

COMUNE DI FERRARA  
FABBRICATO ADIBITO AD USO FORESTERIA  
EX CASA COLONICA DI VIA GRAMICIA



PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO AL 60%  
RELAZIONE DI CALCOLO E DEI MATERIALI

AI SENSI DELLE NORME TECNICHE DELLE COSTRUZIONI - D.M. 14 GENNAIO 2008

Ferrara, 14 Dicembre 2016

7281\_MiglioramentoSis\_Rel di Calcolo e Materiali



I TECNICI:

Ing. Francesco Pirani

COLLABORATORE:

Ing. Matteo Vincenzi



## INDICE

INDICE .....	1
PREMESSA.....	3
ILLUSTRAZIONE SINTETICA .....	4
1. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO .....	7
2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO .....	11
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	12
4. MATERIALI .....	12
4.1 MURATURA IN MATTONI PIENI E EMALTA DI CALCE (Circolare 09 §C8A) .....	12
4.2 LEGNO ESISTENTE (CNR206/2007 - NTC 2008 §4.4 – CIRCOLARE 09 §C8A) .....	15
4.3 CALCESTRUZZO C25/30 (NTC 2008 §4.4) .....	17
4.4 ACCIAIO B450C (NTC 2008 §4.4) .....	18
4.5 LEGNO LAMELLARE GL24H(CNR206/2007 - NTC 2008 §4.4 – CIRCOLARE 09 §C8A).....	19
4.6 NUOVA MURATURA (NTC 2008 §4.4 - §11.10) .....	21
4.7 CONSIDERAZIONI SULLO STATO DI CONSERVAZIONE DEI MATERIALI .....	23
5. ANALISI DEI CARICHI .....	24
5.1 AZIONE DELLA NEVE (NTC 2008 §3.4) .....	25
5.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI (NTC 2008 §2).....	27
6. VERIFICHE STATICHE .....	29
6.1 VERIFICA NUOVO SOLAIO DI COPERTURA .....	29
7. VERIFICA SISMICA DEL FABBRICATO .....	31
7.1 PRESTAZIONI E DESTINAZIONE D'USO DEL FABBRICATO .....	31
7.2 SPETTRO DI RISPOSTA SISMICA DI PROGETTO .....	33
7.3 SPETTRO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	38
7.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI.....	40

7.5	MECCANISMI DI PRIMO MODO – FENOMENI LOCALI .....	41
7.6	MECCANISMI DI SECONDO MODO – ANALISI GLOBALE .....	49
8.	CONCLUSIONI .....	58
ALLEGATO A - AFFIDABILITA' DEL FOGLIO DI CALCOLO UTILIZZATO PER LA VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLE PARETI MURARIE.		
ALLEGATO B – TABULATI DI CALCOLO VERIFICA A RIBALTAMENTO		
ALLEGATO C - TABULATI DI CALCOLO DEL SOFTWARE 3 MURI PER L'ANALISI DI SISMICA GLOBALE DEL FABBRICATO		

## PREMESSA

La presente relazione di calcolo e dei materiali riguarda l'intervento di miglioramento sismico al 60% del fabbricato di proprietà dell'Università degli Studi di Ferrara, sito in via Gramiccia adibito ad uso foresteria.

Il presente progetto di miglioramento è stato anticipato da una analisi di vulnerabilità sismica che ha evidenziato come la struttura, che in pianta si presenta con una forma regolare e formata da maglie pressoché quadrate, presenti una criticità nei confronti del ribaltamento delle pareti murarie. Tale carenza è dovuta principalmente alla tipologia costruttiva dei solai, i quali sono del tipo "varese". Tale tipologia di solaio affiancata alla mancanza di un cordolo continuo sulla parete in muratura non garantisce un efficace vincolo sulla parete stessa. Inoltre tali tipologie di solai rappresentano anche una vulnerabilità in termini di danni alle persone durante l'evento sismico a causa della possibile caduta di tavelloni per spostamenti relativi fra i travetti.

**Pertanto a conclusione dell'analisi di vulnerabilità è stato determinato un fattore di sicurezza del 33% nei confronti dell'azione sismica determinata come indicato nelle NTC del 2008.**

Inoltre sono state evidenziate le seguenti criticità definibili come vulnerabilità non quantificabili analiticamente:

- *Solaio di piano primo e di sottotetto realizzato con travi "varese" e pignatte interposte;* tale tipologia di solaio risulta essere una vulnerabilità in caso di evento sismico, in quanto durante le vibrazioni indotte dal sisma i travetti varese possono muoversi e "vibrare" in modo indipendente l'uno dall'altro, provocando la caduta dei tavelloni interposti ad essi;
- *Copertura in legno con travi semplicemente appoggiate senza un vincolo laterale;* si evidenzia l'assenza di un efficace vincolo laterale delle travi principali di copertura, che risultano semplicemente appoggiate al muro, il quale termina al di sotto di esse senza una buona muratura a lato della testa della trave;
- *Tramezza che si affaccia sul vano scala al piano primo.*

Si pone evidenza di come il fabbricato, nel caso di un comportamento globale e d'insieme delle strutture murarie, possa giungere ai livelli di prestazione stabiliti dalla normativa, nei confronti dell'azione sismica di progetto.

**Nel proseguo della relazione verranno illustrati i calcoli di progetto per il miglioramento sismico al 60% del fabbricato in oggetto.**

## ILLUSTRAZIONE SINTETICA

Di seguito si riporta l'illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale, come indicato al paragrafo B.2.2. dell'Allegato B alla DGR 1373 del 2011.

a) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DEL SITO	L'intervento riguarda un fabbricato sito nel Comune di Ferrara (FE), in via Gramicia ed è di proprietà dell'Università degli Studi di Ferrara (UNIFE).
b) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA E DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO	<p>La struttura è un fabbricato in muratura di mattoni pieni e malta di calce che si sviluppa su due piani fuori terra. Il solaio interpiano e di sottotetto è realizzato con travetti varesi e interposti tavelloni di laterizio. Il solaio di copertura è in legno. Le murature portanti sono a due e una testa.</p> <p><b>Il progetto di miglioramento sismico al 60%</b> prevede i seguenti interventi principali:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>• Nuova copertura in legno, con contestuale realizzazione di cordoli in c.a. collegati alle murature perimetrali e di spina;</li><li>• Ammorsamento dei maschi murari fra loro ortogonali;</li><li>• Ringrosso di pareti in muratura ad una testa che si trovano al piano primo e sottotetto;</li><li>• Nuovo controsoffitto in cartongesso previa demolizione dei tavelloni in corrispondenza del solaio di sottotetto con contestuale fissaggio delle tramezzature interne mediante profili metallici;</li></ul>

	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nuovo controsoffitto antisfondellamento all'intradosso del primo solaio;</li> <li>• Inserimento di catene in corrispondenza del primo solaio.</li> </ul>	
c) NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	<ul style="list-style-type: none"> <li>• T.U. - NTC, Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008;</li> <li>• Circolare n.617 del 2 Febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove NTC di cui al D.M. 14 Gennaio 2008;</li> </ul>	
d) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO DELL'AZIONE SISMICA	Coordinate: Long.11.632611, Lat.44.850398 Vn= 50anni , Cu= 1.0 , Vr= 50anni	
e) DESCRIZIONE DEI MATERIALI DI PROGETTO	Calcestruzzo C25/30 (vedi cap. 4.3 ) Acciaio per c.a. B450C (vedi cap. 4.4) Legno Lamellare GL24h (vedi cap. 4.5 ) Muratura in mattoni pieni (vedi cap. 4.6 )	
f) CRITERI DI PROGETTAZIONE	Gli interventi di progetto hanno seguito i dettami indicati nella NTC del 2008 relativamente alle azioni sismiche §3.2 e alle relative verifiche sugli elementi strutturali §7. Si sono seguiti inoltre le indicazioni riportate nella Circolare del 2009 relativamente alle costruzioni esistenti §C8 e §C8A..	
g) PRINCIPALI COMBINAZIONI DI CARICO	$\gamma_{G1} = 1.3$ SLU: $\gamma_{G2} = 1.5$ $\gamma_Q = 1.5$	$\gamma_{G1} = 1.0$ SLE: $\gamma_{G2} = 1.0$ $\gamma_Q = 1.0$
h) TIPO DI ANALISI	L'analisi eseguita è l'analisi statica non lineare (analisi push-over), come indicato al §7.3.4 delle NTC del 2008.	
i) CRITERI DI VERIFICA	SLV – Verifica di resistenza SLD – Verifica degli spostamenti	
j) RAPPRESENTAZIONI DELLE	Si rimanda al capitolo 7.5 della presente	

CONFIGURAZIONI DEFORMATE	relazione di calcolo.
k) CODICE DI CALCOLO	3MURI versione 10.0.0
m) INDICAZIONE DELLA CATEGORIA DI INTERVENTO	Intervento di MIGLIORAMENTO sismico.
n) DESCRIZIONE STRUTTURA	La struttura è un fabbricato in muratura di mattoni pieni e malta di calce che si sviluppa su due piani fuori terra. Il solaio interpiano e di sottotetto è realizzato con travetti varesi e interposti tavelloni di laterizio. Il solaio di copertura è in legno. Le murature portanti sono a due e una testa.



## 1. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO

Il fabbricato in oggetto è un fabbricato in muratura che nasce nel passato come casa colonica e che in seguito è stato convertito ad abitazione/uffici prima di essere destinato ad uso foresteria nel 1994.

Il fabbricato, che si sviluppa su due piani fuori terra con la presenza di un sottotetto accessibile per la sola manutenzione, da un punto di vista strutturale è realizzato con murature portanti a due teste, dello spessore di 28cm che conformano in pianta delle maglie pressoché quadrate di dimensioni circa 4.60m – 4.80m, Figura 1 e Figura 2.

Si evidenzia la presenza di pareti portanti ad una testa al piano primo e sottotetto, Figura 4. Mentre si evidenzia come la parete da 30cm che si trova a lato centrale termica, in realtà è realizzata con tramezze, probabilmente al fine di creare adeguato protezione al fuoco sul perimetro della CT.

I solai sono di tre diverse tipologie, solai con travi tipo “varese”, solai in laterocemento molto più recenti e solai lignei di copertura. Le diverse tipologie di solaio rispecchiano le modifiche subite dal fabbricato. Infatti con ogni probabilità il fabbricato nasce con solai di piano in legno (casa colonica).

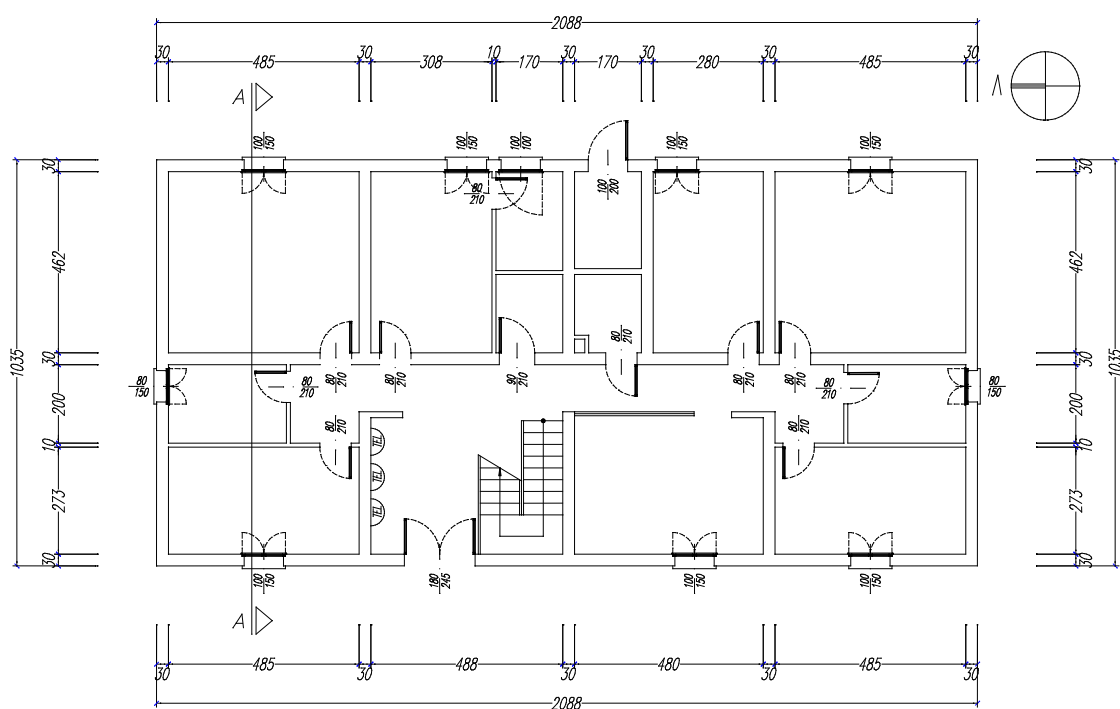


Figura 1: Pianta piano terra.

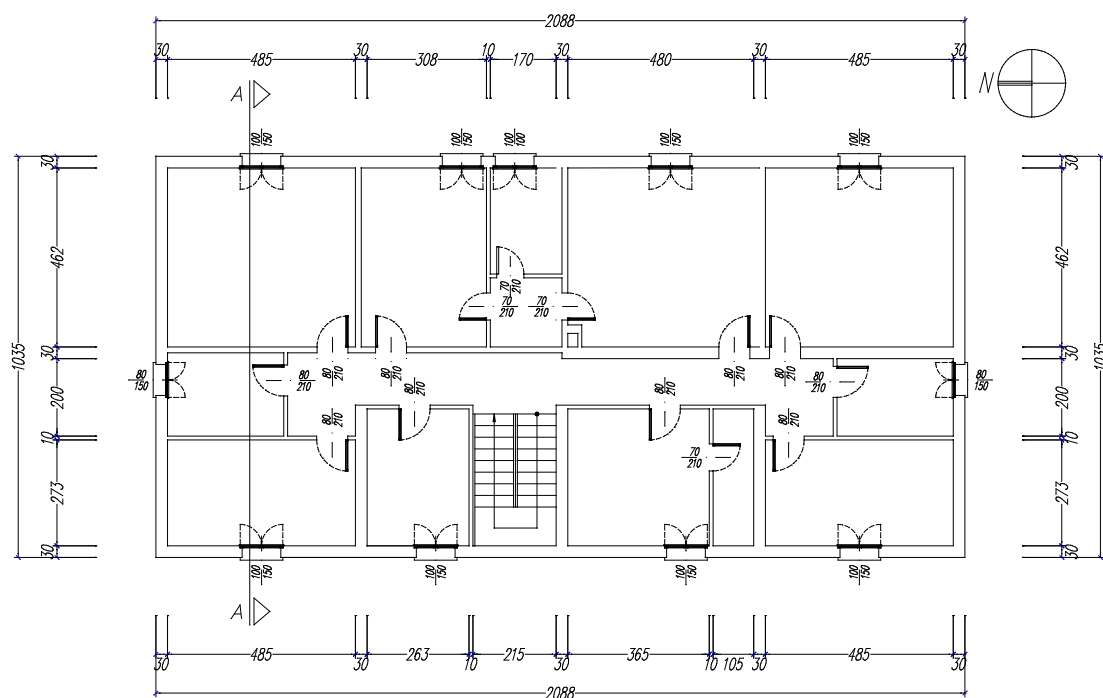


Figura 2: Pianta piano primo.

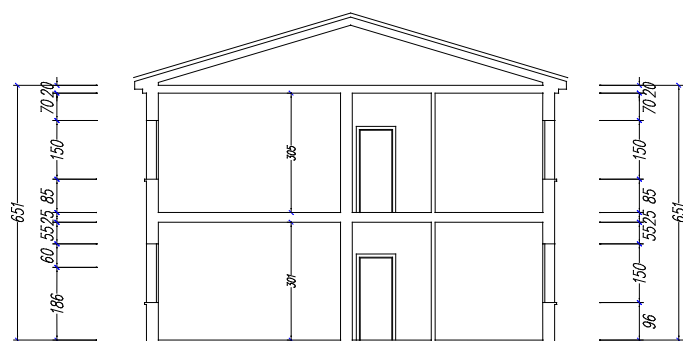


Figura 3: Sezione A-A.

Successivamente la variazione ad abitazione/ufficio ha portato alla realizzazione di solai con travi tipo "varese" al piano primo e sottotetto. Infine nel 1994 con la realizzazione di locali adibiti a foresteria è stata realizzata un' unica scala in c.a., a sostituzione delle due scale esistenti, e per questo sono stati realizzati due nuovi solai in laterocemento.

In Figura 5, Figura 6 e Figura 7 si riporta l'orditura del solaio di piano primo, sottotetto e di copertura. Il solaio di sottotetto, in varese come porzione del solaio di piano primo, non ha le pignatte all'estradosso ma unicamente all'intradosso.

Il solaio di copertura, in legno, è realizzato mediante un ordine di travi principali di dimensione anche molto variabile su cui appoggiano dei travetti secondari che sorreggono delle tavelline sulle quali si appia il manto di copertura in coppi.

