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.lla 226

ELABORATO

A8.P

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

Relazione di calcolo strutturale_post-operam

STATO
POST OPERAM

SCALA:

Dicembre 2018

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

Timbro e Firma

Indice

A8.P Relazione di calcolo strutturale_Post -Operam

A8.P.1 Normativa di riferimento

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

A8.P.2.1 Caratteristiche dei materiali

A8.P.2.2 Analisi dei carichi

A8.P.2.3 Definizione dell'azione sismica

A8.P.2.4 Modellazione strutturale

A8.P.2.5 Descrizione analisi svolta

A8.P.2.6 Analisi modale

A8.P.2.7 Combinazioni di carico

A8.P.2.8 Risultati dell'analisi e verifiche

A8.P.2.8.1 Risultati e verifiche maschi murari

A8.P.2.8.2 Verifiche meccanismi locali

A8.P.2.8.3 Verifiche spostamenti all'SLD

A8.P.2.8.4 Verifiche travi lignee e rinforzate

A8.P.2.8.5 Verifiche architravi

A8.P.2.8.6 Verifiche fasce di piano e catene

A8.P.2.8.7 Verifiche locali muri consolidati con rete fibrorinforzata

A8.P.3 Codice di calcolo utilizzato

A8.P.4 Giudizio motivato di accettabilità risultati

A8.P Relazione di calcolo strutturale

A8.P.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.P.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 sai 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:

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

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:

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

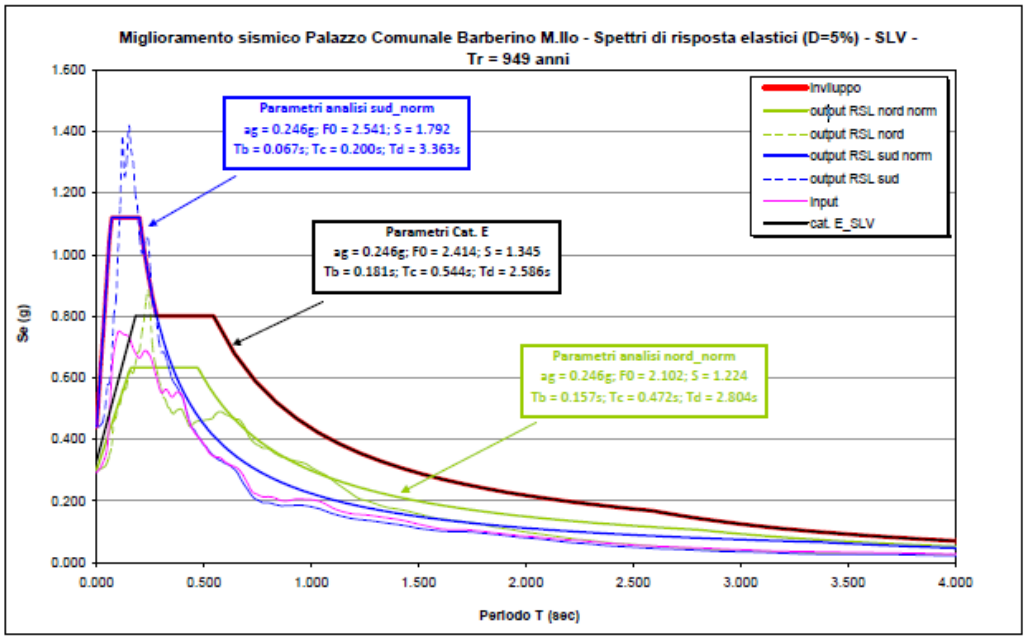
Per lo stato limite di danno SLD il $T_{R,C}$ corrispondente è:

$T_{R,C}$= 101 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:

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

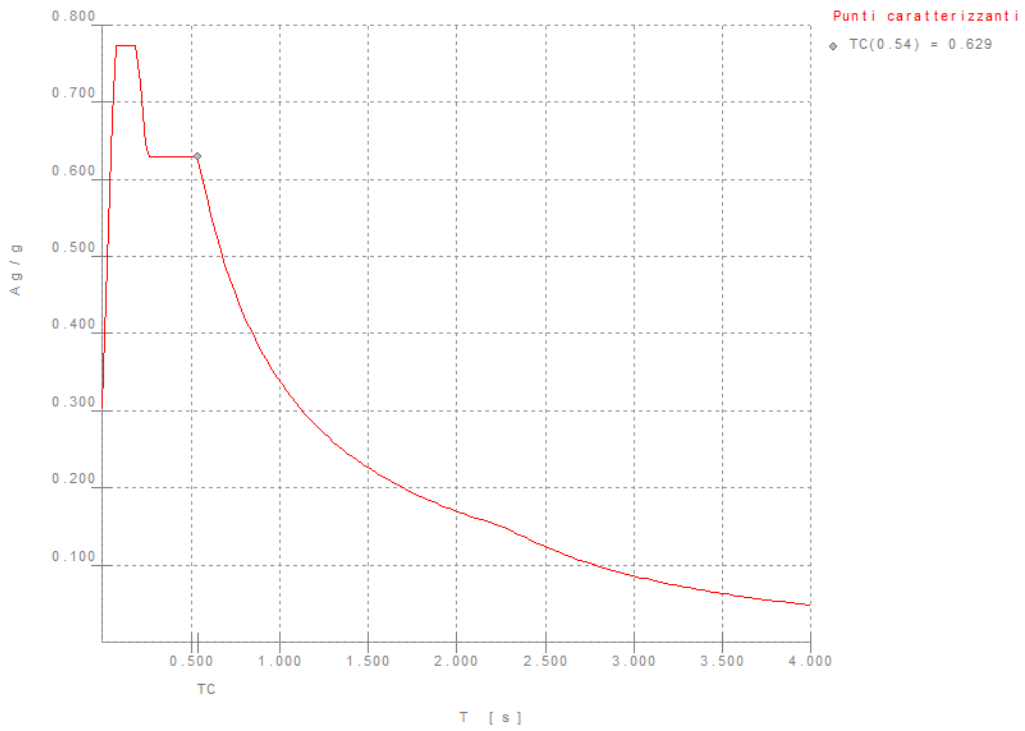
Pertanto sia per SLV che per SLD sono stati presi come input di calcolo spettri con $T_{R,C}$ calcolati per R_{CD}=0,65:

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

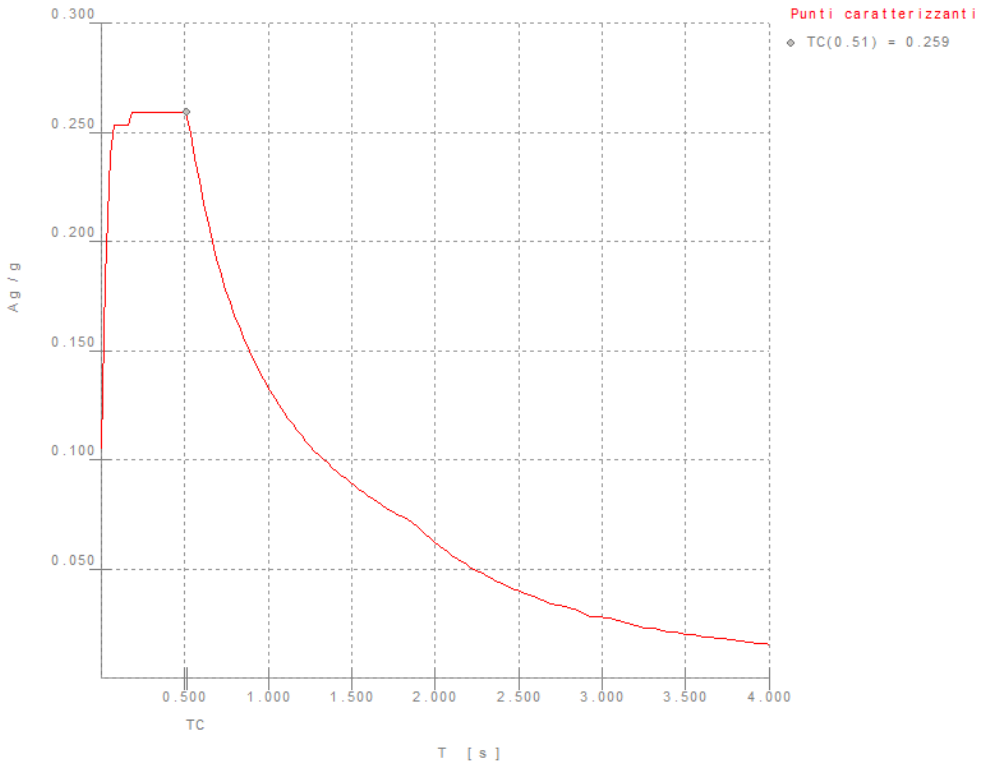
Quindi i tempi di ritorno agli SLV e all'SLD sono:

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

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



Spettro elastico inviluppato all'SLV per T_R=332 anni



Spettro elastico inviluppato all'SLD per T_R=35anni

Di seguito i valori dello spettro elastico inviluppato all'SLV per T_R=332 anni[1]. Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo le Se [g] per il fattore di struttura q ed è riportato nel Fascicolo dei calcoli.

T [s]	Se [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 inviluppato 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 inviluppato all'SLD per T_R=35 anni[2].

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

[2] Si precisa che lo spettro inviluppato 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.P.2.1 Caratteristiche dei materiali

Le strutture murarie sono in muratura a spacco con buona tessitura. Per le murature per cui non è previsto il consolidamento sono state assunte le seguenti caratteristiche (i moduli elastici per le strutture in elevazione sono stati ridotti per tenere in conto delle condizioni fessurate):

$$Muratura\ a\ spacco\ di\ buona\ tessitura/\ FC = 1{,}2$$

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

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

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

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

$$w = 21\ kN/m^3$$

Per le murature consolidate i parametri meccanici sono ottenuti applicando, in base al tipo d'intervento, i coefficienti correttivi moltiplicativi indicati nella Tab. C8A.2.1 della Circolare, come di seguito riportati:

- Inserimento di diatoni artificiali passanti in rete fibrorinforzata

Il coefficiente correttivo è c_1=1,3 e si applica alle sole caratteristiche di resistenza (f_m e τ_0).

- Iniezioni con miscele leganti

Il coefficiente correttivo è c_2=1,5 e si applica alle caratteristiche di resistenza (f_m e τ_0) e ai moduli elastici (E e G).

- Intonaco armato con rete strutturale sottile fibrorinforzata

Il coefficiente correttivo è c_3=1,5 e si applica alle caratteristiche di resistenza (f_m e τ_0). In questo caso non si applica ai moduli elastici (E e G) in quanto non si ha un aumento della rigidezza visto il limitato spessore dell'intervento e il tipo di rinforzo.

Di seguito si riportano le varie tipologie di murature rinforzate.

Muratura in pietra consolidata con inserimento di diatoni passanti in rete fibrorinforzata , iniezioni di miscele leganti e intonaco armato con rete sottile fibrorinforzata (tipo 1)

Il coefficiente moltiplicativo da applicare alle caratteristiche di resistenza (f_m e τ_0) è:

c =c_1xc_2 xc_3=1,3x1,5x1,5=2,925.

Il coefficiente moltiplicativo da applicare ai moduli elastici (E e G) è:

c =c_2=1,5. Le proprietà meccaniche sono (già divise del fattore FC=1,2):

$$f_{\frac{m}{FC},2} = 2{,}67 \cdot 2{,}925 = 7{,}80 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\frac{0}{FC},2} = 0{,}054 \cdot 2{,}925 = 0{,}16 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{/FC,2} = 1450 \cdot 1{,}5 = 2175 \frac{N}{mm^2} \rightarrow E_{/Fc,fess,2} = 1087{,}5 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{/FC,2} = 483{,}33 \cdot 1{,}5 = 725 \frac{N}{mm^2} \rightarrow G_{/Fc,fess,2} = 362{,}5 \frac{N}{mm^2}$$

$$w = 21\ kN/m^3$$

Muratura in pietra consolidata con iniezioni di miscele leganti (tipo 2)

Questo consolidamento è previsto per la porzione di muratura confinante con l'edificio adiacente. Per non agire anche dal lato dell'altra proprietà, si prevedono diatoni non passanti iniettati con miscele leganti. Nel calcolo si tiene in conto solo del contributo dovuto alle iniezioni.

Il coefficiente moltiplicativo da applicare alle caratteristiche di resistenza (f_m e τ_0) è:

c =c_2 =1,5

Il coefficiente moltiplicativo da applicare ai moduli elastici (E e G) è:

c =c_2=1,5.

Le proprietà meccaniche sono (già divise del fattore FC=1,2):

$$f_{\frac{m}{FC},3} = 2{,}67 \cdot 1{,}5 = 4{,}00 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\frac{0}{FC},3} = 0{,}054 \cdot 1{,}5 = 0{,}08 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{/FC,2} = 1450 \cdot 1{,}5 = 2175 \frac{N}{mm^2} \rightarrow E_{/Fc,fess,2} = 1087{,}5 \frac{N}{mm^2}$$

$$G_{/FC,2} = 483{,}33 \cdot 1{,}5 = 725 \frac{N}{mm^2} \rightarrow G_{/Fc,fess,2} = 362{,}5 \frac{N}{mm^2}$$

$$w = 21\ kN/m^3$$

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

- γ=2 per verifiche in condizioni sismiche
- γ=3 per verifiche in condizioni statiche

Legno

Il legno è stato considerato di essenza di abete:

$f_{m,k/FC}$ =	23.33	N/mm²
$f_{t,0,k/FC}$ =	14.17	N/mm²
$f_{t,90,k/FC}$ =	0.25	N/mm²
$f_{c,0,k/FC}$ =	18.33	N/mm²
$f_{c,90,k/FC}$ =	1.75	N/mm²
$f_{v,k/FC}$ =	2.42	N/mm²

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:

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

Acciaio

L'acciaio degli elementi metallici di rinforzo (laminati a sezione aperta) è del tipo S235.

$$\text{Tensione di snervamento: } f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$$

In sede di calcolo si sono assunti i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- Modulo elastico:

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

- Coefficiente di Poisson:

$$\upsilon = 0.3$$

- Modulo di elasticità trasversale:

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$$

- Coefficiente di espansione termica lineare:

$$\alpha = 12\text{x}10^{-6}\text{C}^{\circ -1}$$

- Densità:

$$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3.$$

A8.P.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 ala 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 :

$q_{sk} = 0.85 [1 + (a_s/481)^2] = 1,12$ 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: $q_s = 0,89$ 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 $a_s = 270$ m < $a_0 = 500$ m quindi la velocità di riferimento è: $v_b = v_{b,0}$=27 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 : $q_b = 0.5\varrho v_b = 0.456$ kN/m² dove ϱ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e paria 1.25 kg/m³.

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/m²	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>zmin	
c_d=	1		coeff. dinamico	
c_{pe}=	0.8		coeff. di forma sopravento	
c_{pe}=	-0.4		coeff. di forma sottovento	
c_{pi}=	0.20	sopravento	***aperture <1/3 parete***	
c_{pi}=	-0.2	sottovento	***aperture <1/3 parete***	
$(c_{pe}+c_{pi})_{sopravento}$=	*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***	***sopravento***	
P_2=	***3.85***	***kN/m***	***sopravento***	
P_3=	***2.71***	***kN/m***	***sopravento***	
P_1=	***2.39***	***kN/m***	***sottovento***	
P_2=	***2.31***	***kN/m***	***sottovento***	
P_3=	***1.62***	***kN/m***	***sottovento***	

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. verrann o verificati caso per caso.

Copertura

(solaio tipo 12 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. Per l'intervento in progetto è prevista l'apposizione sopra il pianellato di un doppio tavolato ligneo con funzione di controventamento.

La distribuzione dei carichi sulle falde inclinate è stata tenuta in conto moltiplicando i pesi per il fattore 1/cosα=1,04.

peso di volume legno	γ_{legno} =	5.00	kN/m^3	*abete*
	1/cosα =	1.04		
travi legno:	b =	0.3	m	
	h =	0.3	m	
	i =	*1.8*	*m*	*interasse*
	$p_{trave/m}$ =	0.45	kN/m	peso al m
	$P_{TRAVE/mq}$ =	***0.25***	***kN/m²***	***peso al m²***
correnti :	b =	0.1	m	
	h =	0.1	m	
	i =	0.3	m	interasse
	$p_{corr/m}$ =	0.05	kN/m	peso al m
	$P_{TRAVE/mq}$ =	***0.17***	***kN/m²***	***peso al m²***
tavelle/mezzane:	**P_{tav} =**	**0.50**	***kN/m²***	***peso al m²***
tavolato (doppio):	γ_T=	6.00	kN/m^3	
	s =	0.06	m	
	$P_{TAVOLATO/mq}$ =	***0.36***	***kN/m²***	
pesi propri al mq solaio :	***G_1 =***	**1.32**	***kN/m²***	
isolante:	γ_i=	0.50	kN/m^3	
	s =	0.1	m	
	$P_{isolante/mq}$ =	***0.05***	***kN/m²***	
manto di copertura:	***P_{cop}=***	***0.60***	***kN/m²***	
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:	$p_{cannicciato}$ =	0.15	*kN/m²*	
	γ_i=	20.00	kN/m³	*intonaco/stucco*
	s =	0.01	m	
	P_{int}=	0.20	kN/m²	
	$P_{cont/mq}$ =	***0.35***	***kN/m²***	
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.

In fase di progetto è previsto un doppio tavolato con funzione di controventatura

peso di volume legno	γ_{legno} =	5.00	kN/m³	*abete*
travi legno:	b =	0.3	m	
	h =	0.3	m	
	i =	*1.8*	*m*	*interasse*
	$p_{trave/m}$ =	0.45	kN/m	peso al m
	$P_{TRAVE/mq}$ =	***0.25***	***kN/m²***	
correnti :	b =	0.1	m	
	h =	0.1	m	
	i =	0.3	m	interasse
	$p_{corr/m}$ =	0.05	kN/m	peso al m
	$P_{TRAVE/mq}$ =	***0.17***	***kN/m²***	
Tavolato (doppio):	γ_T=	6.00	kN/m³	
	s =	0.06	m	
	$P_{TAVOLATO/mq}$ =	***0.36***	***kN/m²***	
pesi propri al mq solaio :	***G_1 =***	***0.78***	***kN/m²***	
caldana:	γ_{Cald}=	24.00	kN/m³	
	s =	0.02	m	
	$P_{caldana/mq}$ =	***0.48***	***kN/m²***	
controsoffitto:	***$P_{cont/mq}$ =***	***0.35***	***kN/m³***	
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 tavelle 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 tavelle di laterizio.

Si prevede la demolizione dei massetti e il ripristino di una soletta alleggerita strutturale connessa ai travetti esistenti e strato porta-impianti più leggero.

peso di volume cls	γ_{cls} =	25.00	kN/m³	
travetti :	b =	0.12	m	
	h =	0.16	m	
	i =	*0.8*	*m*	*interasse*
	$p_{trave/m}$ =	0.48	kN/m	peso al m
	$P_{TRAVE/mq}$ =	***0.60***	***kN/m²***	***peso al m²***
tavelle:	***$P_{Tavelle/mq}$ =***	***0.40***	***kN/m²***	***peso al m²***
soletta strutturale alleggerita:	γ=	17.50	kN/m³	
	s =	0.04	m	
	$P_{SOL,ALL/mq}$ =	***0.70***	***kN/m***	***peso al m²***
pesi propri al mq solaio :	***G_1 =***	***1.70***	***kN/m²***	
caldana :	γ=	16.00	kN/m³	
	s =	0.06	m	
	$P_{cald/mq}$ =	***0.96***	***kN/m²***	***peso al m²***
pavimento:	γ=	20.00	kN/m³	
	s =	0.01	m	
	$P_{pav/mq}$ =	***0.20***	***kN/m²***	***peso al m²***
controsoffitto:	***$P_{cont/mq}$ =***	***0.35***	***kN/m²***	
pesi portati al mq solaio:	***G_2 =***	***1.51***	***kN/m²***	
variabili accidentali (cat. b2) :	***Q_{k1} =***	***3.00***	***kN/m²***	

Solaio travi , travetti e tavolato in legno e soletta _ solaio tipo calpestio piano secondo

(solaio tipo 9 modello di calcolo)

Solaio costituito da travi, travetti e tavolato ligneo con soletta armata.

È prevista la rimozione di pavimenti e massetti porta impianti per permettere l'inserimento di connettori metallici che rendano collaboranti le travi in legno con la soletta esistente.

I massetti di nuova realizzazione saranno in materiale alleggerito.

peso di volume legno	γ_{legno} =	5.00	kN/m³	*abete*
travi legno:	b =	0.3	m	
	h =	0.3	m	
	i =	*1.8*	*m*	*interasse*
	$p_{trave/m}$ =	0.45	kN/m	peso al m
	$P_{TRAVE/mq}$ =	***0.25***	***kN/m²***	***peso al m²***
correnti :	b =	0.1	m	
	h =	0.1	m	
	i =	0.3	m	interasse
	$p_{corr/m}$ =	0.05	kN/m	peso al m
	$P_{TRAVE/mq}$ =	***0.17***	***kN/m²***	***peso al m²***
tavolato:	γ_T=	6.00	kN/m³	
	s =	0.03	m	
	$P_{TAVOLATO/mq}$ =	***0.18***	***kN/m²***	***peso al m²***
soletta:	γ=	25.00	kN/m³	
	s =	0.04	m	
	$P_{TAVOLATO/mq}$ =	***1.00***	***kN/m***	***peso al m²***
pesi propri al mq solaio :	***G_1 =***	***1.60***	***kN/m²***	
massetto isolante leggero:	γ=	6.00	kN/m³	
	s =	0.04	m	
	$P_{cald/mq}$ =	***0.24***	***kN/m²***	***peso al m²***
caldana :	γ=	20.00	kN/m³	
	s =	0.02	m	
	$P_{cald/mq}$ =	***0.40***	***kN/m²***	***peso al m²***
pavimento:	γ=	20.00	kN/m³	
	s =	0.015	m	
	$P_{pav/mq}$ =	***0.30***	***kN/m²***	***peso al m²***
Controsoffitto:	***$P_{cont/mq}$ =***	***0.35***	***kN/m²***	
pesi portati al mq solaio:	***G_2 =***	***1.3***	***kN/m²***	
variabili accidentali (cat. b2) :	***Q_{k1} =***	***3.00***	***kN/m²***	

Solaio travetti e doppio tavolato (zona fronte ascensore)

(solaio tipo 14 modello di calcolo)

Davanti lo sbarco dell'ascensore è previsto un solaio di nuova realizzazione in travetti di legno e doppio tavolato.

peso di volume legno	γ_{legno} =	5.00	kN/m³	*abete*
correnti :	b =	0.1	m	
	h =	0.1	m	
	i =	0.3	m	interasse
	$p_{corr/m}$ =	0.05	kN/m	peso al m
	$P_{TRAVE/mq}$ =	***0.17***	***kN/m²***	***peso al m²***
doppio tavolato:	γ_T=	6.00	kN/m³	

	s =	0.06	m	
	$P_{TAVOLATO/mq}$ =	***0.36***	***kN/m²***	***peso al m²***
pesi propri al mq solaio :	***G_1 =***	***0.53***	***kN/m²***	
massetto isolante leggero:	γ=	6.00	kN/m³	
	s =	0.04	m	
	$P_{cald/mq}$ =	***0.24***	***kN/m²***	***peso al m²***
caldana :	γ=	20.00	kN/m³	
	s =	0.02	m	
	$P_{cald/mq}$ =	***0.40***	***kN/m²***	***peso al m²***
pavimento:	γ=	20.00	kN/m³	
	s =	0.015	m	
	$P_{pav/mq}$ =	***0.30***	***kN/m²***	***peso al m²***
controsoffitto:	***$P_{cont/mq}$ =***	***0.35***	***kN/m²***	
pesi portati al mq solaio:	***G_2 =***	***1.3***	***kN/m²***	
variabili accidentali (cat. b2) :	***Q_{k1} =***	***3.00***	***kN/m²***	

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

(solaio tipo 11 modello di calcolo)

Solaio costituito da travi, travetti e tavolato ligneo. A ciascuna trave lignea saranno rinforzate a destra e sinistra profili in acciaio. Per garantire la controventatura è previsto il doppio tavolato ligneo.

peso di volume legno	γ_{legno} =	5.00	kN/m³	*abete*
travi legno:	b =	0.36	m	
	h =	0.3	m	
	i =	*2.1*	*m*	*interasse*
	$p_{trave/m}$ =	0.54	kN/m	peso al m
	$P_{TRAVE/mq}$ =	***0.26***	***kN/m²***	***peso al m²***
correnti :	b =	0.1	m	
	h =	0.1	m	
	i =	0.24	m	interasse
	$p_{corr/m}$ =	0.05	kN/m	peso al m
	$P_{TRAVE/mq}$ =	***0.21***	***kN/m²***	***peso al m²***
tavolato:	γ_T=	6.00	kN/m³	
	s =	0.06	m	
	$P_{TAVOLATO/mq}$ =	***0.36***	***kN/m²***	***peso al m²***
travi acciaio:	2 hea tipo=	0.70	kN/m	
	i =	2.1	m	interasse
	$P_{TAVOLATO/mq}$ =	***0.33***	***kN/m***	***peso al m²***
pesi propri al mq solaio :	***G_1 =***	***1.2***	***kN/m²***	
caldana :	γ=	16.00	kN/m³	
	s =	0.02	m	

	$P_{cald/mq}$ =	***0.32***	**kN/m²**	***peso al m²***
pavimento :	γ=	18.00	kN/m³	*pianelle in cotto*
	s =	0.025	m	
	$P_{pav/mq}$ =	***0.45***	**kN/m²**	***peso al m²***
controsoffitto:	$P_{cont/mq}$ =	***0.35***	***kN/m²***	
pesi portati al mq solaio:	G_2 =	***1.12***	***kN/m²***	
variabili accidentali (cat. b2) :	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.

Pesi Propri al mq Solaio :	G_1 =	4.0	kN/m²
Pesi Portati al mq Solaio:	G_2 =	2.00	kN/m²
Variabili Accidentali (Cat. B2) :	Q_{k1} =	3.00	kN/m²

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

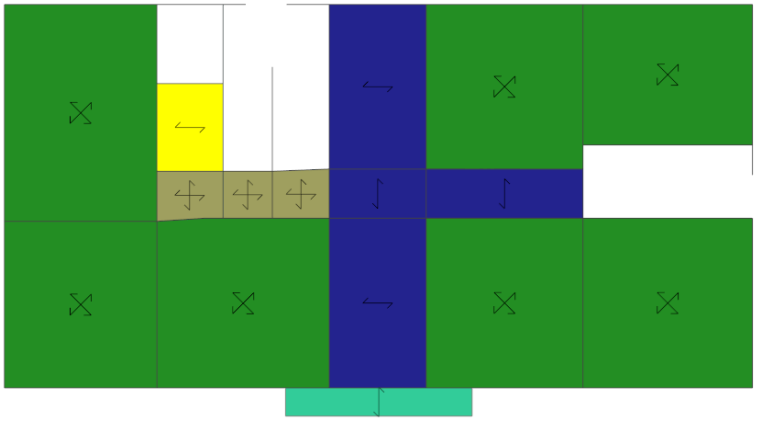
(solaio tipo 8 del modello di calcolo)

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

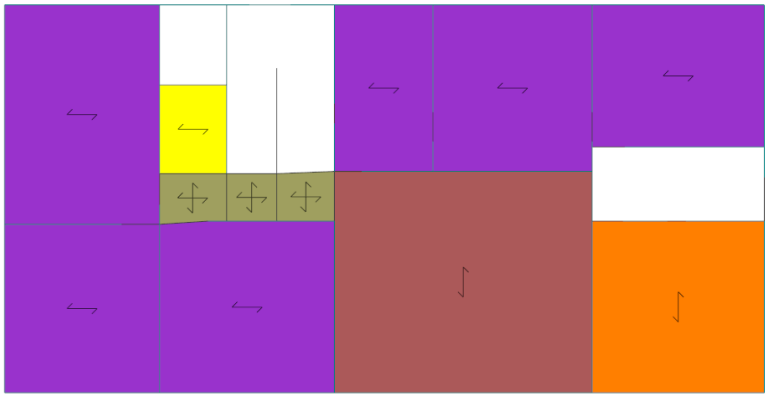
pesi permanenti:	γ_{pietra}=	21.00	kN/m³
	s =	0.1	m
	P_{perm}=	***2.10***	***kN/m²***
pesi portati al mq solaio :	G_2 =	***2.1***	***kN/m²***
variabilial mq (cat. c2) :	q_k =	***4.0***	***kN/m***

1 Solaio P.1. Volta a crociera 1/2 carico	
2 Solaio Volta a botte	
4 Solaio sottotetto (con controsoffitto)	
6 Controsoffitto cannicciato	
7 Solaio Voltato corridoio fronte scale 1/2	
8 Balcone	
9 Solaio in legno_tavolato+soletta_post	
11 Solaio in legno_ tavolato+tavolato_ex archivio_post	
12 Solaio copertura_doppio tavolato	
13 Solaio travetti+tavelle_soffitto sala sindaco	
14 Solaio fronte ascensore_doppio tavolato	

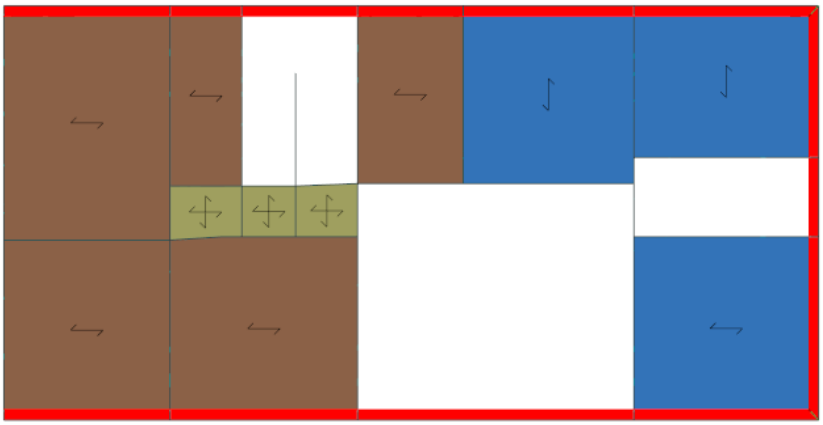
Legenda solai modello di calcolo ante operam



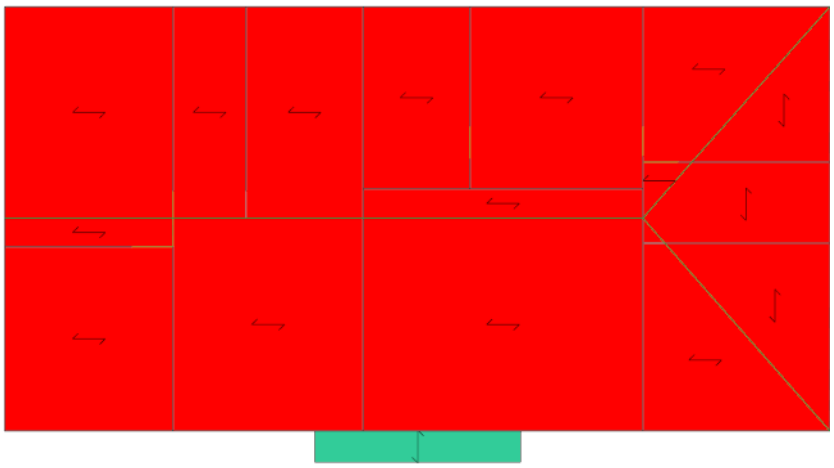
Piano Primo: Assegnazione solai modello di calcolo post operam



Piano Secondo: Assegnazione solai modello di calcolo post operam



Piano Sottotetto: Assegnazione solai modello di calcolo post operam



Pianta Copertura: Assegnazione solai modello di calcolo post operam

<u>Scale</u>

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	kN/m²
pesi portati al mq scala:	G_2 =	1.1	kN/m²
variabili al mq (cat. c2) :	Q_k =	4.0	kN/m²
luce sbalzo	L =	1.5	m
pesi propri al ml scala:	g_1 =	7.9	kN/m

pesi portati al ml scala:	g_2 =	1.6	kN/m
variabili al ml (cat. c2) :	q_k =	6.0	kN/m
SCALE INTERNE SECONDARIE			
pesi propri al mq scala:	G_1 =	5.3	kN/m²
pesi portati al mq scala:	G_2 =	1.1	kN/m²
variabili al mq (cat. c2) :	Q_k =	4.0	kN/m²
luce sbalzo	L =	1.0	m
pesi propri al ml scala:	g_1 =	5.3	kN/m
pesi portati al ml scala:	g_2 =	1.1	kN/m
variabili al ml (cat. c2) :	q_k =	4.0	kN/m

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

Carichi ascensore

L'ascensore è collegato all'edificio. É previsto che scarichi sulle guide 350 kg a pieno carico.

