0	2.891
-86	1	SLV	-6.25	13.038	0	0	0	-0.974
-71	1	SLV	-9.967	-12.124	0	0	0	-0.035
-81	1	SLV	0	0	0	0	0	0
-42	1	SLV	-86.613	-2.429	0	0	0	-0.061
-106	1	SLV	-31.548	-3.312	0	0	0	-0.769
-108	1	SLV	-68.01	-3.038	0	0	0	-1.38
-98	1	SLV	-14.081	-64.586	0	0	0	-2.884
-89	1	SLV	-5.099	-63.791	0	0	0	-3.099
-29	1	SLV	-7.959	-25.056	0	0	0	1.94
-23	1	SLV	-9.651	5.93	0	0	0	2.693
-57	1	SLV	-8.049	-4.111	0	0	0	0.725
-99	1	SLV	-0.4	-24.244	0	0	0	-0.029
-30	1	SLV	-19.541	-40.608	0	0	0	1.683
-40	1	SLV	-44.881	-1.736	0	0	0	-0.085

-84	1	SLV	-2.2	-10.149	0	0	0	-0.107
-87	1	SLV	-1.907	-9.021	0	0	0	-0.181
-91	1	SLV	-2.459	-13.167	0	0	0	-0.393
-97	1	SLV	-1.018	-5.535	0	0	0	-0.216
-31	1	SLV	-12.335	-58.611	0	0	0	1.653
-27	1	SLV	-4.743	-70.379	0	0	0	0.748
-12	1	SLV	-59.167	-4.741	0	0	0	0.077
-7	1	SLV	-46.528	0.28	0	0	0	0.171
-95	1	SLV	-0.593	-21.32	0	0	0	-0.199
-41	1	SLV	-62.4	-1.76	0	0	0	0.021
-43	1	SLV	-112.735	-12.687	0	0	0	0.114
			-5802.55					

La somma delle reazioni vincolari in direzione X calcolate dal programma è:

$R_{x,tot}=5802,55 \text{ kN}$.

La differenza percentuale tra i due calcoli è : $\Delta F=[1-(R_{x,tot}/F_h)]*100= 0,3\%$.