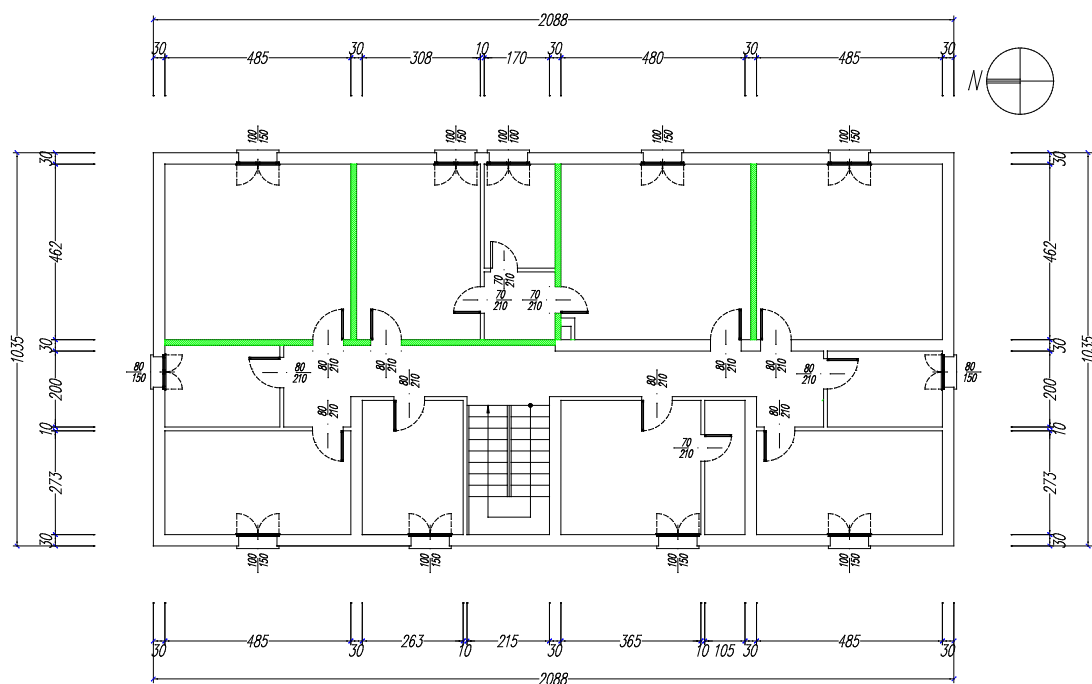


Figura 4: Evidenza delle pareti murarie da 15cm al piano primo che proseguono anche nel sottotetto.

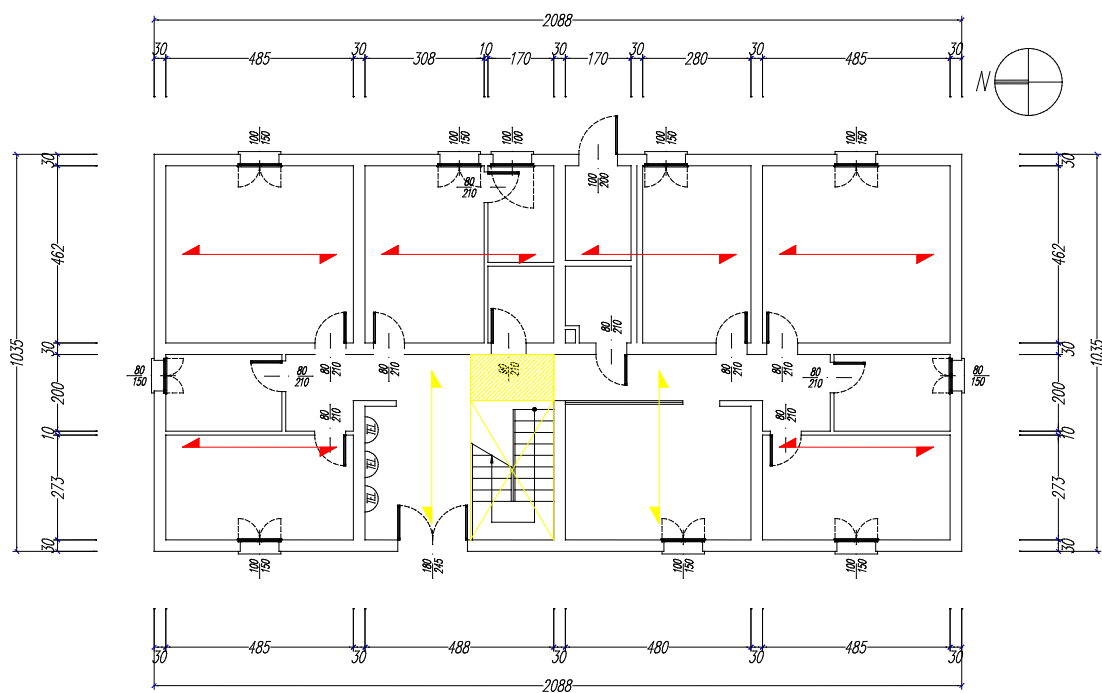


Figura 5: Orditura del solaio di piano primo. In rosso solai tipo "varese", in giallo solai in laterocemento.

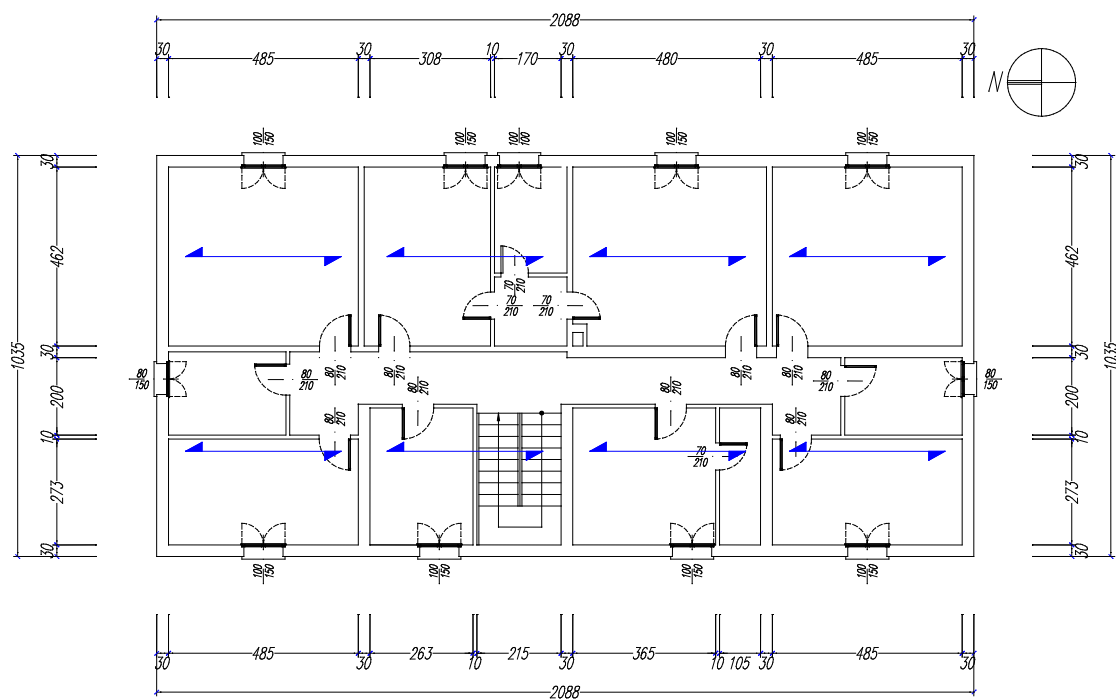


Figura 6: Orditura del solaio di sottotetto. Tutti solai tipo "varese" ma senza la pignatta all'estradosso.

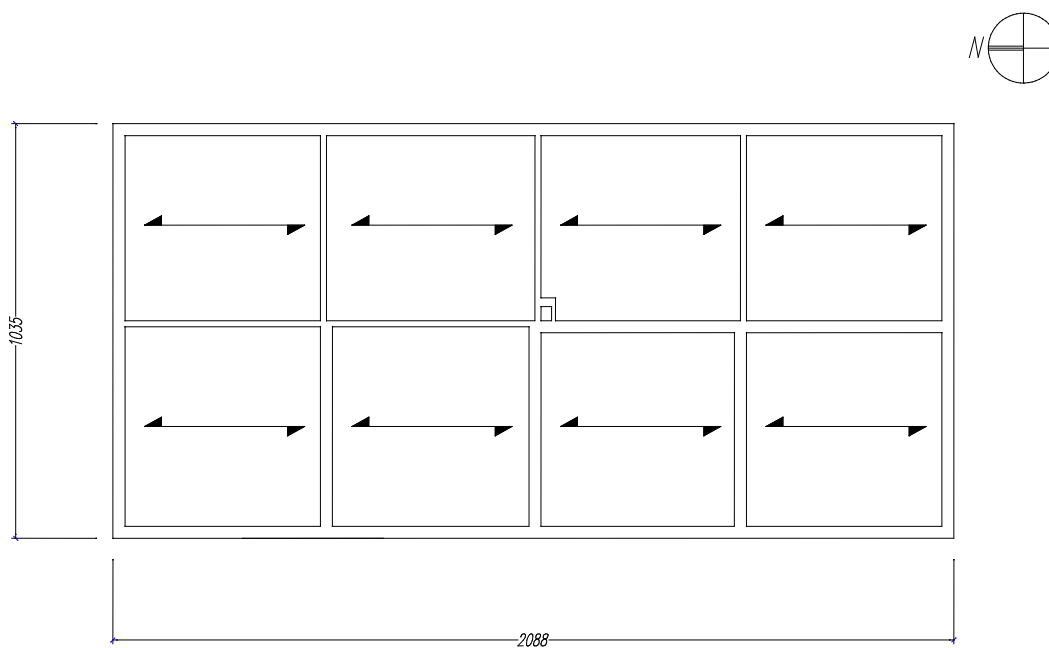


Figura 7: Orditura del solaio di copertura in legno.

## 2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO

Gli interventi di miglioramento sismico di progetto sono i seguenti:

- Rifacimento totale della copertura in legno a semplice orditura con nuove trave in legno lamellare, doppio tavolato incrociato e con cordolo continuo inghisato alle pareti murarie sottostanti e connesso al nuovo tavolato di copertura ;
- Ammorsamento delle pareti ortogonali mediante inghisaggio di barre in acciaio zincato disposte verticalmente su tutta l'altezza dell'incrocio dei maschi murari;
- Ringrosso delle pareti ad una testa presenti al piano primo e nel sottotetto;
- Realizzazione di un controsoffitto in cartongesso antisfondellamento immediatamente sottostante il solaio di sottotetto;
- Inserimento di profili metallici leggeri al fine di vincolare in sommità tutte le tramezzature esistenti ed impedirne il ribaltamento in caso di evento sismico;
- Realizzazione di un controsoffitto in cartongesso antisfondellamento su tutti i solai varesi del piano primo al fine di evitare l'eventuale caduta a terra di eventuali tavelloni;
- Inserimento di catene metalliche, alla quota del solaio di piano primo, per "spezzare" la luce delle pareti dei due prospetti principali, disposte in direzione perpendicolare rispetto all'orditura del solaio varesi.

### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La verifica dell'edificio oggetto di studio è stata svolta secondo le seguenti normative vigenti:

- D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2008)
- Circolare 02/02/2009 n° 617/C.S.LL.PP.

### 4. MATERIALI

Grazie alla campagna di indagine messa in atto da LiFE srl è stato possibile raggiungere un **livello di conoscenza LC2** del fabbricato, secondo quanto indicato nelle NTC del 2008 ed in particolare nella Circolare applicativa del 2009.

#### 4.1 MURATURA IN MATTONI PIENI E EMALTA DI CALCE (CIRCOLARE 09 §C8A)

Per quando riguarda la muratura, essendo un materiale esistente si sono seguite le indicazioni riportate nel capitolo 8 della Circolare del 2009 relativa alle NTC2008.

Al Livello di Conoscenza LC2, cui corrisponde un fattore di confidenza  $FC=1.20$ .

Per questo sono stati adottati i valori MEDI di resistenza e MEDI di elasticità riportati nella tabella C8A.2.1 della Circolare, relativi alla voce "muratura in mattoni semipieni con malta cementizia".

$$\gamma = 1800 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$f_{cm} = 32 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\tau_0 = 0.76 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$E = 1500 \text{ MPa}$$

$$G = 500 \text{ MPa}$$

I parametri di progetto si ottengono dai sopra esposti valori "medi" fattorizzati per FC e per il coefficiente di sicurezza sul materiale, pari a 3 secondo quanto indicato al capitolo 4.5.6 delle NTC2008 nella tabella 4.5.II.

Si ottengono i seguenti valori di calcolo dei parametri meccanici di resistenza.

$$f_{cd} = 8.89 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\tau_{0d} = 0.21 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

TABELLA C8.A.1.1

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate  Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.35
LC2	Rilievo muratura, volte, solai, scale.		Indagini in situ estese  Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3	Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive  -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1  -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).  -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).	Tutti	1.00

TABELLA C8.A.2.1

Tipologia di muratura	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$ )	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14



#### 4.2 LEGNO ESISTENTE (CNR206/2007 - NTC 2008 §4.4 – CIRCOLARE 09 §C8A)

Il legno esistente è stato trattato secondo quanto indicato sia nelle CNR 206/2007 che nella Circolare esplicativa delle NTC2008 relativamente ai materiali esistenti.

Per il legno si è considerato un fattore di confidenza  $FC=1.35$ , relativo ad un livello di conoscenza LC1, a causa della scarsa conoscenza del materiale. Tuttavia si precisa come non siano stati rilevati particolari e significativi punti di degrado ed ammaloramento del materiale.

Si è deciso di adottare, come tipologia di legno massello, un *legno di pioppo squadrato* che secondo quanto riportato nelle CNR 206/2007, presenta le seguenti caratteristiche meccaniche per il legno di provenienza italiana si ricavano dalla tabella 18-3, di seguito riportata.

Proprietà		Castagno / Italia	Querce caducifoglie / Italia	Pioppo e Ontano / Italia	Altre Latifoglie / Italia
		S	S	S	S
Flessione (5-percentile), MPa	$f_{m,k}$	28	42	26	27
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,0,k}$	17	25	16	16
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,90,k}$	0.5	0.8	0.4	0.5
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,0,k}$	22	27	22	22
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,90,k}$	3.8	5.7	3.2	3.9
Taglio (5-percentile), MPa	$f_{v,k}$	2.0	4.0	2.7	2.0
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), MPa ( $\times 10^3$ )	$E_{0,mean}$	11	12	8	11.5
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), MPa ( $\times 10^3$ )	$E_{0,05}$	8	10.1	6.7	8.4
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura -(medio), MPa ( $\times 10^2$ )	$E_{90,mean}$	7.3	800	5.3	7.7
Modulo di taglio (medio), MPa ( $\times 10^2$ )	$G_{mean}$	9.5	750	5	7.2
Massa volumica (5-percentile), kg/m <sup>3</sup>	$\rho_k$	465	760	420	515
Massa volumica (media), kg/m <sup>3</sup>	$\rho_{mean}$	550	825	460	560

Il generico valore di progetto si ricava da quello caratteristico mediante la relazione:

$$X_d = \frac{K_{mod} X_k}{\gamma_m} \frac{1}{FC}$$

dove:

$X_k$  è il valore caratteristico di interesse;

$K_{mod}$  è il coefficiente di correzione che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico che dell'umidità della struttura, nel caso in esame pari a 0.8.

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	EN 14081-1	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
Legno lamellare incollato	EN 14080	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
Microlamellare (LVL)	EN 14374, EN 14279	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90

$\gamma_m$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, pari a 1.50;

**Tabella 4.4.III** -Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	$\gamma_M$
<b>- combinazioni fondamentali</b>	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
<b>- combinazioni eccezionali</b>	1,00

$FC$  è il fattore di confidenza in funzione del livello di conoscenza raggiunto, pari a 1.20.

Si riportano i valori di progetto utilizzati nei calcoli a seguire.

$$f_{m,d} = 11.56 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,d} = 7.11 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,d} = 9.78 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,d} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 1.2 \text{ MPa}$$

$$E_{0,mean} = 8000 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 460 \text{ kg / m}^3$$

#### 4.3 CALCESTRUZZO C25/30 (NTC 2008 §4.4)

La resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo  $f_{cd}$  si calcola come segue:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

$f_{ck}$  è la resistenza di compressione caratteristica del materiale;

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per la resistenza di lunga durata, pari a 0.85;

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5.

Si ottiene un valore di progetto pari a:

$$f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$$

La resistenza a trazione di progetto  $f_{ctd}$  è calcolata come:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

dove:

$f_{ctk}$  è la resistenza a trazione caratteristica del materiale, pari a  $0.7 \cdot f_{ctm}$  corrispondente ad un frattile del 5% e  $1.3 \cdot f_{ctm}$  corrispondente ad un frattile del 95%, con  $f_{ctm}$  resistenza media a trazione semplice pari a:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (\text{per classi di calcestruzzo } < \text{C50/60});$$

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5.