Per tenere in conto di tale contributo si sono assegnate due masse simiche di 175 kg ciascuna sui muri a destra e a sinistra del vano ascensore in corrispondenza del piano secondo, condizione più gravosa a livello sismico.

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/m²
Permanenti Portati	g_2 =	0.7	kN/m²
Variabili Accidentali (Neve) :	Q_{k1} =	0.93	kN/m²
Variabili Acc. Cat. H :	Q_{k1} =	0.50	kN/m²
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	γ=	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.P.2.3 Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è lo spettro ottenuto dall'inviluppo 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:

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

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

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.P.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.

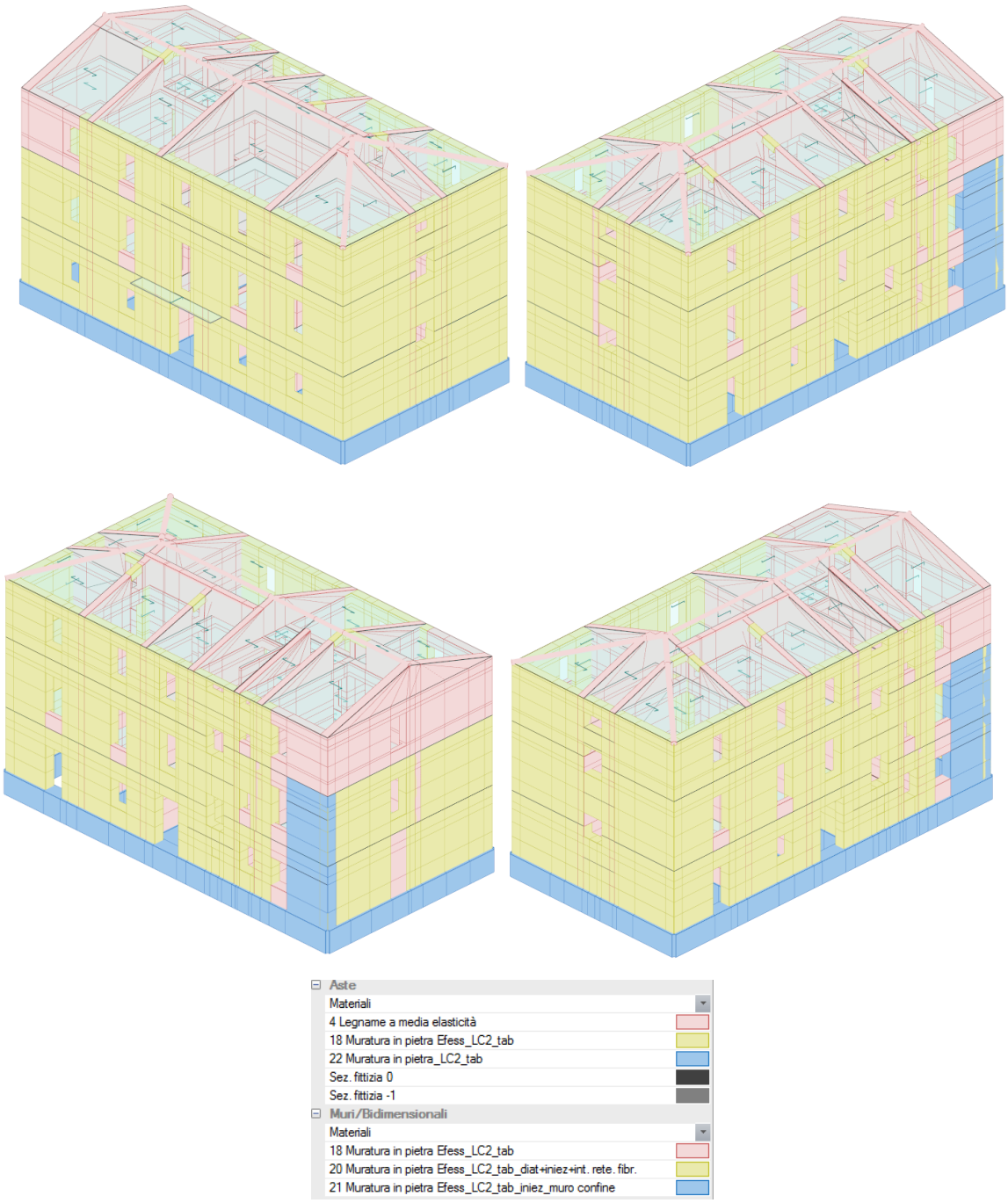
Le murature portanti dell'edificio sono state modellate come elementi bidimensionali.

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 kg/cm^3 [3]

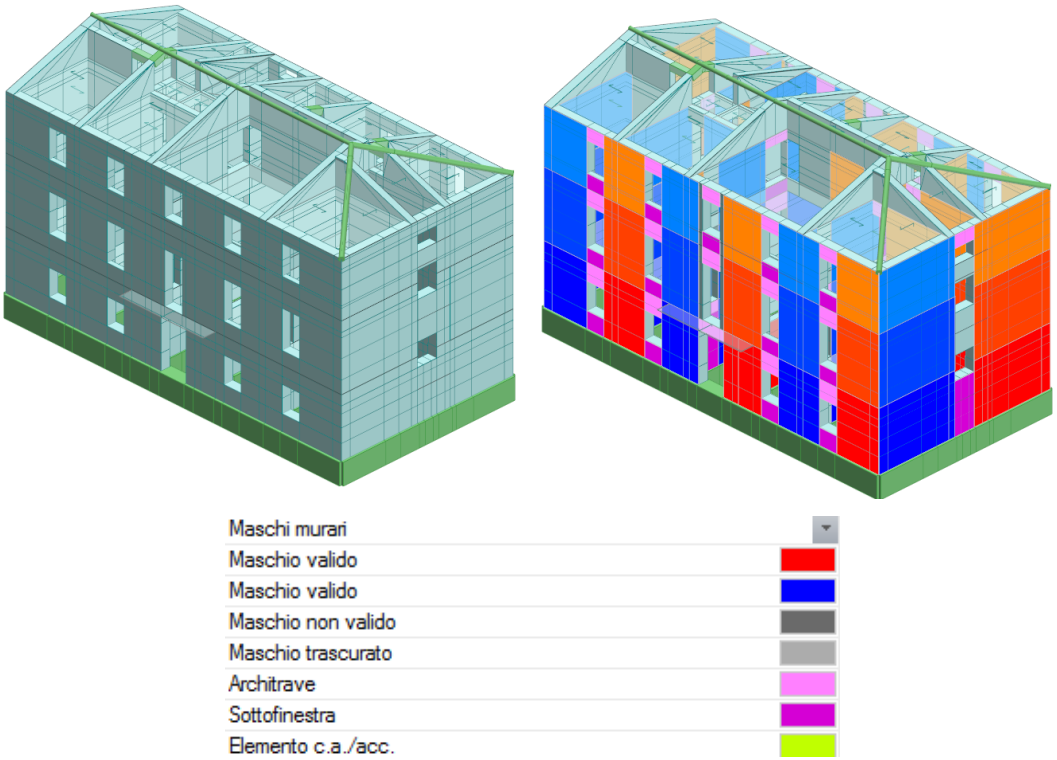
In virtù degli interventi previsti per gli implacati, nello stato di progetto i **solai** sono stati considerati **controventati** (ove previsto).

[3] Valore medio tratto dalla relazione geologica del fabbricato del 2009 dove è riportato k_W=2,24-3,63 kg/cm^3



Vista 3d del modello strutturale e legenda materiali assegnati

Mat.	Comm.	P <kN/mc>	E <kN/mq>	G <kN/mq>	n	α
4	Legname a media elasticità	4.6	12000000.00	750000.00	0.39	4.000000E-06
18	Muratura in pietra Efess_LC2_tab	21	725000.00	241667.00	0.25	5.000000E-06
20	Muratura in pietra Efess_LC2_tab_diat+iniez+int. rete. fibr.	21	1087500.00	362500.00	0.25	5.000000E-06
21	Muratura in pietra Efess_LC2_tab_iniez_muro confine	21	1087500.00	362500.00	0.25	5.000000E-06
22	Muratura in pietra_LC2_tab	21	1450000.00	483333.00	0.25	5.000000E-06



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

A8.P.2.5 Descrizione analisi svolta

Vista la complessità dell'azione sismica di input (spettro inviluppato), 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.

I solai, dove sono stati previsti gli interventi, possono essere considerati controventati e quindi in grado di trasmettere mutuamente azioni orizzontali senza risultare "infinitamente" rigidi (irrigidire troppo i solai non è una soluzione corretta perché modificherebbe in maniera radicale il comportamento strutturale dell'edificio peggiorandone la risposta sismica e apportando un aumento delle masse).

Visti anche gli altri interventi previsti, tra cui:

- realizzare un collegamento perimetrale ad ogni piano mediante fasciatura
- miglioramento dei collegamenti tra solai e pareti e fra pareti ortogonali

si è scelto in condizioni post- operam di utilizzare un fattore di struttura :

$$q = q_0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 2 \cdot 1,5 = 3$$ [4]

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

A8.P.2.6 Analisi modale

Con l'ipotesi di solai controventati, i modi di vibrare necessari a movimentare una percentuale di massa almeno dell'85%[5] sono un numero minore rispetto all'ante-operam.

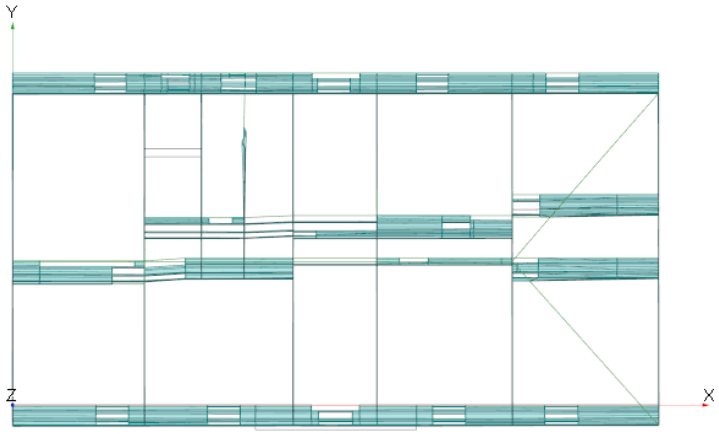
```
Modo  = Numero del modo di vibrare
C     = * indica che il modo è stato considerato
Per.  = Periodo
Diff. = Minima differenza percentuale dagli altri periodi
Φx    = Coefficiente di partecipazione in dir. X
Φy    = Coefficiente di partecipazione in dir. Y
Φz    = Coefficiente di partecipazione in dir. Z
%Mx   = Percentuale massa partecipante in dir. X
%My   = Percentuale massa partecipante in dir. Y
%Mz   = Percentuale massa partecipante in dir. Z
%Jpz  = Percentuale momento d'inerzia polare partecipante intorno all'asse Z
```

Modo	C	Per.	Diff.	Fx	Fy	Fz	%Mx	%My	%Mz	%Jpz
4	*	0.39	6.13	1.10	-432.86	0.00	0.00	77.37	0.00	0.00
5	*	0.31	27.37	440.24	1.11	0.00	80.04	0.00	0.00	0.00
17	*	0.10	1.25	63.73	3.03	0.00	1.68	0.00	0.00	0.00
20	*	0.09	0.99	12.92	145.33	0.00	0.07	8.72	0.00	0.00
22	*	0.09	0.78	74.23	-43.53	0.00	2.28	0.78	0.00	0.00
30	*	0.08	0.67	71.11	2.76	0.00	2.09	0.00	0.00	0.00
Tot.cons.							86.15	86.89	0.00	0.00

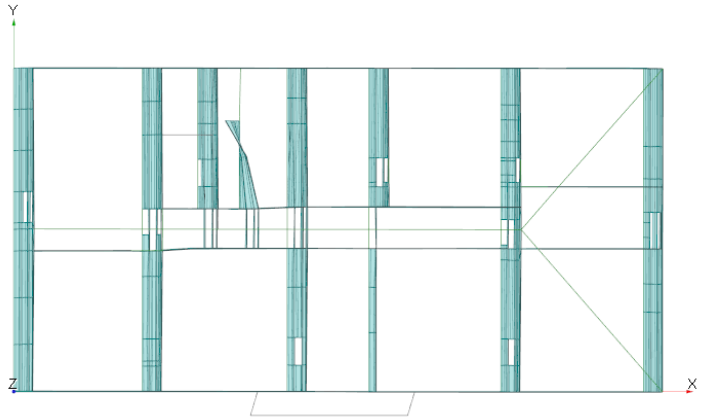
I modi più rappresentativi sono il modo 4 (con T=0,39s e My=77,37%) e il modo 5 (con T=0,31s e Mx=80,04%).

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

[5] Le masse partecipanti sono quelle di tipo traslazionale (M_x e M_y) perché c'è l'ipotesi di impalcato controventato ma non infinitamente rigido.



Modo 4



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: $\psi_{2j} = 0{,}0$

Variabili Vento: $\psi_{2j} = 0$

Variabili Neve: $\psi_{2j} = 0$

A8.P.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 :

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.P.2.8 Risultati dell'analisi e verifiche

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.

Tutti gli elementi strutturali dell'edificio,inserendo gli interventi proposti, soddisfano tutte le verifiche di resistenza (sia in condizioni statiche che sismiche), di attivazione dei meccanismi locali (SLV) e di contenimento del danno (SLD). Pertanto si può ritenere che la struttura ha un indice di rischio non inferiore a R_{CD}=0,65.

A8.P.2.8.1 Risultati e verifiche maschi murari

I valori di progetto per le verifiche sono:

<u>Muratura non consolidata</u>

- *Analisi statiche:*
  - $f_{md\,/FC} = \frac{2,67}{3} = 0,89\ N/mm^2$
  - $\tau_{0,d/FC} = \frac{0,054}{3} = 0,018\ N/mm^2$
- *Analisi sismiche:*
  - $f_{md\,,sis/FC} = \frac{2,67}{2} = 1,33\ \ N/mm^2$
  - $\tau_{0,d,sis/FC} = \frac{0,054}{2} = 0,027\ N/mm^2$

<u>Muratura consolidata con diatoni, iniezioni di miscele leganti e intonaco armato con rete fibrorinforzata (tipo 1)</u>

- *Analisi statiche:*
  - $f_{md\,/FC} = \frac{7,80}{3} = 2,6\ N/mm^2$
  - $\tau_{0,d/FC} = \frac{0,16}{3} = 0,053\ N/mm^2$
- *Analisi sismiche:*
  - $f_{md\,,sis/FC} = \frac{7,80}{2} = 3,9\ \ N/mm^2$
  - $\tau_{0,d,sis/FC} = \frac{0,16}{2} = 0,08\ N/mm^2$

Muratura iniezioni di miscele leganti (tipo 2)

- *Analisi statiche:*
  - $f_{md/FC} = \frac{4,00}{3} = 1,33\ N/mm^2$
  - $\tau_{0,d/FC} = \frac{0,08}{3} = 0,027\ N/mm^2$
- *Analisi sismiche:*
  - $f_{md,sis/FC} = \frac{4,00}{2} = 2,00\ \ N/mm^2$
  - $\tau_{0,d,sis/FC} = \frac{0,08}{2} = 0,04\ N/mm^2$

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 ϱ 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:

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

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:

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

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

- **<u>Verifica per carichi verticali ed azioni ortogonali al piano del muro</u>**

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 σ_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:

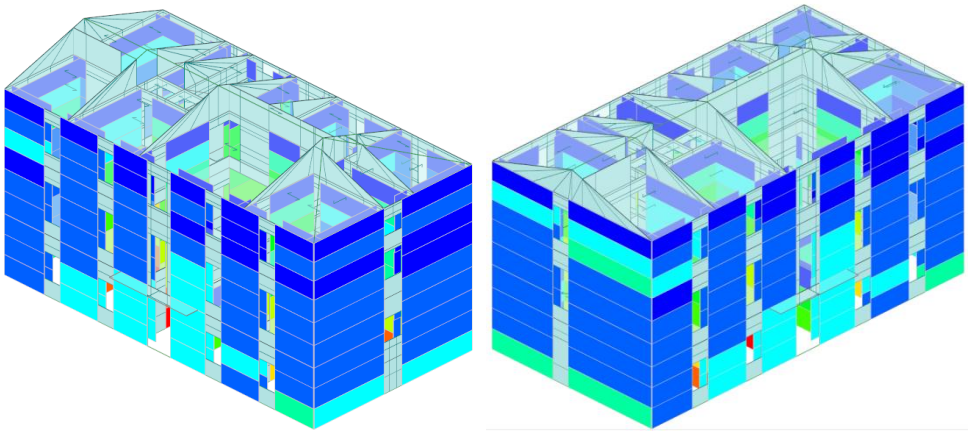
$$N < N_u \rightarrow TPO = \frac{N}{N_u} < 1$$

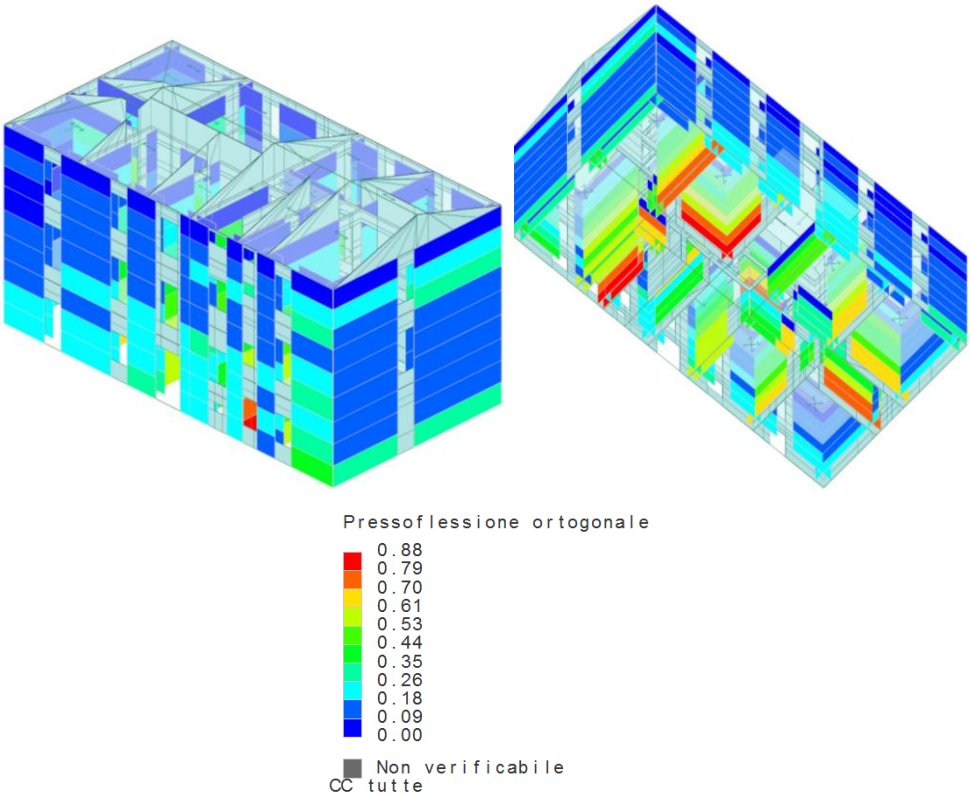
$$M_v < M_u \rightarrow TPO = \frac{M}{M_u} < 1$$

Il tasso di sfruttamento massimo per pressoflessione ortogonale al piano TPO è:

$$TPO_{,\max} = 0{,}88 < 1.$$

Le verifiche sono tutte soddisfatte.





Tassi di sfruttamento per pressoflessione ortogonale al piano

A titolo esemplificativo si riportano le verifiche del pannello murario più sollecitato (maschio 30)

Maschio in muratura ordinaria n. 30

Xg=7.10 <m> Yg=7.71 <m> L=0.89 <m>

Configurazione geometrica e caratteristiche dei materiali utilizzati

Zi <m>	Zf <m>	Spess. <m>	h <m>	d_1 <m>	S_{sx}	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_{VK0} <kN/mq>	$F_{td\ SLU}$ <kN/mq>	$F_{td\ SLV}$ <kN/mq>
0.00	4.07	0.40	3.77	0.00			112	0.11	0.02	0.00	1.00	9.43	9360.00	2600.00	3900.00	190.13	79.22	118.83
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

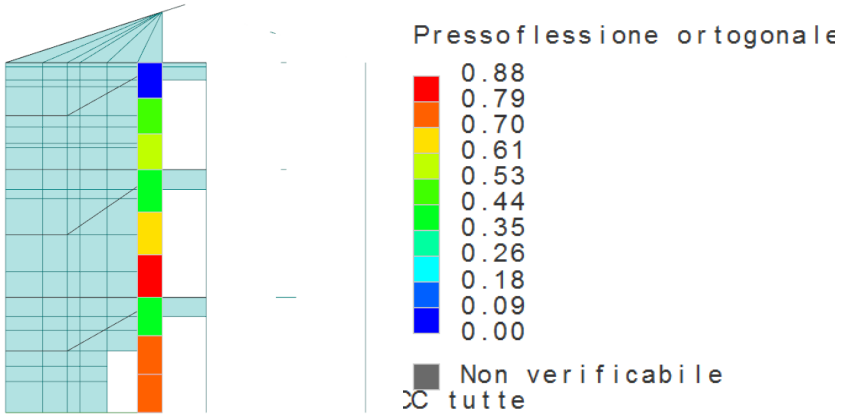
Verifiche per carichi verticali ed azioni ortogonali

CC	N1 <kN>	e_{s1} <m>	$\Sigma N2_{sx}$ <kN>	$\Sigma N2_{dx}$ <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	-240.26	3.92	---	---	---	---	---	-1380.60	38.21
							2.04	-260.40	-0.63	---	---	---	---	---	-1380.60	40.52
							4.07	-137.55	-1.16	---	---	---	---	---	-1380.60	24.29
3							0.00	-226.56	3.74	---	---	---	---	---	-1380.60	36.56
							2.04	-237.96	-0.42	---	---	---	---	---	-1380.60	37.94
							4.07	-123.86	-1.03	---	---	---	---	---	-1380.60	22.16
5							0.00	-245.60	2.95	---	---	---	---	---	-1380.60	38.84
							2.04	-272.23	-0.65	---	---	---	---	---	-1380.60	41.82
							4.07	-138.43	-0.76	---	---	---	---	---	-1380.60	24.42
7							0.00	-236.48	1.93	---	---	---	---	---	-1380.60	37.76
							2.04	-259.94	-0.46	---	---	---	---	---	-1380.60	40.47
							4.07	-125.49	-0.28	---	---	---	---	---	-1380.60	22.41
9	-186.38	0.00	0.00	7.01	0.00	0.02	0.00	-321.66	3.33	-0.01	0.02	0.02	0.33	0.71	-651.90	37.88
							2.04	-324.53	-0.27	---	---	0.02	0.28	0.73	-672.47	37.98
							4.07	-156.90	-0.42	---	---	0.02	0.34	0.70	-644.30	25.09
10	-189.47	0.00	0.00	7.01	0.00	0.02	0.00	-319.80	3.11	-0.01	0.02	0.02	0.32	0.71	-656.51	37.81
							2.04	-326.77	-0.23	---	---	0.02	0.28	0.73	-672.47	38.06
							4.07	-159.25	-0.50	---	---	0.02	0.34	0.70	-644.74	25.37

11	-186.35	0.00	0.00	7.01	0.00	0.02	0.00	-322.30	3.24	-0.01	0.02	0.02	0.32	0.71	-654.08	37.90
							2.04	-323.65	-0.23	---	---	0.02	0.28	0.73	-672.47	37.95
							4.07	-157.11	-0.46	---	---	0.02	0.34	0.70	-644.30	25.11
12	-189.50	0.00	0.00	7.01	0.00	0.02	0.00	-319.15	3.21	-0.01	0.02	0.02	0.32	0.71	-654.31	37.79
							2.04	-327.65	-0.27	---	---	0.02	0.28	0.73	-672.47	38.09
							4.07	-159.05	-0.45	---	---	0.02	0.34	0.70	-644.75	25.34
1							4.07	-175.41	1.39	---	---	---	---	---	-472.00	19.74
							6.33	-115.32	-1.39	---	---	---	---	---	-472.00	16.43
							8.58	-58.48	-1.25	---	---	---	---	---	-472.00	9.99
3							4.07	-151.62	1.29	---	---	---	---	---	-472.00	18.86
							6.33	-103.75	-1.32	---	---	---	---	---	-472.00	15.38
							8.58	-51.37	-1.06	---	---	---	---	---	-472.00	8.96
5							4.07	-182.53	0.74	---	---	---	---	---	-472.00	19.90
							6.33	-117.87	-0.68	---	---	---	---	---	-472.00	16.65
							8.58	-62.48	-0.70	---	---	---	---	---	-472.00	10.55
7							4.07	-164.85	0.08	---	---	---	---	---	-472.00	19.42
							6.33	-108.48	-0.01	---	---	---	---	---	-472.00	15.83
							8.58	-58.80	-0.03	---	---	---	---	---	-472.00	10.04
9	-72.17	0.00	0.00	7.01	0.01	0.03	4.07	-186.38	0.44	---	---	0.02	0.32	0.69	-216.15	11.30
							6.33	-142.96	-0.45	0.00	0.02	0.02	0.32	0.69	-216.15	13.31
							8.58	-77.00	-0.03	---	---	0.03	0.46	0.61	-193.13	10.97
10	-72.93	0.00	0.00	7.01	0.01	0.03	4.07	-189.47	0.33	---	---	0.02	0.32	0.69	-216.15	11.05
							6.33	-144.59	-0.34	0.00	0.02	0.02	0.32	0.69	-216.15	13.29
							8.58	-77.62	-0.13	---	---	0.03	0.46	0.61	-193.35	11.02
11	-73.00	0.00	0.00	7.01	0.01	0.03	4.07	-186.35	0.38	---	---	0.02	0.32	0.69	-216.15	11.30
							6.33	-144.93	-0.40	0.00	0.02	0.02	0.32	0.69	-216.15	13.28
							8.58	-77.99	-0.07	---	---	0.03	0.46	0.61	-193.38	11.05
12	-72.09	0.00	0.00	7.01	0.01	0.03	4.07	-189.50	0.38	---	---	0.02	0.32	0.69	-216.15	11.05
							6.33	-142.61	-0.39	0.00	0.02	0.02	0.32	0.69	-216.15	13.31
							8.58	-76.63	-0.09	---	---	0.03	0.46	0.61	-193.11	10.94
1							8.58	-58.93	1.84	---	---	---	---	---	-472.00	10.06
							10.46	-49.25	1.82	---	---	---	---	---	-472.00	8.64
3							8.58	-54.32	1.66	---	---	---	---	---	-472.00	9.39
							10.46	-42.34	1.69	---	---	---	---	---	-472.00	7.57
5							8.58	-58.98	1.12	---	---	---	---	---	-472.00	10.06
							10.46	-55.79	0.76	---	---	---	---	---	-472.00	9.61
7							8.58	-54.41	0.33	---	---	---	---	---	-472.00	9.41
							10.46	-54.49	-0.27	---	---	---	---	---	-472.00	9.42
9	0.00	0.00	0.00	2.72	0.11	0.13	8.58	-72.17	0.73	-0.01	0.07	0.07	1.12	0.43	-135.58	10.54
							10.46	-69.62	-0.01	---	---	0.06	0.97	0.48	-151.97	10.30
10	0.00	0.00	0.00	2.72	0.11	0.13	8.58	-72.93	0.63	-0.01	0.07	0.07	1.10	0.44	-137.93	10.61
							10.46	-69.80	0.10	---	---	0.06	0.97	0.48	-151.97	10.32
11	0.00	0.00	0.00	2.72	0.11	0.13	8.58	-73.00	0.69	-0.01	0.07	0.07	1.11	0.43	-136.58	10.62
							10.46	-70.32	0.04	---	---	0.06	0.97	0.48	-151.97	10.37
12	0.00	0.00	0.00	2.72	0.11	0.13	8.58	-72.09	0.67	-0.01	0.07	0.07	1.11	0.44	-136.96	10.53
							10.46	-69.11	0.04	---	---	0.06	0.97	0.48	-151.97	10.25

In particolare per la CC 12 (SLU) sezione a 4,07 m:

$$TPO = \frac{N}{N_u} = \frac{189.5}{216.15} = 0.88 < 1$$



Maschio 30 e legenda TPO

- **<u>Verifica azioni nel piano del muro</u>**

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

$$N_u = \phi_t * \phi_1 * f_d * t * l$$

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 σ_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:

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

Dove :

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

Le verifiche sono soddisfatte se risulta:

$$Taglio\ nel\ piano: V < V_u \rightarrow TT = \frac{N}{N_u} < 1$$

$$Pressoflessione\ nel\ piano: M_v < M_u \rightarrow TP = \frac{M}{M_u} < 1$$

Il tasso di sfruttamento massimo per taglio nel piano è:

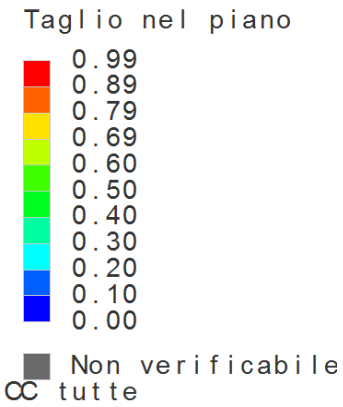
$$TT_{,max}=0,99 < 1.$$

Il tasso di sfruttamento massimo per pressoflessione nel piano è:

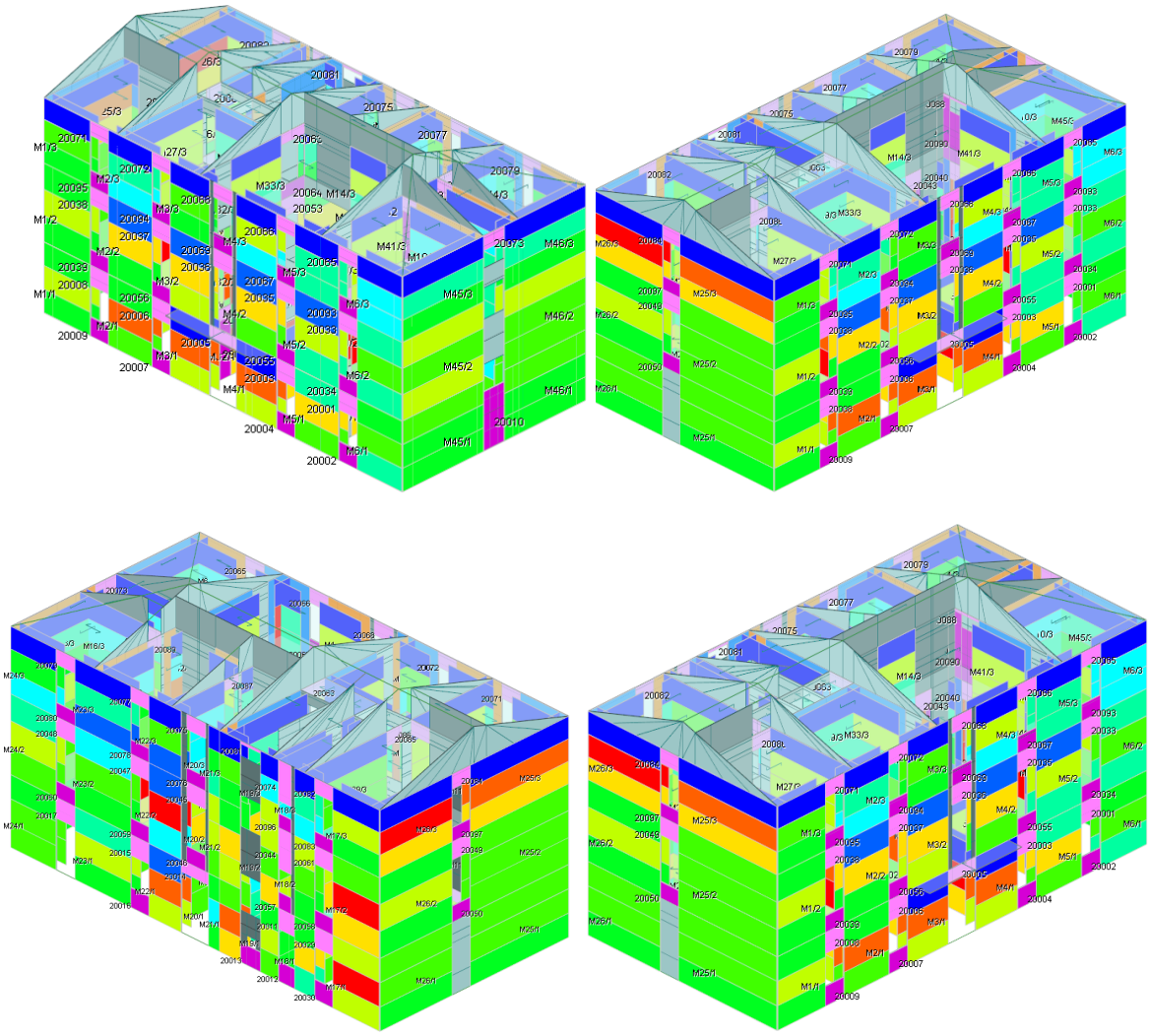
$$TP_{,max}=0,31 < 1.$$

Le **verifiche sono tutte soddisfatte.**

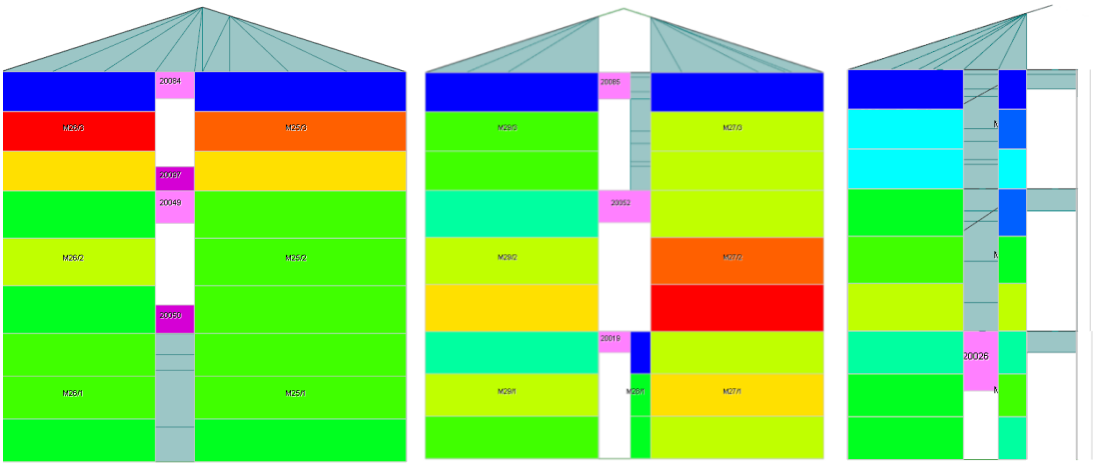
La verifica più gravosa per i maschi murari è quella a taglio nel piano in condizioni sismiche SLV.



