

Questa quarta parte di relazione di calcolo riporta le verifiche condotte nei riguardi di :

1. collasso per pressoflessione fuori piano dei maschi murari
2. solai in latero-cemento da ricostruire

## 1. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI

Per l'analisi dei meccanismi di collasso locali la scrivente ha verificato due tipologie di parete:

1. parete di interpiano non caricata direttamente dal solaio;
2. parapetto di sommità, libero all'estremità superiore.

E' stata condotta una verifica a pressoflessione del maschio murario, con confronto tra Momento ribaltante  $M_r$  e Momento resistente  $M_u$ .

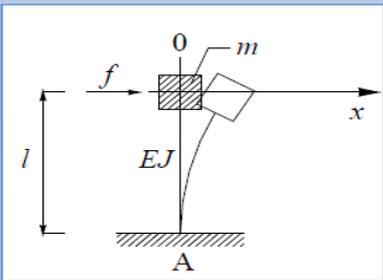
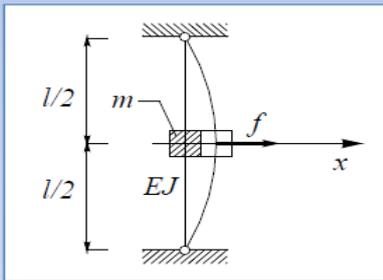
La forza orizzontale applicata nel baricentro della parete si calcola con la formula:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

in cui è :

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \geq \alpha \cdot S$$

lo schema del maschio è come sotto rappresentato

	
<p>parapetti, ciminiere, antenne, serbatoi, armadi e librerie</p>	<p>pareti interne ed esterne, tramezzature e facciate</p>
$T_a = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot J}}$	$T_a = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J}}$

per pareti libere in sommità

per pareti vincolate alle estremità

il fattore di struttura  $q_a$  si determina secondo la tabella:

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

Per quanto riguarda la *tipologia 1*, ovvero parete posta parallela all'orditura del solaio è stato verificato il maschio murario che si trova nelle condizioni peggiori nei riguardi delle azioni fuori dal piano, ovvero il maschio murario 3-6 al piano terzo, che risulta interessato da limitati carichi verticali. Il maschio si sviluppa inoltre su 3 piani, arrivando ad un'altezza da terra di 8,5 m.

Lo schema considerato, essendo in presenza di cordoli alle estremità inferiore e superiore, è quello della trave semplicemente appoggiata al piede ed in sommità. Il maschio è stato verificato nei confronti dell'azione di progetto allo SLV  $a_g=0,16g$  (per periodo di ritorno di 712 anni); per le caratteristiche meccaniche della muratura in oggetto si è preso a riferimento il più basso dei valori

di  $f_k$  determinati in sede di verifica sismica nel 2012-2013, i cui risultati si indicano qui sotto:

k

Le prove di caratterizzazione della malta hanno dato risultati variabili, compresi in un intervallo piuttosto ampio; per questo abbiamo suddiviso i risultati delle prove *per piano* dell'edificio (piano seminterrato, piano terra e piano primo); per ogni piano, poi, col riferimento del valor medio della resistenza caratteristica  $f_{dm}$  dell'elemento, si è dedotto il valore della resistenza caratteristica della muratura  $f_m$  : piano seminterrato  $f_m = 10,20 \text{ N/mm}^2$ ; piano terra  $f_m = 7,20 \text{ N/mm}^2$ ; piano primo  $f_m = 10,20 \text{ N/mm}^2$ ;

ulteriormente ridotto del 30%, ovvero  $f_k = 0,7 \times 7,20 \text{ N/mm}^2 = 5,04 \text{ N/mm}^2$ .