Si ottengono i seguenti valori:

$$f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,5\%} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,95\%} = 3.4 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1.2 \text{ MPa}$$

Per il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo  $c$  assunto quello secante tra la tensione nulla e  $0.4 \cdot f_{cm}$ , determinato sulla base di apposite prove.

In sede di progettazione si assume il valore di:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left( f_{cm} / 10 \right)^{0.3}$$

Si ottiene,  $E_{cm} = 31476 \text{ MPa}$

#### 4.4 ACCIAIO B450C (NTC 2008 §4.4)

Si adotta acciaio **B450C** caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$$f_{y,nom} \quad 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,nom} \quad 540 \text{ N/mm}^2$$

E deve rispettare i seguenti requisiti indicati nella tabella (T.U. tab. 11.3.lb)

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t,nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 $\phi$	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 $\phi$	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 $\phi$	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 $\phi$	

La resistenza di calcolo a snervamento si ottiene come segue:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

$f_{yk}$  è la resistenza caratteristica a snervamento del materiale;

$\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, pari a 1.15.

La tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo  $f_{bd}$  è dalla seguente relazione:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

dove:

$f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data dalla formula:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$$

con  $\eta$  pari a 1 per barre aventi diametro inferiore a 32mm;

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola per almeno 1.5.

Il modulo di elasticità dell'acciaio è assunto pari a 200000 MPa.

#### 4.5 LEGNO LAMELLARE GL24H(CNR206/2007 - NTC 2008 §4.4 – CIRCOLARE 09 §C8A)

Il nuovo legno lamellare di progetto è il GL24h.

Di seguito si riporta la tabella della CNR 206/2007 dove vengono indicati i valori caratteristici del materiale.

**Tabella 18-4**-Classi di resistenza per legno lamellare di conifera omogeneo e combinato(EN1194)

Valori caratteristici di resistenza e modulo elastico		GL24h	GL24c	GL28h	GL28c	GL32h	GL32c	GL36h	GL36c
Resistenze (MPa)									
flessione	$f_{m,g,k}$	24		28		32		36	
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$	16.5	14.0	19.5	16.5	22.5	19.5	26	22.5
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$	0.40	0.35	0.45	0.40	0.50	0.45	0.60	0.50
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$	24.0	21.0	26.5	24.0	29.0	26.5	31.0	29.0
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,g,k}$	2.7	2.4	3.0	2.7	3.3	3.0	3.6	3.3
taglio	$f_{v,g,k}$	2.7	2.2	3.2	2.7	3.8	3.2	4.3	3.8
Modulo elastico (GPa)									
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$	11.6	11.6	12.6	12.6	13.7	13.7	14.7	14.7
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,05}$	9.4	9.4	10.2	10.2	11.1	11.1	11.9	11.9
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean}$	0.39	0.32	0.42	0.39	0.46	0.42	0.49	0.46
modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$	0.72	0.59	0.78	0.72	0.85	0.78	0.91	0.85
Massa volumica (kg/m <sup>3</sup> )									
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$	380	350	410	380	430	410	450	430

Il generico valore di progetto si ricava da quello caratteristico mediante la relazione:

$$X_d = \frac{K_{mod} X_K}{\gamma_m}$$

dove:

$X_K$  è il valore caratteristico di interesse;

$K_{mod}$  è il coefficiente di correzione che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico che dell'umidità della struttura, nel caso in esame pari a 0.8.

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	EN 14081-1	1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
Legno lamellare incollato	EN 14080	2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
Microlamellare (LVL)	EN 14374, EN 14279	3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90

$\gamma_m$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, pari a 1.45;

**Tabella 4.4.III** -Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	$\gamma_M$
<b>- combinazioni fondamentali</b>	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
<b>- combinazioni eccezionali</b>	1,00

Si riportano i valori di progetto utilizzati nei calcoli a seguire.

$$f_{m,d} = 13.24 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,d} = 9.10 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,d} = 13.24 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,d} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$E_{0,mean} = 11600 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 380 \text{ kg / m}^3$$

#### 4.6 NUOVA MURATURA (NTC 2008 §4.4 - §11.10)

Per quando riguarda le nuove porzioni di muratura da realizzarsi si prescrive l'utilizzo di mattoni pieni e malta cementizia tipo M10.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche verranno riportate nel seguito quelle fornite di progetto, che rispettano i requisiti minimi definiti dalle NTC2008 al capitolo 7.8.1.2, qui di seguito riportati.

“.....

- *Percentuale volumetrica dei vuoti non superiore al 45% del volume totale del blocco;*
- *Eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei, le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;*
- *Resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante ( $f_{bk}$ ), calcolato sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa;*
- *Resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante, ossia nel piano di sviluppo della parete ( $\bar{f}_{bk}$ ), calcolata nello stesso modo, non inferiore a 1.5 MPa.*

*La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa...”*

Le caratteristiche meccaniche dei blocchi adottati sono:

$$f_{bk} \geq 10 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\bar{f}_{bk} \geq 1.5 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\varphi = 0\%$$

$$\gamma = 1800 \text{ kg} / \text{m}^3$$

Considerando una malta di tipo M10 e considerando i valori minimi di resistenza del mattone, mediante la tabella riportata al capitolo 11.10.3 delle NTC2008 si ricavano in via semplificata le caratteristiche meccaniche della muratura.

**Tabella 11.10.V** - Valori di  $f_k$  per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in  $N/mm^2$ )

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

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

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento	Classe di malta	$f_{vk0}$ ( $N/mm^2$ )
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,20
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,15
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10

$$f_k = 5.3 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$f_{vk0} = 0.2 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$E = 5300 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$G = 2120 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\gamma = 1800 \text{ kg} / \text{m}^3$$



#### 4.7 CONSIDERAZIONI SULLO STATO DI CONSERVAZIONE DEI MATERIALI

A conclusione dell'analisi eseguita sui materiali di progetto e del livello di conoscenza raggiunto sui materiali esistenti a seguito della campagna di indagini messa in atto, si vuole sottolineare come le considerazioni sopra riportate siano rappresentative di uno stato "ad oggi" degli stessi. Pertanto le considerazioni ed i calcoli che seguiranno si basano su tali assunzioni e su tali analisi.

Si vuole mettere in evidenza come la qualità dei materiali ed il loro stato di conservazione influenzi sia la condizione statica sia la risposta sismica del fabbricato. I risultati ottenuti sono frutto della qualità dei materiali rilevata "ad oggi" in sito e di una conservazione del bene derivante da una diligenza del "buon padre di famiglia".

Pertanto il mantenimento delle performace statiche e dinamiche del fabbricato, esplicitate nel seguito della relazione, è subordinato ad una manutenzione ordinaria, o talvolta straordinaria, delle principali parti strutturali e più in generale dei materiali costituenti la struttura.

## 5. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano le analisi dei carichi dei tre orizzontamenti presente nel fabbricato in oggetto. I carichi variabili sono ricavati con riferimento al §3.1.4 delle NTC del 2008.

SOLAIO PIANO PRIMO TIPO "VARESE" (PRIMO SOLAIO)			
SOLAIO STRUTTURALE $i=90\text{cm}$	160	Kg/mq	$G_{1k}$
CARICO PORTATO (massetto, pavimentazione, intonaco)	200	Kg/mq	$G_{2k}$
CARICO DI ESERCIZIO – CAT.A §3.1.4	200	Kg/mq	$Q_k$

SOLAIO DI SOTTOTETTO TIPO LATEROCEMENTO (PRIMO SOLAIO)			
SOLAIO IN LATEROCEMENTO $16+4\text{cm}$	220	Kg/mq	$G_{1k}$
CARICO PORTATO (massetto, pavimentazione, intonaco)	200	Kg/mq	$G_{2k}$
CARICO DI ESERCIZIO – CAT.A §3.1.4	200	Kg/mq	$Q_k$

SOLAIO SOTTOTETTO (SECONDO SOLAIO)			
SOLAIO STRUTTURALE TIPO "VARESE" $i=90\text{cm}$	110	Kg/mq	$G_{1k}$
CARICO PORTATO (intonaco)	30	Kg/mq	$G_{2k}$
CARICO DI ESERCIZIO – CAT.H §3.1.4	50	Kg/mq	$Q_k$

NUOVO SOLAIO DI COPERTURA (TERZO SOLAIO)			
TRAVI PRINCIPALI IN LEGNO	50	Kg/mq	$G_{1k}$
DOPPIO TAVOLATO ( $2.5\text{cm}+2.5\text{cm}$ )	25	Kg/mq	$G_{1k}$
CARICO PORTATO	80	Kg/mq	$G_{2k}$
CARICO DI ESERCIZIO – CAT.NEVE §3. 4	80	Kg/mq	$Q_k$

Di seguito si esplicita il calcolo del carico neve, sono le NTC del 2008.

## 5.1 AZIONE DELLA NEVE (NTC 2008 §3.4)

Si considera in copertura il carico accidentale dovuto al peso della neve calcolato secondo NTC 2008 e valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

dove:

$q_s$  è il carico della neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>] per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione;

$C_t$  è il coefficiente termico.

Il Comune di Ferrara appartiene alla Zona II, per la quale per un'altitudine  $a_s < 200$ m il valore di  $q_{sk}$  risulta essere 1.0 kN/m<sup>2</sup>.

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  utilizzato per modificare il valore del carico neve di copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera, verrà assunto pari ad 1, poiché la zona in cui è costruito l'edificio si trova in una "classe di topografia normale", cioè in un'area in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Tabella 1: valori di  $C_E$  per diverse classi di topografia

Il coefficiente termico  $C_t$ , utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causato dalla perdita di calore della costruzione è assunto pari ad 1. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

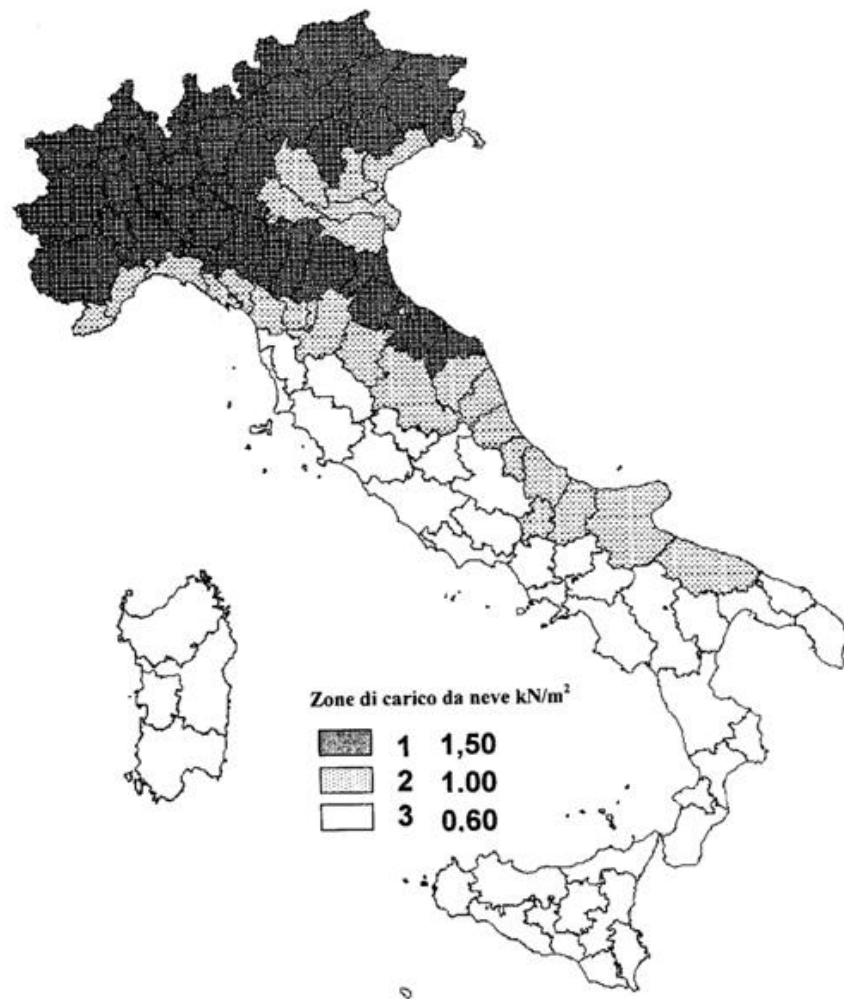


Figura 8: Zone di carico da neve

Il coefficiente di forma  $\mu_i$  dipende dall'angolo di inclinazione della falda, esso può essere desunto dalla seguente tabella.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_i$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tabella 2: valori del coefficiente di forma

Il carico della neve risulta quindi essere pari a:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

## 5.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI (NTC 2008 §2)

### STATI LIMITE ULTIMI

Ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi si definisce la combinazione fondamentale:

$$F_d = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

dove:

$G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$P$  pretensione e precompressione;

$Q_{ki}$  ( $i = 1, 2, 3, \dots$ ) carichi variabili;

$\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  ( $i = 1, 2, 3, \dots$ ) coefficienti parziali di sicurezza, assunti pari a:  $\gamma_{G1} = 1,3$ ;  $\gamma_{G2} = 1,5$ ;  $\gamma_{Qi} = 1,5$

$\psi_{0i}$  ( $i = 1, 2, 3, \dots$ ) sono i coefficienti di combinazione

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## STATI LIMITE DI ESERCIZIO

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

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

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

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

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

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

## COMBINAZIONE SISMICA

L'analisi e verifica sismica del fabbricato, deve essere effettuata mediante la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, impiegata sia per gli Stati Limite Ultimi che per quelli di Esercizio:

$$\gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- $G_k$  valore caratteristico dei carichi permanenti;
- $P_k$  valore caratteristico dell'azione di precompressione o pretensione;
- $\gamma_E, \gamma_G, \gamma_P, \gamma_Q$  coefficienti parziali di sicurezza pari ad 1;
- $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile.

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

$$G_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  per le varie destinazioni d'uso sono già stati riportati in precedenza.

## 6. VERIFICHE STATICHE

Di seguito si riporta la verifica statica del nuovo solaio di copertura.

### 6.1 VERIFICA NUOVO SOLAIO DI COPERTURA

Il nuovo solaio di copertura è costituito da una singola orditura realizzata con travi in legno lamellare di dimensione cm. 16x24 poste ad interasse di 1 metro. Sopra l'orditura principale si trova il doppio tavolato dello spessore complessivo di cm. 5 (2.5+2.5) disposto incrociato di 45° ed inchiodato in ragione di n.5 viti a metro quadrato. In corrispondenza delle travi principali si prescrivono viti lunghe al fine di ancorarsi alla trave stessa con passo massimo di cm. 40 .

La componente strutturale è completata dalla realizzazione di cordoli in corrispondenza dei muri perimetrali e dei muri di spina, adeguatamente connessi con barre alla muratura sottostante.

Il pacchetto è completato dalla guaina isolante e dalla lattoneria varia.

VERIFICA TRAVI PRINCIPALI LL16x24 (interasse 100cm)

VERIFICA A RESISTENZA (SLU)

$$Q_{SLU} = 3.38 \text{ kN} / \text{mq}$$

$$q_{SLU} \cong 3.4 \text{ kN} / \text{m}$$

Considerando il carico agente nella direzione dell'asse Y della trave si ottiene:

$$M_{Y,\max}^+ = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3.4 \cdot 4.8^2}{8} = 9.8 \text{ kNm}$$

$$T_{Y,\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{3.4 \cdot 4.8}{2} = 8.16 \text{ kN}$$

Si ottengono le seguenti sollecitazioni sulla sezione trasversale rettangolare:

$$\sigma_{t/c,Y,d} = \frac{M_{Y,\max}^+}{W_Y} = \frac{9.8E+6}{(160 \cdot 240^2/6)} = 6.38 \text{ MPa} < \begin{cases} f_{c,0,d} = 13.24 \text{ MPa} \\ f_{t,0,d} = 9.10 \text{ MPa} \end{cases}$$

**La verifica è soddisfatta**

$$\tau_Y = \frac{3 T_Y}{2 A} = \frac{3 \cdot 8.16E+3}{2 (160 \cdot 240)} = 0.16 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1.49 \text{ MPa}$$

**La verifica è soddisfatta**

## VERIFICA A DEFORMABILITA' (SLE)

$$Q_{SLE,FREQ} = 1.71 \text{ kN} / \text{mq}$$

$$q_{SLU} \cong 1.7 \text{ kN} / \text{m}$$

Considerando il carico agente nella direzione dell'asse Y della trave si ottiene:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J_y} = \frac{5}{384} \frac{1.7 \cdot 4800^4}{11600 \cdot (160 \cdot 240^3 / 12)} = 5.5 \text{ mm} \cong \frac{L}{850}$$

**La verifica è abbondantemente soddisfatta**

**Tabella 4.2.X** Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		



## 7. VERIFICA SISMICA DEL FABBRICATO

Di seguito si riporta la verifica di sismica del fabbricato in condizioni di progetto. La verifica verrà condotta attraverso uno **studio globale del fabbricato mediante un'analisi statica non lineare (pushover)**, seguendo le modalità prescritte dalle NTC2008 al paragrafo 7.8.1.5. Per gli edifici in muratura il metodo prevede unicamente una verifica del comportamento globale del fabbricato e non le verifiche dei singoli elementi (pannelli murari resistenti), sia allo stato limite di salvaguardia della vita che allo stato limite di danno.