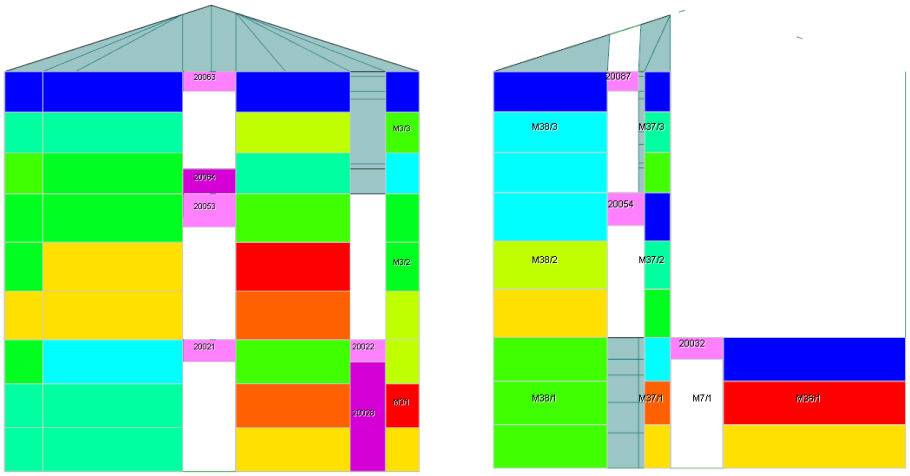
Legenda tassi di sfruttamento per taglio nel piano (TT) (SLV)



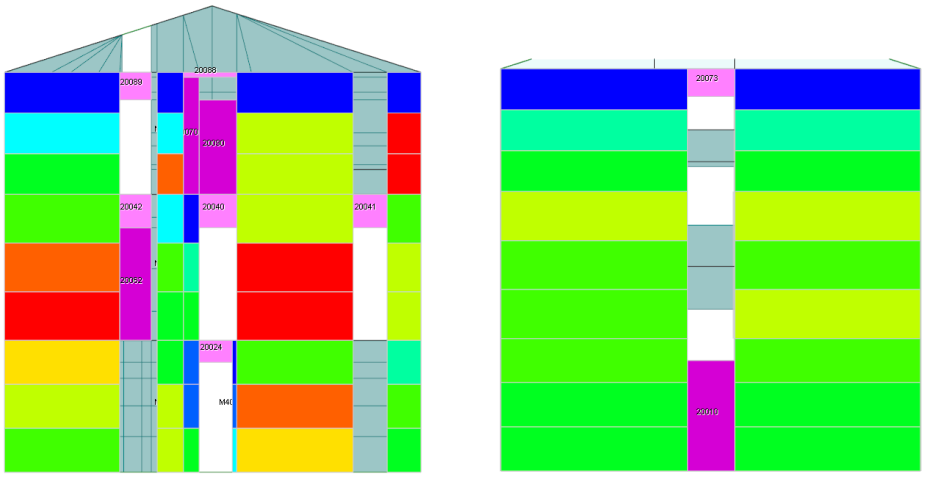
Viste 3d dei tassi di sfruttamento per taglio nel piano (TT) (SLV)



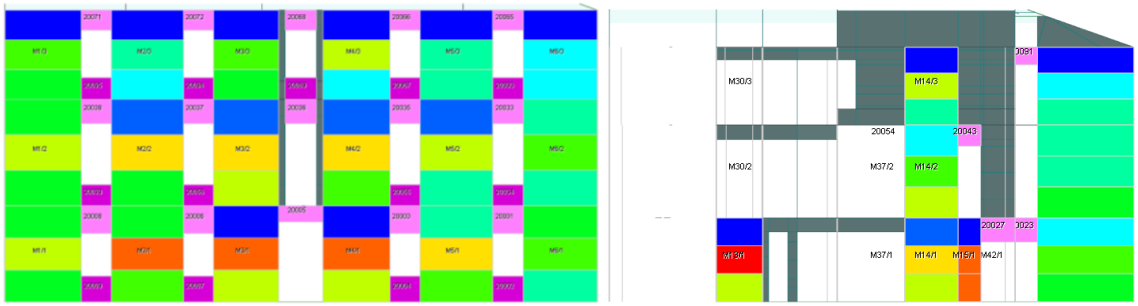
TT degli allineamenti murari:da sinistra verso destra: X1, X2, X3



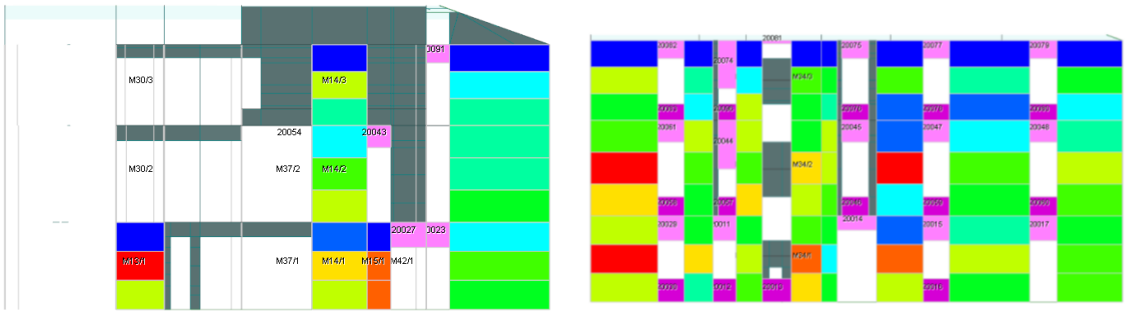
TT degli allineamenti murari:da sinistra verso destra: X4, X5



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



TT degli allineamenti murari:da sinistra verso destra: Y1, Y2



TT degli allineamenti murari:da sinistra verso destra: Y3, Y4

A titolo esemplificativo si riportano le verifiche del pannello murario più sollecitato a taglio nel piano (maschio 36)

Maschio in muratura ordinaria n. 36

Xg=14.39 <m> Yg=2.85 <m> L=5.69 <m>

Configurazione geometrica e caratteristiche dei materiali utilizzati

Zi <m>	Zf <m>	Spess. <m>	h <m>	d_1 <m>	S_{sx}	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_{VK0} <kN/mq>	$F_{td\ SLU}$ <kN/mq>	$F_{td\ SLV}$ <kN/mq>
0.00	4.07	0.43	3.87		103	-0.12	107	0.12	0.02	5.69	0.82	7.38	3200.00	888.89	1333.33	65.00	27.08	40.63
					116	-0.12												

Verifiche per azioni nel piano

CC	Zv <m>	N <kN>	M_v <kNm>	Mu <kNm>	V_{Ed} <kN>	Vu <kN>
1	0.00	-727.68	158.59	1526.96	87.76	286.72
1	2.04	-495.13	54.02	1157.12	94.73	243.09
3	0.00	-667.33	29.80	1441.64	44.40	276.06
3	2.04	-451.42	-9.30	1075.21	49.68	233.99
5	0.00	-722.01	242.90	1519.28	226.78	285.74
5	2.04	-526.29	112.24	1213.11	247.44	249.38
7	0.00	-656.81	186.38	1426.01	213.78	274.16
7	2.04	-509.28	98.82	1182.79	233.93	245.97
9	0.00	-831.34	-5.43	1301.53	1.17	243.88
9	2.04	-651.78	1.22	1200.53	1.23	218.13
10	0.00	-843.53	5.43	1304.79	1.17	245.53
10	2.04	-654.71	-1.22	1202.97	1.23	218.58
11	0.00	-832.22	11.83	1301.78	13.56	244.00
11	2.04	-649.47	5.48	1198.58	13.95	217.78
12	0.00	-842.65	-11.83	1304.57	13.56	245.42
12	2.04	-657.02	-5.48	1204.88	13.95	218.93

In particolare per la CC 5 (SLV) sezione a 2,035 m:

$$TPO = \frac{V}{V_u} = \frac{247.44}{249.38} = 0.99 < 1$$

Di seguito di riporta in forma tabellare la sintesi di tutte le verifiche di resistenza fatte per i maschi murari con i rispettivi tassi di sfruttamento delle verifiche

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

Num.	Zv <m>	TP	TPO	TT	TG
1	0.00	0.00	0.16	0.43	0.43
1	2.04	0.00	0.16	0.61	0.61
1	4.07	0.00	0.12	0.46	0.46
1	4.07	0.00	0.14	0.43	0.43
1	6.33	0.00	0.11	0.63	0.63
1	8.58	0.00	0.09	0.41	0.41
1	8.58	0.00	0.21	0.46	0.46
1	10.46	0.00	0.16	0.53	0.53
2	0.00	0.11	0.18	0.55	0.55
2	2.04	0.02	0.22	0.87	0.87
2	4.07	0.01	0.15	0.44	0.44
2	4.07	0.11	0.17	0.42	0.42
2	6.33	0.08	0.14	0.71	0.71
2	8.58	0.07	0.10	0.19	0.19
2	8.58	0.05	0.09	0.25	0.25
2	10.46	0.05	0.11	0.36	0.36
3	0.00	0.28	0.22	0.64	0.64
3	2.04	0.07	0.23	0.88	0.88
3	4.07	0.02	0.18	0.10	0.18
3	4.07	0.09	0.17	0.60	0.60
3	6.33	0.08	0.15	0.78	0.78
3	8.58	0.17	0.11	0.18	0.18
3	8.58	0.03	0.09	0.42	0.42
3	10.46	0.04	0.07	0.59	0.59
4	0.00	0.31	0.24	0.63	0.63
4	2.04	0.07	0.21	0.83	0.83
4	4.07	0.02	0.20	0.06	0.20
4	4.07	0.07	0.21	0.54	0.54
4	6.33	0.08	0.18	0.73	0.73
4	8.58	0.19	0.11	0.17	0.19
4	8.58	0.02	0.08	0.21	0.21
4	10.46	0.01	0.10	0.61	0.61
5	0.00	0.17	0.14	0.51	0.51
5	2.04	0.14	0.22	0.78	0.78
5	4.07	0.01	0.15	0.39	0.39
5	4.07	0.15	0.17	0.37	0.37
5	6.33	0.02	0.16	0.66	0.66
5	8.58	0.14	0.10	0.16	0.16
5	8.58	0.03	0.08	0.36	0.36
5	10.46	0.03	0.06	0.31	0.31
6	0.00	0.00	0.29	0.39	0.39
6	2.04	0.00	0.17	0.55	0.55
6	4.07	0.00	0.12	0.46	0.46
6	4.07	0.00	0.14	0.38	0.38

6	6.33	0.00	0.11	0.56	0.56
6	8.58	0.00	0.10	0.32	0.32
6	8.58	0.00	0.06	0.26	0.26
6	10.46	0.00	0.14	0.29	0.29
7	0.00	0.00	0.26	0.62	0.62
7	2.04	0.00	0.22	0.78	0.78
8	0.00	0.08	0.28	0.56	0.56
8	2.04	0.02	0.26	0.64	0.64
9	0.00	0.19	0.84	0.59	0.84
9	2.04	0.06	0.72	0.66	0.72
9	4.07	0.08	0.60	0.43	0.60
9	4.07	0.05	0.64	0.76	0.76
9	6.33	0.07	0.45	0.79	0.79
9	8.58	0.04	0.30	0.63	0.63
9	8.58	0.04	0.37	0.36	0.37
9	10.46	0.08	0.29	0.34	0.34
10	0.00	0.06	0.68	0.51	0.68
10	2.04	0.01	0.62	0.57	0.62
10	4.07	0.03	0.47	0.48	0.48
10	4.07	0.04	0.39	0.66	0.66
10	6.33	0.06	0.37	0.60	0.60
10	8.58	0.03	0.49	0.50	0.50
10	8.58	0.06	0.16	0.36	0.36
10	10.46	0.09	0.21	0.29	0.29
11	0.00	0.00	0.44	0.08	0.44
11	2.04	0.00	0.36	0.10	0.36
11	4.07	0.00	0.17	0.11	0.17
11	4.07	0.00	0.26	0.78	0.78
11	6.33	0.00	0.24	0.77	0.77
11	8.58	0.00	0.19	0.51	0.51
11	8.58	0.00	0.15	0.52	0.52
11	10.46	0.00	0.11	0.15	0.15
12	0.00	0.00	0.43	0.16	0.43
12	2.04	0.00	0.45	0.11	0.45
13	0.00	0.00	0.64	0.65	0.65
13	2.04	0.00	0.75	0.94	0.94
14	0.00	0.00	0.38	0.61	0.61
14	2.04	0.00	0.33	0.73	0.73
14	4.07	0.00	0.21	0.11	0.21
14	4.07	0.00	0.73	0.62	0.73
14	6.33	0.00	0.61	0.58	0.61
14	8.58	0.00	0.47	0.29	0.47
14	8.58	0.00	0.36	0.35	0.36
14	10.46	0.00	0.29	0.62	0.62
15	0.00	0.00	0.65	0.88	0.88
15	2.04	0.00	0.68	0.85	0.85
16	0.00	0.08	0.78	0.47	0.78
16	2.04	0.03	0.72	0.52	0.72
16	4.07	0.02	0.54	0.28	0.54
16	4.07	0.06	0.42	0.49	0.49
16	6.33	0.05	0.31	0.39	0.39
16	8.58	0.11	0.31	0.33	0.33
16	8.58	0.15	0.18	0.31	0.31
16	10.46	0.19	0.29	0.24	0.29
17	0.00	0.00	0.35	0.66	0.66
17	2.04	0.00	0.34	0.94	0.94
17	4.07	0.00	0.26	0.64	0.64
17	4.07	0.00	0.28	0.77	0.77
17	6.33	0.00	0.23	0.90	0.90
17	8.58	0.00	0.15	0.53	0.53
17	8.58	0.00	0.27	0.50	0.50
17	10.46	0.00	0.24	0.60	0.60
18	0.00	0.20	0.15	0.38	0.38
18	2.04	0.07	0.22	0.78	0.78
18	4.07	0.01	0.15	0.40	0.40
18	4.07	0.13	0.18	0.47	0.47
18	6.33	0.21	0.13	0.53	0.53
18	8.58	0.06	0.11	0.61	0.61
18	8.58	0.09	0.15	0.29	0.29
18	10.46	0.01	0.12	0.38	0.38
19	0.00	0.07	0.21	0.56	0.56

19	2.04	0.08	0.22	0.62	0.62
19	4.07	0.03	0.23	0.47	0.47
19	4.07	0.03	0.22	0.76	0.76
19	6.33	0.01	0.13	0.57	0.57
19	8.58	0.10	0.14	0.66	0.66
19	8.58	0.05	0.20	0.69	0.69
19	10.46	0.13	0.10	0.25	0.25
20	0.00	0.00	0.24	0.49	0.49
20	2.04	0.00	0.20	0.26	0.26
20	4.07	0.00	0.21	0.46	0.46
20	4.07	0.00	0.18	0.51	0.51
20	6.33	0.00	0.15	0.67	0.67
20	8.58	0.00	0.11	0.63	0.63
20	8.58	0.00	0.17	0.34	0.34
20	10.46	0.00	0.16	0.40	0.40
21	0.00	0.00	0.24	0.78	0.78
21	2.04	0.00	0.19	0.87	0.87
21	4.07	0.00	0.25	0.54	0.54
21	4.07	0.00	0.28	0.66	0.66
21	6.33	0.00	0.12	0.79	0.79
21	8.58	0.00	0.17	0.45	0.45
21	8.58	0.00	0.23	0.45	0.45
21	10.46	0.00	0.11	0.58	0.58
22	0.00	0.26	0.27	0.67	0.67
22	2.04	0.11	0.24	0.87	0.87
22	4.07	0.07	0.18	0.18	0.18
22	4.07	0.11	0.20	0.24	0.24
22	6.33	0.15	0.15	0.96	0.96
22	8.58	0.15	0.12	0.17	0.17
22	8.58	0.02	0.15	0.10	0.15
22	10.46	0.01	0.13	0.56	0.56
23	0.00	0.21	0.20	0.49	0.49
23	2.04	0.07	0.24	0.63	0.63
23	4.07	0.01	0.16	0.32	0.32
23	4.07	0.14	0.18	0.42	0.42
23	6.33	0.19	0.13	0.56	0.56
23	8.58	0.16	0.10	0.25	0.25
23	8.58	0.02	0.12	0.18	0.18
23	10.46	0.07	0.12	0.34	0.34
24	0.00	0.00	0.25	0.53	0.53
24	2.04	0.00	0.18	0.55	0.55
24	4.07	0.00	0.12	0.40	0.40
24	4.07	0.00	0.14	0.54	0.54
24	6.33	0.00	0.10	0.64	0.64
24	8.58	0.00	0.07	0.37	0.37
24	8.58	0.00	0.05	0.26	0.26
24	10.46	0.00	0.10	0.42	0.42
25	0.00	0.07	0.26	0.48	0.48
25	2.04	0.07	0.17	0.52	0.52
25	4.07	0.09	0.17	0.54	0.54
25	4.07	0.13	0.17	0.50	0.50
25	6.33	0.09	0.11	0.59	0.59
25	8.58	0.09	0.09	0.50	0.50
25	8.58	0.09	0.30	0.79	0.79
25	10.46	0.25	0.21	0.88	0.88
26	0.00	0.03	0.27	0.48	0.48
26	2.04	0.04	0.17	0.52	0.52
26	4.07	0.08	0.17	0.54	0.54
26	4.07	0.14	0.15	0.47	0.47
26	6.33	0.07	0.11	0.60	0.60
26	8.58	0.12	0.09	0.44	0.44
26	8.58	0.07	0.17	0.76	0.76
26	10.46	0.15	0.23	0.90	0.90
27	0.00	0.05	0.71	0.65	0.71
27	2.04	0.06	0.65	0.78	0.78
27	4.07	0.10	0.58	0.60	0.60
27	4.07	0.09	0.47	0.90	0.90
27	6.33	0.03	0.40	0.88	0.88
27	8.58	0.04	0.38	0.61	0.61
27	8.58	0.05	0.20	0.65	0.65
27	10.46	0.04	0.23	0.65	0.65

28	0.00	0.00	0.46	0.46	0.46
28	2.04	0.00	0.48	0.46	0.48
29	0.00	0.13	0.57	0.55	0.57
29	2.04	0.09	0.52	0.62	0.62
29	4.07	0.05	0.56	0.38	0.56
29	4.07	0.08	0.55	0.70	0.70
29	6.33	0.07	0.44	0.66	0.66
29	8.58	0.04	0.40	0.39	0.40
29	8.58	0.06	0.22	0.59	0.59
29	10.46	0.13	0.23	0.52	0.52
30	0.00	0.00	0.49	0.38	0.49
30	2.04	0.00	0.49	0.50	0.50
30	4.07	0.00	0.25	0.39	0.39
30	4.07	0.00	0.88	0.62	0.88
30	6.33	0.00	0.67	0.47	0.67
30	8.58	0.00	0.40	0.12	0.40
30	8.58	0.00	0.53	0.30	0.53
30	10.46	0.00	0.46	0.12	0.46
31	0.00	0.08	0.80	0.40	0.80
31	2.04	0.01	0.76	0.47	0.76
31	4.07	0.03	0.54	0.34	0.54
31	4.07	0.03	0.53	0.62	0.62
31	6.33	0.03	0.36	0.58	0.58
31	8.58	0.01	0.34	0.41	0.41
31	8.58	0.02	0.28	0.25	0.28
31	10.46	0.03	0.37	0.25	0.37
32	0.00	0.00	0.56	0.76	0.76
32	2.04	0.00	0.50	0.91	0.91
32	4.07	0.00	0.40	0.65	0.65
32	4.07	0.00	0.48	0.65	0.65
32	6.33	0.00	0.37	0.45	0.45
32	8.58	0.00	0.45	0.41	0.45
32	8.58	0.00	0.20	0.27	0.27
32	10.46	0.00	0.09	0.53	0.53
33	0.00	0.15	0.83	0.77	0.83
33	2.04	0.07	0.72	0.89	0.89
33	4.07	0.08	0.55	0.51	0.55
33	4.07	0.16	0.57	0.89	0.89
33	6.33	0.07	0.46	0.93	0.93
33	8.58	0.19	0.46	0.54	0.54
33	8.58	0.11	0.30	0.32	0.32
33	10.46	0.03	0.24	0.61	0.61
34	0.00	0.00	0.22	0.37	0.37
34	2.04	0.00	0.24	0.37	0.37
34	4.07	0.00	0.25	0.42	0.42
34	4.07	0.00	0.23	0.71	0.71
34	6.33	0.00	0.17	0.45	0.45
34	8.58	0.00	0.16	0.41	0.41
34	8.58	0.00	0.25	0.57	0.57
34	10.46	0.00	0.34	0.35	0.35
35	0.00	0.08	0.38	0.36	0.38
35	2.04	0.04	0.35	0.39	0.39
35	4.07	0.01	0.22	0.25	0.25
35	4.07	0.04	0.64	0.72	0.72
35	6.33	0.06	0.51	0.74	0.74
35	8.58	0.03	0.44	0.47	0.47
35	8.58	0.01	0.42	0.42	0.42
35	10.46	0.00	0.37	0.37	0.37
36	0.00	0.16	0.50	0.79	0.79
36	2.04	0.09	0.39	0.99	0.99
37	0.00	0.00	0.37	0.74	0.74
37	2.04	0.00	0.33	0.82	0.82
37	4.07	0.00	0.20	0.27	0.27
37	4.07	0.00	0.73	0.49	0.73
37	6.33	0.00	0.68	0.39	0.68
37	8.58	0.00	0.50	0.03	0.50
37	8.58	0.00	0.32	0.52	0.52
37	10.46	0.00	0.21	0.34	0.34
38	0.00	0.00	0.61	0.52	0.61
38	2.04	0.00	0.57	0.58	0.58
38	4.07	0.00	0.55	0.52	0.55

38	4.07	0.00	0.49	0.76	0.76
38	6.33	0.00	0.41	0.68	0.68
38	8.58	0.00	0.32	0.25	0.32
38	8.58	0.00	0.20	0.25	0.25
38	10.46	0.00	0.18	0.24	0.24
39	0.00	0.00	0.21	0.45	0.45
39	2.04	0.00	0.19	0.50	0.50
39	4.07	0.00	0.18	0.39	0.39
39	4.07	0.00	0.44	0.66	0.66
39	6.33	0.00	0.35	0.67	0.67
39	8.58	0.00	0.22	0.57	0.57
39	8.58	0.00	0.31	0.99	0.99
39	10.46	0.00	0.21	0.97	0.97
40	0.00	0.00	0.52	0.21	0.52
40	2.04	0.00	0.51	0.16	0.51
41	0.00	0.06	0.66	0.79	0.79
41	2.04	0.03	0.63	0.88	0.88
41	4.07	0.03	0.58	0.54	0.58
41	4.07	0.07	0.53	0.91	0.91
41	6.33	0.07	0.40	0.97	0.97
41	8.58	0.07	0.28	0.60	0.60
41	8.58	0.04	0.38	0.65	0.65
41	10.46	0.01	0.27	0.61	0.61
42	0.00	0.00	0.40	0.62	0.62
42	2.04	0.00	0.39	0.62	0.62
42	4.07	0.00	0.26	0.42	0.42
42	4.07	0.00	0.24	0.45	0.45
42	6.33	0.00	0.21	0.55	0.55
42	8.58	0.00	0.18	0.24	0.24
42	8.58	0.00	0.11	0.81	0.81
42	10.46	0.00	0.08	0.25	0.25
43	0.00	0.00	0.45	0.41	0.45
43	2.04	0.00	0.38	0.18	0.38
43	4.07	0.00	0.20	0.17	0.20
43	4.07	0.00	0.30	0.43	0.43
43	6.33	0.00	0.21	0.38	0.38
44	0.00	0.02	0.62	0.59	0.62
44	2.04	0.02	0.58	0.69	0.69
44	4.07	0.07	0.51	0.72	0.72
44	4.07	0.07	0.41	0.96	0.96
44	6.33	0.04	0.36	0.82	0.82
44	8.58	0.03	0.31	0.54	0.54
44	8.58	0.07	0.15	0.41	0.41
44	10.46	0.05	0.20	0.28	0.28
45	0.00	0.05	0.21	0.42	0.42
45	2.04	0.05	0.14	0.46	0.46
45	4.07	0.07	0.14	0.57	0.57
45	4.07	0.02	0.15	0.60	0.60
45	6.33	0.07	0.10	0.53	0.53
45	8.58	0.10	0.09	0.64	0.64
45	8.58	0.17	0.07	0.48	0.48
45	10.46	0.24	0.14	0.38	0.38
46	0.00	0.05	0.26	0.45	0.45
46	2.04	0.07	0.14	0.48	0.48
46	4.07	0.10	0.14	0.60	0.60
46	4.07	0.02	0.15	0.59	0.59
46	6.33	0.06	0.09	0.52	0.52
46	8.58	0.06	0.08	0.60	0.60
46	8.58	0.18	0.07	0.49	0.49
46	10.46	0.28	0.13	0.37	0.37

A8.P.2.8.2 Verifiche meccanismi locali

Di seguito verranno riportati i meccanismi di collasso locali allo *Stato Limite di Salvaguardia della Vita* (SLV) con un'***Analisi Cinematica non Lineare*** relativi ai maschi analizzati nelle condizioni ante operam[6] maschio 5 (ripristino di ammorsamenti ortogonali e verifica di ribaltamento composto) e al maschio 45 (ante operam 57).

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*.

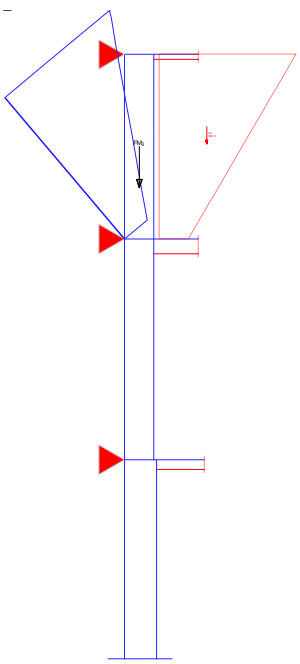
Maschio in muratura ordinaria n. 5

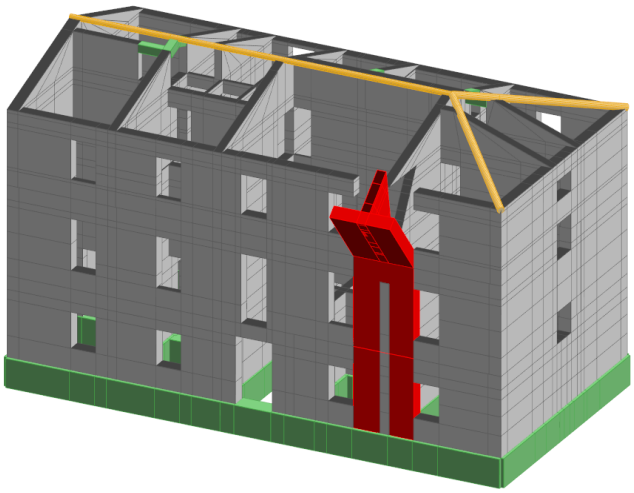
Xg=19.17 <m> Yg=0.33 <m> L=3.08 <m>

Configurazione geometrica e caratteristiche dei materiali utilizzati

Zi <m>	Zf <m>	Spess. <m>	h <m>	d_1 <m>	S_{sx}	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_{VK0} <kN/mq>	$F_{td\ SLU}$ <kN/mq>	$F_{td\ SLV}$ <kN/mq>
0.00	4.07	0.65	3.87	-0.03			103	0.18	0.02	0.00	1.00	5.95	9360.00	2600.00	3900.00	190.13	79.22	118.83
							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	9360.00	2600.00	3900.00	190.13	79.22	118.83
8.58	12.35	0.60	3.67				406	0.17	0.02	0.00	1.00	6.12	6240.00	1733.33	2600.00	126.75	52.81	79.22
							407	0.17										
							307	0.17										

Ribaltamento a z=8.58m ammorsamento a z=8.58m





[6] La numerazione dei maschi murari dello stato di progetto può non coincidere rispetto al modello ante-operam perché la configurazione geometrica è variata in funzione degli interventi migliorativi previsti.