**VERIFICA ALL'AZIONE SISMICA DI PARETE NON CARICATA DA SOLAIO****PARETE 3-6-18 , 3°piano****Caratteristiche Sisma**Rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A e l'accelerazione di gravità  $g$ 

$$\alpha = a_g/g = 0,160$$

$$F_0 = 2,499$$

Terreno B  $S_s = 1,500$

Terreno C  $S_s = 1,460$

categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

$$S_T = 1,000$$

$$S = 1,460$$

Terreno tipo C

agS

$$0,234 g$$

**Caratteristiche Elemento non Strutturale**

Quota del baricentro dell'elemento misurata a partire dal piano di fondazione

$$Z = 8,5 \text{ m}$$

Calcolo massa parete di tamponamento

Sforzo normale sulla parete

$$N_d = 60 \text{ KN}$$

peso solaio+parapetto

Altezza netta parete

$$h = 3 \text{ m}$$

Spessore parete

$$t = 0,25 \text{ m}$$

Larghezza pannello

$$l = 9 \text{ m}$$

Momento d'inerzia

$$J_p = 0,01103 \text{ m}^4$$

Peso specifico tamponamento

$$w = 15 \text{ kN/m}^3$$

Peso tamponamento

$$W_a = 99,2 \text{ KN}$$

Massa dell'elemento

$$m = 10,1 \text{ t}$$

Modulo elastico

$$E = 22750 \text{ kg/cmq}$$

Momento d'inerzia

$$J = 0,01103 \text{ m}^4$$

Rigidezza

$$k = 71374 \text{ KN/m}$$

Schema a trave

$$T_a = 0,075 \text{ sec}$$

Periodo fondamentale Elemento

$$T_a = 0,075$$

Fattore di struttura

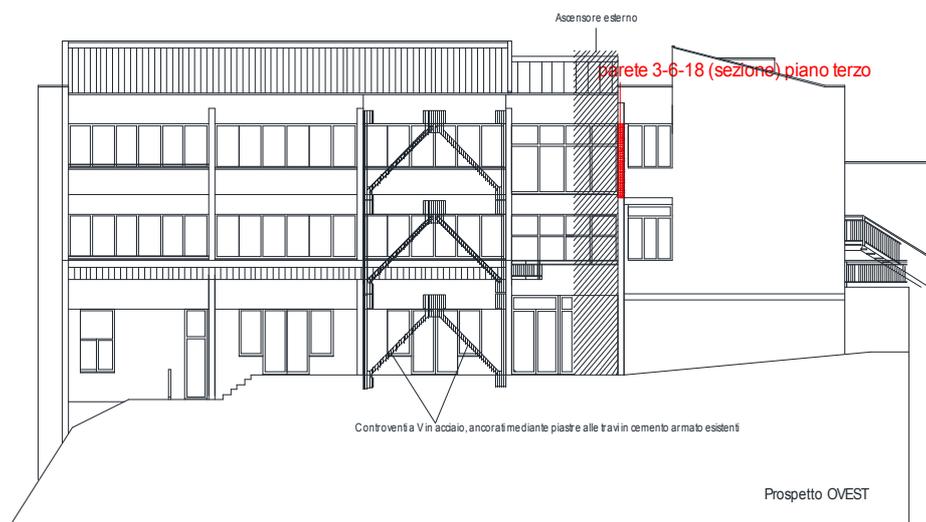
$$q_a = 2$$

### Caratteristiche Costruzione

Altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione	H=	11,6 m
Periodo fondamentale Costruzione	T1=	0,314 sec
Struttura a telaio in acciaio	T1=	0,534 sec
Struttura a telaio in c.a.	T1=	0,471 sec
Altro tipo di struttura	T1=	0,314 sec
Accelerazione massima subita dall'elemento	Sa=	0,652 0,652
<b>carico distribuito ortogonale alla parete</b>	<b>pa=</b>	<b>10,78 KN/m</b>

Momento in mezzeria dovuto a pa	M =	12,1 Knm
Spostamento in mezzeria dovuto a pa	w=	0,00045 m
Eccentricità di tolleranza	ea=h/200=	0,01500 m
Momento aggiuntivo Nd(ed+w)	$\Delta M=$	0,92718 Knm
Momento Complessivo	M+ $\Delta M=$	13,05 Knm
	fk=	5,04 Mpa
	FC=	1,20
resistenza a compressione di calcolo della muratura	$F_d = f_k / \gamma_m \cdot FC =$	2,1 Mpa
tensione normale media	$\sigma_0 = P/t =$	49,71 KN/mq
	Mult= $\sigma_0 * l * t^2 / 2 * (1 - \sigma_0 / (0,85 * f_d))$	
Indice di resistenza a pressoflessione fuori dal piano	$I_{RMfp} = Mu/Mr =$	1,00 VER

Poichè il maschio verifica alle sollecitazioni fuori dal piano generate dall'azione di progetto allo SLV, si può determinare un indice di rischio  $\geq 1$ .