Attraverso il programma a macroelementi "3MURI" si effettuerà un confronto tra la capacità di spostamento ultima della costruzione e la domanda di spostamento corrispondente al sisma di progetto secondo la modalità generale di analisi descritta al punto 7.3.4.1 delle NTC2008.

Tale verifica sismica fa riferimento ad un meccanismo di collasso globale del fabbricato, detto di secondo modo. Tale comportamento strutturale, è subordinato a fenomeni locali di primo modo di ribaltamento e/o espulsione dei maschi murari. Pertanto verranno eseguite delle **verifiche al ribaltamento ed espulsione dei maschi murari significativi**.

### 7.1 PRESTAZIONI E DESTINAZIONE D'USO DEL FABBRICATO

Sulla base della destinazione d'uso e delle caratteristiche geomorfologiche del sito verrà definita l'azione sismica di riferimento nell'esecuzione delle verifiche per i diversi Stati Limite di interesse. Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico è lo spettro di risposta fornito dalla normativa, opportunamente tarato sulla base dei coefficienti specifici per la tipologia di opera.

#### VITA NOMINALE

La vita nominale del fabbricato, sulla base del paragrafo 2.4.1 delle NTC2008 è la durata alla quale la struttura deve mantenere le sue caratteristiche di resistenza e funzionalità senza interventi di manutenzione straordinaria.

**Tabella 2.4.I** – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Con indicazioni da parte committenza, si è deciso di adottare una Vita Nominale pari a 50 anni.

## CLASSE D'USO

Le classi d'uso definite dalle NTC2008 sono le seguenti:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso in esame, con indicazioni da parte della committenza, si è deciso di adottare una classe d'uso II, ovvero un fabbricato che prevede normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali.

## PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

In funzione della Vita Nominale e della Classe d'Uso si definisce il periodo di riferimento dell'azione sismica, ovvero il periodo sul quale viene calcolato lo spettro di risposta dell'azione sismica di progetto avente probabilità di superamento variabile a seconda dello SL considerato.

**Tab. 2.4.II** – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame si ha:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

## VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Sotto effetto delle azioni sismiche, il rispetto degli stati limite per una struttura esistente si considera come di seguito:

- Nei confronti degli Stati Limite di Danno (SLD), a cui corrisponde una  $P_{VR} = 63\%$  che considerato il periodo di riferimento dell'azione sismica calcolato sopra, fornisce il seguente valore del periodo di ritorno dell'azione sismica:

$$T_R(SLD) = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = 50 \text{ anni}$$

- Nei confronti degli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) a cui corrisponde una  $P_{VR} = 10\%$  e dunque un periodo di ritorno pari a:

$$T_R(SLD) = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = 475 \text{ anni}$$

## CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Il sottosuolo è risultato essere di **categorica C** secondo quanto indicato al §3 delle NTC del 2008.

### 7.2 SPETTRO DI RISPOSTA SISMICA DI PROGETTO

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Secondo quanto riportato al Paragrafo 3.2.3.2.1 del D.M. 2008 quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B \quad S_e(t) &= a_g S \eta F_0 \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C \quad S_e(t) &= a_g S \eta F_0 \\
 T_C \leq T < T_D \quad S_e(t) &= a_g S \eta F_0 \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T \quad S_e(t) &= a_g S \eta F_0 \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

dove:

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi \neq 5\%$  mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C T_C^*$$

dove  $T_C^*$  è definito al § 3.2 dell'NTC 2008 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Una volta scelta la categoria di sottosuolo è possibile determinare dalla tabella seguente, il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_S$  e il coefficiente  $C_C$ .

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

#### Amplificazione topografica (NTC 2008 § 3.2.3.2.1)

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si ricava, entrando con la categoria topografica  $T_1$ , il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  dalla seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

In quanto verrà eseguita un'analisi non lineare lo spettro di progetto coincide con lo spettro elastico e non verrà utilizzato il fattore di struttura.

Di seguito gli spettri di risposta con riferimento allo SLV e SLD.

Dati principali per la determinazione degli spettri secondo NTC 2008.

- COORDINATE (WGS84): Lat: 44.850398 - Long: 11.632611
- VITA NOMINALE 50 anni
- CLASSE D'USO II –  $C_u=1.0$
- CATEGORIA DI SOTTOSUOLO C
- $T_{R-SLD}=50$  anni
- $T_{R-SLV}=475$  anni

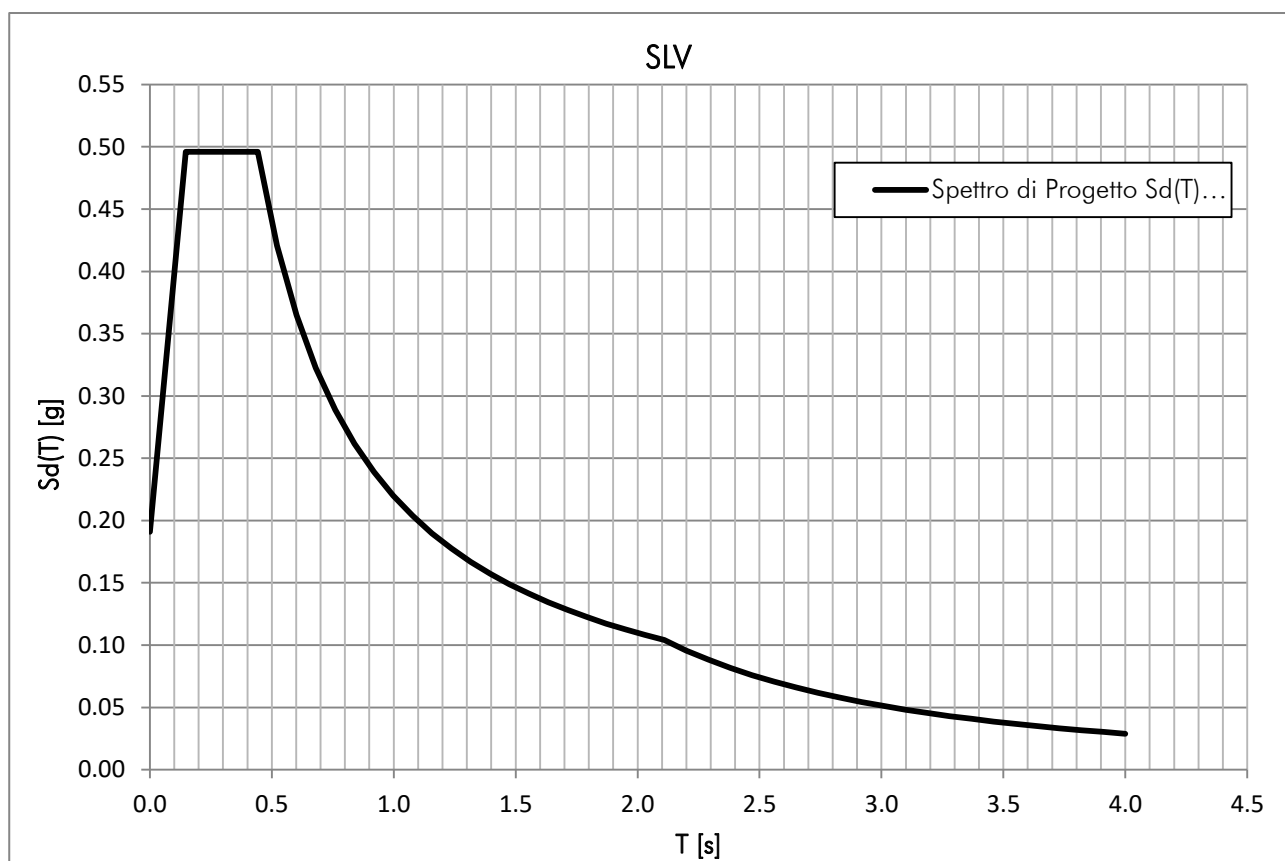


Figura 9: Spettro di risposta SLV.

$a_g$	$F_0$	$T_c^*$
[g]	-	[s]
0.127	2.596	0.275
$S_s$	1.500	[-]
$S_T$	1.000	[-]
$S$	1.500	[-]
$\xi$	5%	[-]
$\eta$	1.000	[-]
$C_C$	1.607	[-]
$T_B$	0.148	[s]
$T_C$	0.443	[s]
$T_D$	2.109	[s]

Parametri spettro SLV.

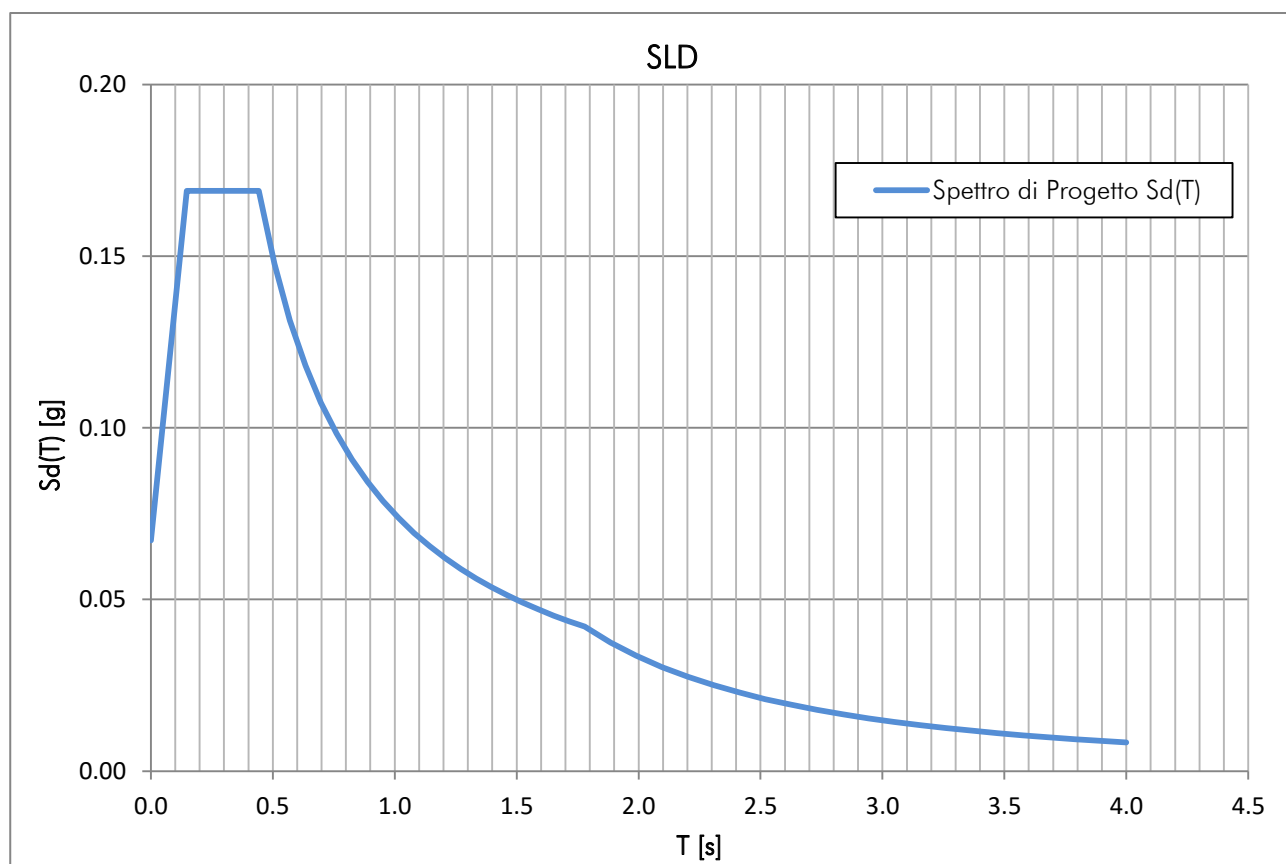


Figura 10: Spettro di risposta SLD.

$a_g$	$F_0$	$T_c^*$
[g]	-	[s]
0.045	2.514	0.276
$S_s$	1.500	[-]
$S_T$	1.000	[-]
$S$	1.500	[-]
$\xi$	5%	[-]
$\eta$	1.000	[-]
$C_C$	1.606	[-]
$T_B$	0.148	[s]
$T_C$	0.443	[s]
$T_D$	1.779	[s]

Parametri spettro SLD

### 7.3 SPETTRO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

A seguito di una prima indagine geologico-geotecnica eseguita in data 09.09.2016 in cui era stata evidenziata la presenza di sabbie limose poco consistenti e potenzialmente liquefacibili nella fascia di terreni superficiali direttamente interessati dai carichi indotti delle fondazioni è stata eseguita una ulteriore campagna di indagini integrative.

La suddetta campagna di indagini ha avuto lo scopo di verificare se la situazione sopra descritta era presente su tutta l'area di sedime del fabbricato oggetto di studio dal momento che la precedente prova era stata eseguita puntualmente, al fine di definire un modello geotecnico tridimensionale del sottosuolo di tutta l'area interessata.

Sono state dunque eseguite altre 3 prove CPTU alla profondità limitata di 7 metri al fine di investigare la lente di sabbia potenzialmente liquefacibile.

La verifica alla liquefazione ha portato ad avere un coefficiente  $LPI < 2$ , indicativo di basso potenziale liquefacibile. Si rimanda alla relativa relazione geologica-geotecnica per una migliore e più dettagliata disamina.

Contestualmente è stata realizzata una analisi di risposta sismica locale, al fine di individuare eventuali amplificazioni locali.

Nella Figura seguente si riporta lo spettro normalizzato ottenuto (curva rossa) confrontato con gli altri spettri di progetto determinati con diverse categorie di sottosuolo (A spettro verde, C spettro blu).

Come si osserva per valori del periodo relativamente bassi (circa 0.5s) ovvero fino al termine del tratto a plateau, lo spettro ricavato dall'analisi di risposta sismica locale (curva rossa) è minore dello spettro calcolato con sottosuolo di categoria C.

Poiché tali periodi sono tipici delle strutture in muratura e nel caso in esame si ha un periodo principale di 0.1588s, Figura 12, risulta lecito ed a favore di sicurezza assumere come spettro di progetto lo spettro determinato con categoria di sottosuolo C ed in precedenza riportato al capitolo 7.2.



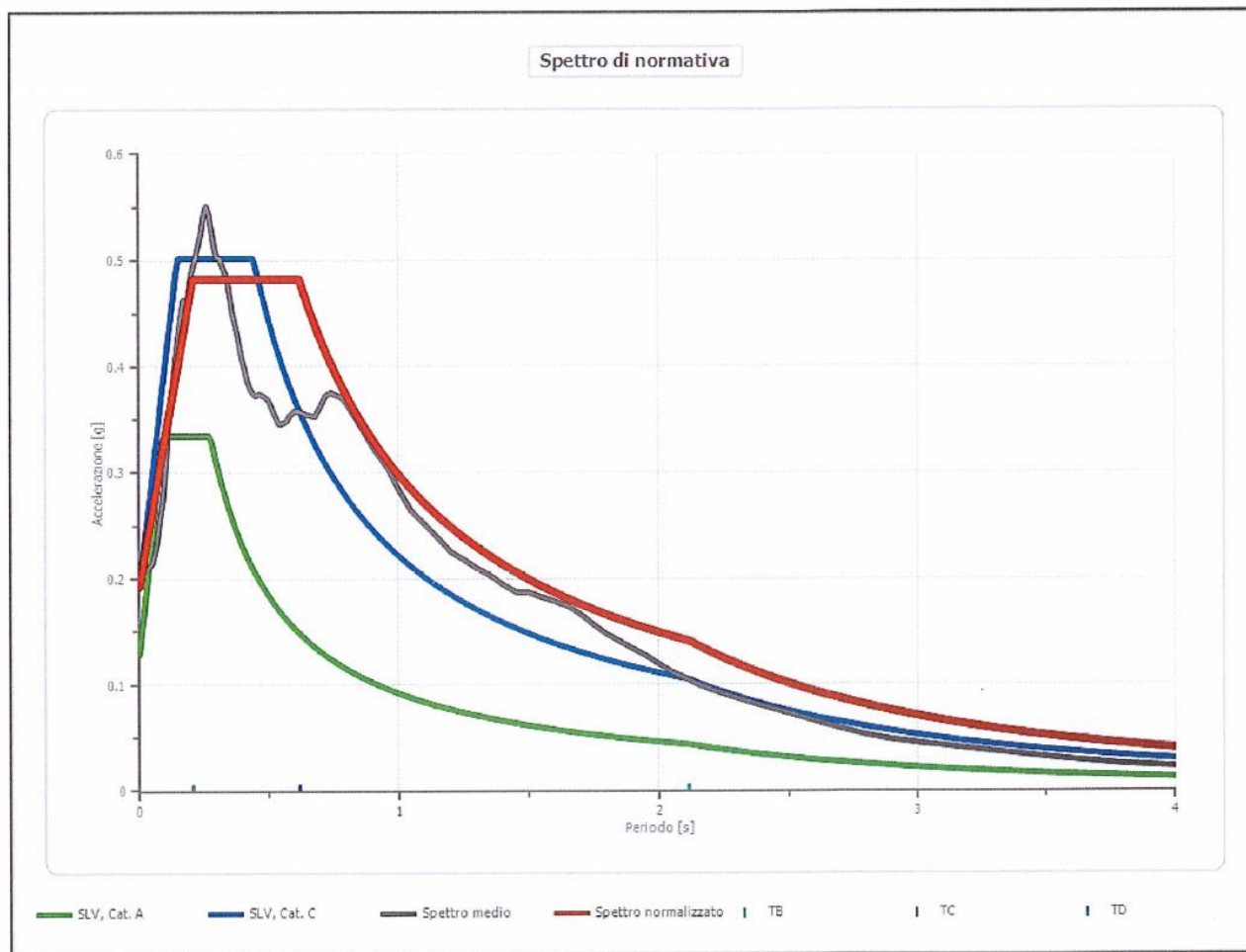


Figura 11: Curva verde: SLV catA – Curva blu: SLV catC – Curva rossa: spettro normalizzato SLV da risposta sismica locale.

Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0,15881	212	0,03	513.045	79,30	339	0,05
2	0,14344	561.359	86,77	509	0,08	6	0,00
3	0,12695	4.842	0,75	2.964	0,46	0	0,00
4	0,10643	9	0,00	80.104	12,38	110	0,02
5	0,09764	7.352	1,14	1.375	0,21	6	0,00
6	0,08784	17.296	2,67	259	0,04	1	0,00
7	0,08321	528	0,08	8.295	1,28	9	0,00
8	0,07248	33.022	5,10	134	0,02	14	0,00
9	0,06123	759	0,12	26.935	4,16	1.878	0,29
10	0,05760	10.617	1,64	1.496	0,23	232	0,04

Figura 12: Primi 10 modi di vibrare del fabbricato in esame.

## 7.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

L'analisi e verifica sismica del fabbricato, deve essere effettuata mediante la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni come definito dalle NTC del 2008:

$$E + G_k + \gamma_P \cdot P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- $G_k$  valore caratteristico dei carichi permanenti;
- $P_k$  valore caratteristico dell'azione di precompressione o pretensione;
- $Q_{ki}$  valore caratteristico dell'azione variabile.

Si riportano i valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  per le varie destinazioni d'uso, evidenziando quella di interesse.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## 7.5 MECCANISMI DI PRIMO MODO – FENOMENI LOCALI

I meccanismi di primo modo, sono quei fenomeni di collasso tipici per le pareti in muratura soggette ad azione sismica ortogonale al piano del setto e non sufficientemente vincolati a livello del solaio e da pareti ortogonali.

I meccanismi e le conseguenti verifiche sono di due tipi:

- *Meccanismo di ribaltamento fuori dal piano*
- *Meccanismo di espulsione fuori dal piano*

Il primo caso si verifica quando la parete investita dal sisma non è adeguatamente vincolata in sommità, oppure quando il carico assiale di compressione sulla parete è molto limitato.

Il secondo meccanismo, invece, interessa invece gli elementi che sono ben vincolati sia superiormente che inferiormente e ben caricati, i quali in presenza di una sollecitazione ortogonale al proprio piano possono andare a collasso per espulsione del pannello murario stesso.

Come già evidenziato in sede di vulnerabilità sismica, il fabbricato in oggetto presenta solai di piano abbastanza deformabili, soprattutto nella direzione perpendicolare ai travetti tipo “varese” e con una scarsa qualità delle ammorsature delle pareti ortogonali ad essa.

L'intervento di progetto prevede a livello del primo solaio la realizzazione di una efficace ammorsatura fra pareti ortogonali mediante l'inghisaggio di barre a tutta altezza e l'inserimento di catene, Figura 13.

A livello sommitale invece le pareti vengono vincolate mediante la realizzazione di una nuova copertura lignea con cordoli in c.a. continui su tutte le murature, perimetrali ed interne.

# PROSPETTO EST

Scala 1:100

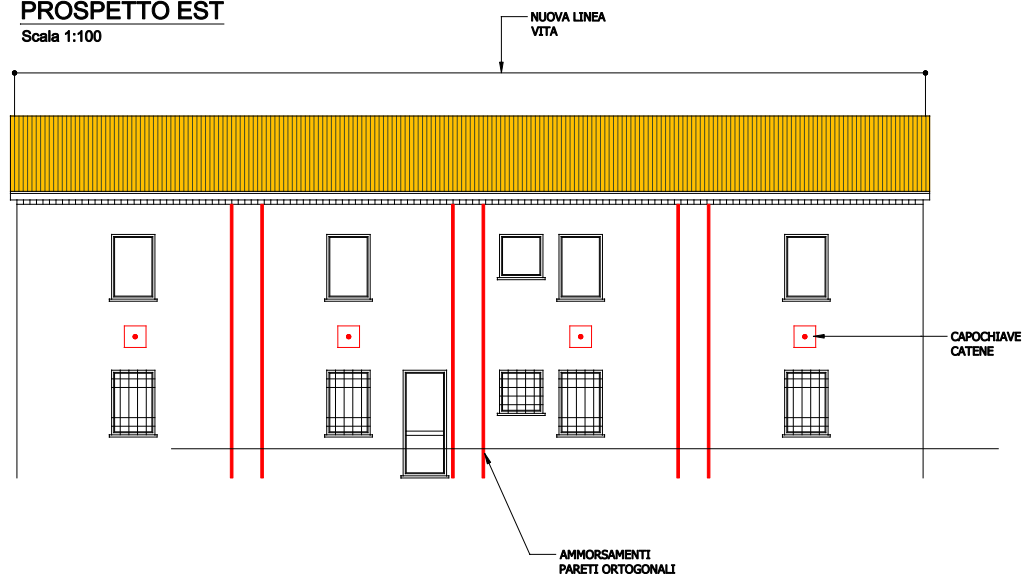


Figura 13: Prospetto Est di Progetto. Inserimento di catene a livello del primo solaio, realizzazione di ammorsature fra pareti ortogonali e nuova copertura con cordoli in c.a.

Le pareti soggette a verifica sono la parete longitudinale sul lato est, e la parete trasversale sul lato nord-sud caricata sia dal solio di piano primo che di sottotetto, .

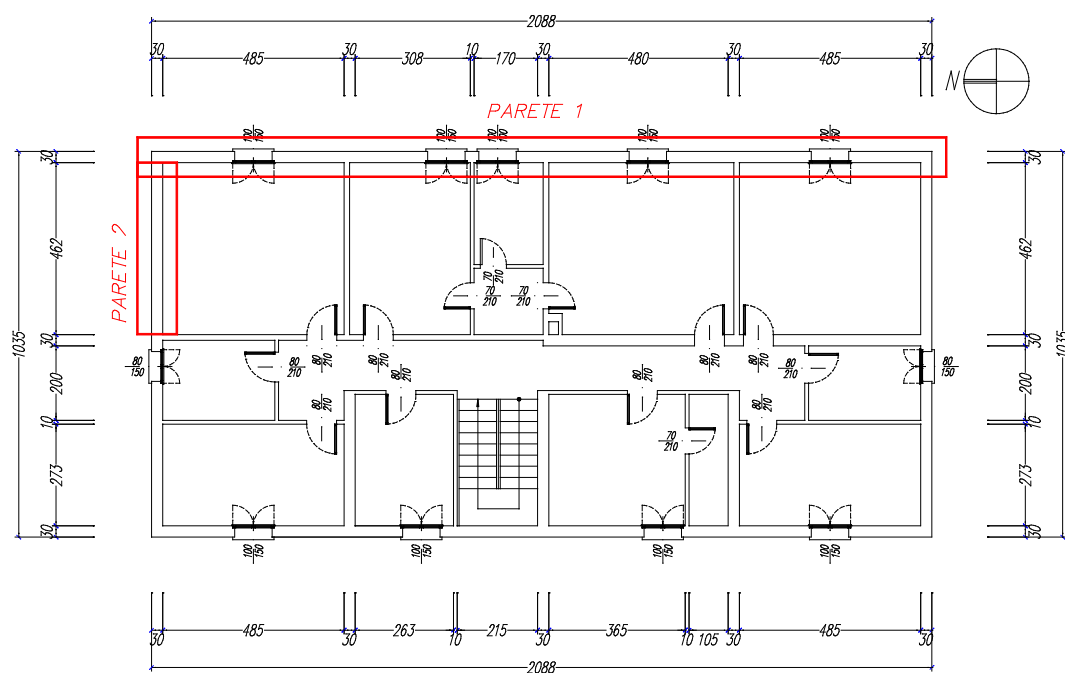


Figura 14: Pareti oggetto di verifica al ribaltamento.

Dopo aver individuato le pareti oggetto di verifica, per ognuna di esse si eseguirà la verifica nei confronti dei principali meccanismi di ribaltamento, determinando il tiro di progetto delle catene.

Il calcolo dei cinematismi è stato eseguito con un'analisi cinematica lineare mediante apposito foglio di calcolo in excel. In allegato A si riportano alcuni casi specifici per la validazione del foglio di calcolo.

#### PARETE 1 (EST) – MECCANISMO 1 – Ribaltamento parete piano primo

La parete sul fronte est in oggetto non è caricata da nessun solaio, in quanto sia il solaio di piano primo, il solaio di sottotetto ed il solaio di copertura sono disposti parallelamente allo sviluppo della parete. La parete, a due teste, è stata considerata di uno spessore di 28cm. Si considerano 2 livelli corrispondenti alle quote del solaio di piano primo e sottotetto. La parete termina alla quota del sottotetto. Le altezze sono entrambe di 3 metri.

Il primo meccanismo indaga il ribaltamento della porzione di parete che va dal primo solaio al solaio di sottotetto (parete al primo piano).

Grazie alla realizzazione del cordolo sommitale, contestuale alla nuova copertura lignea, è possibile considerare efficacemente vincolato il paramento murario e pertanto verrà eseguita una verifica ad espulsione della parete.

La parete risulta essere caricata unicamente dal peso del nuovo cordolo in calcestruzzo, pari a 265kg/m.

Con un'altezza della cerniera pari a 1.5 metri, il valore del moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo è  $\alpha_0 = 0.458$ .

Considerando un equivalente sistema ad un grado di libertà si ricava l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo, pari a  $a^*_0 = 0.381g$ .

Con riferimento allo SLV si ha:

$$\frac{a_g(P_{Vr}) \cdot S}{q} = 0.095g \ll a^*_0$$

$$\frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0.149g \ll a^*_0$$

Si ottiene il seguente fattore di accelerazione:

$$f_{a,SLV} = \frac{a^*_0}{a_{SLV}} > 1.00$$

Il allegato B si riporta il calcolo esaustivo eseguito su foglio excel.

#### PARETE 1 (EST) – MECCANISMO 2 – Ribaltamento intera parete

Il secondo meccanismo indaga il ribaltamento dell'intera di parete, di altezza complessiva di 6 metri. Verranno determinati i valori di tiro delle catene necessari. Tale verifica risulta essere a favore di sicurezza in quanto non viene considerato il vincolo sommitale determinato dal nuovo cordolo in calcestruzzo.

Il valore del tiro della catena è pari a 150kg. Si precisa che il calcolo è eseguito a metro lineare. Pertanto essendo l'area di influenza della catena pari a circa m. 2.5 il tiro agente sulla catena è di 375kg. Per la verifica dei tiranti si rimanda al capitolo successivo.

Il valore del moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo è  $\alpha_0 = 0.091$ .

Considerando un equivalente sistema ad un grado di libertà si ricava l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo, pari a  $a^*_0 = 0.095g$ .

Con riferimento allo SLV si ha:

$$\frac{a_g(P_{Vr}) \cdot S}{q} = 0.095g > a^*_0$$

Si ottiene il seguente fattore di accelerazione:

$$f_{a,SLV} = \frac{a^*_0}{a_{SLV}} = 1.00$$

Il allegato B si riporta il calcolo esaustivo eseguito su foglio excel.

#### PARETE 2 (NORD-SUD) – MECCANISMO 1 – Ribaltamento parete sottotetto

La parete sul fronte nord in oggetto è caricata dal solaio di piano primo, di sottotetto e di copertura. La parete, a due teste, è stata considerata di uno spessore di 28cm.

Si considerano 3 livelli corrispondenti alle quote del solaio di piano primo, sottotetto e copertura. Le altezze di interpiano sono state considerate di 3m, mentre l'altezza di sottotetto è stata valutata di 0.8m come altezza media.

Il primo meccanismo indaga il ribaltamento della porzione di parete del sottotetto.

Tale meccanismo si può considerare trascurabile grazie alla presenza cordolo inghisato mediante barre con lunghezza di infissione di almeno 40cm.

#### PARETE 2 (NORD-SUD) – MECCANISMO 2 – Ribaltamento parete piano primo e sottotetto

Il secondo meccanismo indaga il ribaltamento della porzione di parete che va dal primo impalcato fino alla sommità della copertura.

Grazie alla realizzazione di un efficace vincolo a livello della copertura, il meccanismo considerato è quello dell'espulsione fuori dal piano.

Il carico sommitale sulla parete è generato dal solaio di copertura e dal nuovo cordolo in c.a. ed è pari a 645 kg/m in condizioni di SLV.

Con un'altezza della cerniera pari a 1.8 metri, il valore del moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo è  $\alpha_0 = 0.426$ .

Considerando un equivalente sistema ad un grado di libertà si ricava l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo, pari a  $\alpha_0^* = 0.355g$ .

Con riferimento allo SLV si ha:

$$\frac{a_g(P_{Vr}) \cdot S}{q} = 0.095g \ll \alpha_0^*$$

$$\frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0.141g \ll \alpha_0^*$$

Si ottiene il seguente fattore di accelerazione:

$$f_{\alpha,SLV} = \frac{\alpha_0^*}{\alpha_{SLV}} > 1.00$$

Il allegato B si riporta il calcolo esaustivo eseguito su foglio excel.

## PARETE 2 (NORD-SUD) – MECCANISMO 3 – Ribaltamento intera parete

Il terzo meccanismo indaga il ribaltamento dell'intera parete muraria.

Grazie alla realizzazione di un efficace vincolo a livello della copertura, il meccanismo considerato è quello dell'espulsione fuori dal piano.

Con un'altezza della cerniera pari a 3.0 metri, il valore del moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo è  $\alpha_0 = 0.265$ .

Considerando un equivalente sistema ad un grado di libertà si ricava l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo, pari a  $\alpha^*_0 = 0.220g$ .

Con riferimento allo SLV si ha:

$$\frac{a_g(P_{vr}) \cdot S}{q} = 0.095g \ll \alpha^*_0$$

$$\frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} = 0.141g \ll \alpha^*_0$$

Si ottiene il seguente fattore di accelerazione:

$$f_{\alpha,SLV} = \frac{\alpha^*_0}{\alpha_{SLV}} > 1.00$$

Il allegato B si riporta il calcolo esaustivo eseguito su foglio excel.



## VERIFICA DELLE CATENE

La resistenza della catena è determinata dal valore minimo corrispondente a tre differenti meccanismi di collasso:

1. Snervamento dei tirante

$$T_1 = A_{catena} \cdot f_{yd}$$

2. Punzonamento della muratura, che considerando un capo chiave rettangolare è pari a:

$$T_2 = \min \left\{ 2 \cdot f_{ctd} \cdot (a + b + 2t) \cdot t ; f_{vd0} \cdot 2\sqrt{2} (a + b + 2t) + 0.4 \cdot \sigma_0 \cdot t (a + t) \right\}$$

3. Penetrazione ancoraggio per eccesso di pressione sulla muratura

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b$$

Le catene del diametro di 20mm sono costituite in acciaio S275, con dei capochiave quadrati 30x30cm.

$$T_1 = A_{catena} \cdot f_{yd} = 8228 \text{ kg}$$

$$T_2 = \min \left\{ 2 \cdot f_{ctd} \cdot (a + b + 2t) \cdot t ; f_{vd0} \cdot 2\sqrt{2} (a + b + 2t) + 0.4 \cdot \sigma_0 \cdot t (a + t) \right\} = 2060 \text{ kg}$$

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b = \frac{f_m}{2 \cdot FC} \cdot a \cdot b = 12000 \text{ kg}$$

Si ottiene una resistenza massima dovuta a crisi per punzonamento della muratura pari a 2060kg di molto superiore al tiro di 375kg necessario per evitare il ribaltamento della parete.

**La verifica risulta essere soddisfatta.**

## CONCLUSIONE DELLO STUDIO DEI FENOMENI LOCALI

A conclusione dello studio eseguito sui fenomeni di ribaltamento dei maschi murari in condizioni di progetto, indicati nella Figura 14, si ottiene un **fattore di sicurezza minimo, in termini di accelerazione, di 1.00**.