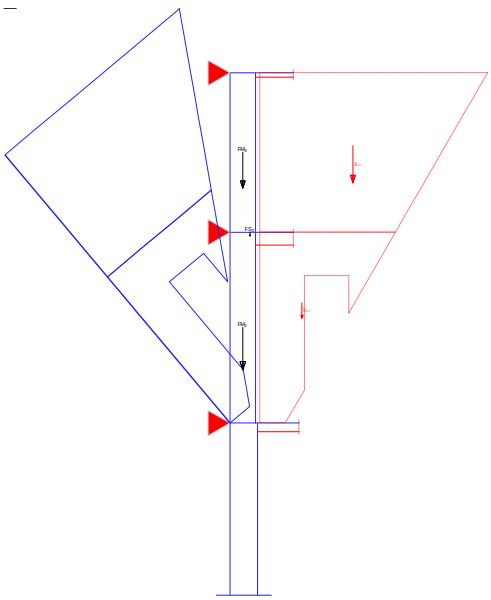
Elenco forze agenti

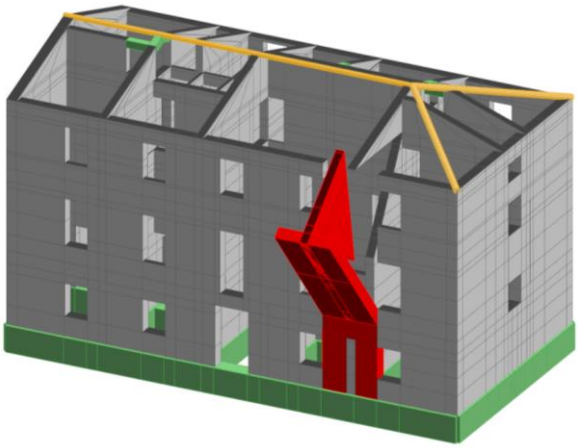
N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
$FA_{320/3}$		60.15	0.64	10.87	Peso ammorsamenti 320/3
FM_3		146.31	-0.03	10.46	Peso maschio piano 3

Massa partecipante al cinematismo M^*=20869.10 <kg>
Frazione di massa partecipante e^*=0.99
Analisi cinematica non lineare
Capacità di spostamento ultimo d_u^*=198.70 <mm>
Domanda di spostamento [C8A.4.11]=121.11 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.6407
Domanda di spostamento amplificata [C8A.4.12]=92.69 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=2.1437

$d_u^* > d_d^*$ →198.70 mm > 121.11 mm →verifica soddisfatta

Ribaltamento a z=4.07 m ammorsamento a z=4.07 m





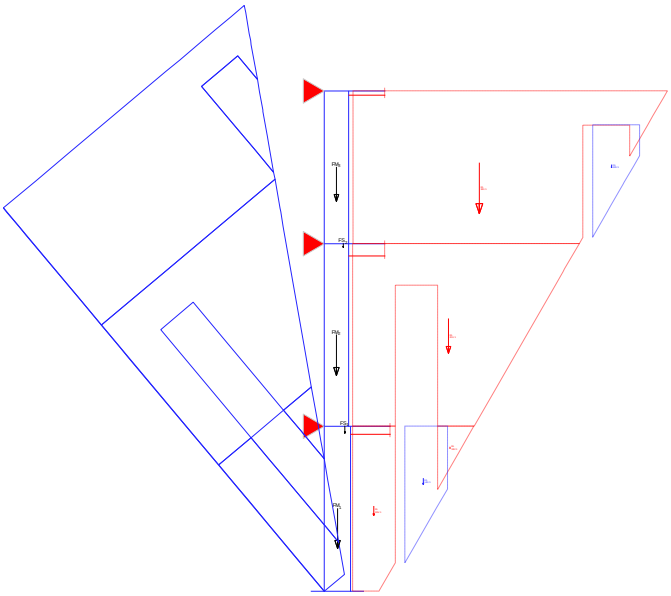
Elenco forze agenti

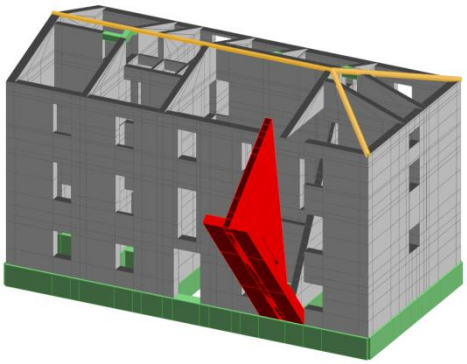
N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
$FA_{221/2}$		63.29	0.67	6.91	Peso ammorsamenti 221/2
$FA_{320/2}$		152.91	1.87	10.62	Peso ammorsamenti 320/2
FM_2		175.02	-0.03	6.33	Peso maschio piano 2
FM_3		146.31	-0.03	10.46	Peso maschio piano 3
FS_2		14.73	0.14	8.58	Peso solaio piano 2

Massa partecipante al cinematismo M^*=47564.80 <kg>
Frazione di massa partecipante e^*=0.84
Analisi cinematica non lineare
Capacità di spostamento ultimo d_u^*=429.65 <mm>
Domanda di spostamento [C8A.4.11]=184.95 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=2.3231
Domanda di spostamento amplificata [C8A.4.12]=59.58 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=7.2112

$d_u^* > d_d^*$ →429.65 mm > 184.95 mm →verifica soddisfatta

Ribaltamento a z=0.00 m ammorsamento a z=0.00 m





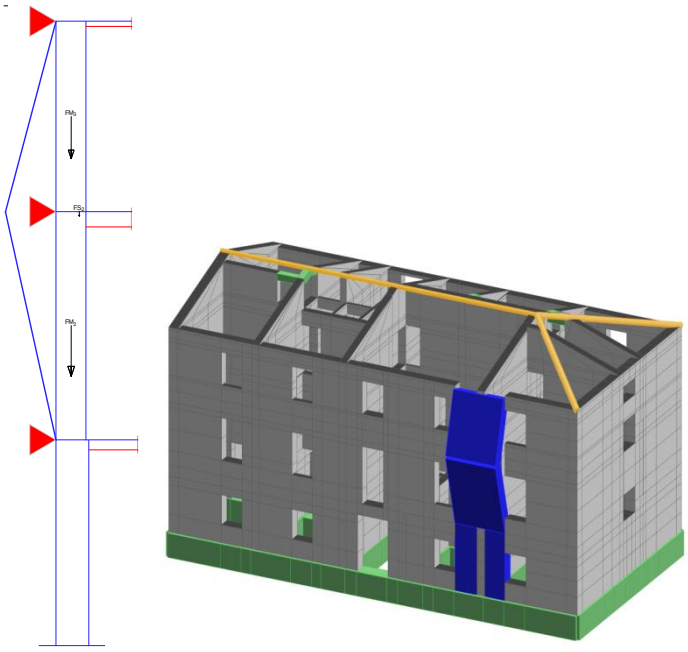
Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
$FA_{133/1}$		6.63	2.07	3.55	Peso ammorsamenti 133/1
$FA_{135/1}$		39.08	0.19	2.10	Peso ammorsamenti 135/1
$FA_{221/1}$		148.81	2.04	6.72	Peso ammorsamenti 221/1
$FA_{320/1}$		219.05	2.80	10.57	Peso ammorsamenti 320/1
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
$FA_{143/1}$		24.49	1.19	2.78	Peso ammorsamenti 143/1
$FA_{320/1}$		10.32	5.84	10.52	Peso ammorsamenti 320/1
FS_1		28.93	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS_2		14.73	0.14	8.58	Peso solaio piano 2

Massa partecipante al cinematismo M^*=81830.50 <kg>
Frazione di massa partecipante e^*=0.82
Analisi cinematica non lineare
Capacità di spostamento ultimo d_u^*=671.47 <mm>
Domanda di spostamento [C8A.4.11]=191.33 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=3.5096

$d_u^* > d_d^*$ →671.17 mm > 191.33 mm →verifica soddisfatta

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



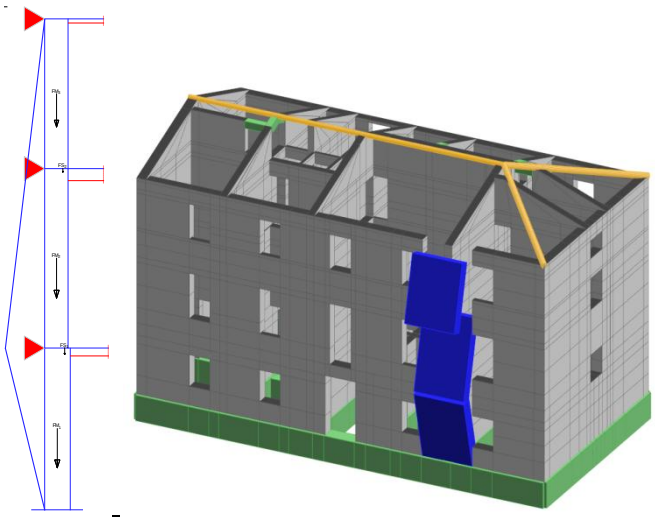
Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM_2		175.02	-0.03	6.33	Peso maschio piano 2
FM_3		146.31	-0.03	10.46	Peso maschio piano 3
FS_2		14.73	0.14	8.58	Peso solaio piano 2

Massa partecipante al cinematismo M^*=32988.10 <kg>
Frazione di massa partecipante e^*=0.96
Analisi cinematica non lineare
Capacità di spostamento ultimo d_u^*=78.00 <mm>
Domanda di spostamento [C8A.4.11]=71.02 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.0983
Domanda di spostamento amplificata [C8A.4.12]=69.98 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.1146

$d_u^* > d_d^*$ →78.00 mm > 71.02 mm →verifica soddisfatta

Flessione a z= 4.07 m da z= 0.00 m a z=12.35 m



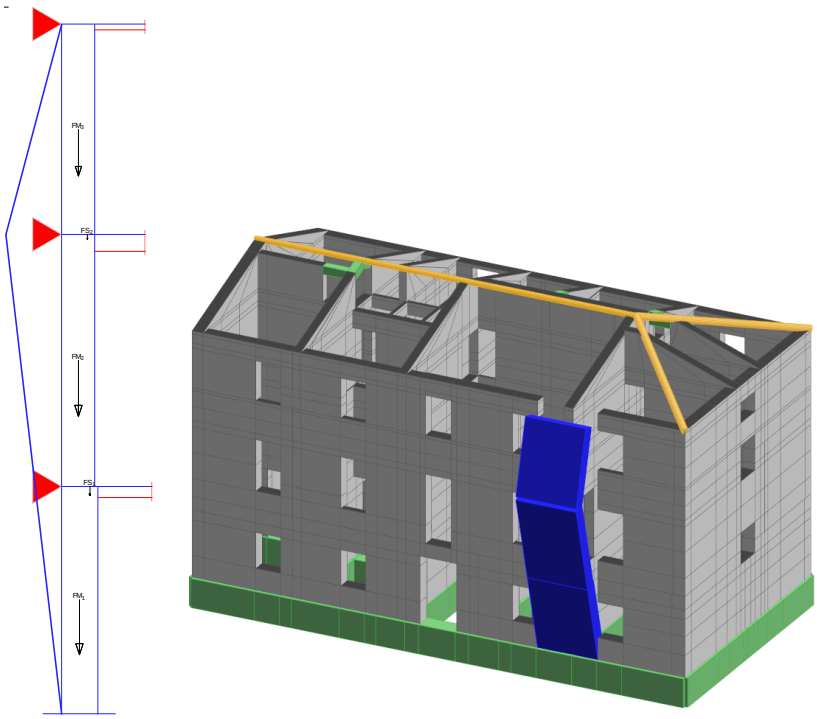
Elenco forze agenti

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		14.73	0.14	8.58	Peso solaio piano 2

Massa partecipante al cinematismo M^*=46271.70 <kg>
Frazione di massa partecipante e^*=0.85
Analisi cinematica non lineare
Capacità di spostamento ultimo d_u^*=110.40 <mm>
Domanda di spostamento [C8A.4.11]=75.41 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.4641

$d_u^* > d_d^*$ →110.40 mm > 75.41 mm →verifica soddisfatta

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



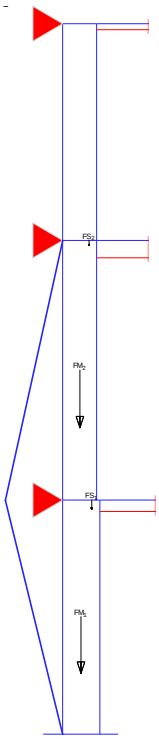
Elenco forze agenti

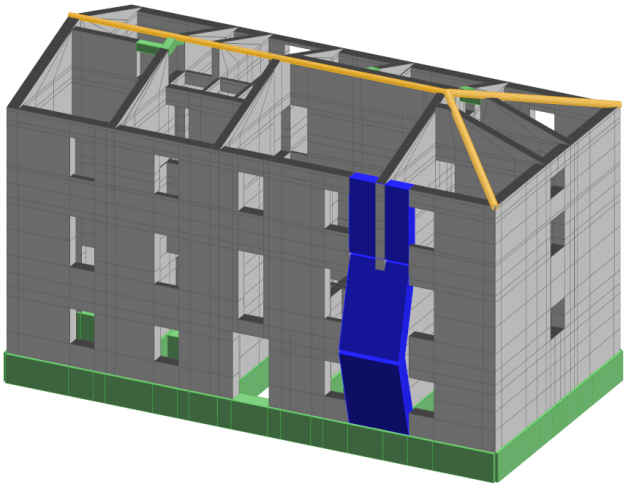
N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM_1		171.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM_2		175.02	-0.03	6.33	Peso maschio piano 2
FM_3		146.31	-0.03	10.46	Peso maschio piano 3
FS_1		28.93	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS_2		14.73	0.14	8.58	Peso solaio piano 2

Massa partecipante al cinematismo M^*=46127.50 <kg>
Frazione di massa partecipante e^*=0.84
Analisi cinematica non lineare
Capacità di spostamento ultimo d_u^*=114.28 <mm>
Domanda di spostamento [C8A.4.11]=109.73 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.0415

$d_u^* > d_d^*$ →114.28 mm > 109.73 mm →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		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		14.73	0.14	8.58	Peso solaio piano 2

Massa partecipante al cinematismo M^*=36023.00 <kg>
Frazione di massa partecipante e^*=0.91
Analisi cinematica non lineare
Capacità di spostamento ultimo d_u^*=79.65 <mm>
Domanda di spostamento [C8A.4.11]=65.82 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.2103

$d_u^* > d_d^*$ →79.65 mm > 65.82 mm →verifica soddisfatta

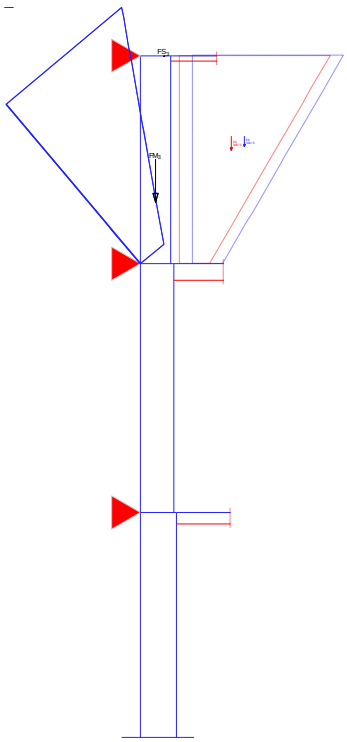
Maschio in muratura ordinaria n. 45

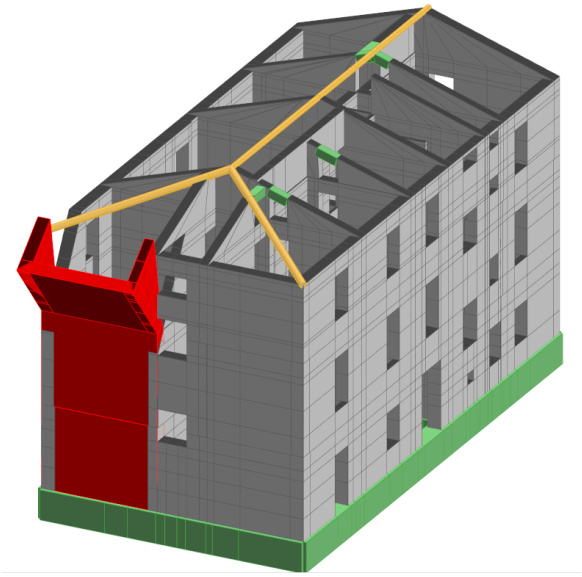
Xg=24.82 <m> Yg=2.85 <m> L=5.69 <m>

Configurazione geometrica e caratteristiche dei materiali utilizzati

Zi <m>	Zf <m>	Spess. <m>	h <m>	d_1 <m>	S_{sx}	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_{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	5.69	0.82	4.88	6240.00	1733.33	2600.00	126.75	52.81	79.22
							119	0.18										
4.07	8.58	0.60	4.21	-0.03			203	0.17	0.02	5.69	0.76	5.33	6240.00	1733.33	2600.00	126.75	52.81	79.22
8.58	12.35	0.55	3.67				411	0.15	0.02	5.69	0.86	5.71	6240.00	1733.33	2600.00	126.75	52.81	79.22
							307	0.15										

Ribaltamento a z=8.58 m ammorsamento a z=8.58 m



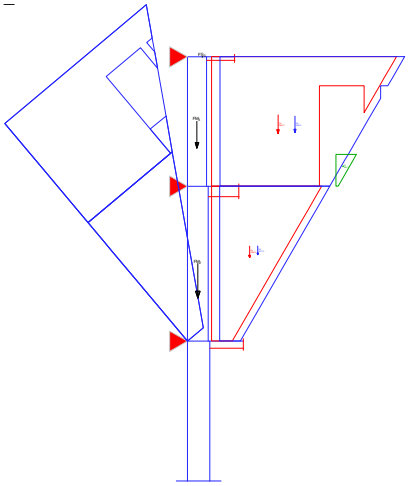


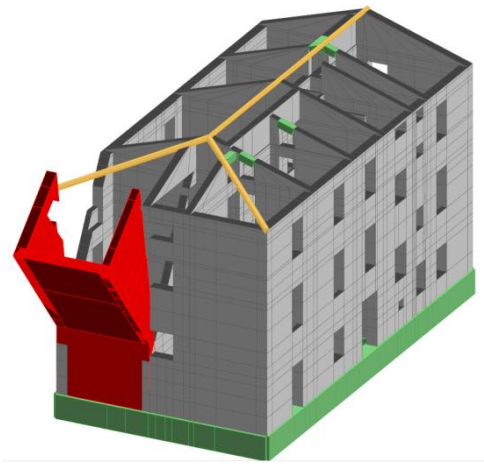
Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
$FA_{309/3}$		77.82	0.61	10.88	Peso ammorsamenti 309/3
$FA_{316/3}$		58.37	0.61	10.88	Peso ammorsamenti 316/3
FM_3		247.76	-0.05	10.46	Peso maschio piano 3
FS_3		5.68	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo M^*=38957.90 <kg>
Frazione di massa partecipante e^*=0.98
Analisi cinematica non lineare
Capacità di spostamento ultimo d_u^*=207.80 <mm>
Domanda di spostamento [C8A.4.11]=122.77 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.6926
Domanda di spostamento amplificata [C8A.4.12]=68.13 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=3.0499

Ribaltamento a z=4.07m ammorsamento a z=4.07m





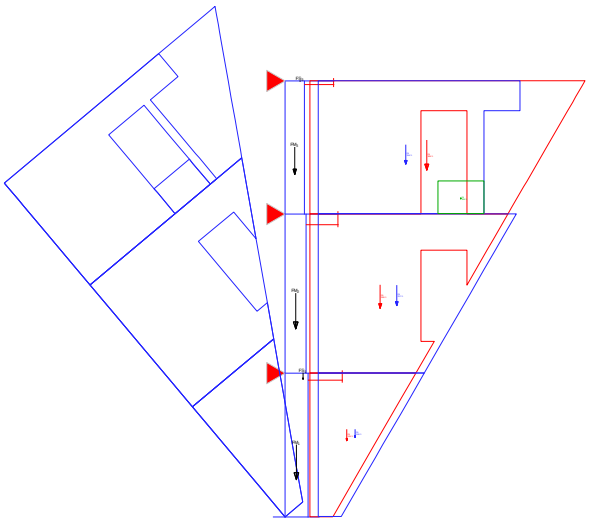
Elenco forze agenti

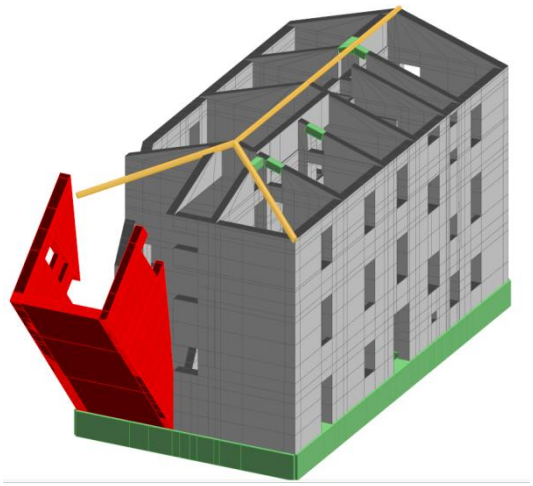
N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
$FA_{209/2}$		108.08	0.77	6.84	Peso ammorsamenti 209/2
$FA_{309/2}$		172.73	1.60	10.66	Peso ammorsamenti 309/2
$FA_{217/2}$		81.06	0.77	6.84	Peso ammorsamenti 217/2
$FA_{316/2}$		152.56	1.86	10.62	Peso ammorsamenti 316/2
FM_2		323.34	-0.02	6.33	Peso maschio piano 2
FM_3		247.76	-0.05	10.46	Peso maschio piano 3
$FA_{309/2}$		1.91	3.02	9.16	Peso ammorsamenti 309/2
FS_3		5.68	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo M^*=93127.30 <kg>
Frazione di massa partecipante e^*=0.84
Analisi cinematica non lineare
Capacità di spostamento ultimo d_u^*=458.95 <mm>
Domanda di spostamento [C8A.4.11]=183.61 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=2.4996
Domanda di spostamento amplificata [C8A.4.12]=44.45 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=10.3241

$d_u^* > d_d^*$ →458.95 mm > 183.61 mm →verifica soddisfatta

Ribaltamento a z=0.00 m ammorsamento a z=0.00 m





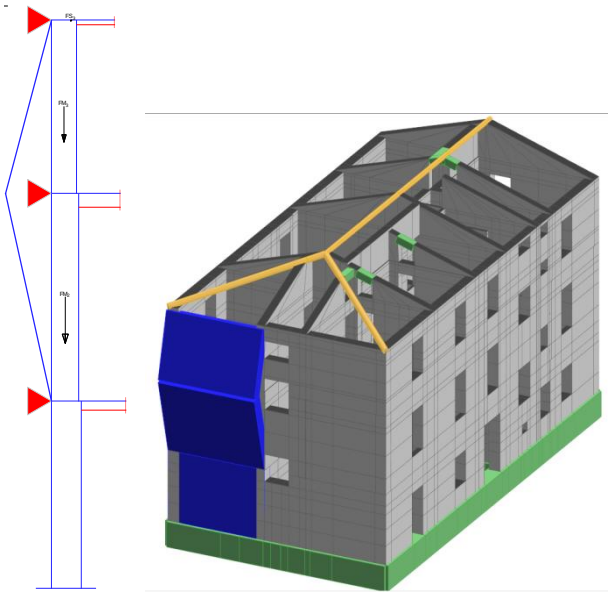
Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
$FA_{120/1}$		101.38	0.71	2.47	Peso ammorsamenti 120/1
$FA_{209/1}$		211.44	1.66	6.56	Peso ammorsamenti 209/1
$FA_{309/1}$		270.05	2.98	10.66	Peso ammorsamenti 309/1
$FA_{128/1}$		70.19	0.71	2.47	Peso ammorsamenti 128/1
$FA_{217/1}$		183.34	1.89	6.55	Peso ammorsamenti 217/1
$FA_{316/1}$		174.93	2.15	10.53	Peso ammorsamenti 316/1
FM_1		316.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM_2		323.34	-0.02	6.33	Peso maschio piano 2
FM_3		247.76	-0.05	10.46	Peso maschio piano 3
$FA_{309/1}$		7.53	3.46	9.04	Peso ammorsamenti 309/1
FS_1		55.85	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS_3		5.68	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo M^*=163102.00 <kg>
Frazione di massa partecipante e^*=0.81
Analisi cinematica non lineare
Capacità di spostamento ultimo d_u^*=664.00 <mm>
Domanda di spostamento [C8A.4.11]=191.27 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=3.4716

$d_u^* > d_d^*$ →664.00 mm > 191.27 mm →verifica soddisfatta

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



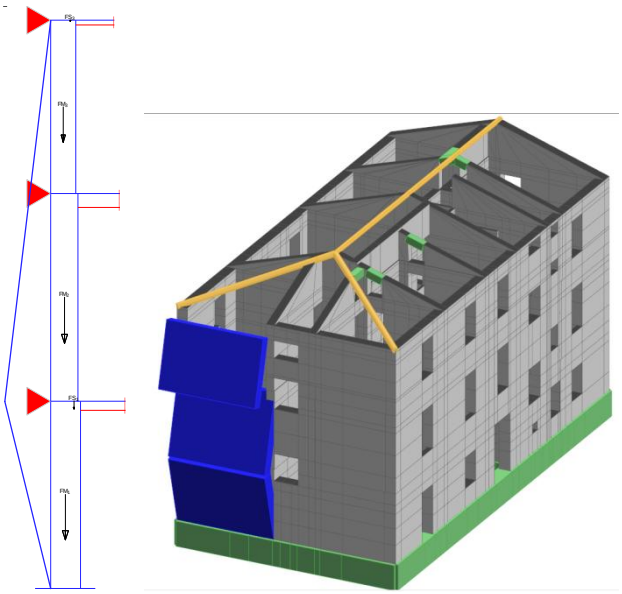
Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM_2		323.34	-0.02	6.33	Peso maschio piano 2
FM_3		247.76	-0.05	10.46	Peso maschio piano 3
FS_3		5.68	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo M^*=58216.30 <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]=45.35 <mm>
Indicatore di rischio in termini di accelerazione α (A_g)=1.5616

$d_u^* > d_d^*$ →70.81 mm > 66.48 mm →verifica soddisfatta

Fless. a z= 4.07 m da z= 0.00 m a z=12.35 m



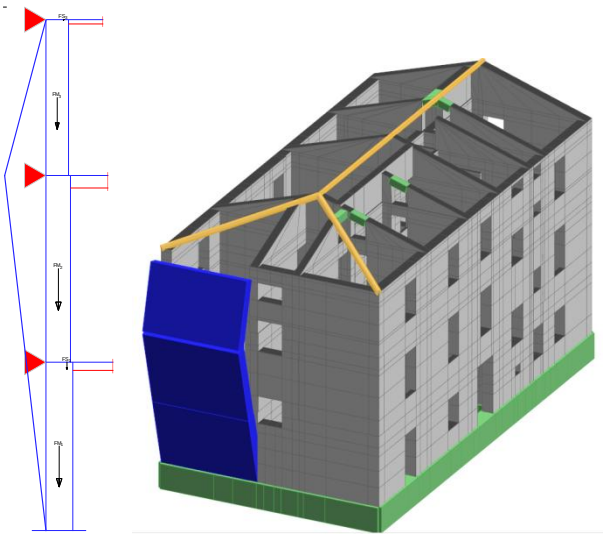
Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM_1		316.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM_2		323.34	-0.02	6.33	Peso maschio piano 2
FM_3		247.76	-0.05	10.46	Peso maschio piano 3
FS_1		55.85	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS_3		5.68	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo M^*=81704.10 <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

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

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



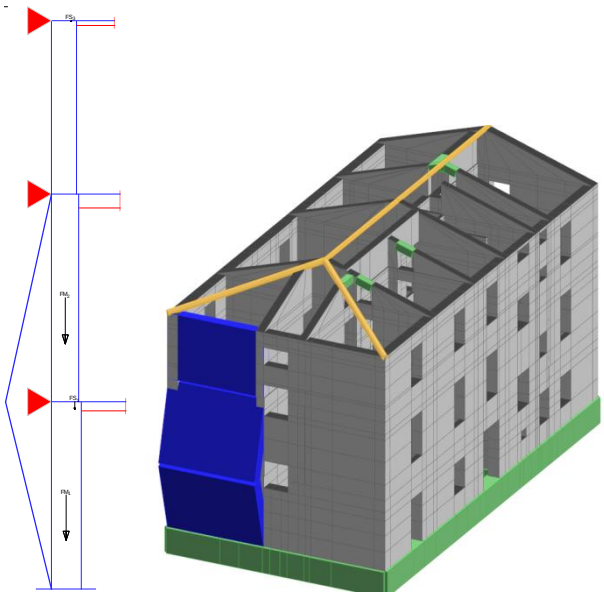
Elenco forze agenti

N	Fx	Fz	Xg	Zg	Commento
FM_1		316.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM_2		323.34	-0.02	6.33	Peso maschio piano 2
FM_3		247.76	-0.05	10.46	Peso maschio piano 3
FS_1		55.85	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS_3		5.68	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo M^*=81786.10 <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

$d_u^* > d_d^*$ →111.55 mm > 106.41 mm →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		316.11	0.00	2.04	Peso maschio piano 1
FM_2		323.34	-0.02	6.33	Peso maschio piano 2
FS_1		55.85	0.18	4.07	Peso solaio piano 1
FS_3		5.68	0.10	12.35	Peso solaio piano 3

Massa partecipante al cinematismo M^*=63810.80 <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

I **cinematismi locali** indagati sono **tutti verificati.**

A8.P.2.8.3 Verifiche spostamenti all'SLD

Lo spostamento di 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 <m>	Zf <m>	CC	TCC	δ <cm>	δ/h	Sic.
0.00	4.07	2	SLD	0.36	0.94	3.21
0.00	4.07	8	SLD	0.47	1.22	2.46
4.07	8.58	6	SLD	0.56	1.33	2.25
8.58	12.35	4	SLD	0.22	0.61	4.91

Zi <m>	Zf <m>	CC	TCC	δ <cm>	δ/h	Sic.
0.00	4.07	4	SLD	0.34	0.88	3.41
4.07	8.58	2	SLD	0.38	0.90	3.34
4.07	8.58	8	SLD	0.55	1.31	2.28
8.58	12.35	6	SLD	0.41	1.16	2.58

Zi <m>	Zf <m>	CC	TCC	δ <cm>	δ/h	Sic.
0.00	4.07	6	SLD	0.49	1.26	2.39
4.07	8.58	4	SLD	0.36	0.86	3.48
8.58	12.35	2	SLD	0.22	0.62	4.82
8.58	12.35	8	SLD	0.41	1.15	2.60

La verifica è sempre soddisfatta in quanto risulta sempre:

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

A8.P.2.8.4 Verifiche travi lignee e rinforzate

Di seguito si riportano per ogni piano le verifiche degli elementi lignei nelle condizioni post operam. Per il legno il coefficiente parziale di sicurezza γ_M è dato da: γ_M=1,5*FC=1,8.

Per i materiali di rinforzo si assumono i coefficienti previsti dalla Norma.

Copertura (travi non rinforzate)

Di seguito si riportano le verifiche delle travi più sollecitate di copertura. Le verifiche dei puntoni sono riportate nel fascicolo dei calcoli.

Titolo:	Trave copertura f25 L445 cm			
DATI DI PROGETTO				
Caratteristiche geometriche				
Luce di calcolo L:	L	=	4450	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	1758	[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:			1.13	[kN/m^2]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	$G_{k,1,incl}$	=	1.26	[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:			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.

Coefficiete parziale per il materiale :	γ_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]

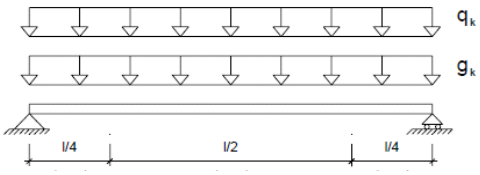
Massa

Massa volumica caratteristica	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.	7.26	17.98	16.16	**11.72**	14.00	**0.49**	1.45	Verificato
II	perm.	4.65	11.52	10.36	**7.51**	9.33	**0.32**	0.97	Verificato



Titolo: Trave copertura f30 L492 cm

DATI DI PROGETTO

Caratteristiche geometriche

Luce di calcolo L:	L	=	4920	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	2059	[mm]
Diametro della sezione:	ø	=	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 :	J_y	=	3.976078E+08	[mm^4]
	J_z	=	3.976078E+08	[mm^4]

Carichi

1) Peso proprio travi principali:			0.10	[kN/m^2]
2) Peso proprio travetti/ pianelle / soletta:			1.13	[kN/m^2]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	$G_{k,1,incl}$	=	1.28	[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:			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.

Coefficiete parziale per il materiale :	γ_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]

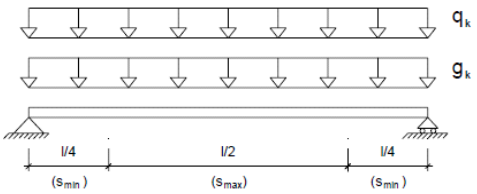
Massa

Massa volumica caratteristica	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.	8.56	25.92	21.07	**9.78**	14.00	**0.45**	1.45	Verificato
II	perm.	5.51	16.66	13.55	**6.29**	9.33	**0.29**	0.97	Verificato



Copertura (travi rinforzate)

Le travi di copertura in corrispondenza dell'ex archivio, nelle condizioni ante-operam non soddisfano le verifiche di resistenza a carichi statici.