Per quanto riguarda la *tipologia 2*, ovvero parete di sommità senza vincolo superiore è stato verificato il maschio murario che si trova nelle condizioni peggiori nei riguardi delle azioni fuori fuori dal piano, ovvero il maschio murario 13-33 lungo il prospetto ovest.

Lo schema considerato è quello della trave semplicemente non vincolata superiormente. Il maschio è stato verificato nei confronti dell'azione di progetto allo SLV  $ag=0,16g$  (per periodo di ritorno di 712 anni); per le caratteristiche meccaniche della muratura in oggetto si è preso a riferimento lo stesso valore indicato nella verifica precedente.

### VERIFICA ALL'AZIONE SISMICA DI PARETE NON CARICATA DA SOLAIO E LIBERA IN SOMMITA' (parapetto)

#### PARETE 13-33, parapetto di sommità

##### Caratteristiche Sisma

Rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $ag$  su sottosuolo tipo A e l'accelerazione di gravità  $g$

$$\alpha=ag/g= 0,160$$

$$F_0= 2,499$$

Terreno B  $S_s= 1,500$

Terreno C  $S_s= 1,460$

$$S_T= 1,000$$

$$S= 1,460$$

categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

agS

0,234 g

Scegliere il tipo di Terreno

C

##### Caratteristiche Elemento non Strutturale

Quota del baricentro dell'elemento misurata a partire dal piano di fondazione

$$Z= 10,5 \text{ m}$$

Calcolo massa parete di tamponamento

Sforzo normale sulla parete

$$N_d= 10 \text{ KN}$$

Altezza media parete

$$h= 1,3 \text{ m}$$

Spessore parete

$$t= 0,25 \text{ m}$$

Larghezza pannello

$$l= 7,3 \text{ m}$$

Momento d'inerzia

$$J_p= 0,00895 \text{ m}^4$$

Peso specifico tamponamento

$$w= 15 \text{ kN/m}^3$$

Peso tamponamento

$$W_a= 34,9 \text{ KN}$$

Massa dell'elemento

$$m= 3,6 \text{ t}$$

Modulo elastico

$$E= 20000 \text{ kg/cmq}$$

Momento d'inerzia

$$J= 0,00895 \text{ m}^4$$

Rigidezza

$$k= 625462 \text{ KN/m}$$

Schema a trave

$$T_a= 0,015 \text{ sec}$$

Periodo fondamentale Elemento

$$T_a= 0,015$$

Fattore di struttura

$$q_a= 1$$

##### Caratteristiche Costruzione

Altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

$$H= 12 \text{ m}$$

Periodo fondamentale Costruzione

$$T_1= 0,322 \text{ sec}$$

Struttura a telaio in acciaio

$$T_1= 0,548 \text{ sec}$$

Struttura a telaio in c.a.