ID	Parete	Tipo di meccanismo	SDF	PROGETTO
			$f_{a,SLV}$	$f_{a,SLV}$
1.1	EST	Ribaltamento parete piano primo	0.49	>1.00
1.2	EST	Ribaltamento intera parete	0.46	1.00
2.1	NORD-SUD	Ribaltamento parete sottotetto	0.75	-
2.2	NORD-SUD	Ribaltamento parete piano primo e sottotetto	0.38	>1.00
2.3	NORD-SUD	Ribaltamento semplice intera parete	0.33	>1.00

## 7.6 MECCANISMI DI SECONDO MODO – ANALISI GLOBALE

Si effettua **un'analisi statica non lineare del fabbricato (pushover)**, seguendo le modalità prescritte dalle NTC del 2008 al paragrafo 7.8.1.5. Per gli edifici in muratura il metodo prevede unicamente una verifica del comportamento globale del fabbricato e non le verifiche dei singoli elementi (pannelli murari resistenti) caricati nel proprio piano, sia allo stato limite di salvaguardia della vita che allo stato limite di danno.

Attraverso il programma a macroelementi "3MURI" si effettua un confronto tra la capacità di spostamento ultima della costruzione e la domanda di spostamento corrispondente al sisma di progetto secondo la modalità generale di analisi descritta al punto 7.3.4.1. delle NTC del 2008.

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza viene effettuata controllando il rapporto tra lo spostamento di domanda sismica e la capacità di spostamento della struttura individuata dal valore minimo tra lo spostamento corrispondente alla forza massima e quello corrispondente al raggiungimento del limite di spostamento di interpiano fissato dalla norma, che nella verifica allo SLV, qualora si esegua l'analisi non lineare, lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello sarà assunto pari a 0.4% dell'altezza del pannello nel caso di rottura a taglio, e pari a 0.6% nel caso di rottura per pressoflessione.

In ogni caso, trattandosi di muratura ordinaria, la verifica si intende soddisfatta nel momento in cui il rapporto tra il taglio alla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema ottenuto dall'analisi non lineare, risultasse inferiore a 3.0.

In Figura 18 si riporta la vista 3D globale del modello ed in Figura 15 il sistema di riferimento globale (GCS) adottato per il modello in oggetto.

Come si osserva dalla Figura 17 e Figura 18 il modello è stato realizzato tenendo in considerazione anche le aperture che sono state oggetto di chiusura nell'ambito dell'intervento di ristrutturazione del 1994. Tale scelta, adottata anche nella precedente analisi di vulnerabilità sismica è determinata dall'incertezza sulla qualità delle chiusure eseguite. Contestualizzando l'intervento risulta difficile o comunque improbabile che sia state eseguite delle chiusure con degli ammorsamenti efficaci.

Pertanto a favore di sicurezza si considera anche le aperture antecedenti al 1994.

In Figura 17, Figura 18 e Figura 19 si possono osservare gli interventi di progetto, con particolare riferimento al cordolo in corrispondenza della solaio di copertura.

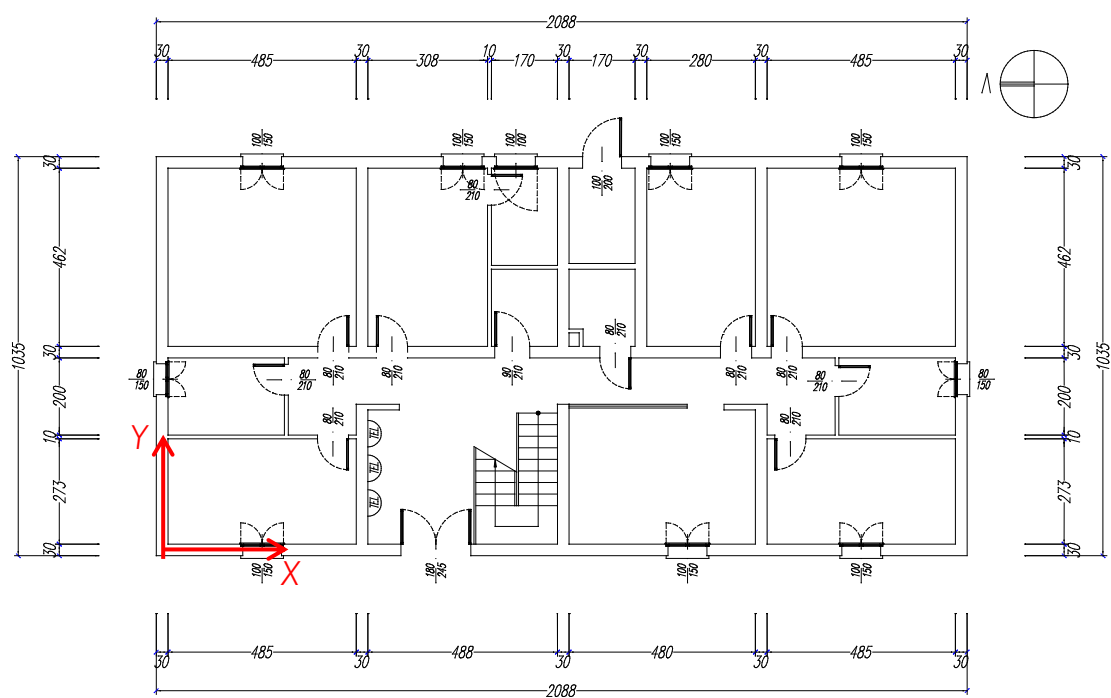


Figura 15: Sistema di riferimento globale adottato. GCS.

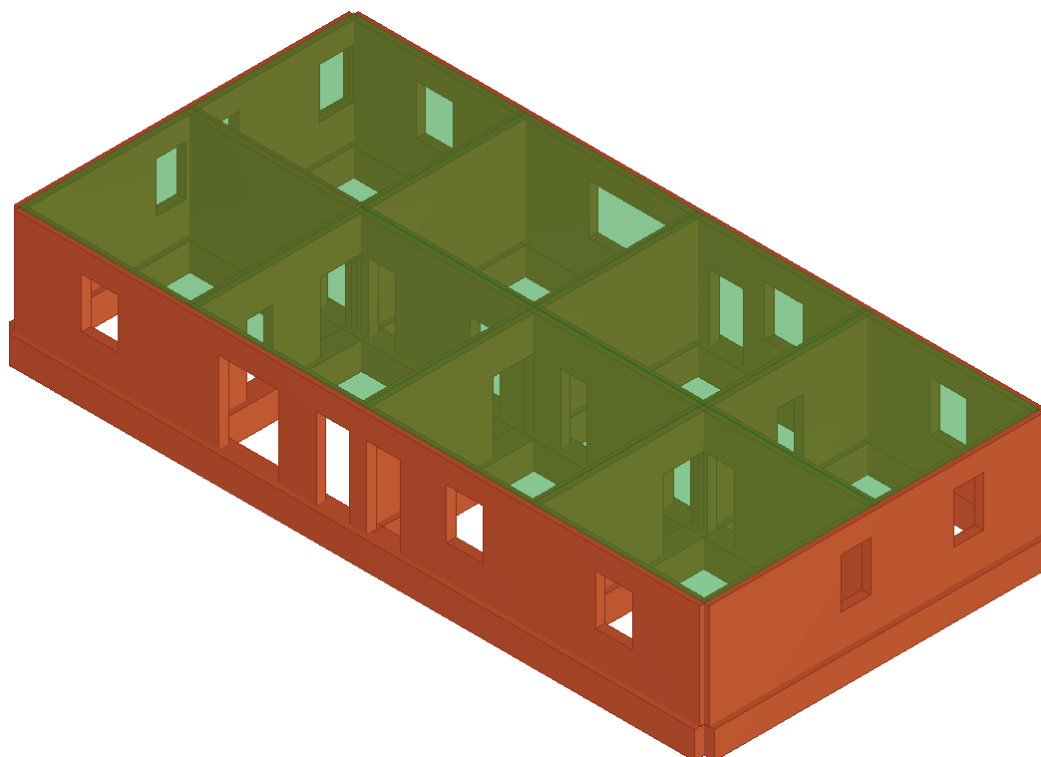


Figura 16: Vista 3D del modello in ambiente 3 Muri. Primo Livello

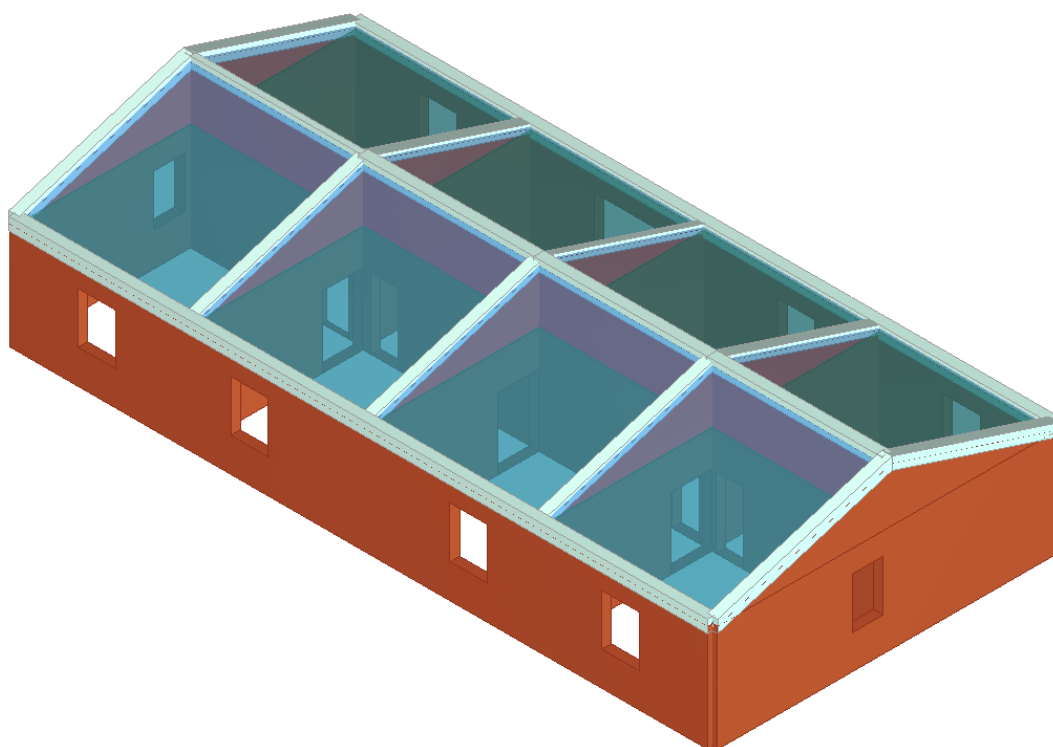


Figura 17: Vista 3D del modello in ambiente 3 Muri. Secondo Livello

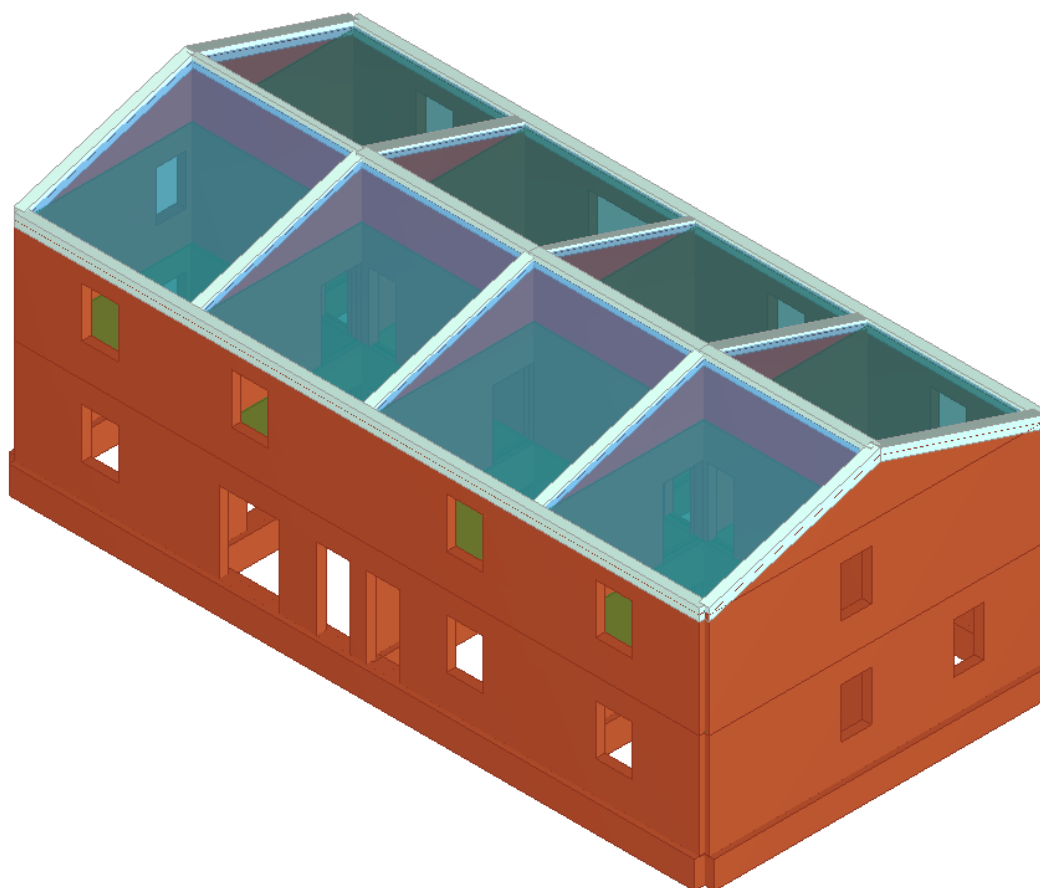


Figura 18: Vista 3D del modello in ambiente 3 Muri. Globale

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa SLV	Alfa SLD	Alfa SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	0,53	0,91	1,30	0,13	0,68	0,11	0,68	1,38	3,39	4,28
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	0,60	0,99	1,35	0,15	0,89	0,12	0,89	1,36	3,74	4,76
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	0,52	0,87	1,27	0,13	0,52	0,11	0,52	1,35	2,96	3,70
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	0,61	1,04	1,34	0,15	0,80	0,12	0,80	1,39	3,46	4,38
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	0,67	1,24	1,43	0,16	0,60	0,13	0,60	1,51	2,78	3,48
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	0,82	1,04	1,69	0,18	0,69	0,15	0,69	1,18	2,63	3,32
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	0,56	0,85	1,27	0,14	0,57	0,12	0,57	1,26	2,98	3,72
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	0,67	0,90	1,29	0,17	0,79	0,14	0,79	1,19	3,27	4,11
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	50,25	0,51	0,93	1,27	0,13	0,84	0,10	0,84	1,42	3,91	4,97
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-50,25	0,54	0,84	1,32	0,13	0,66	0,11	0,66	1,30	3,32	4,19
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	50,25	0,60	1,03	1,34	0,15	0,93	0,12	0,93	1,40	3,84	4,89
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-50,25	0,61	1,05	1,36	0,15	0,83	0,12	0,83	1,41	3,56	4,52
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	50,25	0,51	0,94	1,27	0,13	0,83	0,10	0,83	1,43	3,87	4,92
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-50,25	0,52	0,86	1,28	0,13	0,57	0,11	0,57	1,34	3,10	3,88
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	50,25	0,61	1,16	1,33	0,15	0,86	0,12	0,86	1,50	3,64	4,62
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-50,25	0,62	0,97	1,34	0,15	0,74	0,12	0,74	1,33	3,29	4,15
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	125,42	0,66	0,49	1,44	0,15	0,49	0,13	0,49	0,85	2,51	3,12
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-125,42	0,70	1,14	1,58	0,15	0,50	0,13	0,50	1,39	2,42	3,02
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	125,42	0,80	0,58	1,66	0,18	0,58	0,15	0,58	0,82	2,41	3,02
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-125,42	0,86	1,00	1,87	0,18	0,54	0,15	0,54	1,11	2,17	2,72
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	125,42	0,59	0,64	1,35	0,14	0,53	0,12	0,53	1,04	2,80	3,49
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-125,42	0,61	0,63	1,37	0,14	0,53	0,12	0,53	1,02	2,74	3,42
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	125,42	0,69	0,69	1,40	0,17	0,58	0,14	0,58	0,99	2,66	3,32
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-125,42	0,71	0,68	1,42	0,17	0,57	0,14	0,57	0,97	2,60	3,24

**Legenda colori**

Verificato

Non verificato

Non converge a p.p.

Analisi più gravosa

Figura 19: Risultato dell'analisi statica non lineare.

In Figura 20 si riporta lo stato della struttura a rottura con riferimento all'analisi più gravosa in direzione X (COMB 10), mentre in Figura 21 con riferimento all'analisi più gravosa in direzione Y (COMB 19).

Fra le due combinazioni più gravose nelle due direzioni principali, quella che ha un fattore di sicurezza minimo corrisponde allo spostamento in direzione Y. Si ottiene un fattore di sicurezza dell' 80% nei confronti dell'azione sismica di progetto.

In allegato C si riportano i risultati esaustivi estrapolati dal software 3MURI.