Si è scelto di rinforzarle con due profili di acciaio affiancati a ciascuna delle travi esistenti (ai lati) e collegati tra loro. I rinforzi hanno una sezione ad L (montati con la L verso l'interno in modo da diminuirne l'impatto estetico visto che le travi sono a vista.):L 250 x 90 x 16 mm in Acciaio S235 con peso proprio 41 kg/m e modulo elastico di resistenza W_y=217,5 cm^3. In favore di sicurezza le verifiche sono condotte considerando la sola resistenza dei profili metallici.

Considerata una luce d'influenza i=2,10 m, allo stato limite ultimo il carico gravante a metro lineare è:

$p=1,3*pp_{,RINF}+(1,3*g_1+1,5*g_2+1,5*q_{H,k1}+1,5*0,5*q_{neve,k1})*i=1,3*(2*0,41)+(1,3*1,32+1,5*0.67+1,5*0,52+0,75*0,93)*2,10= 9,88$ kN/m

La luce della trave è: L=8,10 m

Per uno schema statico di trave semplicemente appoggiata il momento in mezzeria è:

$M=(p*l^2)/8=(9,88*8,10^{\wedge 2})/8=81,05$ kNm

Considerando la resistenza dei soli profili in acciaio, il momento elastico resistente della sezione è:

$M_{Rd,y}=f_{yd}*(2*W_y)=(235/1.05)*(2*217,5*10^{\wedge 3})*10^{\wedge(-6)}=97,35$ kNm

La verifica a momento flettente massimo della trave rinforzata è soddisfatta in quanto:

$M_{Ed} / M_{Rd,y}=81,05/97,35= 0,83 <1$.

Il taglio massimo agli appoggi è :

$V=(p*l)/2=(9,88*8,10)/2=40,02$ kN

Considerando la resistenza dei soli profili in acciaio, il taglio resistente della sezione in direzione della sollecitazione è:

$V_{Rd}=(A_v*f_{yk})/(3^{\wedge 0.5}*\gamma_{M0})=[(2*16*250)*(235)/(3^{\wedge 0.5}*1.05)*]\ 10^{\wedge(-3)}=992,38$ kNm

La verifica a taglio massimo della trave rinforzata è soddisfatta in quanto:

$V_{Ed} / V_{Rd}=992,38/51,69= 0,05 <1$.

Sottotetto

Rispetto allo stato ante operam è prevista l'apposizione di doppio tavolato e il ripristino di una caldana più leggera.

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	[mm²]
Modulo di resistenza :	W_y	=	1.533981E+06	[mm³]
	W_z	=	1.533981E+06	[mm³]
Momento d'inerzia :	J_y	=	1.917476E+08	[mm⁴]
	J_z	=	1.917476E+08	[mm⁴]

Carichi

1) Peso proprio travi principali:			0.09	[kN/m²]
2) Peso proprio travetti/ pianelle / soletta:			0.53	[kN/m²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	$G_{k,1}$	=	0.62	[kN/m²]
1) Sottofondo:				[kN/m²]
2) Pavimento:				[kN/m²]
3) Tramezzi:				[kN/m²]
4) Isolante				[kN/m²]
5) Altri permanenti:			0.67	[kN/m²]
Carichi non strutturali e portati:	$G_{k,2}$	=	0.67	[kN/m²]
Carico variabile:	Q_k	=	0.50	[kN/m²]

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.

Coefficiete 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]

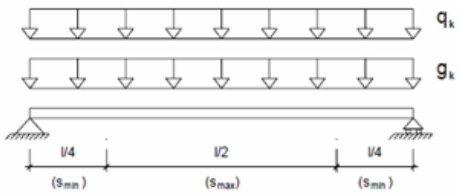
Massa

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.	4.12	12.11	9.98	7.89	10.89	0.31	1.13	Verificato
II	perm.	2.91	8.57	7.07	5.58	9.33	0.22	0.97	Verificato



Piano Secondo (stanze 6S e 10S)

Di seguito si riportano le verifiche della trave lignea più sollecitata (tra tutti i solai lignei di calpestio) in condizioni post operam e quindi con l'inserimento di connettori metallici Ø14 in acciaio B450C.

PROFILO CARATTERISTICO

CLASSE DI RESISTENZA (Gruppo EN338 / EN 11035): Abete/C S2

RESISTENZA CARATTERISTICA			
Flessione	$f_{m,k}$ =	28	[N/mm^2]
Trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	17	[N/mm^2]
Trazione ortogonale alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0.3	[N/mm^2]
Compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	22	[N/mm^2]
Compressione ortogonale alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	2.1	[N/mm^2]
Taglio	$f_{v,k}$ =	2.9	[N/mm^2]
RIGIDEZZA			
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$ =	10000	[N/mm^2]
Modulo elastico ortogonale medio	$E_{90,mean}$ =	330	[N/mm^2]
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ =	6700	[N/mm^2]
Modulo elastico tangenziale medio	G_{mean} =	630	[N/mm^2]
MASSA			
Massa volumica caratteristica	φ =	3.05	[kN/m^3]

VALORI DI PROGETTO

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione seguente:

$$X_d = k_{mod} * X_k / \gamma_m$$

dove:

k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità;

γ_m è il coefficiente di sicurezza per il materiale.

Coefficiente parziale γ_m: Legno massiccio — γ_m = 1.8

Combinazione I

Classe di servizio: Classe di servizio 1 — $k_{mod,I}$ = 0.6

Classe di durata del carico: Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio

Combinazione II

Classe di servizio: Classe di servizio 1 — $k_{mod,II}$ = 0.7

Classe di durata del carico: Lunga durata (6 mesi - 10 anni) - Carichi variabili di deposito

RESISTENZA DI CALCOLO (Combinazione I)

Flessione	$f_{m,d}$ =	9.33	[N/mm^2]
Trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,d}$ =	5.67	[N/mm^2]
Trazione ortogonale alle fibre	$f_{t,90,d}$ =	0.10	[N/mm^2]
Compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,d}$ =	7.33	[N/mm^2]
Compressione ortogonale alle fibre	$f_{c,90,d}$ =	0.70	[N/mm^2]
Taglio	$f_{v,d}$ =	0.97	[N/mm^2]

RESISTENZA DI CALCOLO (Combinazione II)

Flessione	$f_{m,d}$ =	10.89	[N/mm^2]
Trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,d}$ =	6.61	[N/mm^2]
Trazione ortogonale alle fibre	$f_{t,90,d}$ =	0.12	[N/mm^2]
Compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,d}$ =	8.56	[N/mm^2]
Compressione ortogonale alle fibre	$f_{c,90,d}$ =	0.82	[N/mm^2]
Taglio	$f_{v,d}$ =	1.13	[N/mm^2]

2.2 Calcestruzzo

CLASSE DI RESISTENZA (NTC 2008) C25/30

RESISTENZA CARATTERISTICA (valori divisi per FC=1,2)

Resistenza cubica a compressione	$R_{c,k}$ =	25	[N/mm^2]
Resistenza cilindrica a compressione	$f_{c,k}$ =	20.75	[N/mm^2]
Resistenza media cilindrica a compressione	f_{cm} =	27.42	[N/mm^2]
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm} =	2.13	[N/mm^2]
Valore caratteristico della resistenza a trazione	$f_{ctm,0.05}$ =	1.49	[N/mm^2]

RIGIDEZZA

Modulo elastico istantaneo	E_{cm} =	29773.31	[N/mm^2]
Coefficiente di viscosità	$\Phi(\infty;t_0)$ =	2.16	
Classe di consistenza	Classe S4		
	h_0 =	80	mm

Il coefficiente di viscosità a tempo infinito, funzione della classe di servizio, è stato dedotto in maniera semplificata dalla Tab. 11.2.VI delle NTC2008 (Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%), adottando t_0 > 60 giorni e la dimensione fittizia $h_0 = 2 * A_c / u$, con A_c (area della sezione di calcestruzzo) e u (perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'area, assunto pari all'interasse delle travi).

MASSA

Massa volumica caratteristica	φ =	25.0	[kN/m^3]

VALORI DI PROGETTO

Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} =	8.71	[N/mm^2]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd} =	0.74	[N/mm^2]

2.3 Connettori

Barra ad aderenza migliorata in acciaio B450 C, Φ14

Modulo di scorrimento iniziale, K_u =	4971.5	N/mm
Modulo di scorrimento iniziale, K_{ser} =	7457.2	N/mm
Resistenza caratteristica, F_k =	14283.0	N
Resistenza caratteristica di progetto, $F_{d,I} = k_{mod,I} * F_k / \gamma_M$ =	5713.2	N
Resistenza caratteristica di progetto, $F_{d,II} = k_{mod,II} * F_k / \gamma_M$ =	6665.4	N

Per le caratteristiche meccaniche dei connettori si è fatto riferimento ai dati tecnici forniti dalle ditte produttrici per i connettori commerciali, mentre per le barre ad aderenza migliorata, i valori sono stati ricavati utilizzando le formule desunte dalle istruzioni CNR-DT 206/2007.

Capacità portante dei connettori

Il valore della capacità portante dei singoli connettori può essere calcolato come segue:

$V_u = f_{hk} * d^2 * \chi_w$ =	14283.0	N

dove:

fhk è la resistenza a rifollamento del legno;	$f_{hk} = 0{,}082 * (1-0{,}01*d)*\phi_k$ =	21.5	[N/mm^2]
d è il diametro del piolo;	d =	14	mm

χw è dato dalla seguente espressione:

$\chi_w = (1 / (1+f_{hw}/f_{hc})) * (2/3 * f_y/f_{hw} * (1+f_{hw}/f_{hc})^{0,5})$ =	3.4	
f_{hc} =	100	[N/mm^2]
f_y =	450	[N/mm^2]

Rigidezza dei connettori

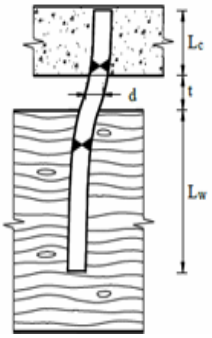
Per le unioni legno calcestruzzo e per il tipo di connettore adottato, il modulo di scorrimento istantaneo Kser, sotto l'azione dei carichi allo stato limite di esercizio, viene ricavato dalla seguente relazione:

$K_{ser} = 2 * (d/20) * \phi^{1,5}$ =	7457.2	N/mm
d =	14	mm

mentre il modulo di scorrimento istantaneo Ku sotto l'azione dei carichi allo stato limite ultimo, è ricavato come:

$K_u = 2 * K_{ser} / 3$ =	4971.5	N/mm

Per connessioni realizzate con spinotti a gambo cilindrico, la norma CNR-DT206-2007 prescrive:



$L_w > 6*d$ =	84	mm
$L_c > 2{,}5 * d$ =	35	mm

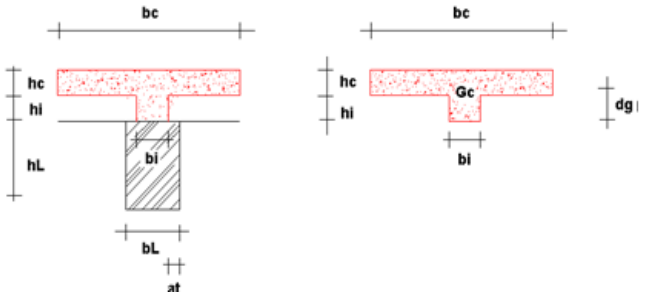
Interasse tra i connettori

Spaziatura ai quarti estremi sp_{min} =	80	mm
Spaziatura ai quarti estremi sp_{max} =	200	mm
Spaziatura equivalente =	110	mm

3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Interasse tra le travi principali:	i =	1540	mm
Interasse tra le travi secondarie:	i_t =	300	mm
Luce di calcolo:	L =	5100	mm
Sezione dell'orditura principale:	d =	300	mm
			mm
Sezione dell'orditura secondaria:	b_1 =	80	mm
	h_1 =	80	mm
Area della sezione della trave principale:	A =	70685.83471	mm^2
Modulo di resistenza dell'orditura principale:	W_y =	2650718.8	mm^3
	W_z =	2650718.8	mm^3
Momento d'inerzia dell'orditura principale:	J_y =	397607820.2	mm^4
	J_z =	397607820.2	mm^4
Altezza della soletta in c.a.	h_c =	40	mm

Per determinare la geometria della soletta collaborante, occorre introdurre i seguenti dati:



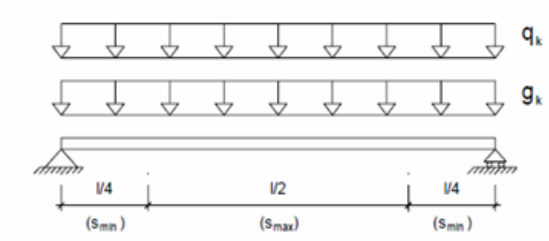
	$Ø_L$ =	300	mm
	h_c =	40	mm
Altezza dell'orditura secondaria più eventuale spessore assito/pianelle:	h_i =	110	mm
Larghezza di appoggio del travetto secondario:	a_t =	110	mm
	b_i =	80	mm

4. CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO

Peso proprio del pacchetto strutturale:	$G_{k,1}$ =	1.67	kN/m^2
1) Peso proprio travi principali:		0.14	kN/m^2
2) Peso proprio travi secondarie:		0.13	kN/m^2
3) Peso proprio pianelle / assito:		0.18	kN/m^2
4) Peso proprio soletta:		1	kN/m^2
5) Cordolo sopra trave:		0.14	kN/m^2
Carichi non strutturali e portati:	$G_{k,2}$ =	1.30	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:		1.30	kN/m^2
Carico variabile	Q_k =	3	kN/m^2

Cat. B2: Uffici aperti al pubblico

Le combinazioni di carico da adottarsi in accordo con il punto 2.5.3 del DM 14/01/2008 sono:



1) combinazione di carico per la verifica allo SLU:

$$F_d = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik})))*i$$

2) combinazione di carico caratteristica rara:

$$F_d = (G_{k1} + G_{k2} + (Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} * Q_{ik})))*i$$

3) combinazione di carico caratteristica quasi permanente:

$$F_d = (G_{k1} + G_{k2} + (\psi_{21} * Q_{1k} + \sum(\psi_{2i} * Q_{ik})))*i$$

4.1 Combinazione di carico allo SLU

Si considerano due combinazioni di carico:

1) Combinazione I (solo permanenti):

$F_{d,I} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2}) * i =$ 6.35 kN/m

$F_{d,II} = (\gamma_{g1} * G_{k1} + \gamma_{g2} * G_{k2} + \gamma_q * Q_{1k}) * i =$ 13.28 kN/m

$\gamma_{g1} =$ 1.3

$\gamma_{g2} =$ 1.5

$\gamma_q =$ 1.5

4.2 Calcolo delle sollecitazioni

1) Combinazione I (solo permanenti):

$M_{d,I} = F_{d,I} * L^2/8 =$ 20.64 kNm

$T_{d,I} = F_{d,I} * L/2 =$ 16.18 kN

2) Combinazione II (permanenti più accidentali):

$M_{d,II} = F_{d,II} * L^2/8 =$ 43.17 kNm

$T_{d,II} = F_{d,II} * L/2 =$ 33.86 kN

5. CALCOLO PARAMETRI GEOMETRICI

5.1 Soletta

Larghezza soletta collaborante: $L_c = \min(it ; L/5 + b_i) =$ 1100 mm

$A_1 =$ 44000 mm^2

$J_1 =$ 5866666.667 mm^4

$h_c =$ 40 mm

$E_c =$ 29773.31 $[N/mm^2]$

5.2 Cordolo sopra trave

$b_i =$ 80 mm

$h_i =$ 110 mm

$A_2 =$ 8800 mm^2

$J_2 =$ 8873333.333 mm^4

$E_c =$ 29773.31 $[N/mm^2]$

5.3 Trave principale

$A_3 =$ 70685.83471 mm^2

$J_3 =$ 397607820 mm^4

$h_t =$ 300 mm

$b_t =$ 300 mm

$E_i =$ 10000 $[N/mm^2]$

6. VERIFICHE SLU A TEMPO ZERO (Appendice B dell'EC5)

6.1 Rigidezza efficace a flessione

$\gamma_1 = \gamma_2 =$	1	
$\gamma 3 = (1 + \pi^2 * E * A_3 * s_{eq} / K_{conn,u} * L^2)^{-1} =$	0.144	
$a_2 = (\gamma 1 * E_c * A1 * (hc+hi) - \gamma 3 * E_i * A3 * (hi + h)) / (2 * \sum \gamma i * Ei * Ai) =$	55.339	mm
$a1 = (hc + hi)/2 - a2 =$	19.661	mm
$a3 = (hi + ht)/2 + a2 =$	260.339	mm
$EJ_{ef} = \sum(Ei * Ji + Ei * \gamma i * Ai * ai^2) =$	1.26382E+13	[Nmm^2]

6.2 Verifica della soletta in c.a.

$\sigma_{n,1,I} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,I} / EJ_{ef} =$	0.96	[N/mm^2]
$\sigma_{n,1,II} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,II} / EJ_{ef} =$	2.00	[N/mm^2]
$\sigma_{m,1,I} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,I} / EJ_{ef} =$	0.97	[N/mm^2]
$\sigma_{m,1,II} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,II} / EJ_{ef} =$	2.03	[N/mm^2]

Tensione max compressione estradosso soletta:

$\sigma_{1,max} = \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} =$	1.93	[N/mm^2]
$\sigma_{1,max} = \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} =$	4.03	[N/mm^2]
$f_{cd} =$	8.71	[N/mm^2]

6.3 Verifica del cordolo

$\sigma_{n,2,I} = \gamma_2 * E_2 * a_2 * M_{d,I} / EJ_{ef} =$	2.69	[N/mm^2]
$\sigma_{n,2,II} = \gamma_2 * E_2 * a_2 * M_{d,II} / EJ_{ef} =$	5.63	[N/mm^2]
$\sigma_{m,2,I} = 0,5 * E_2 * h_i * M_{d,I} / EJ_{ef} =$	2.67	[N/mm^2]
$\sigma_{m,2,II} = 0,5 * E_2 * h_i * M_{d,II} / EJ_{ef} =$	5.59	[N/mm^2]

Tensione max trazione intradosso cordolo:

$\sigma_{2,min} = \sigma_{n,2,I} + \sigma_{m,2,I} =$	5.36	[N/mm^2]
$\sigma_{2,min} = \sigma_{n,2,II} + \sigma_{m,2,II} =$	11.22	[N/mm^2]

Controllo:

$\sigma_{1,min} = \sigma_{n,1,I} - \sigma_{m,1,I} = \sigma_{2,max} = - \sigma_{n,2,I} + \sigma_{m,2,I} =$	-0.02	=	-0.02
$\sigma_{1,min} = \sigma_{n,1,II} - \sigma_{m,1,II} = \sigma_{2,max} = - \sigma_{n,2,II} + \sigma_{m,2,II} =$	-0.03	=	-0.03

Calcolo dell'armatura del cordolo:

$A_f = b_i * (a_2 + h_i/2) * \sigma_{2,min} / (2 * f_{s,d}) =$	247.62	mm^2
tensione di progetto dell'armatura del cordolo, $f_{s,d} =$	200.00	[N/mm^2]

6.4 Verifica dell'elemento ligneo

$\sigma_{n,3,I} = \gamma_3 * E_3 * a_3 * M_{d,I} / EJ_{ef} =$	0.61	[N/mm^2]
$\sigma_{n,3,II} = \gamma_3 * E_3 * a_3 * M_{d,II} / EJ_{ef} =$	1.28	[N/mm^2]
$\sigma_{m,3,I} = 0,5 * E_3 * h * M_{d,I} / EJ_{ef} =$	2.45	[N/mm^2]
$\sigma_{m,3,II} = 0,5 * E_3 * h * M_{d,II} / EJ_{ef} =$	5.12	[N/mm^2]

Verifica a tensoflessione del legno:

$\sigma_{n,3,I} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,I} / f_{m,d} =$ ✓ 0.371 < 1

$\sigma_{n,3,II} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,II} / f_{m,d} =$ ✓ 0.665 < 1

Verifica a taglio del legno:

Il taglio massimo nel legno vale:

$\tau_{3,max,I} = E_I * (ht/2 + \gamma_3 * a_3)^2 * T_{d,I} / (2 * EJ_{ef}) =$ ✓ 0.23 [N/mm²]

$\tau_{3,max,II} = E_I * (ht/2 + \gamma_3 * a_3)^2 * T_{d,II} / (2 * EJ_{ef}) =$ ✓ 0.47 [N/mm²]

$f_{v,d,I} =$ 0.97 [N/mm²]

$f_{v,d,II} =$ 1.13 [N/mm²]

6.5 Verifica dei connettori

$F_{3,max,I} = \gamma_3 * EI * A_3 * a_3 * s_{min} * T_{d,I} / (EJ_{ef}) =$ ✓ 2721.0 N

$F_{3,max,II} = \gamma 3 * EI * A3 * a3 * s_{min} * T_{d,II} / (EJ_{ef}) =$ ✓ 5692.0 N

Resistenza caratteristica di progetto, $F_{d,I} = k_{mod,I} * F_k / \gamma_M =$ 5713.2 N

Resistenza caratteristica di progetto, $F_{d,II} = k_{mod,II} * F_k / \gamma_M =$ 6665.4 N

7. VERIFICHE SLU A TEMPO INFINITO (Appendice B dell'EC5)

Con il tempo, a causa delle maggiori deformazioni lente del calcestruzzo rispetto al legno, le forze agenti tendono a migrare dal calcestruzzo al legno. Le sollecitazioni diminuiscono nel calcestruzzo e aumentano nel legno.

Per il calcolo si utilizzano le caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità (del calcestruzzo, del legno e della connessione).

Il DM 2008 consiglia di calcolare la deformazione a lungo termine utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/ (1+k_{def})$ per le membrature ed utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Classe di servizio 1

$k_{def} =$ 0.6

$Ku,fin = Ku / (1+k_{def}) =$ 3107.181003 N/mm

$Ec,fin = Ec / (1+\phi) =$ 9421.93 [N/mm²]

7.1 Rigidezza efficace a flessione

$\gamma 1 = \gamma 2 =$ 1

$\gamma 3 = (1 + \pi^2 * E * A_3 * s_{eq} / K_{conn,u} * L^2)^{-1} =$ 0.144

$a_2 = (\gamma 1 * E_c * A1 * (hc+hi) - \gamma 3 * E_I * A3 * (hi + h)) / (2 * \sum \gamma i * Ei * Ai) =$ 32.110 mm

$a1 = (hc + hi)/2 - a2 =$ 42.890 mm

$a3 = (hi + ht)/2 + a2 =$ 237.110 mm

$EJ_{ef} = \sum(Ei * Ji + \gamma i * Ai * Ei * ai^2) =$ 7.05681E+12 [Nmm²]

7.2 Verifica della soletta in c.a.

$\sigma_{n,1,I} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,I} / EJ_{ef} =$ 1.18 [N/mm²]

$\sigma_{n,1,II} = \gamma_1 * E_1 * a_1 * M_{d,II} / EJ_{ef} =$ 2.47 [N/mm²]

$\sigma_{m,1,I} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,I} / EJ_{ef} =$ 0.55 [N/mm²]

$\sigma_{m,1,II} = 0,5 * E_1 * h_c * M_{d,II} / EJ_{ef} =$ 1.15 [N/mm²]

Tensione max compressione estradosso soletta:

$\sigma_{1,max} = \sigma_{n,1,I} + \sigma_{m,1,I} =$ 1.73 [N/mm²]

$\sigma_{1,max} = \sigma_{n,1,II} + \sigma_{m,1,II} =$ 3.62 [N/mm²]

$f_{cd} =$ 8.71 [N/mm²]

7.3 Verifica del cordolo

$\sigma_{n,2,I} = \gamma_2 * E_2 * a_2 * M_{d,I} / EJ_{ef} =$ 0.88 [N/mm²]

$\sigma_{n,2,II} = \gamma_2 * E_2 * a_2 * M_{d,II} / EJ_{ef} =$ 1.85 [N/mm²]

$\sigma_{m,2,I} = 0,5 * E_2 * h_i * M_{d,I} / EJ_{ef} =$ 1.52 [N/mm²]

$\sigma_{m,2,II} = 0,5 * E_2 * h_i * M_{d,II} / EJ_{ef} =$ 3.17 [N/mm²]

Tensione max trazione intradosso cordolo:

$\sigma_{2,min} = \sigma_{n,2,I} + \sigma_{m,2,I} =$ 2.40 [N/mm²]

$\sigma_{2,min} = \sigma_{n,2,II} + \sigma_{m,2,II} =$ 5.02 [N/mm²]

Controllo:

$\sigma_{1,min} = \sigma_{n,1,I} - \sigma_{m,1,I} = \sigma_{2,max} = - \sigma_{n,2,I} + \sigma_{m,2,I} =$ 0.63 = 0.63

$\sigma_{1,min} = \sigma_{n,1,II} - \sigma_{m,1,II} = \sigma_{2,max} = - \sigma_{n,2,II} + \sigma_{m,2,II} =$ 1.32 = 1.32

Calcolo dell'armatura del cordolo:

$Af = bi * (a2 + hi/2) * \sigma_{2,min} / (2 * f_{s,d}) =$ 87.47 mm²

tensione di progetto dell'armatura del cordolo, $f_{s,d} =$ 200 [N/mm²]

7.4 Verifica dell'elemento ligneo

$\sigma_{n,3,I} = \gamma_3 * E_3 * a_3 * M_{d,I} / EJ_{ef} =$ 0.63 [N/mm²]

$\sigma_{n,3,II} = \gamma_3 * E_3 * a_3 * M_{d,II} / EJ_{ef} =$ 1.31 [N/mm²]

$\sigma_{m,3,I} = 0,5 * E_3 * h * M_{d,I} / EJ_{ef} =$ 2.74 [N/mm²]

$\sigma_{m,3,II} = 0,5 * E_3 * h * M_{d,II} / EJ_{ef} =$ 5.73 [N/mm²]

Verifica a tensoflessione del legno:

$\sigma_{n,3,I} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,I} / f_{m,d} =$ 0.404 < 1

$\sigma_{n,3,II} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,II} / f_{m,d} =$ 0.725 < 1

Verifica a taglio del legno:

Il taglio massimo nel legno vale:

$\tau_{3,max,I} = El * (ht/2 + \gamma_3 * a_3)^2 * T_{d,I} / (2 * EJ_{ef}) =$ 0.24 [N/mm²]

$\tau_{3,max,II} = El * (ht/2 + \gamma_3 * a_3)^2 * T_{d,II} / (2 * EJ_{ef}) =$ 0.51 [N/mm²]

$f_{v,d,I} =$ 0.97 [N/mm²]

$f_{v,d,II} =$ 1.13 [N/mm²]

7.5 Verifica dei connettori

$F_{3,max,I} = \gamma 3 * El * A3 * a3 * s_{min} * T_{d,I} / (EJ_{ef}) =$ 2774.0 N

$F_{3,max,II} = \gamma 3 * El * A3 * a3 * s_{min} * T_{d,II} / (EJ_{ef}) =$ 5802.7 N

Resistenza caratteristica di progetto, $F_{d,I} = k_{mod,I} * F_k / \gamma_M =$ 5713.2 N

Resistenza caratteristica di progetto, $F_{d,II} = k_{mod,II} * F_k / \gamma_M =$ 6665.4 N

8. VERIFICHE SLE A TEMPO ZERO (Appendice B dell'EC5)

La verifica della freccia istantanea è condotta con la combinazione di carico rara.

8.1 Soletta

Larghezza soletta collaborante: $L_c = \min(it ; L/5 + b_i) =$ 1100 mm

A1 =	44000	mm^2
J1 =	5866666.667	mm^4
hc =	40	mm
Ec =	29773.31	$[N/mm^2]$

8.2 Cordolo sopra trave

bi =	80	mm
hi =	110	mm
A2 =	8800	mm^2
J2 =	8873333.333	mm^4
Ec =	29773.3	$[N/mm^2]$

8.3 Trave principale

A3 =	70685.83471	mm^2
J3 =	397607820.2	mm^4
ht =	300	mm
bt =	300	mm
El =	10000	$[N/mm^2]$

$\gamma 1 = \gamma 2 =$	1	
$\gamma 3 = (1 + \pi^2 * E * A_3 * s_{eq} / K_{conn,s} * L^2)^{-1} =$	0.202	
$a_2 = (\gamma 1 * E_c * A1 * (hc+hi) - \gamma 3 * E_l * A3 * (hi + h)) / (2 * \sum \gamma i * Ei * Ai) =$	40.2	mm
$a1 = (hc + hi)/2 - a2 =$	34.8	mm
$a3 = (hi + ht)/2 + a2 =$	245.2	mm
Modulo di scorrimento iniziale, $K_{ser} =$	7457	N/mm
$EJ_{ef} = \sum(Ei * Ji + Ei * \gamma i * Ai * ai^2) =$	1.50061E+13	$[Nmm^2]$

8.1 Verifica freccia

$f_d = 5 * F_{d,rara} * L^4 / (384 * (EJ)_{ef}) =$	5.40	mm
Freccia 1/500	10.2	mm
$F_{d,rara} =$	9.194	kN/ml

9. VERIFICHE SLE A TEMPO INFINITO (Appendice B dell'EC5)

Si utilizzano le caratteristiche elastiche ridotte per considerare la viscosità del calcestruzzo, della connessione, del legno.

$El,fin = El / (1+k_{def}) =$	6250	$[N/mm^2]$
$Ku,fin = Ku / (1+k_{def}) =$	4660.771504	N/mm
$Ec,fin = Ec / (1+\phi) =$	9421.93	$[N/mm^2]$

9.1 Rigidezza efficace a flessione

$\gamma_1 = \gamma_2 =$	1	
$\gamma_3 = (1 + \pi^2 * E * A_3 * s_{eq} / K_{conn,u} * L^2)^{-1} =$	0.202	
$a_2 = (\gamma 1 * E_c * A1 * (hc+hi) - \gamma 3 * E_l * A3 * (hi + h)) / (2 * \sum \gamma i * Ei * Ai) =$	21.826	mm
$a1 = (hc + hi)/2 - a2 =$	53.174	mm
$a3 = (hi + ht)/2 + a2 =$	226.826	mm
$EJ_{ef} = \sum(Ei * Ji + \gamma i * Ai * Ei * ai^2) =$	8.42523E+12	[Nmm^2]

9.2 Verifica freccia

$u_{fin} = 5 * F_{q,perm} * L^4 / (384 * (EJ)_{ef}) =$ ✓	6.23	mm
Freccia 1/300	17	mm
$F_{q,perm} =$	5.960	kN/ml
$\psi_{2,i} =$	0.3	

La norma CNR, al punto 6.4.1, per le verifiche agli stati limite di esercizio prescrive che per il calcolo della deformazione finale occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a questa la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente del carico accidentale permanente.

$u'_{fin} = u_{fin} + u^*_{in}$	$u'_{fin} = u_{fin} + u^*_{in} =$ ✓	9.61	mm
	Freccia 1/250	20.4	mm
dove:	$u^*_{in} = ((5/384)*(F_{d,rara} - F_{d,quasi,perm})*L^4)/(EJ)_{ef} =$	3.381	mm

Piano Secondo (ex archivio)

Le travi del solaio di calpestio dell'ex archivio, nelle condizioni ante-operam non soddisfano le verifiche di resistenza a carichi statici.

Si è scelto di rinforzarle con due profili di acciaio affiancati a ciascuna delle travi esistenti (ai lati) e collegati tra loro. Il profilo scelto è:UPN 240 in Acciaio S235 con peso proprio 33,2 kg/m e modulo di resistenza elastico W_y=300 cm^3. In favore di sicurezza le verifiche sono condotte considerando la sola resistenza dei profili metallici.