$$T_1= 0,484 \text{ sec}$$

Altro tipo di struttura

$$T_1= 0,322 \text{ sec}$$

Accelerazione massima subita dall'elemento

$$S_a= 0,571$$

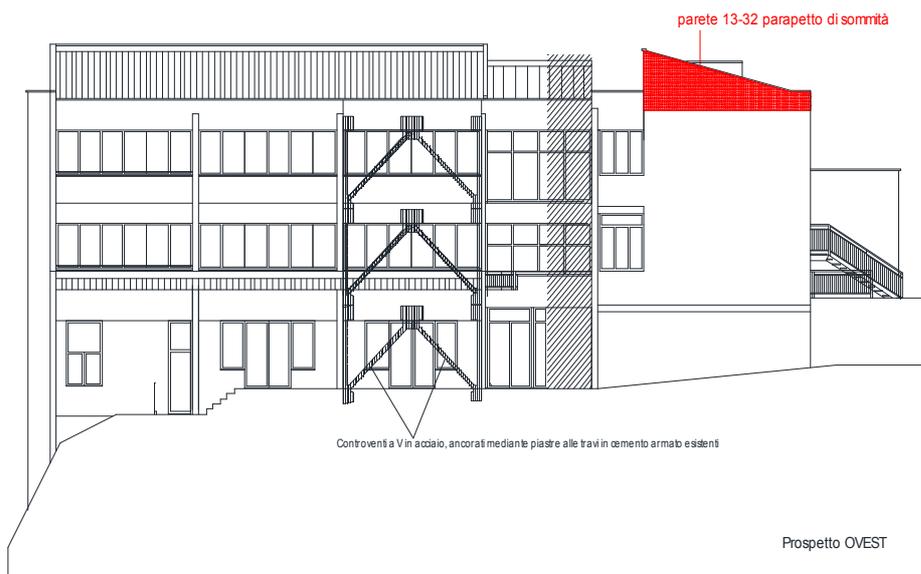
$$0,571$$

**carico distribuito ortogonale alla parete**

$$p_a= 15,33 \text{ KN/m}$$

Momento in mezzeria dovuto a pa	M =	3,2 Knm
Spostamento in mezzeria dovuto a pa	w =	0,00003 m
Eccentricità di tolleranza	ea=h/200=	0,00650 m
Momento aggiuntivo Nd(ed+w)	$\Delta M =$	0,06532 Knm
Momento Complessivo	M+ $\Delta M =$	3,30 Knm
	fk =	5,04 Mpa
	FC =	1,20
resistenza a compressione di calcolo della muratura	$F_d = f_k / \gamma_m \cdot FC =$	2,1 Mpa
tensione normale media	$\sigma_0 = P/t =$	15,34 KN/mq
	Mu =	3,33 Knm
Indice di resistenza a pressoflessione fuori dal piano	$I_{RMfp} = Mu/Mr =$	0,99 VER
	$Mult = \sigma_0 \cdot I \cdot t^2 / 2 \cdot (1 - \sigma_0 / (0,85 \cdot f_d))$	

Poichè il maschio verifica alle sollecitazioni fuori dal piano generate dall'azione di progetto allo SLV, si può determinare un indice di rischio  $\geq 1$ .



## 2. VERIFICA DEI NUOVI SOLAI

Per l'inserimento del controvento ovest si rende necessaria la rimozione e ricostruzione di due solai, ovvero una parte del calpestio piano seminterrato (locali mensa) e una parte del calpestio della terrazza piano terra; i due solai hanno le medesime caratteristiche geometriche (luce netta) e vengono dimensionati con gli stessi carichi (peso proprio, permanente, variabile) secondo la combinazione statica fondamentale SLU.

Peso proprio solaio : 318 kg/mq

sov. Permanente : 110 kg/mq

sov. Variabile : 300 kg/mq.

### **solaio piano terra (calpestio ex mensa) e piano primo (terrazza) luce netta 600 cm**

#### *appoggio*

l (cm) =	620,00			
q (daN/cm)=	10,28	carico per metro lineare		
k =coeff. per mom.	14,00			
b (cm)base =	18,00			
a (cm)altezza =	24,00		h(cm) =	21,50
c (cm) copriferro =	2,50			
A (cmq) =	4,02	2M16	fyd (kg/cmq)	3913,00
A1 (cmq) =	0,28		fcd (kg/cmq)	141,10
			y(cm) =	7,65
			Mrd (kgxcm)=	288164,82
			Msd=	282369,26

#### *mezzeria*

l (cm) =	620,00			
q (daN/cm)=	10,28	carico per metro lineare		
k =coeff. per mom.	10,00			
b (cm)base =	18,00			
a (cm)altezza =	24,00		h(cm) =	21,50
c (cm) copriferro =	2,50			
A (cmq) =	8,04	4M16	fyd (kg/cmq)	3913,00
A1 (cmq) =	6,03		fcd (kg/cmq)	141,10
			Mrd (kgxcm)=	676401,18
			Msd=	395316,96