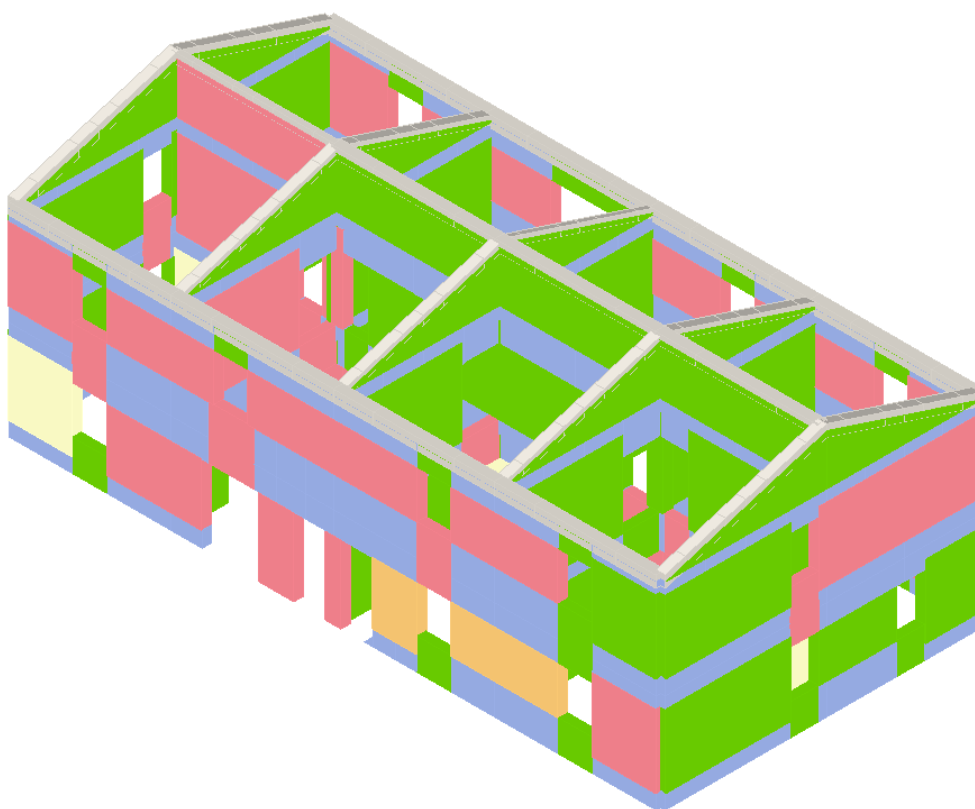


Figura 20: Modello a rottura per la COMB 10. (DX)

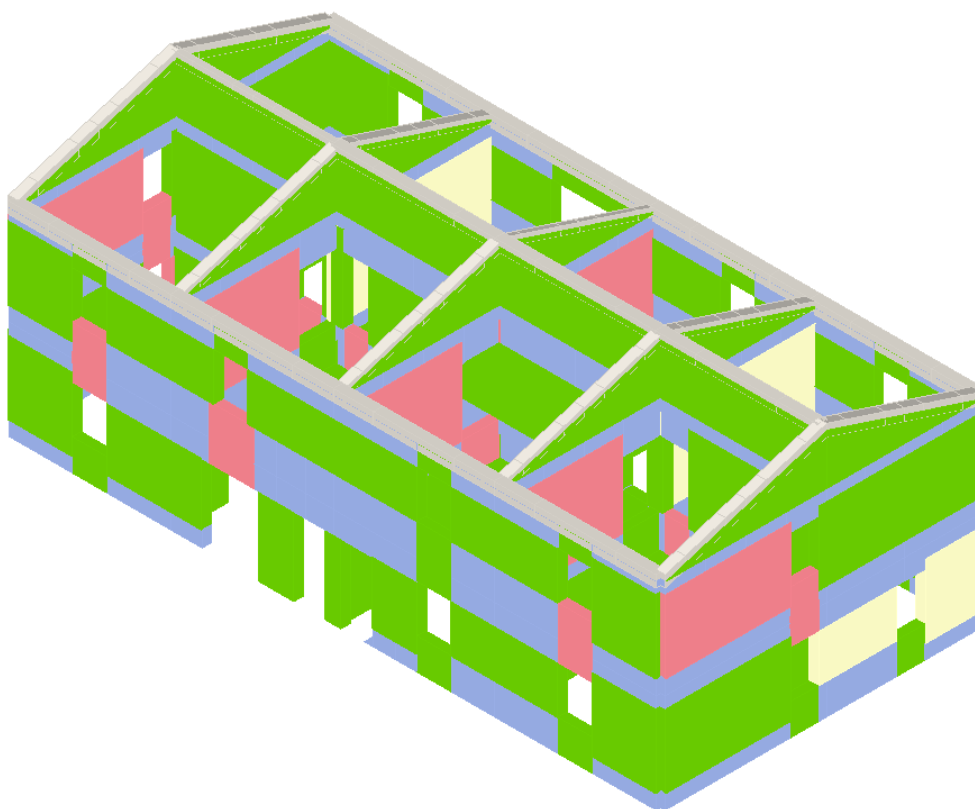


Figura 21: Modello a rottura per la COMB 19. (DY)

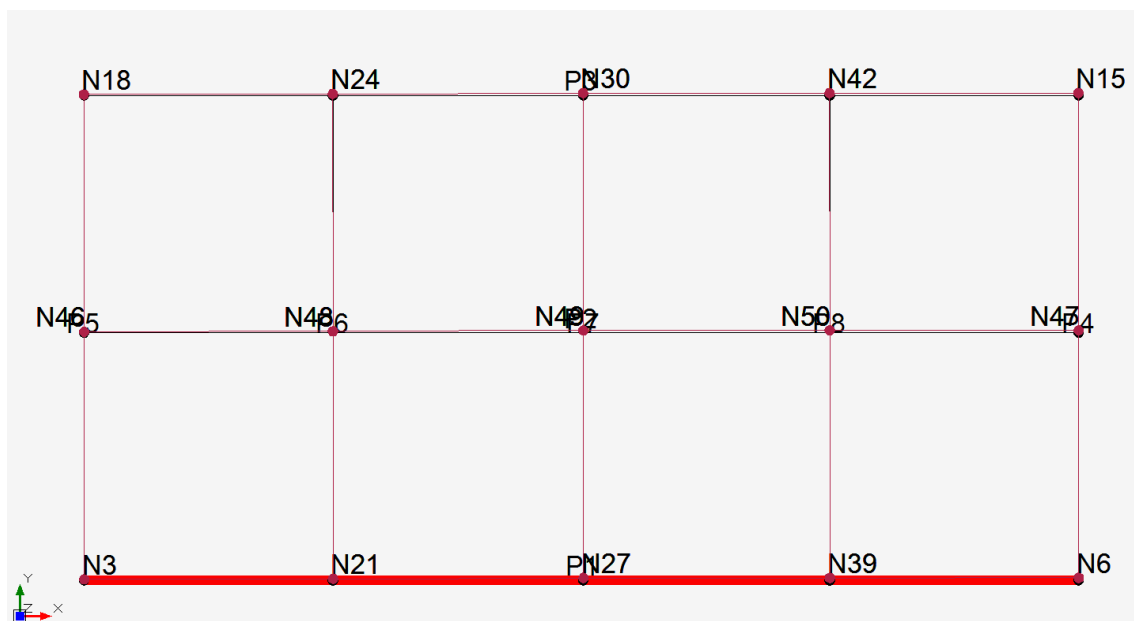


Figura 22: Pianta del fabbricato. In evidenza la parete 1, in direzione X.

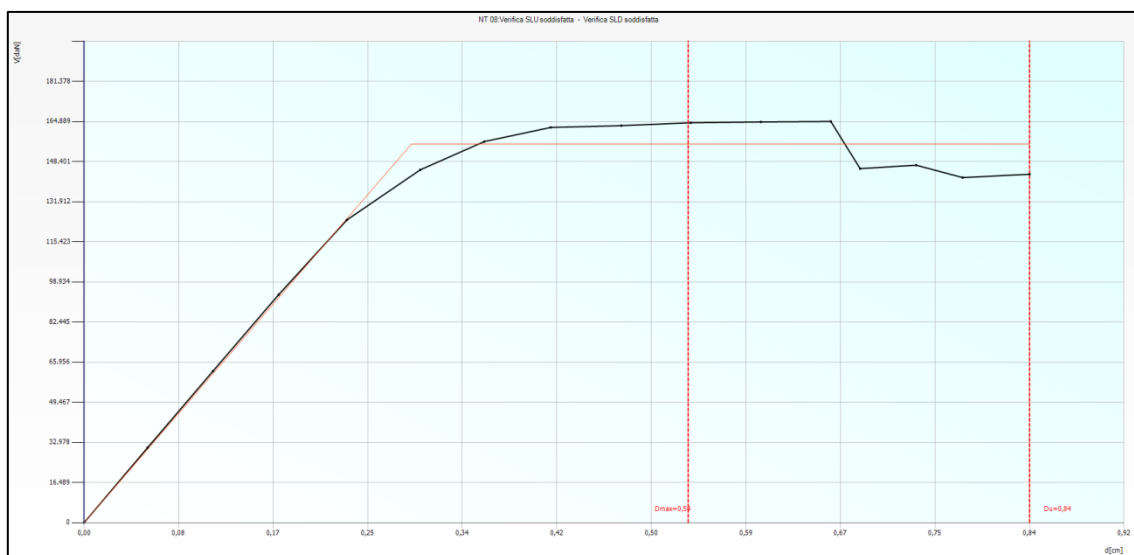


Figura 23: Curva forza-spostamento del fabbricato COMB 10. (DX)



Figura 24: PARETE 1 – stato dei pannelli in corrispondenza dello spostamento ultimo del fabbricato.



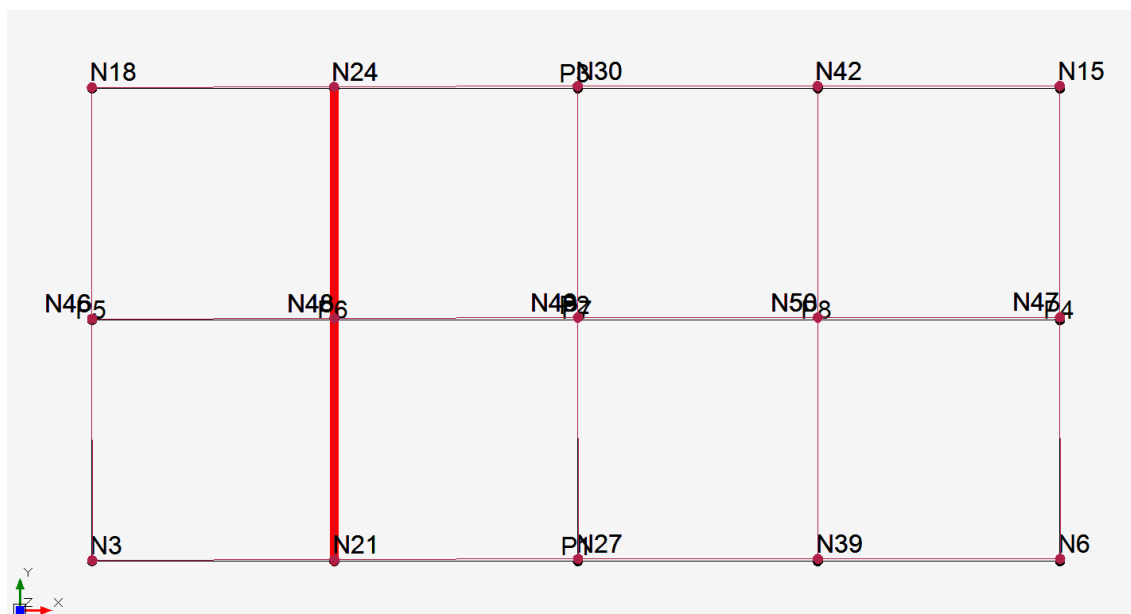


Figura 25: Pianta del fabbricato. In evidenza la parete 6, in direzione Y.

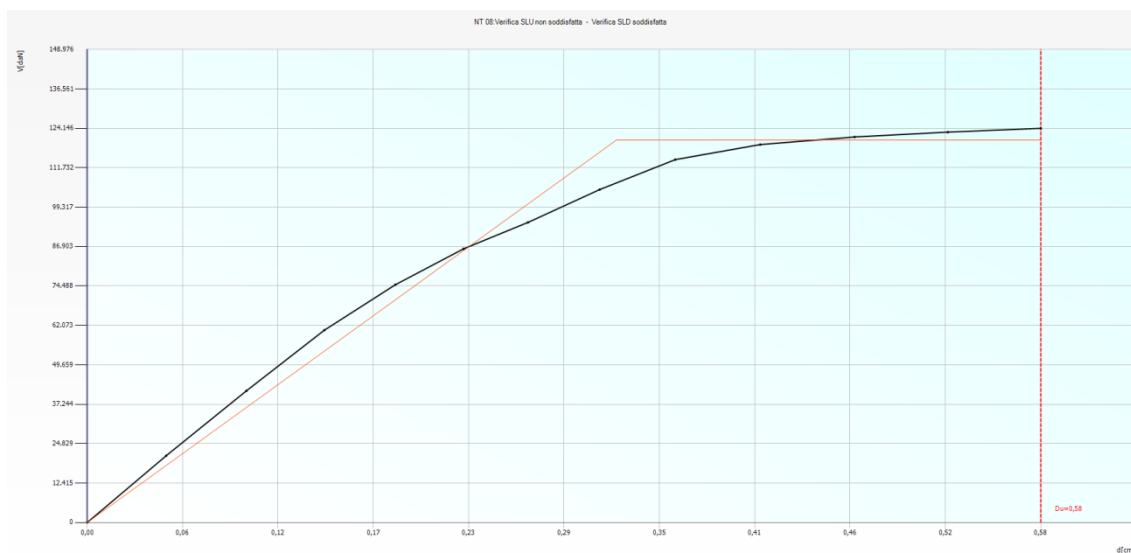


Figura 26: Curva forza-spostamento del fabbricato COMB 19. (DY)

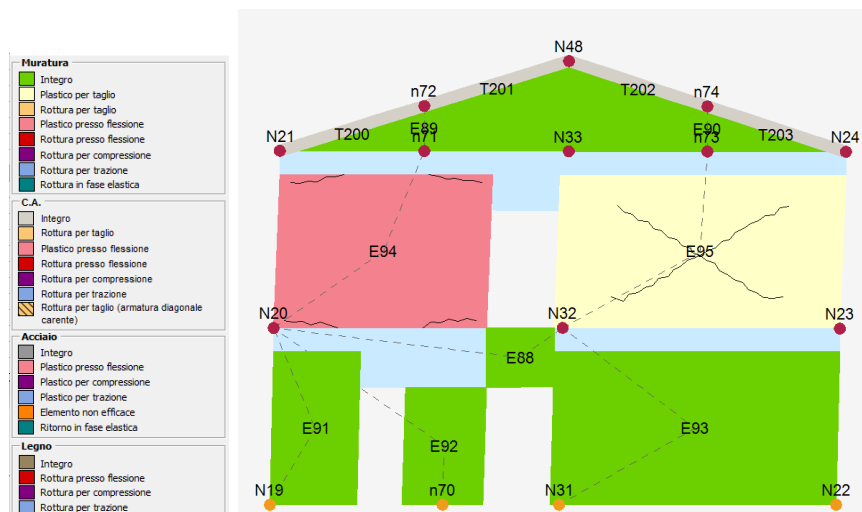


Figura 27: PARETE 6 – stato dei pannelli in corrispondenza dello spostamento ultimo del fabbricato.