Considerata una luce d'influenza i=2,05 m, allo stato limite ultimo il carico gravante a metro lineare è:

$p=1,3*pp_{,RINF}+(1,3*g_1+1,5*g_2+1,5*q_{H,k1}+1,5*0,5*q_{neve,k1})*i=1,3*(2*0,332)+(1,3*0,83+1,5*1,12+1,5*3,00)*2,05=$ 15,74 kN/m

La luce della trave è: L=6,75 m

Per uno schema statico di trave semplicemente appoggiata il momento in mezzeria è:

$M=(p*l^2)/8=(15,74*6,75^{\wedge 2})/8=89,67$ kNm

Considerando la resistenza dei soli profili in acciaio, il momento elastico resistente della sezione è:

$M_{Rd,y}=f_{yd}*(2*W_y)=(235/1.05)*(2*300*10^{3})*10^{(-6)}$ =134,28 kNm

La verifica a momento flettente massimo della trave rinforzata è soddisfatta in quanto:

M_{Ed} / $M_{Rd,y}$ =89,67/134,28= 0,67 <1 .

Il taglio massimo agli appoggi è :

V=(p*l)/2=(15,74*6,75)/2=53,12 kN

Considerando la resistenza dei soli profili in acciaio, il taglio resistente della sezione in direzione della sollecitazione è:

$V_{Rd}=(A_v*f_{yk})/(3^{0.5}*\gamma_{M0})=[(2*9,5*240)*(235)/(3^{0.5}*1.05)*]\ 10^{(-3)}$ =589,23 kNm

La verifica a taglio massimo della trave rinforzata è soddisfatta in quanto:

V_{Ed} / V_{Rd} =53,12/589,23= 0,09 <1 .

<u>Travetti solaio nuovo sbarco ascensore</u>

Titolo:	Travetto solaio sbarco ascensore			
DATI DI PROGETTO				
Caratteristiche geometriche				
Luce di calcolo L:	L	=	1360	[mm]
Interasse tra le travi principali:	i	=	300	[mm]
Diametro della sezione:	b	=	80	[mm]
	h	=	80	
Area sezione :	A	=	6400	[mm²]
Modulo di resistenza :	W_y	=	8.533E+04	[mm³]
	W_z	=	8.533E+04	[mm³]
Momento d'inerzia :	J_y	=	3.413E+06	[mm⁴]
	J_z	=	3.413E+06	[mm⁴]
Carichi				
1) Peso proprio travi principali:			0.07	[kN/m²]
2) Peso proprio travetti/ pianelle / soletta:			0.36	[kN/m²]
Peso proprio del pacchetto strutturale:	$G_{k,1}$	=	0.43	[kN/m²]
1) Sottofondo:				[kN/m²]
2) Pavimento:				[kN/m²]
3) Tramezzi:				[kN/m²]
4) Isolante				[kN/m²]
5) Altri permanenti:			1.30	[kN/m²]
Carichi non strutturali e portati:	$G_{k,2}$	=	1.30	[kN/m²]
Carico variabile:	Q_k	=	3.00	[kN/m²]

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.

Coefficiete parziale per il materiale :	γ_M	=	1.50	[-]
Coefficiente di deformazione :	k_{def}	=	0.60	[-]

Combinazione I - perm. + acc.	Media durata (1 settimana - 6 mesi) - Carichi variabili in genere	
$k_{mod,I}$ =	**0.80**	
Combinazione II - perm.	Permanente (più di 10 anni) - Peso proprio	
$k_{mod,II}$ =	**0.60**	

Valori caratteristici			**Valori di progetto**		$k_{mod,I}$ **0.80**	$k_{mod,II}$ **0.60**	
$f_{m,k}$	[MPa]	28.00	$f_{m,d}$	[MPa]	14.93	11.20	Flessione
$f_{t,0,k}$	[MPa]	17.00	$f_{t,0,d}$	[MPa]	9.07	6.80	Trazione parallela alle fibre
$f_{t,90,k}$	[MPa]	0.30	$f_{t,90,d}$	[MPa]	0.16	0.12	Trazione ortogonale alle fibre
$f_{c,0,k}$	[MPa]	22.00	$f_{c,0,d}$	[MPa]	11.73	8.80	Compress. parallela alle fibre
$f_{c,90,k}$	[MPa]	2.10	$f_{c,90,d}$	[MPa]	1.12	0.84	Compress. ortogonale alle fibre
$f_{v,k}$	[MPa]	2.90	$f_{v,d}$	[MPa]	1.55	1.16	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]

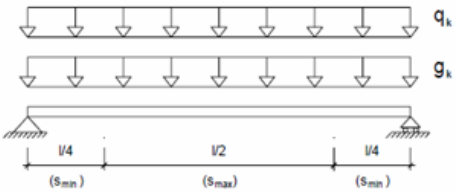
Massa

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.	2.10	0.49	1.43	5.69	14.93	0.33	1.55	Verificato
II	perm.	0.75	0.17	0.51	2.03	11.20	0.12	1.16	Verificato



VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Si devono effettuare verifiche di deformazione istantanea e differita, nell'ipotesi di controfreccia nulla.

Limite freccia istantanea :	L/300	$u_{2,ist,lim}$	=	4.53	[mm]	
Limite freccia differita :	L/250	$u_{net,fin,lim}$	=	5.44	[mm]	
Coefficiente di combinazione (SL QP):		ψ_2	=	0.00	[-]	
Coefficiente		χ	=	1.20	[-]	
Freccia istantanea (carichi permanenti) :		$u_{1,ist}$	=	0.71	[mm]	
Freccia istantanea (carichi variabili) :		$u_{2,ist}$	=	1.24	[mm]	
Freccia netta finale :		$u_{net,fin}$	=	2.37	[mm]	

$u_{2,ist}$	=	1.24	[mm]	<	$u_{2,ist,lim}$	=	4.53	[mm]	Verificato
$u_{net,fin}$	=	2.37	[mm]	<	$u_{net,fin,lim}$	=	5.44	[mm]	Verificato

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384}\frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{q_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384}\frac{q_k \cdot L^4}{E_{0,mean} \cdot J} + \chi \frac{q_k \cdot L^2}{8G_{mean} \cdot A}$$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$

A8.P.2.8.5 Verifiche architravi

Si prevede l'inserimento di architravi in acciaio al di sopra delle aperture perimetrali dove si ravvisano lesioni nel sopra finestra.

Le aperture perimetrali da architravare hanno una luce molto simile tra loro (tipo 1) che va da 1,40 m a 1,50 m sul punto più largo dello sguancio murario.

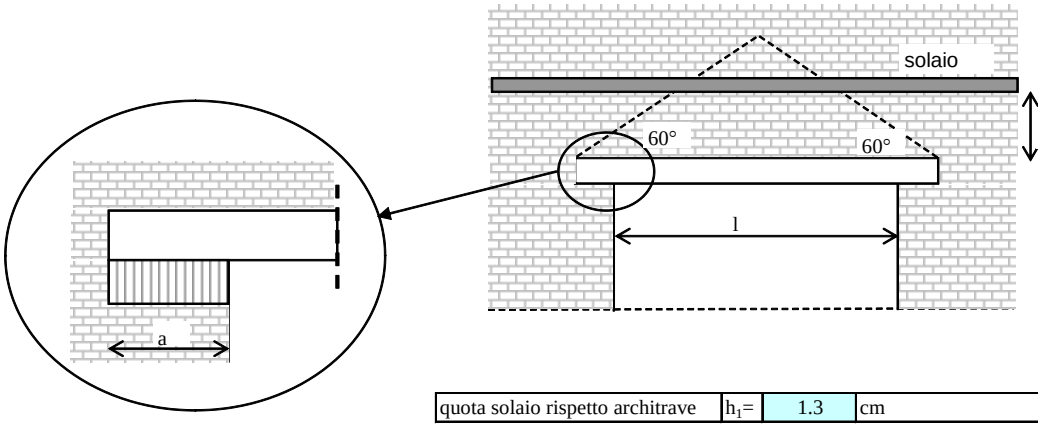
Sono previsti anche due architravi nei muri interni (uno a piano primo e uno al secondo piano) ambedue di luce pari a 1,15 m circa (tipo 2).

Di seguito si riportano le verifiche degli elementi tipo con l'ipotesi di carichi massimi.

Tipo 1

Piano	tipo	Condizione di carico	max carichi
		ARCHITRAVE	TIPO 1_fino a 150 cm

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



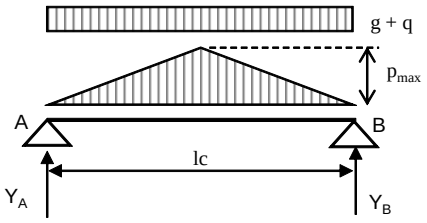
quota solaio rispetto architrave	h_1=	1.3	cm
luce architrave "l"	1.5	m	lunghezza di appoggio	a=	60	cm
luce di calcolo "lc"	2.1	m				

	L(dx)	L(sx)	carichi permanenti g (dx)	carichi permanenti g (sx)	carichi variabili q (dx)	carichi variabili q (sx)
	m	m	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2
solaio sovrastante	4.5	0	6	0	3	0

carichi lineari g	carichi lineari q
kN/m	kN/m
13.42	6.712471

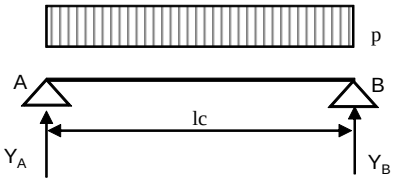
	spessore (m)	massa vol. (kN/m^3)	p_{max} (kN/m)
muro sovrastante	0.65	21	17.71

Schema statico:



Totale carichi permanenti	g =	22.28	kN/m	coeff. parziale di sicurezza	γ_G =	1.5
Totale carichi variabili	q =	6.7125	kN/m	coeff. parziale di sicurezza	γ_Q =	1.5

Combinazione di carico ($g x \gamma_G + q x \gamma_Q$) =	43.49	kN/m



p (kN/m)	43.49
luce di calcolo "lc" (m)	2.10
Y_A (KN)	45.66
Y_B (KN)	45.66

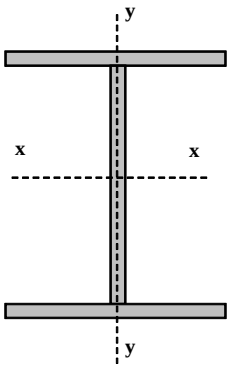
Sollecitazioni di calcolo

M_{Ed}	23.97	kNm
V_{Ed}	45.66	kN
N_{Ed}	0.00	kN

Profilati

Profilato tipo HEA 220

Numero di profili per l'architrave 2



valori del singolo profilo				
	A =	53.88	cm^2	area lorda del profilo
	b =	200	mm	larghezza delle ali
	t_f =	10	mm	spessore delle ali
	t_W =	6.5	mm	spessore dell'anima
	r =	18	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	190	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x}$ =	429.5	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x}$ =	388.6	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y}$ =	133.6	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J_x =	3692	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
A_v =	18.13	cm^2	area resistente al taglio ($A_v = A-2b*t_f+(t_w+2*r)*t_f$

ipo di acciaio s235

f_{yk} =	235.00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
f_{tk} =	360.00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
γ_{M0} =	1.05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo ε = 1 $\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$

Azione di flessione

Ala c/t = 7.88 classe 1

Anima c/t = 20.62 classe 1

Classe di appartenenza del profilo:	**1**

(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b-t_w-2\cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h-2\cdot t_f-2\cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd}$ = 192.25 kNm Resistenza di calcolo a flessione

$V_{c,Rd}$ = 468.54 kN Resistenza di calcolo a taglio

$N_{c,Rd}$ = 2411.8 kN Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

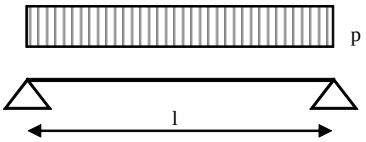
$V_{Ed} / V_{c,Rd}$ = 0.0975 <=0,5 : si può trascurare l'influenza del taglio

ρ = 0.000 Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento

$M_{y,V,Rd}$ kNm	M_{Ed} kNm	$M_{y,V,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
192.25	23.97	8.02	**verificato**

($M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y}*f_{yk}/\gamma_{M0}$) Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)
($M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min}*f_{yk}/\gamma_{M0}$) Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)
($N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A*f_{yk}/\gamma_{M0}$) Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)
($V_{c,Rd} = A_v*f_{yk}/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$) Resistenza di calcolo a taglio
($M_{y,V,Rd} = (W_{pl} - r\cdot A_v^2/(4\cdot t_w))\cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$ Resistenza convenzionale a flessione retta in presenza di taglio non trascurabile

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



p =	43.49	kN/m
l =	2.1	m
M_{Ed} =	23.97	kNm

M_{el} =	173.94	kNm

Momento al limite elastico ($W_{el}*f_{yk}/\gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto Med<Mel

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

Totale carichi permanenti	g =	22.28	kN/m	coeff. parziale di sicurezza	γ_G =	1.5
Totale carichi variabili	q =	6.7125	kN/m	coeff. parziale di sicurezza	γ_Q =	1.5

Combinazione di carico ($g x \gamma_G + q x \gamma_Q$) =	43.49	kN/m

δ_c (mm) =	0	monta iniziale della trave
δ_1 (mm) =	0.36	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
δ_2 (mm) =	0.22	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
δ_{max} (mm) =	0.58	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = δtot - δc

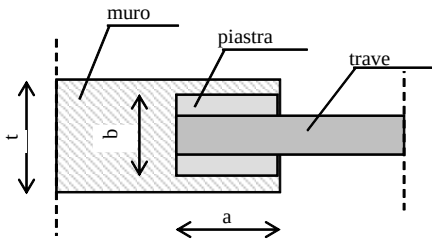
Valori limite

δ_{max} /L=1/k		k =	400
δ_2 /L = 1/k		k =	500
$\delta_{max,\ LIM}$ =	5.25	mm	
$\delta_{2,LIM}$ =	4.20	mm	

δ_{max}	**< del valore limite __ VERIFICATO**
δ_2	**< del valore limite__ VERIFICATO**

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	**no**	
profondità della piastra di appoggio	a (cm) =	23
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) =	40
spessore del muro	t (cm) =	40



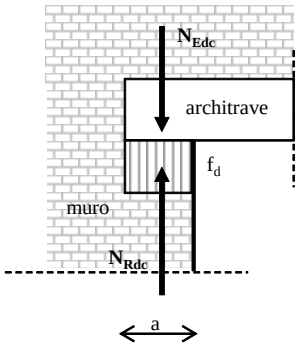
PIANTA

Caratteristiche della muratura

Muratura in pietra a spacco con buona tessitura (Tab. C8A.2.1)

f_m =	320	N/cm^2	Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza	LC2
Coeff. parziale di sicurezza γ_M	3
Fattore di confidenza	1.2



SEZIONE

Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali $N_{Rdc.}$

Deve risultare: $\mathbf{N_{Edc} \leq N_{Rdc}}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove:

β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza si sceglie $\beta = 1$

A_b = area dell'impronta del carico

f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) =	60
b (cm) =	40

A_b =	2400	cm^2

f_d =	88.89	N/cm^2	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
N_{Edc} =	45.66	kN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
N_{Rdc} =	213.33	kN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati

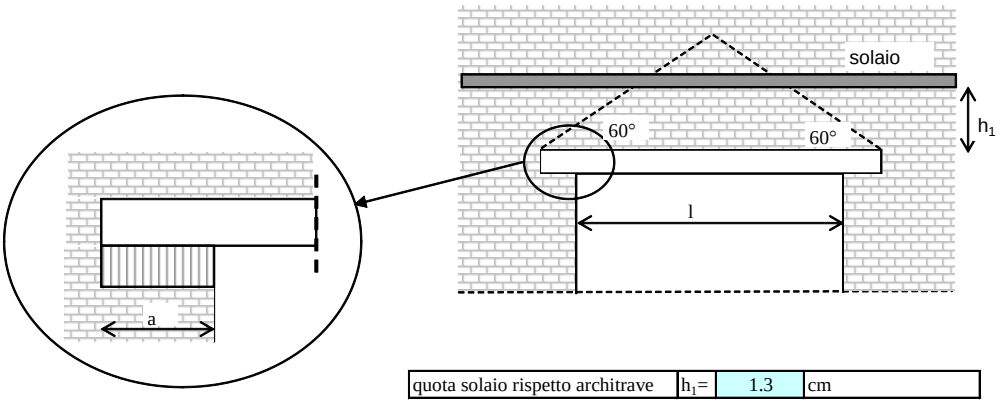
N_{Edc} / N_{Rdc} =	0.214	**<=1 verificato**

Tipo 2

Piano	tipo

Condizione di carico	max carichi
ARCHITRAVE	TIPO 2_115 cm

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



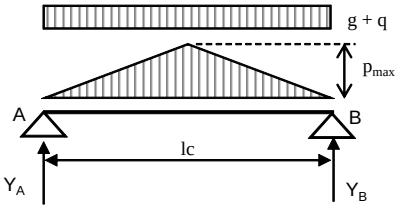
quota solaio rispetto architrave	h_1=	1.3	cm

luce architrave "l"	1.15	m
luce di calcolo "lc"	1.55	m

			carichi permanenti		carichi variabili		carichi lineari		
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)	g		q
	m	m	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2	kN/m		kN/m
solaio sovrastante	4.4	3.25	2.9	2.9	3	3	11.01		11.38666

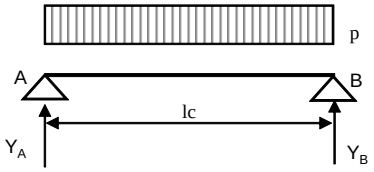
	spessore (m)	massa vol. (kN/m^3)	p_{max} (kN/m)
muro sovrastante	0.4	21	8.36

Schema statico:



Totale carichi permanenti	g =	15.18	kN/m	coeff. parziale di sicurezza	γ_G =	1.5
Totale carichi variabili	q =	11.387	kN/m	coeff. parziale di sicurezza	γ_Q =	1.5

Combinazione di carico ($g x \gamma_G + q x \gamma_Q$) =	39.86	kN/m



p (kN/m)	39.86
luce di calcolo "lc" (m)	1.55
Y_A (KN)	30.89
Y_B (KN)	30.89

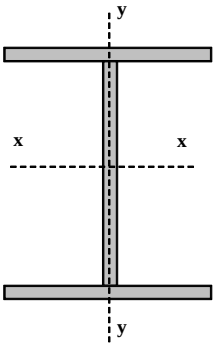
Sollecitazioni di calcolo

M_{Ed}	11.97	kNm
V_{Ed}	30.89	kN
N_{Ed}	0.00	kN

Profilati

Profilato tipo HEA 160

Numero di profili per l'architrave 2



valori del singolo profilo				
	A =	38.77	cm^2	area lorda del profilo
	b =	160	mm	larghezza delle ali
	t_f =	9	mm	spessore delle ali
	t_W =	6	mm	spessore dell'anima
	r =	15	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	152	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x}$ =	245.1	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x}$ =	220.1	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y}$ =	76.95	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J_x =	1673	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
A_v =	13.21	cm^2	area resistente al taglio ($A_v = A-2b*t_f+(t_w+2*r)*t_f$

Tipo di acciaio s235

f_{yk} =	235.00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
f_{tk} =	360.00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
γ_{M0} =	1.05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo $\varepsilon = 1$ $\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$

Azione di flessione

Ala	c/t =	6.89	classe	1
Anima	c/t =	17.33	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	**1**

(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b-t_w-2\cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h-2\cdot t_f-2\cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd}$ = 109.71 kNm Resistenza di calcolo a flessione

$V_{c,Rd}$ = 341.39 kN Resistenza di calcolo a taglio

$N_{c,Rd}$ = 1735.4 kN Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

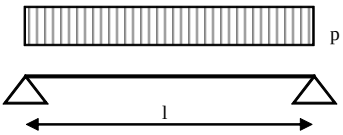
$V_{Ed} / V_{c,Rd}$ = 0.0905 <=0,5 : si può trascurare l'influenza del taglio

ρ = 0.000 Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento

$M_{y,V,Rd}$ kNm	M_{Ed} kNm	$M_{y,V,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
109.71	11.97	9.17	**verificato**

($M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y}*f_{yk}/\gamma_{M0}$) Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)
($M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min}*f_{yk}/\gamma_{M0}$) Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)
($N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A*f_{yk}/\gamma_{M0}$) Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)
($V_{c,Rd} = A_v*f_{yk}/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$) Resistenza di calcolo a taglio
($M_{y,V,Rd} = (W_{pl} - r\cdot A_v^2/(4\cdot t_w))\cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$ Resistenza convenzionale a flessione retta in presenza di taglio non trascurabile

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



p =	39.86	kN/m
l =	1.55	m
M_{Ed} =	11.97	kNm

M_{el} =	98.521	kNm

Momento al limite elastico ($W_{el}*f_{yk}/\gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto Med<Mel

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

Totale carichi permanenti	g =	15.18	kN/m	coeff. parziale di sicurezza	γ_G =	1.5
Totale carichi variabili	q =	11.387	kN/m	coeff. parziale di sicurezza	γ_Q =	1.5

Combinazione di carico ($g x \gamma_G + q x \gamma_Q$) =	39.86	kN/m

δ_c (mm) =	0	monta iniziale della trave
δ_1 (mm) =	0.16	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
δ_2 (mm) =	0.24	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
δ_{max} (mm) =	0.41	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta tot - \delta c$

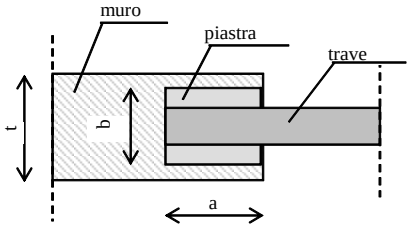
Valori limite	δ_{max} /L=1/k	k =	400
	δ_2 /L = 1/k	k =	500

$\delta_{max,\ LIM}$ =	3.88	mm
$\delta_{2,LIM}$ =	3.10	mm

δ_{max}	**< del valore limite __ VERIFICATO**
δ_2	**< del valore limite__ VERIFICATO**

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	**no**	
profondità della piastra di appoggio	a (cm) =	23
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) =	40
spessore del muro	t (cm) =	40



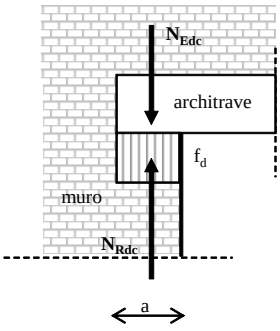
PIANTA

Caratteristiche della muratura

Muratura in pietra a spacco con buona tessitura (Tab. C8A.2.1)

f_m =	320	N/cm^2	Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza	LC2
Coeff. parziale di sicurezza γ_M	3
Fattore di confidenza	1.2



SEZIONE

Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali $N_{Rdc.}$

Deve risultare: $\mathbf{N_{Edc} \leq N_{Rdc}}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove:

β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza si sceglie β = 1

A_b = area dell'impronta del carico

f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) =	40	A_b =	1280	cm^2
b (cm) =	32			

f_d =	88.89	N/cm^2	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
N_{Edc} =	30.89	kN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
N_{Rdc} =	113.78	kN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati

N_{Edc} / N_{Rdc} =	0.271	**<=1 verificato**

A8.P.2.8.6 Verifiche fasce di piano e catene metalliche

Fasce di piano

Per ottenere un confinamento quanto più possibile scatolare si prevedono fasce di piano lungo tutto il perimetro del fabbricato a quota di ciascun impalcato.

In fase di progetto è previsto il ripristino degli ammorsamenti verticali (ove assenti) tra muri ortogonali. In condizioni post-operam le verifiche dei cinematismi locali (analisi cinematiche non lineari) implementate con il programma di calcolo Modest, sono state condotte con l'ipotesi di ribaltamento composto e risultano tutte soddisfatte.

Per mantenersi in condizioni di sicurezza, le fasce di piano sono state dimensionate ipotizzando un meccanismo di ribaltamento semplice e un'analisi lineare del cinematismo. Utilizzando uno spettro inviluppato, e avendo un periodo nel plafone, sui campi relativi all'azione sismica si inserisce sulla PGA si riferimento il valore ag*S e si pone S pari a 1.

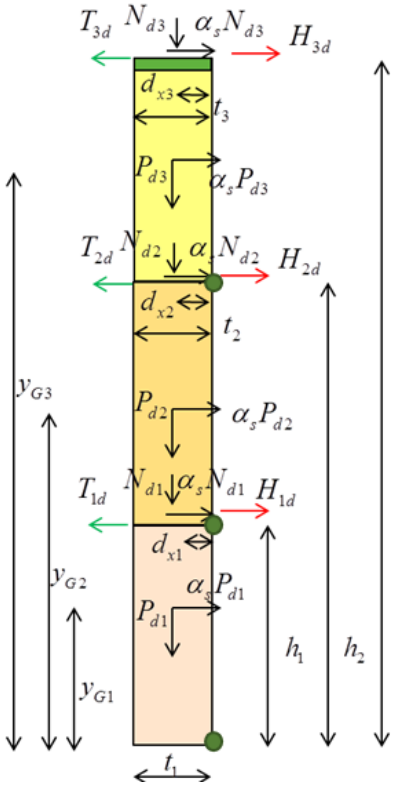
Di seguito si riportano le verifiche considerando il muro tipo perimetrale lato corto destro (maschio 25: L=6,70 m). Nei carichi in condizioni sismiche è stata tenuta in conto anche la spinta delle volte a piano primo e il timpano di muratura di sottotetto.

Il programma utilizzato è un foglio di calcolo di Kerakoll in cui è possibile calcolare il tipo di fasce previste in materiale fibrorinforzato tipo GeoSteel 1200 .

Definizione Maschio Murario da rinforzare					
Piano	y_{Gi} [m]	P_{di}[kN]	t_i [m]	h_i [m]	ψzi
1	2.04	343.58	0.60	4.07	0
2	6.32	380.76	0.60	8.58	0.330
3	10.46	291.74	0.55	12.35	0.695

Azione solai				
Piano	d_{xi} [m]	N_{di}[kN]	H_{di} [kN]	h_i [m]
1	0.30	118.59	11.57	4.07
2	0.30	65.32	0.00	8.58
3	0.28	128.00	0.00	12.35

Eventuali tiranti esistenti	
Piano	Tid [kN]
1	0.00
2	0.00
3	0.00

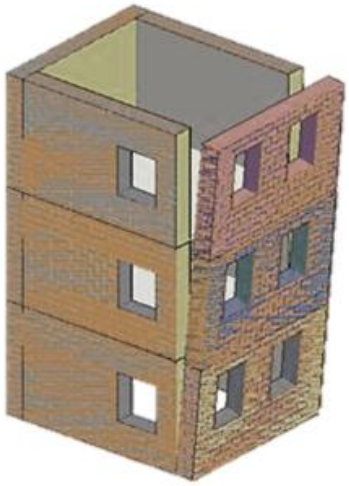


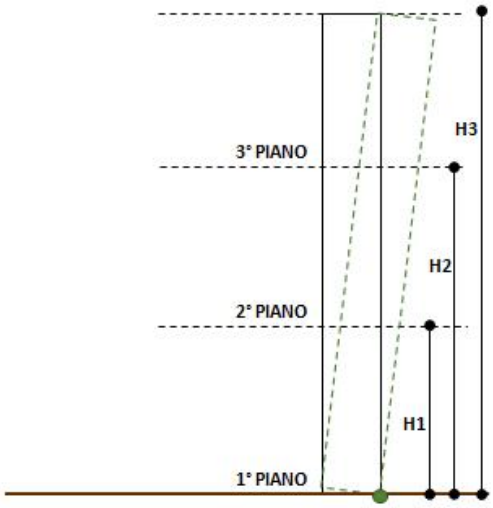
Caratteristiche Muratura				
Tipologia di Muratura		Muratura in pietre a spacco con buona tessitura		
FC =	Verifiche estese - LC2			
FC =	1.20		Fattore di Confidenza	
fbm =	2	[Mpa]	Resistenza media a compressione del blocco "Valore consigliato" -->	60 MPa
fmm =	3.20	[Mpa]	Resistenza caratteristica a compressione della muratura	
γm =	2.00		Coefficiente parziale del materiale per la muratura	
kG =	0.0310	[mm]	Coefficiente correttivo per tipo di muratura CNR-DT 200 §5.3.2	
fbtm	0.2	[Mpa]	Resistenza media a trazione del blocco (fbtm=0,1fbm CNR-DT 200 R1/2004)	
fmb	1.33	[Mpa]	Resistenza a compressione (§ 3.3.3(6) CNR-DT 200R1/2012)	
fmk^h	1.60	[Mpa]	Resistenza a compressione in direzione dei ricorsi di malta	

Valutazione dell'azione sismica			
Fattore di struttura q	3.0	Altezza della struttura H [m]	12.4
Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.00	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	1.000
Categoria suolo di fondazione	E	Coefficiente C_C	2.1
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.629	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1.0
Fattore di amplificazione massima dello spettro F_O	1.000	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.390
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]	0.287	Numero di piani dell'edificio	3.0
Fattore di smorzamento η	1.000	Coefficiente di partecipazione modale γ	1.3

Stato di fatto senza rinforzi

STUDIO RIBALTAMENTO PIANO 1-2-3





Valutazione della capacità del maschio murario in assenza di intervento- Equilibrio alla rotazione nell'ipotesi di cerniera non arretrata

M_R [kNm]		M_S [kNm]				M*	e*	FC
Inerzia Maschi	6157.1889	Peso dei Maschi	297.5305	Valore di α0	0.0388	105.016	0.776	1.20
Inerzia Solai	2623.9069	Carico dei Solai	90.373					
Spinte Solai	47.0899	Tiranti esistenti	0					

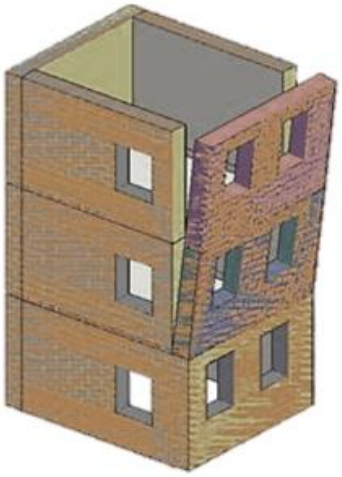
Capacità del maschio murario----------Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²] il punto C8.A.4.4 della Circolre n.617/2009 — valutata secondo **0.409**

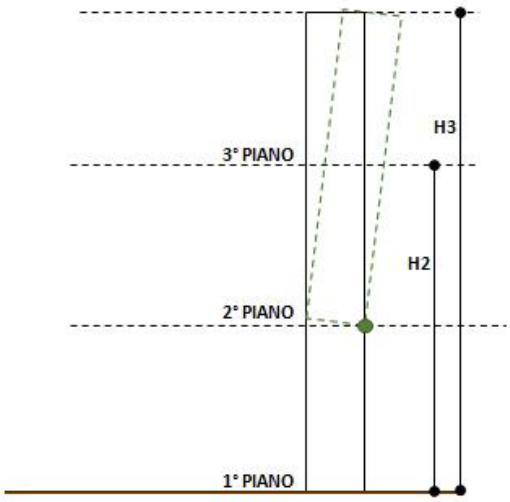
Verifica secondo Circolare n.617/2009 C8.A.4.2.3 "Stato limite di salvaguardia della vita"

$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ (C8.A.4.9)	*Domanda*	2.05	*C/D*	**0.199**	**NO**
	Capacità	0.41			

E' necessario prevedere l'inserimento di ulteriori catene per inibire il cinematismo

STUDIO RIBALTAMENTO PIANO 2-3





Valutazione della capacità del maschio murario in assenza di intervento- Equilibrio alla rotazione nell'ipotesi di cerniera non arretrata

M_R [kNm]		M_S [kNm]				M*	e*	FC
Inerzia Maschi	2720.93	Peso dei Maschi	194.46	Valore di α0	0.061	70.708	0.80	1.20
Inerzia Solai	1354.4332	Carico dei Solai	54.796					
Spinte Solai	0	Tiranti esistenti	0					

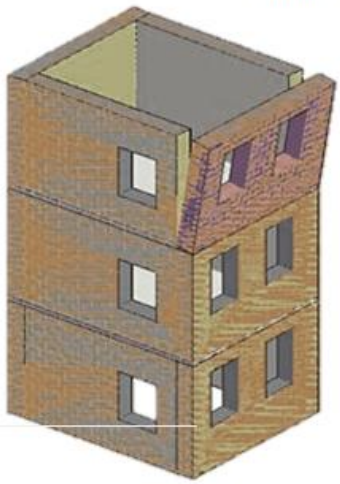
Capacità del maschio murario----------Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²] valutata secondo il punto C8.A.4.4 della Circolre n.617/2009 **0.624**

