

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 .

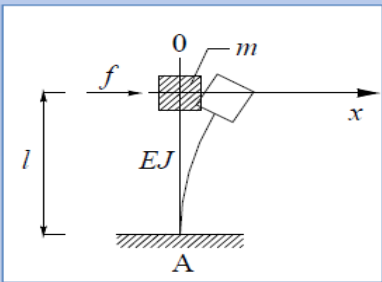
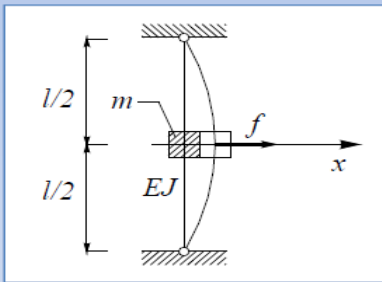
La forza orizzontale applicata nel baricentro della parete si calcola con la formula:

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

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

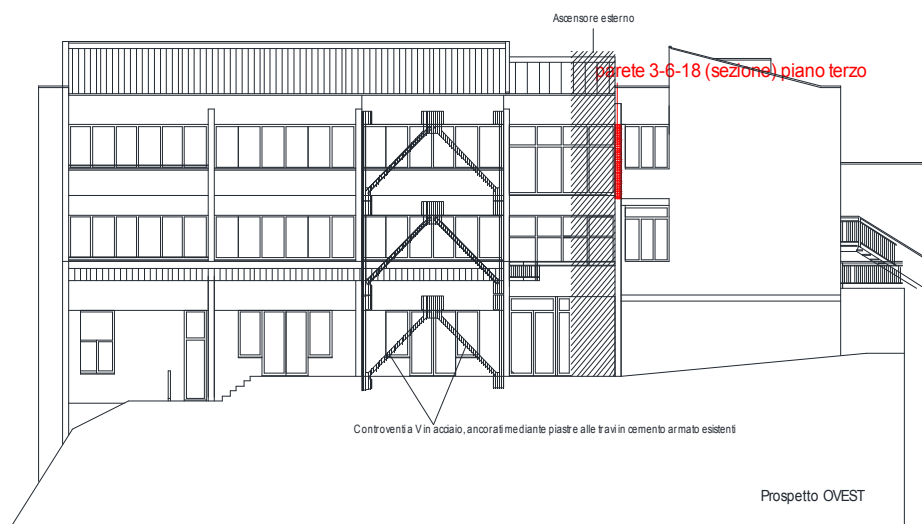
$q_a = 2$

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
carico distribuito ortogonale alla parete	pa=	10,78 KN/m

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	$F_d = f_k / \gamma_m FC=$	2,1 Mpa
tensione normale media	$\sigma_0 = P/t=$	49,71 KN/mq
	Mult= $\sigma_0 * l * t^2 / 2 * (1 - \sigma_0 / (0,85 * f_d))$	
	Mu=	13,05 Knm
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 ≥ 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 $a_g=0,16g$ (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 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	
	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	m
Calcolo massa parete di tamponamento			
Sforzo normale sulla parete	$N_d=$	10	KN
Altezza media parete	$h=$	1,3	m
Spessore parete	$t=$	0,25	m
Larghezza pannello	$l=$	7,3	m
Momento d'inerzia	$J_p=$	0,00895	m^4
Peso specifico tamponamento	$w=$	15	kN/m^3
Peso tamponamento	$W_a=$	34,9	KN
Massa dell'elemento	$m=$	3,6	t
Modulo elastico	$E=$	20000	kg/cmq
Momento d'inerzia	$J=$	0,00895	m^4
Rigidezza	$k=$	625462	KN/m
Schema a trave	$T_a=$	0,015	sec
Periodo fondamentale Elemento	$T_a=$	0,015	
Fattore di struttura	$q_a=$	1	

Caratteristiche Costruzione

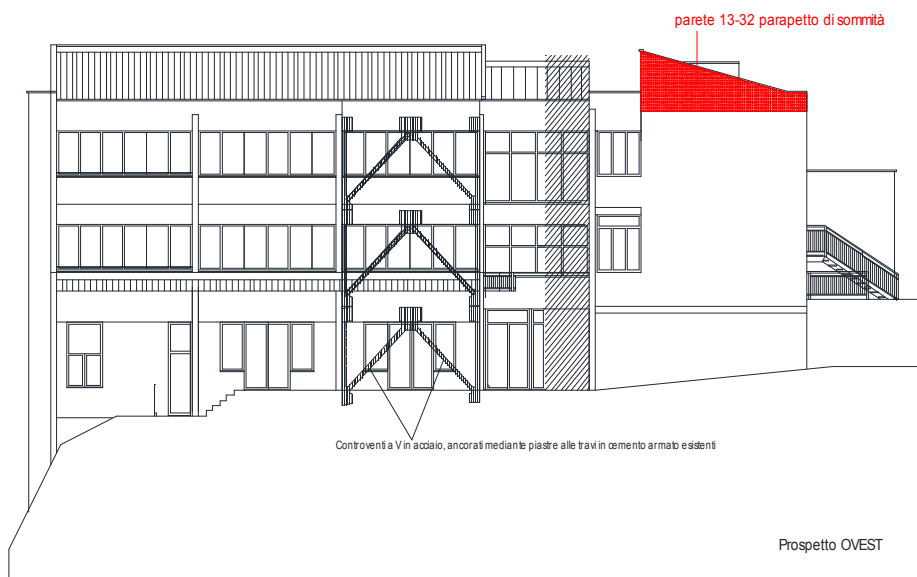
Altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione	$H=$	12	m
Periodo fondamentale Costruzione	$T_1=$	0,322	sec
Struttura a telaio in acciaio	$T_1=$	0,548	sec
Struttura a telaio in c.a.	$T_1=$	0,484	sec
Altro tipo di struttura	$T_1=$	0,322	sec

Accelerazione massima subita dall'elemento	$S_a=$	0,571
		0,571

carico distribuito ortogonale alla parete	$p_a=$	15,33 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
	$I_{RMfp} = Mu/Mr =$	0,99 VER
	$\text{Mult} = \sigma_0 \cdot I \cdot t^2 / 2 \cdot (1 - \sigma_0 / (0,85 \cdot f_d))$	
Indice di resistenza a pressoflessione fuori dal piano		

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