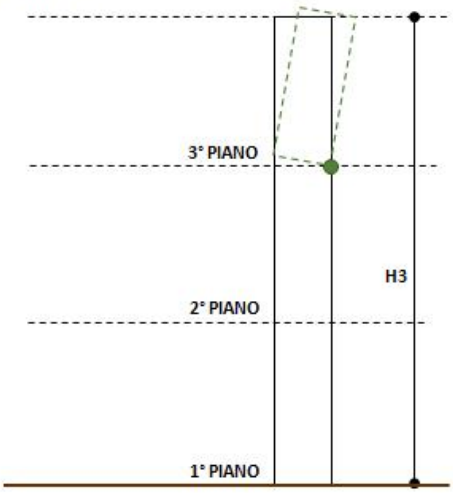
Verifica secondo Circolare n.617/2009 C8.A.4.2.3 "Stato limite di salvaguardia della vita"

$min = \begin{cases} a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q} (C8.A4.9) \\ a_0^* \geq \frac{S_E(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q} (C8.A.4.10) \end{cases}$	*Domanda*	2.06	*C/D*	**0.303**	NO
	Capacità	0.62			

E' necessario prevedere l'inserimento di ulteriori catene per inibire il cinematismo

STUDIO RIBALTAMENTO PIANO 3





Valutazione della capacità del maschio murario in assenza di intervento- Equilibrio alla rotazione nell'ipotesi di cerniera non arretrata

M_R [kNm]		M_S [kNm]				M*	e*	FC
Inerzia Maschi	548.47	Peso dei Maschi	80.23	Valore di α0	0.112	38.017	0.8885	1.20
Inerzia Solai	482.56	Carico dei Solai	35.2					
Spinte Solai	0	Tiranti esistenti	0					

Capacità del maschio murario----------Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²] valutata secondo il punto C8.A.4.4 della Circolre n.617/2009 **1.030**

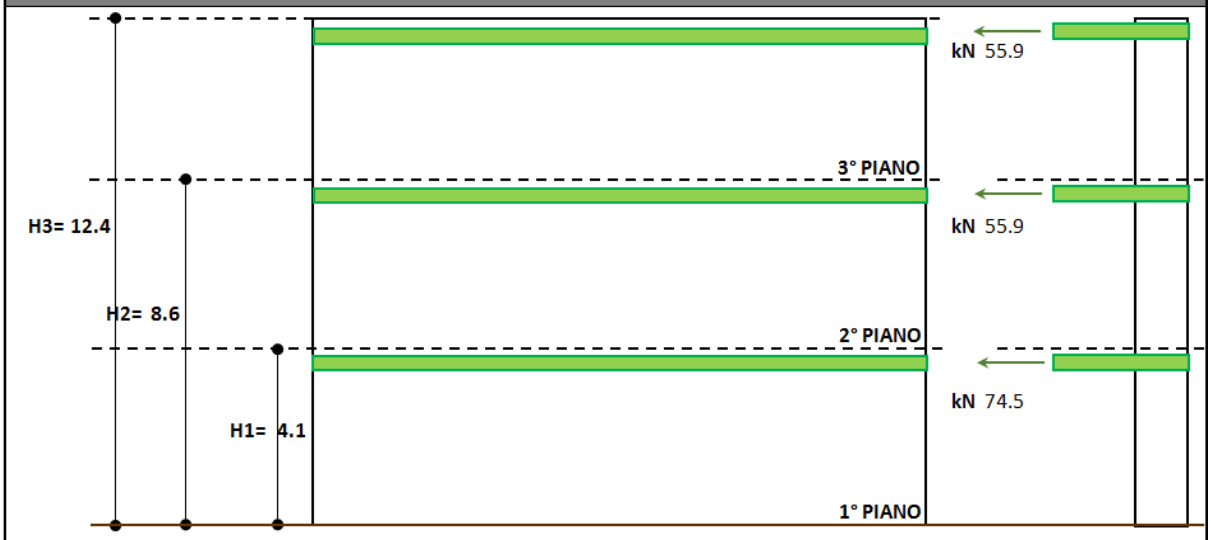
Verifica secondo Circolare n.617/2009 C8.A.4.2.3 "Stato limite di salvaguardia della vita"

$min = \begin{cases} a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q} (C8.A4.9) \\ a_0^* \geq \frac{S_E(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q} (C8.A.4.10) \end{cases}$	*Domanda*	2.06	*C/D*	**0.501**	NO
	Capacità	1.03			

E' necessario prevedere l'inserimento di ulteriori catene per inibire il cinematismo

Stato di progetto con fasce di piano

Caratteristiche Rinforzi



Tirante	Tipologia Tessuto	Tipologia Matrice	Metodologia Applicazione	Dimensioni			
				bf	t	n° Fibre	Esposizione
1 Piano	GeoSteel G1200	GeoCalce F Antisismico	Fascia continua	400.00	0.169	1	Esterna
2 Piano	GeoSteel G1200	GeoCalce F Antisismico	Fascia continua	300.00	0.169	1	Esterna
3 Piano	GeoSteel G1200	GeoCalce F Antisismico	Fascia continua	300.00	0.169	1	Esterna

Coefficiente di Sicurezza

$\gamma_{f,d}$ =	1.20	Coefficiente parziale per delaminazione
γ_{Rd} =	1.50	Coefficiente parziale di resistenza per delaminazione
γ_f =	1.25	per delaminazione su muratura (1,50 per laterizio e tufo, 1.25 per calcarinite)

TIRANTE PRIMO PIANO

b_d =	300	[mm]	Larghezza della zona di diffusione delle tensioni di aderenza CNR_DT200 § 5.3.2
l_b =	500	[mm]	Lunghezza di ancoraggio effettiva CNR_DT200 § 5.3.2
Su =	0.30	[mm]	Valore ultimo dello scorrimento tra FRP e supporto (0,40 per laterizio tufo) CNR_DT200 § 10.3.2
α =	1.50		Coefficiente per calcolo del distacco intermedio ($1 < \alpha < 2$) CNR_DT200 § 5.3.3
Ef =	156	[Gpa]	Modulo di elasticità normale nella direzione della forza
ffk =	3060	[Mpa]	Resistenza caratteristica del rinforzo in FRP
η_a =	0.45		Fattore di conversione ambientale
ε_f	0.007356		Deformazione a rottura per trazione ha efk/g f,d
ε_{fk}	0.01962		Deformazione caratteristica a rottura per trazione del rinforzo in FRP
b	700.00	[mm]	Larghezza dell'elemento rinforzato
k_d	1.243	[mm]	Coefficiente correttivo di tipo generico ((5.5 CNR-DT 200 R1/2012)
l_{ed}	150.00	[mm]	Lunghezza ottimale di ancoraggio
Γ_{fd}	0.02275	[N/mm]	Energia specifica di frattura
f_{bd}	0.152	[Mpa]	Resistenza di progetto alla delaminazione di estremità
f_{fd}	1101.60	[Mpa]	Resistenza di progetto del GeoSteel
f_{fdd}	170.78	[Mpa]	Resistenza di progetto alla delaminazione di estremità
ε_{fdd}	0.00109		Deformazione massima del rinforzo per distacco alle estremità
$f_{fdd,2}$	256.17	[Mpa]	Resistenza di progetto alla delaminazione intermedia
$\varepsilon_{fdd,2}$	0.00164		Deformazione massima del rinforzo per distacco intermedio

Calcolo della tensione di progetto

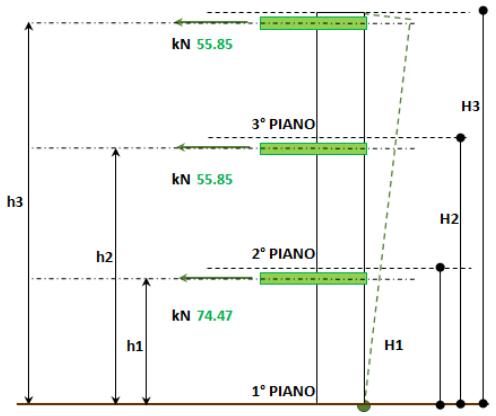
$f_{fdd,rid}$	170.78	[Mpa]	Resistenza efficace di calcolo per ancoraggio ridotto
NFRP	**74.5**	**[KN]**	Forza di trazione totale resistente

TIRANTE SECONDO PIANO			
b_d =	300	[mm]	Larghezza della zona di diffusione delle tensioni di aderenza CNR_DT200 § 5.3.2
l_b =	500	[mm]	Lunghezza di ancoraggio effettiva CNR_DT200 § 5.3.2
Su =	0.30	[mm]	Valore ultimo dello scorrimento tra FRP e supporto (0,40 per laterizio tufo) CNR_DT200 § 10.3.2
α =	1.50		Coefficiente per calcolo del distacco intermedio ($1 < \alpha < 2$) CNR_DT200 § 5.3.3
Ef =	156	[Gpa]	Modulo di elasticità normale nella direzione della forza
ffk =	3060	[Mpa]	Resistenza caratteristica del rinforzo in FRP
ηa =	0.45		Fattore di conversione ambientale
εf	0.007356		Deformazione a rottura per trazione ha efk/g f,d
εfk	0.01962		Deformazione caratteristica a rottura per trazione del rinforzo in FRP
b	**600.00**	[mm]	Larghezza dell'elemento rinforzato
k_d	1.291	[mm]	Coefficiente correttivo di tipo generico ((5.5 CNR-DT 200 R1/2012)
l_{ed}	150.00	[mm]	Lunghezza ottimale di ancoraggio
Γ_{fd}	0.02362	[N/mm]	Energia specifica di frattura
f_{bd}	0.157	[Mpa]	Resistenza di progetto alla delaminazione di estremità
f_{fd}	1101.600	[Mpa]	Resistenza di progetto del GeoSteel
f_{fdd}	174.03	[Mpa]	Resistenza di progetto alla delaminazione di estremità
ε_{fdd}	0.00112		Deformazione massima del rinforzo per distacco alle estremità
$f_{fdd,2}$	261.05	[Mpa]	Resistenza di progetto alla delaminazione intermedia
$\varepsilon_{fdd,2}$	0.00167		Deformazione massima del rinforzo per distacco intermedio
Calcolo della tensione di progetto			
$f_{fdd,rid}$	174.03	[Mpa]	Resistenza efficace di calcolo per ancoraggio ridotto
NFRP	**55.9**	**[KN]**	Forza di trazione totale resistente

TIRANTE TERZO PIANO			
b_d =	300	[mm]	Larghezza della zona di diffusione delle tensioni di aderenza CNR_DT200 § 5.3.2
l_b =	500	[mm]	Lunghezza di ancoraggio effettiva CNR_DT200 § 5.3.2
Su =	0.30	[mm]	Valore ultimo dello scorrimento tra FRP e supporto (0,40 per laterizio tufo) CNR_DT200 § 10.3.2
α =	1.50		Coefficiente per calcolo del distacco intermedio ($1 < \alpha < 2$) CNR_DT200 § 5.3.3
Ef =	156	[Gpa]	Modulo di elasticità normale nella direzione della forza
ffk =	3060	[Mpa]	Resistenza caratteristica del rinforzo in FRP
ηa =	0.45		Fattore di conversione ambientale
εf	0.007356		Deformazione a rottura per trazione ha efk/g f,d
εfk	0.01962		Deformazione caratteristica a rottura per trazione del rinforzo in FRP
b	**600.00**	[mm]	Larghezza dell'elemento rinforzato
k_d	1.291	[mm]	Coefficiente correttivo di tipo generico ((5.5 CNR-DT 200 R1/2012)
l_{ed}	150.00	[mm]	Lunghezza ottimale di ancoraggio
Γ_{fd}	0.02362	[N/mm]	Energia specifica di frattura
f_{bd}	0.157	[Mpa]	Resistenza di progetto alla delaminazione di estremità
f_{fd}	1101.600	[Mpa]	Resistenza di progetto del GeoSteel
f_{fdd}	174.03	[Mpa]	Resistenza di progetto alla delaminazione di estremità
ε_{fdd}	0.00112		Deformazione massima del rinforzo per distacco alle estremità
$f_{fdd,2}$	261.05	[Mpa]	Resistenza di progetto alla delaminazione intermedia
$\varepsilon_{fdd,2}$	0.00167		Deformazione massima del rinforzo per distacco intermedio
Calcolo della tensione di progetto			
$f_{fdd,rid}$	174.03	[Mpa]	Resistenza efficace di calcolo per ancoraggio ridotto
NFRP	**55.9**	**[KN]**	Forza di trazione totale resistente

STUDIO RIBALTAMENTO PIANO 1-2-3

Resistenza Tirante 3° Piano	55.85	kN
Quota inserimento "h3"	12.2	m
Resistenza Tirante 2° Piano	55.85	kN
Quota inserimento "h2"	8.4	m
Resistenza Tirante 1° Piano	74.47	kN
Quota inserimento "h1"	3.7	m



Valutazione della capacità del maschio murario a seguito dell'inserimento delle catene richieste

M_R [kNm]		M_S [kNm]				M*	e*	FC
Inerzia Maschi	6157.1889	Peso dei Maschi	297.5305	Valore di α0	0.201	105.02	0.78	1.20
Inerzia Solai	2623.9069	Carico dei Solai	90.373					
Spinte Solai	47.0899	Tiranti e ulteriori catene	1426.07					

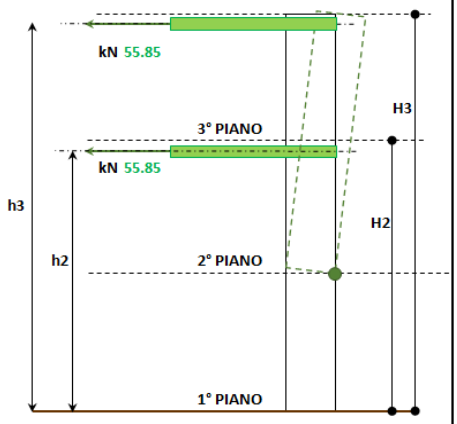
Capacità del maschio murario----------Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²] valutata secondo il punto C8.A.4.4 della Circolre n.617/2009: **2.120**

Verifica secondo Circolare n.617/2009 C8.A.4.2.3 "Stato limite di salvaguardia della vita"

$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q} (C8.A.4.9)$	*Domanda*	2.05	*C/D*	1.03	OK
	Capacità	2.12			

STUDIO RIBALTAMENTO PIANO 2-3

Resistenza Tirante 3° Piano	55.85	kN
Quota inserimento "h3"	12.2	m
Resistenza Tirante 2° Piano	55.85	kN
Quota inserimento "h2"	8.4	m



Valutazione della capacità del maschio murario a seguito dell'inserimento delle catene richieste

M_R [kNm]		M_S [kNm]				M*	e*	FC
Inerzia Maschi	2720.93	Peso dei Maschi	194.46	Valore di α0	0.232	70.71	0.80	1.20
Inerzia Solai	1354.4332	Carico dei Solai	54.796					
Spinte Solai	0	Tiranti e ulteriori catene	695.90					

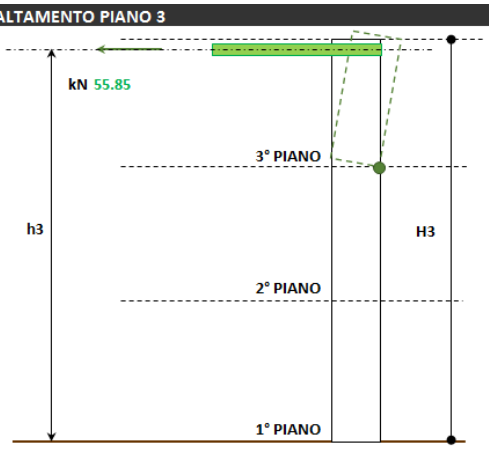
Capacità del maschio murario----------Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²] valutata secondo il punto C8.A.4.4 della Circolre n.617/2009: **2.367**

Verifica secondo Circolare n.617/2009 C8.A.4.2.3 "Stato limite di salvaguardia della vita"

$min = \begin{cases} a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q} (C8.A.4.9) \\ a_0^* \geq \frac{S_E(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q} (C8.A.4.10) \end{cases}$	*Domanda*	2.06	*C/D*	1.15	OK
	Capacità	2.37			

STUDIO RIBALTAMENTO PIANO 3

Resistenza Tirante 3° Piano	55.85	kN
Quota inserimento "h3"	12.20	m



Valutazione della capacità del maschio murario a seguito dell'inserimento delle catene richieste

M_R [kNm]		M_S [kNm]				M*	e*	FC
Inerzia Maschi	548.47	Peso dei Maschi	80.23	Valore di α0	0.308	38.02	0.89	1.20
Inerzia Solai	482.56	Carico dei Solai	35.2					
Spinte Solai	0	Tiranti e ulteriori catene	202.18					

Capacità del maschio murario----------Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec²] valutata secondo il punto C8.A.4.4 della Circolre n.617/2009 — **2.834**

Verifica secondo Circolare n.617/2009 C8.A.4.2.3 "Stato limite di salvaguardia della vita"

$min = \begin{cases} a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q} (C8.A4.9) \\ a_0^* \geq \frac{S_E(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q} (C8.A.4.10) \end{cases}$	*Domanda*	2.06	*C/D*	**1.38**	OK
	Capacità	2.83			

Calcolo catene metalliche piano sottotetto

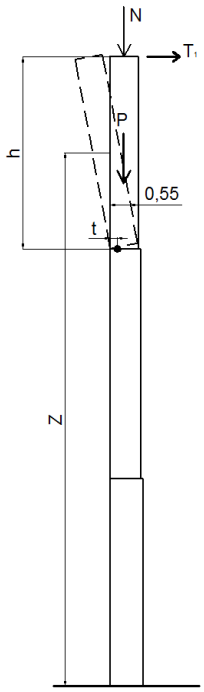
Per garantire un collegamento dei maschi murari in direzione trasversale a quota di sottotetto si prevedono tre catene metalliche nei punti indicati sulle tavole grafiche.

In condizioni post-operam le verifiche dei cinematismi locali (analisi cinematiche non lineari) implementate con il programma di calcolo Modest, sono state condotte con l'ipotesi di ribaltamento composto e risultano tutte soddisfatte.

Per mantenersi in condizioni di sicurezza, le catene metalliche sono state dimensionate ipotizzando un meccanismo di ribaltamento semplice con cerniera a quota 8,58 m (secondo piano). Utilizzando uno spettro inviluppato, e avendo il periodo principale della struttura nel plafone, per i calcoli si riferimento al valore a_g*S =0,629 g

Di seguito si riportano le verifiche considerando il muro tipo perimetrale lato corto destro (maschio 2: L=3,07 m).

La rotazione monolitica della parete avviene attorno alla cerniera A, arretrata rispetto al filo esterno del muro in seguito a parzializzazione della sezione e concentrazione degli sforzi. La cerniera cilindrica attorno a cui ruota la parete si forma quindi lungo una linea più interna rispetto allo spigolo della parete.



Ribaltamento semplice

La muratura è considerata completamente non reagente a trazione e si ipotizza una distribuzione lineare delle tensioni di compressione, il polo di rotazione è assunto nel baricentro delle tensioni di compressione. L'arretramento t rispetto allo spigolo è quindi:

$$t = \frac{2 \cdot \sum_i W_i}{3 \cdot f_{m,d} \cdot l} = \frac{2 \cdot 133{,}46}{3 \cdot 3{,}90 \cdot 3{,}07} = 0{,}0074\, m$$

dove:

$\Sigma_i W_i = N+W=0+133{,}46=133{,}46\ kN$ peso totale della parete e di tutti i carichi gravanti su di essa[7]

$f_{m,d} = f_m/(\gamma * FC)=9{,}36/(2*1{,}2)=3{,}90\ N/mm^2$ resistenza di progetto a compressione della muratura rinforzata

l lunghezza della parete.

Per determinare il tiro T_1 della catena si calcola l'equilibrio tra il momento stabilizzante e quello ribaltante:

M_S=P*(b/2-t) + T_1*h

$M_R=\alpha_0$* P*(h/2)

Il valore α_0 si ricava dall'equazione C8A.4.9 e C8A.4.10 della Circ. n.617 2/2/09)

imponendo:

$$a_0^* = max\left(\frac{a_g(0{,}10) \cdot S}{q}; \frac{S_e(0{,}39) \cdot \frac{Z}{H} \cdot \frac{3n}{2n+1}}{q}\right) = 2{,}24\ m/s^2$$

dove:

Z = 10,46 m è il baricentro del muro interessato al cinematismo rispetto alla fondazione

n = 3 è il numero di piani dell'edificio

q= 3 è il fattura di struttura post-operam

si ha:

$$\alpha_0 = \frac{a_0^* \cdot e^* \cdot FC}{g} = 0{,}274$$

dove:

M*= 13,60 t massa partecipante del cinematismo calcolata con la C8A.4.3

[7] Non è stato considerato il peso del solaio di copertura perchè parallelo alla giacitura del muro (scelta in analogia ai cinematismi riportati nel fascicolo dei calcoli)

e* =1 è la frazione di massa partecipante

Il momento ribaltante risulta essere: M_R= 68,96 kNm.

Ponendo M_S=M_R si ricava il tiro T_1 :

$$T_1 = \frac{-P \cdot \left(\frac{b}{2} - t\right) + M_R}{h} = 8{,}82\ kN$$

Considerando un tirante Ø 18 mm in acciaio S275 e capochiavi a paletto di dimensioni 400x100 mm, si verifica che T_1 sia inferiore ai seguenti meccanismi di rottura:

1. meccanismo di rottura relativo allo snervamento del tirante (T_a);

2. meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio (T_b);

3. meccanismo di rottura relativo alla resistenza del muro nei confronti della penetrazione dell'ancoraggio, dovuta ad eccesso di pressione di contatto (T_c).

I valori massimi per i tre meccanismi sono rispettivamente:

$$T_a = A * f_{y,d} = \pi * \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 \cdot \frac{f_{y,d}}{\gamma_M} = 66{,}61\ kN$$

$$T_b = \tau_{0,d} * [2 * (b + s) + 2 * (a + s)] * s = 152{,}50\ kN$$

$$T_c = f_{m,d} * a * s = 117\ kN$$

dove:

- $f_{y,d}$=275/1,05= 261,9 N/mm² è la tensione di snervamento dei tiranti

- *A= 254,34 mm²* è l'area della sezione trasversale dei tiranti (diametro Ø 18)

- *a=50 mm* è la larghezza del paletto di ancoraggio

- *b=600 mm* è la lunghezza del paletto di ancoraggio

- *s=550 mm* spessore della muratura dove si ancora il tirante

- $\tau_{0,d}$=0,19/(2*1,2)=0,079 N/mm² è la resistenza a taglio di progetto della muratura consolidata

- $f_{m,d}$=9,36/(2*1,2)=3,90 N/mm² è la resistenza a compressione di progetto della muratura consolidata.

Il tiro T_1 risulta essere inferiore ai tre valori limiti di rottura pertanto si ritengono le verifiche soddisfatte.

A8.A.2.8.7 Verifiche locali muri consolidati con rete fibrorinforzata

Di seguito si riportano a titolo esemplificativo le verifiche del maschio più sollecitato (maschio 22 sez. 6,33 m cc1 slv) consolidato con rete tipo Geosteel Grid 400 a dimostrazione della correttezza del coefficiente correttivo utilizzato nelle analisi globali con l'ipotesi di intonaco armato.

Il programma utilizzato è il GeoForce One di Kerakoll. I risultati ottenuti inserendo le effettive caratteristiche del materiale di rinforzo riportano un tasso di sfruttamento per taglio simico nel piano pari a 0,85 inferiore a quello ottenuto nel calcolo globale di 0,96. Pertanto si può ritenere che il coefficiente correttivo utilizzato per migliorare le proprietà della muratura è inferiore alle reali prestazioni del materiale di rinforzo e quindi il calcolo è a vantaggio di sicurezza.

DATI DEI MATERIALI

Muratura: Muratura pietra_diatoni +iniezioni

E:	3393	N/mm²
ε_{m0}:	-0.002	-
ε_{mU}:	-0.0035	-
f_{mm}:	-6.24	N/mm²
f_{hmm}:	-3.12	N/mm²
f_{bm}:	-60	N/mm²
f_{btm}:	6	N/mm²
f_{vm0}:	0.12675	N/mm²
w:	21	kN/m³

Rete per flessione e per taglio: GeoSteel Grid 400

E:	70000	N/mm²
ε_{fk}:	0.0242857	-
f_{fk}:	1700	N/mm²
t_f:	0.064	mm
Tipo:	GeoSteel GeoCalce F Antisismico	-
Esposizione:	Esterna	-
η_a:	0.45	-

MATRICE: GeoSteel GeoCalce F Antisismico

MATRICE: GeoSteel GeoCalce F Antisismico

Resistenza a compressione	>15	N/mm²
Resistenza atrazione per flessione	>5	-
Modulo elastico a compressione	9	N/mm²
Legame di aderenza	>0.8	mm
Resistenza al fuoco	A1	-

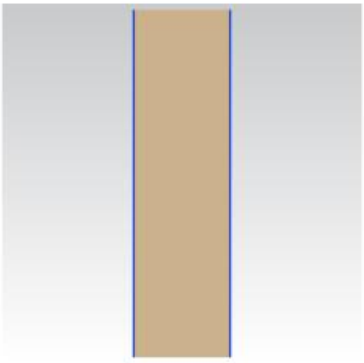
DATI SEZIONE

Stato di fatto

Quantità del materiale di supporto [mm²]	1.32e+06
Quantità di acciaio [mm²]	0

Caratteristiche del rinforzo a flessione

1	n_{strati}	-	b_f[mm]	-	n_{fasce}	-
2	n_{strati}	-	b_f[mm]	-	n_{fasce}	-
3	n_{strati}	-	b_f[mm]	-	n_{fasce}	-
4	n_{strati}	-	b_f[mm]	-	n_{fasce}	-

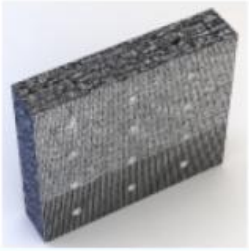


Tipologia di avvolgimento	-
Tipologia di applicazione	-

$n_{str.}$	b_f[mm]	p_f[mm]	β[gradi]
-	-	-	-

Caratteristiche della rete di rinforzo

Tipologia di rete	GeoSteel Grid 400	
1	n_{strati}	-
2	n_{strati}	-
3	n_{strati}	1
4	n_{strati}	1



SOLLECITAZIONI

	N[kN]	Mx[kN*m]	My[kN*m]	Vx[kN]	Vy[kN]	T[kN*m]
SLU	-310.55	41.63	0	0	183.19	-

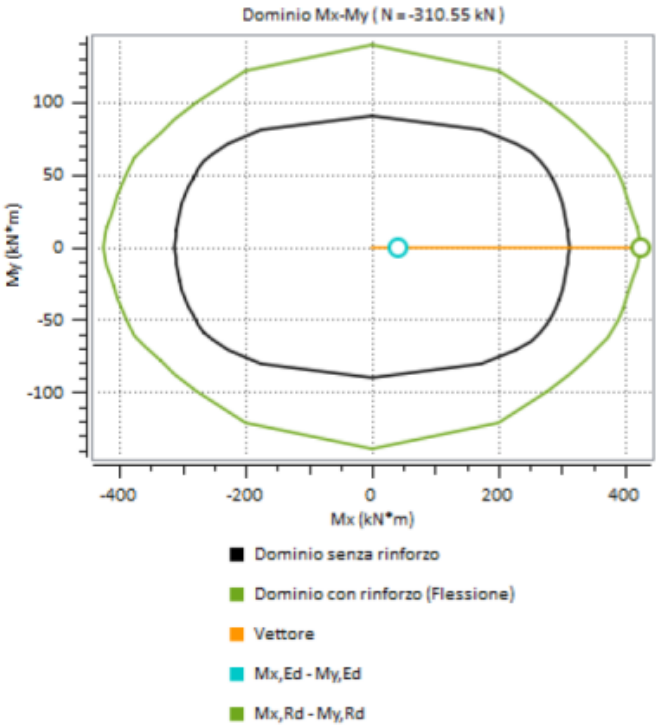
VERIFICA A FLESSIONE BIASSIALE
Grandezze meccaniche di progetto

MURATURA: Muratura pietra_diatoni +iniezioni

γ_m:	2	-
CF:	1.2	-
f_{md}:	-2.6	N/mm²
f_{hmd}:	-1.3	N/mm²
f_{bd}:	-25	N/mm²
f_{btd}:	2.5	N/mm²
f_{vd0}:	0.0528125	N/mm²
ε_{mU}:	-0.0035	-

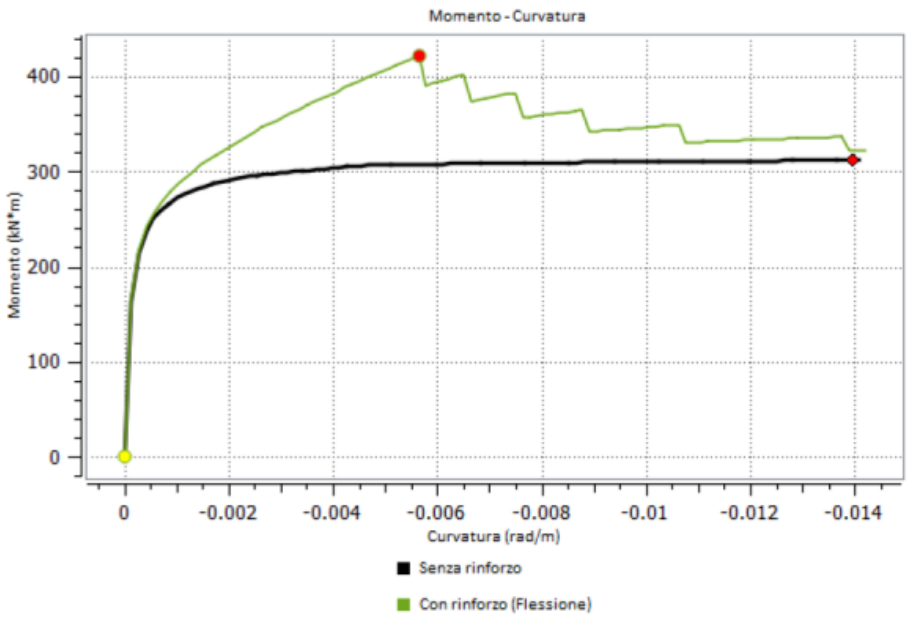
Valutazione del momento resistente e analisi momento curvatura

$M_{x,Rd}$:	424.771 (kN*m)
$M_{y,Rd}$:	0 (kN*m)
β	0 (deg.)
x_c:	369.229 (mm)
ε_m:	-0.00213178 (-)
ε_s:	0 (-)
ε_f:	0.00993506 (-)
σ_m:	-2.6 (N/mm²)
σ_s:	0 (N/mm²)
σ_f:	695.455 (N/mm²)



$\lvert M_{Ed} \rvert / \lvert M_{Rd} \rvert$:	0.0980057	Rapporto tra il modulo agente e il modulo resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[\lvert M_{Ed} \rvert / \lvert M_{Rd} \rvert \leq 1.0]$

ANALISI MOMENTO CURVATURA



VERIFICA A TAGLIO (Y)

Grandezze meccaniche di progetto

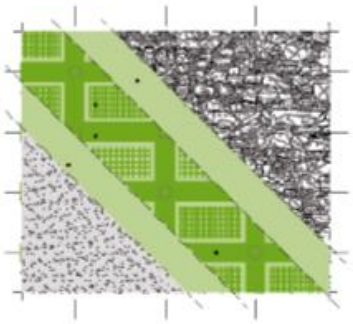
MURATURA: Muratura pietra_diatoni +iniezioni

γ_m:	2	-
CF:	1.2	-
f_{md}:	-2.6	N/mm²
f_{hmd}:	-1.3	N/mm²
f_{bd}:	-25	N/mm²
f_{btd}:	2.5	N/mm²
f_{vd0}:	0.0528125	N/mm²
ε_{mU}:	-0.0035	-

Rete: GeoSteel Grid 400

γ_f:	1.1	-
f_{fd}:	695.455	N/mm²
f_{fd}:	695.455	N/mm²
ε_{fd}:	0.00993506	-

Valutazione del taglio resistente



Contributo resistente offerto dalla muratura

x	$V_{Rm,d}$	$V_{R,max}$
2200 (mm)	121.471 (kN)	489.06 (kN)

Contributo resistente offerto dal rinforzo

$V_{Rd,f}$

93.024 (kN)

Resistenza a taglio della sezione rinforzata

V_{Rd}

214.495 (kN)

Il contributo resistente V_{Rd} corrisponde alla somma del contributo relativo al Geosteel[$V_{RdGeosteel}$0(kN)] e quello relativo alla rete [V_{RdRete}93.024(kN)]

$\|V_{Ed}\|/\|V_{Rd}\|$:	0.854053	Rapporto tra il taglio agente e il taglio resistente:
Esito verifica:	VERIFICATO	$[\|V_{Ed}\|/\|V_{Rd}\| \leq 1.0]$

A8.P.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.P.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_ascensore
8 Acc. Cat. C2
9 Vento X
10 Vento Y
11 Acc. Cat. H
12 Acc. Cat. A
F Forze convenzionali

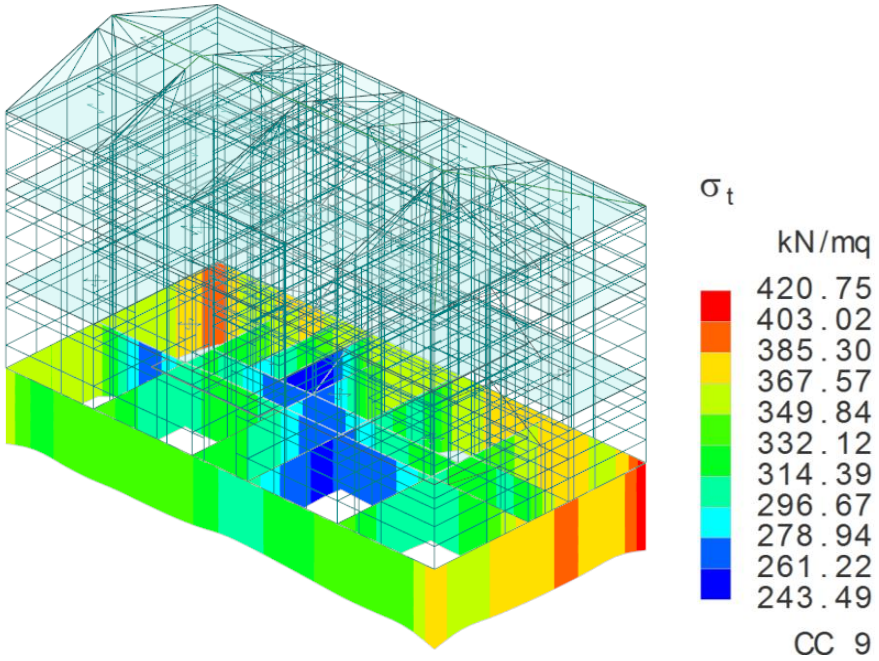
la combinazione 9 è:

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	7578.88
603	1334.39
604	8328.21
605	4194.43
606	1243.41
606	1704.97
607	1243.83
608	2803.38
609	2649.62
610	2943.43
611	4378.76
613	1072.67
613	351.71
613	3898.56
614	796.35
614	359.77
614	1785.75
616	616.35
616	452.07

Per un totale di: 47736,54 kN

Da questo valore va sottratta l'aliquota dovuta alle zone d'intersezione fra le travi, dove c'è un raddoppio di rigidezza 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: σ=N/A=47736,54/143,88= 331,78 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): $\Delta N = \sigma * A_{i,tot}$= 5580,62 kN

Il carico effettivo in fondazione è circa pari a: $N_f = N - \Delta N$= **42155,92 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											
	s_1 [m]	s_2 [m]	L_1 [m]	L_2 [m]	H [m]	A_{aper1} [m²]	A_{aper2}[m²]	$V_{nic,sott}$[m³]	V [m³]	γ [kN/m³]	pp [kN]
B120	0.65		25.15		4.07	15.61			56.39	21.00	1184.18
B209	0.60		25.15		4.51	22.48		1.39	55.95	21.00	1175.00
B309	0.55	0.6	11.63	13.52	3.77	7.45	11.42	2.50	46.25	21.00	971.35
B127	0.45		5.13		4.07	17.97			1.31	21.00	27.52
B128	0.4	0.45	8.54	11.48	4.07	14.30	2.96		27.88	21.00	585.44
B216	0.45		5.13		4.51	4.38			8.44	21.00	177.20
B225/218	0.4		5.79		4.51	0.00			10.45	21.00	219.35
B217	0.45		5.72		4.51	0.00			11.61	21.00	243.78
B315	0.45		5.13		3.77	3.68			7.05	21.00	148.00
B315	0.4		5.13		1.78	2.24			2.76	21.00	57.86
B325/317	0.4		5.79		3.77	4.67			6.86	21.00	144.11
B316	0.45		5.72		3.77	2.98			8.36	21.00	175.64
B318,sott	0.45		5.72		0.905				2.33	21.00	48.92
B129	0.45		2.22		4.07				4.07	21.00	85.38
B140/145	0.17		3.57		4.07	9.59			0.84	21.00	17.62
B132	0.45		8.53		4.07	15.78			8.52	21.00	178.97
B136	0.4		5.7		4.07	3.13			8.03	21.00	168.56
B229/228	0.17		5.79		0.7				0.69	21.00	14.47
B220	0.45		5.27		4.51	3.83			8.97	21.00	188.43
B222	0.4		5.7		4.51	3.76		0.56	9.34	21.00	196.21
B330/331	0.17		5.79		0.61				0.60	21.00	12.61
B324	0.12		3.26		3.77	2.15			1.22	21.00	25.55
B319	0.45		5.27		3.77				8.94	21.00	187.75
B319,sott	0.4		8.53		1.77				6.04	21.00	126.82
B321	0.4		5.7		3.77	3.15			7.33	21.00	154.02
B321,sott	0.4		4.62		0.755				1.40	21.00	29.30
B122	0.65		25.15		4.07	18.42			54.56	21.00	1145.75
B211	0.6	0.65	22.95	2.2	4.51	21.00		1.25	57.20	21.00	1201.23
B311	0.55	0.50	21.12	4.03	3.77	12.75	2.01	0.20	43.57	21.00	914.94
B124/141/125	0.6		12.86		4.07	0.00			31.40	21.00	659.49
B214	0.6		12.86		4.51	3.20			32.88	21.00	690.47
B313	0.55		12.86		3.77	3.62		0.29	24.96	21.00	524.16
B313,sott	0.55		12.86		1.03				7.25	21.00	152.25
B126	0.45	0.60	7.27	5.59	4.07	3.49			25.39	21.00	533.28
B215	0.45		12.86		4.51	5.85			23.47	21.00	492.84
B314	0.4		12.86		3.77	3.47			18.00	21.00	378.09
B314,sott	0.4		12.86		1.03	3.22			3.99	21.00	83.70
B137	0.40		5.60		4.07	2.38		0.16	8.33	21.00	174.88
B224	0.40		5.60		4.51			0.17	10.27	21.00	215.63
B322	0.40		5.60		3.77			0.14	8.59	21.00	180.38
B322,sott	0.36		5.60		0.9				1.81	21.00	38.10

B138	0.15	5.08	4.07	5.36			2.30	21.00	48.26
B224	0.15	5.08	4.51	6.02			2.53	21.00	53.21
B323	0.15	5.08	3.77	4.99			2.12	21.00	44.60
B123	0.45	12.86	4.07	9.32		1.19	20.55	21.00	431.58
B212	0.45	12.86	4.51	10.70			21.28	21.00	446.94
B312	0.45	12.86	3.77	2.51			20.69	21.00	434.44
B312,sott	0.4	12.86	1.03				5.27	21.00	110.72
B131/142/130	0.45	12.86	4.07	5.59			21.04	21.00	441.76
B221	0.45	5.52	4.51	4.00			9.40	21.00	197.44
B320	0.45	5.52	3.77	3.07			7.99	21.00	167.69
B320,sott	0.45	5.52	0.89	1.28			1.62	21.00	34.11
B134/139/133/143/135	0.45	12.86	4.07	3.46			22.00	21.00	461.94
B222	0.45	12.86	4.51	11.07		0.41	21.52	21.00	452.02
B322	0.45	12.86	3.77	6.22		0.81	19.83	21.00	416.45
B322,sott	0.45	12.86	1.03	1.17			5.40	21.00	113.47
B121	0.65	12.86	4.07	0.97			33.39	21.00	701.18
B210	0.6	12.86	4.51	1.31			34.02	21.00	714.34
B310	0.55	12.86	3.77	2.60			25.24	21.00	529.99
									19729.38

Pesi Propri

	pp [kN/m²]	A [m²]	pp [kN]	1,3*pp [kN]
Fondazioni			4381.09	5695.41
Muri			19729.38	25648.19
pp scale			487.56	633.83
pp ed. ad.			88.20	114.66
pp solai,p1	4	277.29	1109.16	1441.91
	0.53	6.53	3.46	4.50
			7.63	9.92
pp solai,p2	1.6	139.90	223.85	291.00
	4	9.55	38.21	49.68
	1.2	62.61	75.13	97.67
	0.53	6.53	3.46	4.50
	1.7	32.43	55.14	71.68
			9.54	12.40
pp solai,sott	0.78	129.32	100.87	131.13
	4	9.55	38.21	49.68
pp copertura	1.32	339.12	447.64	581.94
pp aste			33.11	43.04
			26831.64	**34881.13**

Portati non strutturali

	pns [kN/m²]	A [m²]	pns [kN]	1,5*pnsp [kN]
pns scale			99.73	149.60
pns ascensore			3.50	5.25
pns solai,p1	2	277.29	554.58	831.87
	1.3	6.53	8.48	12.73
	2.1	5.97	12.53	18.79
			14.31	21.47
pns solai,p2	1.3	139.90	181.88	272.81
	2	9.55	19.11	28.66
	1.12	62.61	70.12	105.19
	1.3	6.53	8.48	12.73
	1.51	32.43	48.97	73.46
			10.49	15.74
pns solai,sott	0.67	129.32	86.65	129.97
	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
			1396.09	**2094.13**

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	6.53	19.58	29.37
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	6.53	19.58	29.37
	3	32.43	97.30	145.95
pns solai,sott	3	9.55	28.66	42.99
			1633.20	**2449.80**

Accidentali Cat. C2

	q [kN/m²]	A [m²]	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/m²]	A [m²]	q [kN]	1,5*q[kN]
q ed ad			9.54	14.31
			9.54	**14.31**

		Accidentali Neve		
	q [kN/m²]	**A [m²]**	**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/m²]	**A [m²]**	**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		**40877.58**

Trascurando per semplicità il contributo tensionale imputabile ai carichi orizzontali statici, i carichi totali gravitazionali calcolati a mano per la SLU sono **40877,58 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 3,03 % .

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) 1,5*(11)+1,5*(12)
Si ottengono le seguente reazioni vincolari Verticali Rz:

Nodo	CC	TCC	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
			<kN>	<kN>	<kN>	<kNm>	<kNm>	<kNm>
-1	1	SLU	61.134	82.365	930.667	8.6	-44.382	-0.116
-2	1	SLU	21.247	14.294	653.591	-10.717	10.206	0.498
-3	1	SLU	11.748	5.209	285.857	-6.374	4.777	1.814
-4	1	SLU	12.83	47.493	638.381	-5.095	-25.764	-0.601
-5	1	SLU	-36.71	7.95	562.995	-6.341	0.097	-1.138
-6	1	SLU	-5.708	-1.794	268.319	-1.024	5.91	0.195
-8	1	SLU	-45.807	6.504	195.594	-4.356	-8.953	-0.515
-9	1	SLU	37.534	1.813	166.083	-1.216	9.042	0.177

-11	1	SLU	0.196	-0.782	247.053	-0.736	-5.193	0.288
-12	1	SLU	25.427	7.02	414.431	-5.372	4.052	1.163
-14	1	SLU	-13.431	4.102	353.247	-4.542	-0.72	-1.396
-15	1	SLU	-23.828	7.91	610.481	-6.212	-12.515	0.636
-16	1	SLU	-59.377	86.892	1104.63	40.858	40.911	0.23
-25	1	SLU	-8.291	37.071	695.368	-14.899	-8.126	-1.088
-27	1	SLU	-6.351	4.742	408.647	-0.41	-5.555	1.148
-46	1	SLU	-7.903	-1.56	169.879	0.7	-5.205	-0.075
-50	1	SLU	-5.27	0.356	161.337	-0.595	-4.526	-0.054
-72	1	SLU	-7.905	-1.118	268.601	3.719	-5.646	-0.708
-79	1	SLU	-13.598	-35.763	704.506	12.391	-11.953	0.431
-109	1	SLU	-58.45	-82.448	1076.27	-40.993	37.271	0.102
-108	1	SLU	22.47	-3.886	533.299	3.57	-10.097	-1.923
-107	1	SLU	-39.324	-0.902	140.711	1.466	-3.743	0.513
-104	1	SLU	5.523	-6.693	556.793	5.633	-7.192	-0.772
-103	1	SLU	2.836	-4.273	418.863	4.595	-1.063	1.132
-101	1	SLU	42.687	-5.023	186.648	3.304	9.464	-0.464
-100	1	SLU	-38.63	-5.643	189.539	3.787	-8.934	0.638
-97	1	SLU	-1.894	-1.851	198.445	-20.669	2.344	0.221
-96	1	SLU	-3.629	-2.225	150.011	3.02	-1.888	0.237
-93	1	SLU	17.403	-4.034	54.423	2.562	0.46	-0.069
-92	1	SLU	-3.177	-6.267	160.901	4.617	-3.995	-0.257
-91	1	SLU	4.074	-40.548	380.599	-6.215	-3.489	-0.645
-90	1	SLU	10.769	-3.151	257.247	3.696	3.8	-1.248
-89	1	SLU	12.001	-9.061	624.19	6.615	12.949	0.512
-88	1	SLU	54.736	-71.693	871.089	-7.429	-44.299	0.298
-20	1	SLU	0.015	9.131	113.081	1.149	0.035	0.052
-30	1	SLU	40.906	2.965	670.828	-2.107	4.028	-0.549
-31	1	SLU	-11.61	-0.232	169.974	0.136	-29.677	0.015
-53	1	SLU	30.488	54.809	614.228	23.037	-11.406	0.798
-80	1	SLU	1.817	20.68	505.422	-10.562	1.624	0.579
-47	1	SLU	-1.73	-39.22	141.611	2.554	-2.14	-0.353
-22	1	SLU	-1.234	8.523	370.59	11.24	-1.405	0.448
-33	1	SLU	-25.637	-11.645	314.059	4.843	-9.736	0.66
-32	1	SLU	20.311	-2.907	103.548	1.425	30.218	-0.12
-35	1	SLU	-43.349	-37.715	519.016	-0.948	-12.826	0.024
-34	1	SLU	25.603	-0.135	111.915	-0.307	5.154	0.011
-54	1	SLU	-9.932	35.617	367.963	-3.26	11.217	-0.25
-99	1	SLU	-19.022	-54.619	575.7	0.553	10.358	-0.098
-7	1	SLU	-31.194	43.384	540.246	-2.305	9.106	0.917
-19	1	SLU	-2.331	13.751	180.718	1.543	-1.235	-0.092
-24	1	SLU	0.524	17.699	312.566	5.052	-0.302	0.102
-58	1	SLU	-0.756	49.339	640.989	16.45	-8.32	-0.049
-82	1	SLU	-0.272	15.397	600.953	-22.481	-0.78	-0.008

-87	1	SLU	-1.869	-27.35	287.099	0.242	-1.172	0.175
-10	1	SLU	32.855	15.811	558.619	24.093	-9.251	-0.159
-36	1	SLU	8.244	-18.502	242.558	-4.7	18.076	0.089
-102	1	SLU	2.454	-40.39	778.294	-41.147	-12.275	0.844
-59	1	SLU	46.967	44.282	589.914	-8.066	2.79	-0.098
-51	1	SLU	-0.295	32.961	112.246	-1.677	-0.139	-0.001
-66	1	SLU	0.146	1.051	148.134	-1.39	-0.069	-0.059
-69	1	SLU	-9.931	0.612	407.262	-0.463	17.503	0.062
-68	1	SLU	22.982	-0.034	311.278	-0.031	-17.611	0.026
-67	1	SLU	0	0	14.963	0	-1.546	0
-43	1	SLU	-12.829	-0.579	448.353	0.49	18	0.006
-42	1	SLU	25.883	-0.237	373.463	0.285	-18.138	-0.017
-41	1	SLU	0	0	14.131	0	-1.46	0
-40	1	SLU	-14.476	-9.048	104.28	-0.998	-0.098	0.055
-13	1	SLU	-4.922	49.231	635.719	-2.48	14.608	-0.008
-29	1	SLU	-3.251	-17.787	324.778	-21.127	-1.241	0.081
-45	1	SLU	-0.232	-14.045	35.564	2.304	-0.137	-0.021
-39	1	SLU	41.156	-6.35	302.263	3.77	18.03	-0.512
-38	1	SLU	48.951	-0.286	272.374	0.59	-15.763	-0.289
-37	1	SLU	-12.485	-1.256	82.329	0.793	-2.505	0.172
-44	1	SLU	-45.048	-0.782	476.825	-12.963	6.289	0.694
-65	1	SLU	-1.088	-10.503	116.956	0.868	-0.815	-0.23
-76	1	SLU	-0.143	20.361	129.31	-0.674	-0.113	-0.003
-81	1	SLU	-0.098	3.28	152.32	-1.514	-0.106	-0.026
-57	1	SLU	-3.617	6.592	141.638	13.061	-3.887	0.006
-77	1	SLU	-0.066	-2.868	153.965	-3.604	-0.008	-0.01
-83	1	SLU	0.021	-10.241	92.198	0.423	-0.094	0.004
-55	1	SLU	-6.325	0.159	29.449	-0.074	-1.756	-0.01
-94	1	SLU	4.232	-35.197	293.939	-6.55	-0.762	0.223
-56	1	SLU	3.935	0.22	34.19	-0.087	1.755	0.025
-70	1	SLU	-37.885	4.544	378.812	-8.555	8.486	-0.262
-52	1	SLU	-9.244	6.303	225.375	-0.059	-6.496	-0.003
-98	1	SLU	12.978	-8.715	287.686	6.842	-1.368	-0.594
-95	1	SLU	-17.832	-6.567	164.367	4.767	0.579	0.518
-63	1	SLU	1.964	1.261	437.567	3.01	2.207	0.791
-49	1	SLU	3.349	-14.299	207.658	4.575	3.272	0.784
-74	1	SLU	0.623	7.548	112.02	1.353	0.85	0.167
-64	1	SLU	4.054	5.039	123.519	-0.845	2.223	0.361
-73	1	SLU	0.116	1.122	92.692	0.559	0.095	-0.028
-86	1	SLU	-0.949	-14.815	195.029	1.259	-0.657	0.118
-60	1	SLU	-1.049	4.403	470.159	-3.328	6.57	-0.785
-61	1	SLU	-24.184	-1.095	143.599	0.237	-1.121	-0.09
-17	1	SLU	0.033	10.459	215.816	0.997	-0.036	-0.038
-23	1	SLU	-0.323	-4.197	390.3	19.169	-0.17	0.034

-18	1	SLU	0.49	11.786	115.132	-0.855	0.242	-0.057
-106	1	SLU	-24.286	-6.998	252.19	4.701	0.369	0.565
-105	1	SLU	-3.383	-46.736	745.192	-1.119	28.791	-0.561
-28	1	SLU	-3.834	-11.845	396.269	-10.389	-4.314	0.607
-75	1	SLU	2.777	-2.192	443.926	16.337	2.538	-0.067
-62	1	SLU	-0.248	13.559	238.892	1.136	13.131	-0.094
-71	1	SLU	0.146	1.641	51.041	0.174	0.043	-0.028
-1937	1	SLU	-8.116	-4.223	413.515	3.208	0.569	-0.461
-2130	1	SLU	-25.158	-5.489	91.968	4.125	-2.555	-0.052
-2126	1	SLU	22.898	-6.135	147.277	5.043	3.823	-0.399
-84	1	SLU	9.03	-34.849	518.298	-3.937	6.589	-1.558
-78	1	SLU	-1.183	-16.675	542.22	-0.742	0.457	-0.106
-26	1	SLU	8.085	27.057	651.966	0.403	8.351	-1.518
-21	1	SLU	9.438	47.291	607.984	4.175	7.809	1.178
-48	1	SLU	6.27	-6.31	200.019	0.164	4.99	0.544
-85	1	SLU	0.186	-21.592	199.438	0.304	0.059	-0.005
-2108	1	SLU	-4.349	-7.784	397.098	-5.44	-3.227	0.54
-1958	1	SLU	15.036	0.353	273.13	0.435	-3.988	-0.055
-2015	1	SLU	0.095	0.431	73.92	-0.701	0.097	-0.013
-2017	1	SLU	0.142	-1.337	82.684	0.921	0.123	0.007
-2019	1	SLU	0.266	-4.625	159.695	0.729	0.18	0.046
-2021	1	SLU	0.063	-7.262	149.459	-0.796	-0.024	0.096
-2063	1	SLU	0.115	-16.753	201.608	-3.759	-0.069	-0.001
-2065	1	SLU	1.363	-6.394	274.693	0.323	0.905	0.202
-2073	1	SLU	-15.581	2.413	310.772	-1.624	0.646	-0.45
-2088	1	SLU	22.169	7.895	326.056	-5.445	0.57	1.419
-2157	1	SLU	-0.027	-6.43	135.692	1.26	-0.023	-0.021
-2178	1	SLU	-1.135	-18.721	307.401	-1.576	-0.374	-0.147
					40908.65			

Con il calcolo così impostato il programma dà un N_{tot}= 40908,65 kN

Il carico verticale totale calcolato manualmente è pari a: 40908,65 kN, pressoché identico.

La differenza percentuale tra i due calcoli è: $\Delta N=[1-(N/N_{tot})]*100=$ 0,08%.

<u>Controllo del periodo principale</u>

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:

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

Il primo periodo che mobilita più massa partecipante della struttura in direzione y è pari a: 0,39 s.

Pertanto i risultati di calcolo si ritengono accettabili.

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:

Variabili Cat. B,A:	$\psi_{2j} = 0{,}3$
Variabili Cat. C:	$\psi_{2j} = 0{,}6$
Variabili Cat. H, Vento, Neve:	$\psi_{2j} = 0$

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 m[8]).

Il peso complessivo in condizioni sismiche calcolato manualmente risulta:

W=[(pesi propri)-($pp_{fondazioni}$)-0,5*$\sum pp_{muriB1xx}$[9]*(1,1/4,07)]+(portati non strutturali)+0,3*(Acc. Cat.B)+0,6*(Acc.Cat.C)+0,3*(Acc.Cat.A)=

=[26831,64-4381,09-(0,5*6845,79*0,27)]+ 1396,09+0,3*1633.20+0,6*393,22+0,3*9,54=

=23650,29 kN

La relativa massa sismica è:

M=W/g=23650,29/9,81=2410,83 t=2410830 kg

Il programma calcola un totale di masse sismiche pari a: M_0=2421550 kg.

La differenza percentuale tra i due calcoli è :$\Delta M=[1-(M_0/M)]*100$= 0,4%.

[8] Con l'ipotesi di impalcati controventati le masse degli elementi verticali 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

L'analisi sismica implementa 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 è stata implementata un'analisi statica con spettro di risposta q= 3,0 e periodo T_1=0,39 s in direzione Y.

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

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

Per T=0,41 s, l'accelerazione di progetto all'SLV è: $S_d(0,37)=0,629g/q=0,210$ g

Essendo T<2Tc si ha λ=0,85.

Dato W=23650,29 kN, il taglio sismico alla base risulta: F_h= 4214,88 kN

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

Nodo	CC	TCC	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
			<kN>	<kN>	<kN>	<kNm>	<kNm>	<kNm>
-1	1	SLV	-11.782	-50.555	0	0	0	-0.558
-2	1	SLV	-17.609	-3.409	0	0	0	1.23
-3	1	SLV	-26.741	-4.759	0	0	0	0.831
-4	1	SLV	-8.769	-23.827	0	0	0	-0.169
-5	1	SLV	-58.005	-2.777	0	0	0	0.113
-6	1	SLV	-47.444	-0.798	0	0	0	0.128
-8	1	SLV	-41.147	-4.107	0	0	0	1.312
-9	1	SLV	-2.979	-7.268	0	0	0	-1.607
-11	1	SLV	-31.83	-0.225	0	0	0	-0.145
-12	1	SLV	-38.946	-3.682	0	0	0	-0.719
-14	1	SLV	-59.427	-3.002	0	0	0	0.362
-15	1	SLV	-86.911	-6.784	0	0	0	0.051
-16	1	SLV	-38.147	-130.506	0	0	0	0.785
-25	1	SLV	0.228	-133.093	0	0	0	0.338
-27	1	SLV	-1.799	-94.438	0	0	0	1.254
-46	1	SLV	-1.808	-53.304	0	0	0	0.393
-50	1	SLV	-0.623	-53.467	0	0	0	0.447
-72	1	SLV	-0.591	-77.099	0	0	0	0.244
-79	1	SLV	9.313	-137.967	0	0	0	1.481
-109	1	SLV	91.186	-36.385	0	0	0	2.163
-108	1	SLV	89.507	2.031	0	0	0	-0.124

-107	1	SLV	-55.051	-0.164	0	0	0	-0.064
-104	1	SLV	-33.896	-4.937	0	0	0	1.233
-103	1	SLV	-40.34	6.866	0	0	0	1.442
-101	1	SLV	33.657	-0.498	0	0	0	0.967
-100	1	SLV	-59.402	-2.207	0	0	0	0.618
-97	1	SLV	-20.178	14.815	0	0	0	0.204
-96	1	SLV	-32.916	6.552	0	0	0	-0.194
-93	1	SLV	5.631	-2.855	0	0	0	-0.465
-92	1	SLV	-74.458	-4.359	0	0	0	-1.41
-91	1	SLV	8.245	-40.947	0	0	0	-1.251
-90	1	SLV	-18.991	-3.172	0	0	0	-0.61
-89	1	SLV	-130.23	-3.556	0	0	0	0.695
-88	1	SLV	-142.639	-62.689	0	0	0	-0.775
-20	1	SLV	-0.053	-25.428	0	0	0	0.085
-30	1	SLV	3.367	-128.172	0	0	0	-1.366
-31	1	SLV	-38.253	-5.033	0	0	0	0.607
-53	1	SLV	-46.303	-22.119	0	0	0	1.078
-80	1	SLV	-4.192	-24.082	0	0	0	0.896
-47	1	SLV	-3.322	-64.215	0	0	0	-0.58
-22	1	SLV	-1.648	-105.305	0	0	0	0.804
-33	1	SLV	-26.346	-45.827	0	0	0	1.5
-32	1	SLV	22.106	-5.638	0	0	0	-0.715
-35	1	SLV	-76.671	-110.765	0	0	0	0.963
-34	1	SLV	14.403	-1.514	0	0	0	-0.489
-54	1	SLV	-55.954	9.721	0	0	0	0.409
-99	1	SLV	-37.066	-61.377	0	0	0	2.898
-7	1	SLV	-50.902	-25.191	0	0	0	0.447
-19	1	SLV	-2.907	-41.089	0	0	0	-0.238
-24	1	SLV	0.248	-74.321	0	0	0	0.05
-58	1	SLV	-1.557	18.7	0	0	0	-0.23
-82	1	SLV	-0.251	3.627	0	0	0	-0.446
-87	1	SLV	-0.924	-34.579	0	0	0	-0.01
-10	1	SLV	6.7	-100.446	0	0	0	0.139
-36	1	SLV	3.679	-76.782	0	0	0	-0.137
-102	1	SLV	-10.08	-28.965	0	0	0	0.4
-59	1	SLV	34.576	12.613	0	0	0	-0.095
-51	1	SLV	-0.045	5.543	0	0	0	-0.051
-66	1	SLV	-2.39	-20.91	0	0	0	-0.338
-69	1	SLV	30.964	-4.177	0	0	0	-0.11
-68	1	SLV	33.768	-1.174	0	0	0	-0.032
-67	1	SLV	0	0	0	0	0	0
-43	1	SLV	10.37	-5.782	0	0	0	-0.372
-42	1	SLV	29.309	-2.275	0	0	0	-0.342
-41	1	SLV	0	0	0	0	0	0

-40	1	SLV	-13.721	-19.068	0	0	0	0.399
-13	1	SLV	-28.007	-34.175	0	0	0	-0.082
-29	1	SLV	-3.773	-119.919	0	0	0	0.186
-45	1	SLV	-0.106	-19.904	0	0	0	-0.061
-39	1	SLV	54.954	-14.223	0	0	0	-0.763
-38	1	SLV	54.873	-2.583	0	0	0	-0.617
-37	1	SLV	-32.655	-3.779	0	0	0	0.732
-44	1	SLV	-14.537	-91.516	0	0	0	1.069
-65	1	SLV	-2.793	-32.503	0	0	0	-0.509
-76	1	SLV	-0.361	12.059	0	0	0	0.204
-81	1	SLV	-0.758	-3.862	0	0	0	0.061
-57	1	SLV	-2.301	-16.373	0	0	0	0.066
-77	1	SLV	-0.342	-23.378	0	0	0	0.058
-83	1	SLV	-0.257	-14.284	0	0	0	0.004
-55	1	SLV	-7.889	-0.027	0	0	0	0.017
-94	1	SLV	-11.075	-28.384	0	0	0	-1.413
-56	1	SLV	-0.337	-0.085	0	0	0	0.002
-70	1	SLV	5.32	-74.423	0	0	0	0.624
-52	1	SLV	0.998	-73.306	0	0	0	0.716
-98	1	SLV	6.707	-0.638	0	0	0	2.972
-95	1	SLV	-26.096	-3.049	0	0	0	-1.33
-63	1	SLV	-1.478	-139.231	0	0	0	1.272
-49	1	SLV	-0.409	-79.484	0	0	0	0.393
-74	1	SLV	0.189	-12.254	0	0	0	0.105
-64	1	SLV	2.19	-8.742	0	0	0	0.228
-73	1	SLV	-0.801	-12.755	0	0	0	-0.07
-86	1	SLV	-0.209	-18.823	0	0	0	0.104
-60	1	SLV	-0.652	-0.576	0	0	0	-0.032
-61	1	SLV	-24.852	-0.965	0	0	0	0.254
-17	1	SLV	-0.78	-56.637	0	0	0	0.019
-23	1	SLV	-0.886	-137.409	0	0	0	0.178
-18	1	SLV	-0.776	-17.983	0	0	0	-0.005
-106	1	SLV	-37.072	-4.142	0	0	0	0.138
-105	1	SLV	-10.021	-41.35	0	0	0	0.327
-28	1	SLV	-4.521	-124.702	0	0	0	0.959
-75	1	SLV	0.75	-45.732	0	0	0	-0.128
-62	1	SLV	0.112	-7.553	0	0	0	-0.331
-71	1	SLV	0	0	0	0	0	0
-1937	1	SLV	-31.059	-11.807	0	0	0	0.286
-2130	1	SLV	-29.019	-7.085	0	0	0	-0.707
-2126	1	SLV	-33.504	-3.135	0	0	0	-1.457
-84	1	SLV	-17.174	-110.413	0	0	0	0.113
-78	1	SLV	-0.98	-150.45	0	0	0	-0.387
-26	1	SLV	3.049	-132.463	0	0	0	-3.267

-21	1	SLV	-4.238	-92.109	0	0	0	-1.93
-48	1	SLV	-1.426	-54.114	0	0	0	0.567
-85	1	SLV	-1.994	-22.017	0	0	0	0.005
-2108	1	SLV	-5.994	-107.725	0	0	0	0.455
-1958	1	SLV	1.828	-3.073	0	0	0	0.08
-2015	1	SLV	-0.202	-8.399	0	0	0	0.013
-2017	1	SLV	-0.046	-10.069	0	0	0	0.063
-2019	1	SLV	-0.041	-18.782	0	0	0	0.163
-2021	1	SLV	-0.124	-16.733	0	0	0	0.208
-2063	1	SLV	-0.179	-123.963	0	0	0	0.141
-2065	1	SLV	-0.352	-146.049	0	0	0	0.221
-2073	1	SLV	-5.111	-10.656	0	0	0	0.772
-2088	1	SLV	-25.859	-4.677	0	0	0	-0.264
-2157	1	SLV	-0.636	-11.046	0	0	0	0.055
-2178	1	SLV	-0.986	-28.206	0	0	0	-0.169
				-4232.26				

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

$R_{y,tot}$=4232,26 kN.

La differenza percentuale tra i due calcoli è :$\Delta F=[1-(R_{x,tot}/F_h)]*100$= 0,4%.