**Verifiche**

**NT 08 - Verifica SLV**

Dmax 0,54 [cm] <= Du 0,84 [cm]  
q\* 1,32 <= 3 Du/Dmax 1,56  
La verifica è soddisfatta

**NT 08 - Verifica SLD**

Dmax 0,13 [cm] <= Dd 0,66 [cm]  
La verifica è soddisfatta  
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

**NT 08 - Verifica SLO**

Dmax 0,11 [cm] <= Do 0,66 [cm]  
La verifica è soddisfatta

**Vulnerabilità Sismica**

	TR C	TR D	$\alpha$ TR	PGA C [m/s <sup>2</sup> ]	PGA D [m/s <sup>2</sup> ]	$\alpha$ PGA
SLV	979	475	2,061	1,64	1,26	1,300
SLD	629	50	12,580	1,46	0,44	3,319
SLO	629	30	20,967	1,49	0,35	4,186

☒ Mostra PGA su roccia [Dettagli ...](#)

**Parametri di Analisi**

T\* 0,167 [s]  $\Gamma$  1,10  
M\* 379.050,02 [kg] F\*y 141.536 [daN]  
w 517.441,19 [kg] d\*y 0,26 [cm]  
d\*u 0,76 [cm]

**Analisi**

Normativa NT 08  
Carico sismico Masse  
Direzione sisma + Ux  
Nodo controllo 36  
Media nodi di livello 2  
Eccentricità -50,25  
Versione 2.0.20 - Cod. 4

**Modello**

Nome 7281\_ForesteriaCUS\_PRG  
Pareti 8  
Livelli 2  
Nodi 3D 50  
Nodi 2D 32  
Materiali 4  
Elementi 112  
Travi 33  
Pilastri 0  
Vincoli 22  
Setti travi 0  
Setti pareti 0

[Esci](#) [?](#)

Figura 28: Dettagli VERIFICA COMBINAZIONE 10

**Verifiche**

**NT 08 - Verifica SLV**

Dmax 0,80 [cm] > Du 0,58 [cm]  
q\* 1,66 <= 3 Du/Dmax 0,73  
**La verifica NON è soddisfatta**

**NT 08 - Verifica SLD**

Dmax 0,18 [cm] <= Dd 0,58 [cm]  
La verifica è soddisfatta  
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

**NT 08 - Verifica SLO**

Dmax 0,15 [cm] <= Do 0,58 [cm]  
La verifica è soddisfatta

**Vulnerabilità Sismica**

	TR C	TR D	$\alpha$ TR	PGA C [m/s <sup>2</sup> ]	PGA D [m/s <sup>2</sup> ]	$\alpha$ PGA
SLV	288	475	0,606	1,03	1,26	0,816
SLD	288	50	5,760	1,06	0,44	2,410
SLO	288	30	9,600	1,07	0,35	3,021

☒ Mostra PGA su roccia [Dettagli ...](#)

**Parametri di Analisi**

T\* 0,195 [s]  $\Gamma$  1,13  
M\* 358.575,87 [kg] F\*y 106.555 [daN]  
w 517.441,19 [kg] d\*y 0,29 [cm]  
d\*u 0,51 [cm]

**Analisi**

Normativa NT 08  
Carico sismico 1° modo di  
Direzione sisma + Uy  
Nodo controllo 36  
Media nodi di livello 2  
Eccentricità 125,41570  
Versione 2.0.20 - Cod. 4

**Modello**

Nome 7281\_ForesteriaCUS\_PRG  
Pareti 8  
Livelli 2  
Nodi 3D 50  
Nodi 2D 32  
Materiali 4  
Elementi 112  
Travi 33  
Pilastri 0  
Vincoli 22  
Setti travi 0  
Setti pareti 0

[Esci](#) [?](#)

Figura 29: Dettagli VERIFICA COMBINAZIONE 19

## CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE SULLA VERIFICA GLOBALE DEL FABBRICATO

Come si osserva dalle analisi sopra riportate il fabbricato a seguito degli interventi di progetto ha raggiunto un livello di sicurezza pari all'80%.

Si vuole sottolineare come nell'analisi di Vulnerabilità a seguito della verifica globale del fabbricato veniva raggiunto un livello di sicurezza del 100%. La differenza della risposta sismica del fabbricato si ha da ricercare nel complessivo aumento di rigidezza della struttura, a causa dell'aumento dello spessore dei muri, al piano primo e sottotetto, della realizzazione di un solaio di copertura con una certa rigidezza e di un cordolo di copertura collegato a tutti i maschi murari. Tale aumento di rigidezza porta ad un incremento dell'azione sismica e quindi si ha la crisi per rottura di alcuni maschi murari ed il conseguente minor spostamento globale del fabbricato.

Si vuole sottolineare come il modello della relazione di vulnerabilità aveva un significato qualitativo piuttosto che quantitativo, poiché era affetto da numerose incertezze (ammorsamento dei maschi murari, stabilità delle travi di copertura) tutte evidenziate nell'apposito capitolo relativo alle vulnerabilità non valutabili analiticamente.

Il risultato ottenuto nella presente relazione risulta essere invece quantitativo e veramente rappresentativo della struttura perché il fabbricato è oggetto di interventi che avvicinano molto il fabbricato reale al fabbricato modellato. Sono infatti state rimosse tutte quelle incertezze non valutabili analiticamente che "sporcano" lo studio dell'edificio stesso.

## 8. CONCLUSIONI

### CONCLUSIONI IN AMBITO STATICO

Il fabbricato in oggetto in ambito statico non presenta particolari carenze.

### CONCLUSIONI IN AMBITO SISMICO

Come evidenziato nell'analisi di vulnerabilità sismica la struttura che in pianta si presenta con una forma regolare e formata da maglie pressoché quadrate.

Gli interventi di progetto sono mirati ad eliminare le principali carenze evidenziate nella relazione di vulnerabilità sismica del fabbricato.

Come si evince dalla relazione geotecnica del dott. Mucchi in caso di evento sismico con magnitudo superiore a 6.14 sono previsti dei cedimenti di 2.7cm causati da un tratto sabbioso superficiale. Si ritiene che tale fenomeno possa svilupparsi con tempistiche non immediatamente successive all'evento sismico e pertanto senza poter pregiudicare l'incolumità delle persone presenti all'interno del fabbricato.

Si ritiene necessario, in caso di evento sismico rilevante, attivare un sistema di monitoraggio atto a verificare eventuali assestamenti dell'immobile.

A conclusione di quanto sopra esposto, a seguito degli interventi di miglioramento sismico di progetto il fabbricato giunge ad un fattore di sicurezza dell' 80 % nei confronti dell'azione sismica determinata come indicato nelle NTC del 2008.



TECNICI:

Ing. Francesco Pirani

COLLABORATORE:

Ing. Matteo Vincenzi

## ALLEGATO A

AFFIDABILITA' DEL FOGLIO DI CALCOLO UTILIZZATO PER LA VERIFICA A RIBALTAMENTO  
DELLE PARETI MURARIE.

## Analisi Cinematica Lineare NTC 2008

## Analisi Cinematica Non Lineare NTC 2008

Comune di: FERRARA  
Committente: UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FERRARA  
Lavori di:

Indirizzo lavori:  
Progettista:  
Oggetto: verifica del meccanismo di collasso di  
Data: 31/08/2016  
Revisione: 0

### Affidabilità del Foglio di Calcolo ai sensi del par. 10.2 del D.M. 14.01.2008

#### Tipo di analisi svolta:

analisi cinematica lineare dei meccanismi di collasso così come definita al paragrafo C8A.4 della Circolare Min. Infr. n. 617 del 2009

#### Metodo di risoluzione adottato:

- equazioni di equilibrio alla rotazione per i meccanismi di ribaltamento
- Principio dei Lavori Virtuali per i meccanismi di presoflessione

#### Combinazioni di carico adottate:

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA:  $G1k+G2k+\psi 02 \cdot Qk$

#### Origine e caratteristiche del foglio di calcolo:

Foglio di calcolo manuale di cui si sono controllati i risultati  
Foglio che gira su Office Excel v. 2007

#### Affidabilità:

Di seguito si riporta la sintesi di alcuni test svolti sul foglio di calcolo e tratti da test sullo stesso argomento

Lo svolgimento completo dei test è riportato in appositi files. I test sono totalmente riproducibili con qualsiasi altro mezzo di calcolo a partire dai dati di input riportati nei files citati

#### Esempio 1

Affidabilità risultati. Confronto con "verifica a ribaltamento di una parete a doppia altezza trattenuta da tiranti" di A. Giuffrè su Sicurezza e conservazione dei centri storici in area sismica. Ortigia. Pag. 181.

Confronto condotto sui moltiplicatori Alfa perchè all'epoca della pubblicazione di Ortigia non c'erano le NTC.

Si ripercorre la verifica allo stato attuale in assenza di tiranti.

Ribaltamento livelli 1+2: Giuffrè:  $C = 0,089$       Foglio Excel:  $\text{Alfa}0 = 0,0887$

Ribaltamento livello 2: Giuffrè:  $C = 0,136$       Foglio Excel:  $\text{Alfa}0 = 0,136$

### **Esempio 2**

Affidabilità risultati. Confronto con "verifica a ribaltamento di una parete a doppia altezza trattenuta da tiranti" di A. Giuffrè su Sicurezza e conservazione dei centri storici in area sismica. Ortigia. Pag. 181.

Confronto condotto sui moltiplicatori Alfa perchè all'epoca della pubblicazione di Ortigia non c'erano le NTC.

Si ripercorre la verifica allo stato di progetto con presenza di tiranti

Ribaltamento livelli 1+2: Giuffrè:  $C = 0,25$  Foglio Excel:  $\text{Alfa0} = 0,25$

Ribaltamento livello 2: Giuffrè:  $C = 0,25$  Foglio Excel:  $\text{Alfa0} = 0,25$

### **Esempio 3**

Affidabilità risultati. Confronto con "verifica a ribaltamento di una parete a doppia altezza trattenuta da tiranti" di A. Giuffrè su Sicurezza e conservazione dei centri storici in area sismica. Ortigia. Pag. 206.

Confronto condotto sui moltiplicatori Alfa perchè all'epoca della pubblicazione di Ortigia non c'erano le NTC.

Si ripercorre la verifica allo stato attuale: ribaltamento senza tiranti e la verifica a pressoflessione allo stato di progetto supponendo i tiranti efficaci come vincolo

Ribaltamento livelli 1+2: Giuffrè:  $C = 0,068$  Foglio Excel:  $\text{Alfa0} = 0,069$

Ribaltamento livello 2: Giuffrè:  $C = 0,103$  Foglio Excel:  $\text{Alfa0} = 0,103$

Pressoflessione: Giuffrè:  $C > 0,33$  Foglio Excel:  $\text{Alfa0} = 0,351$

### **Esempio 4**

Affidabilità risultati. Confronto con "La prevenzione. Studio sulla vulnerabilità sismica di un centro storico attraverso l'utilizzo di un database georeferenziato. Città di Castello" di A. Borri, A. Avorio.

Confronto condotto sui moltiplicatori Alfa perchè all'epoca della pubblicazione citata non c'erano le NTC.

Si ripercorrono le due verifiche a pag. 57 e 62 della pubblicazione citata allo scopo di valutare l'esattezza delle formule per le spinte inserite nel presente foglio di calcolo.

Ribaltamento liv. 1+2+3: Borri/Avorio:  $C = 0,06$  Foglio Excel:  $\text{Alfa0} = 0,063$

Pressoflessione: Borri/Avorio:  $C = 0,48$  Foglio Excel:  $\text{Alfa0} = 0,481$

### **Esempio 5**

Affidabilità risultati. Confronto con "Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in muratura con tiranti" di ReLUIS, a cura di M. Munari, G. Bettiol, F. da Porto, L. Milano, C. Modena.

Si considera la revisione del luglio 2010 ad opera degli stessi autori che corregge alcuni errori commessi nella versione originaria.

Si valuteranno alcuni risultati parziali del foglio di calcolo e le accelerazioni valutate per le verifiche con le NTC 2008 allo stato attuale (ribaltamento di due livelli a quota 3.3 dal suolo)

Ribaltamento liv. 2+3: Reluis:  $\text{Alfa0} = 0,066$  Foglio Excel:  $\text{Alfa0} = 0,066$

Ribaltamento liv. 2+3: Reluis:  $a^*0 = 0,584 \text{ m/sec}^2$  Foglio Excel:  $a^*0 = 0,585 \text{ m/sec}^2$

Arretramento cerniera: ReLUIS:  $0,051 \text{ m}$  Foglio Excel:  $0,051 \text{ m}$

## ALLEGATO B

### TABULATI DI CALCOLO VERIFICA A RIBALTAMENTO

#### PARETE 1 (EST) – MECCANISMO 1 – Espulsione parete al primo piano

##### Analisi Cinematica Lineare NTC 2008

##### Espulsione di un generico livello

##### Geometria della parete

Larghezza pareti: striscia larga 1 metro

Spessore parete	t	(m)	0.28
Altezza parete	h	(m)	3
Peso spec. Muratura	gi	(kg/m <sup>3</sup> )	1800
Altezza blocco sup parete	hsup	(m)	1.5
Altezza blocco inf parete	hinf	(m)	1.5
Controllo ipotesi $h_v > h_{inf}$	Assenza di volta		

##### Carichi e spinte agenti sulle pareti

Peso solaio	Ps	(kg)	0
Peso piano superiore	N	(kg)	265
Peso volta	Pv	(kg)	0
Spinta statica volta	Sv	(kg)	0
Peso totale parete	P	(kg)	1512
Peso blocco sup parete	Psup	(kg)	756
Peso blocco inf parete	Pinf	(kg)	756

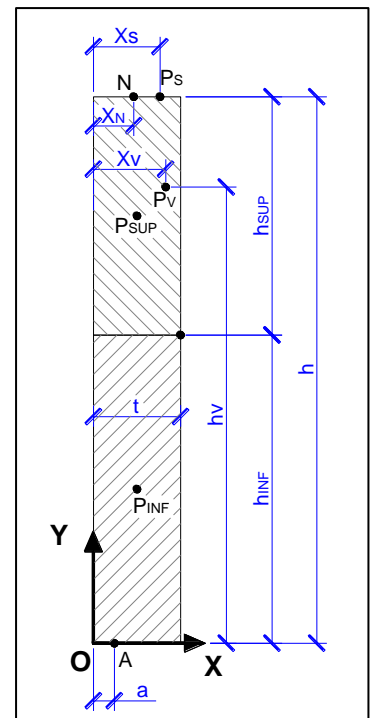
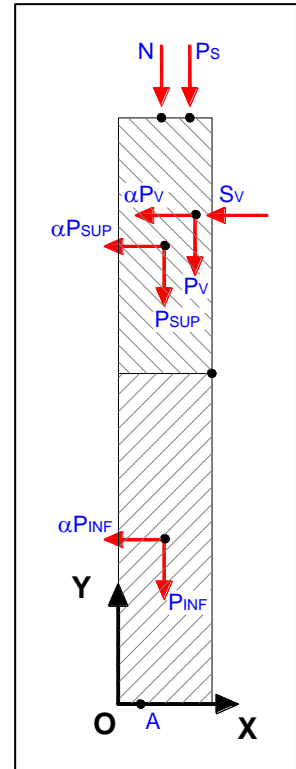
##### Coordinate (X,Y) dei punti di applicazione delle forze

##### Solai e volte

Solaio - X	Xs	(m)	0
Solaio - Y	h	(m)	3
Volta - X	Xv	(m)	0
Volta - Y	hv	(m)	0
Carico dal piano superiore - X	XN	(m)	0.14

##### Calcolo arretramento cerniera inferiore

Resist comprex media muratura	fm	(N/cm <sup>2</sup> )	320
Fattore sicurezza materiale muratura	gm	(adim)	2
Fattore di Confidenza	FC	(adim)	1.2
Resist comprex di progetto muratura	fd	(kg/cm <sup>2</sup> )	133.3333
Larghezza sezione della cerniera		(m)	1
Peso totale coinvolto		(kg)	1777
Arretramento cerniera A (teorico)	a	(m)	0.008885





Arretramento cerniera A (di calcolo)      a      (m)      0.008885

#### Dati su sito ed edificio

Fattore di struttura	q	adim.	2
Altezza edificio	H	ml	6
Numero piani	N	adim.	2
Coefficiente topo-stratigrafico	S	adim.	1.5
Altezza meccanismo	Z	(m)	3

Spettro elastico (T=T1)	Se(T <sub>1</sub> )	(g)	0.496
Coefficiente partec. modale	g	(adim)	1.2
Accelerazione di sito (suolo: A, T1)	a <sub>g</sub>	(g)	0.127

#### Risultati

Lavoro virtuale forze sismiche	L <sub>sism</sub>	(kg m)	1134 x α
Lavoro virtuale resistente	L <sub>res</sub>	(kg m)	-518.871
Lavoro virtuale spinta volta	L <sub>volta</sub>	(kg m)	0

Moltiplicatore attivazione      α<sub>0</sub>      (-)      0.458

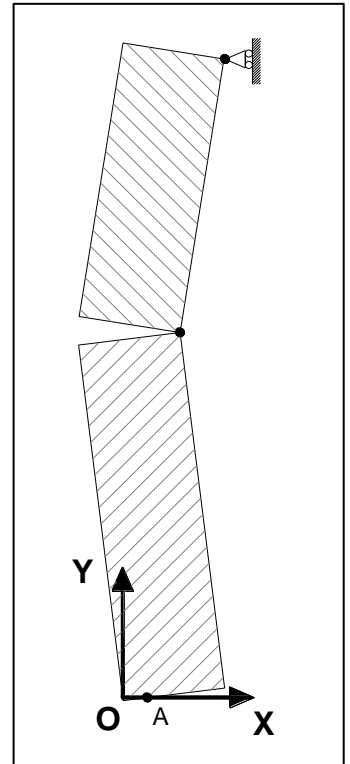
#### Massa partecipante e accelerazione di attivazione

Elemento	Peso Pi	Spost. virtuale dxi	Pi dxi	Pi dxi <sup>2</sup>
Blocco sup parete	756	0.75	567	425.25
Blocco inf parete	756	0.75	567	425.25
Massa inerziale volta	0	3	0	0
<b>Totali:</b>			1134	850.5

Massa partecipante x g	M x g	(kg)	1512
Altezza meccanismo	Z	(m)	3
Fattore di partecipazione	e*	-	1

Accelerazione di attivazione      α\*0      (g)      0.381

Accelerazione di attivazione      α\*0      (m/sec<sup>2</sup>)      3.741



#### Verifica SLV con accelerazione al suolo (m/sec<sup>2</sup>)

$$\frac{a_g (P_{vr}) S}{q} = 0.09525 \quad \text{vs} \quad 0.381 = a_0^* \quad 4.00$$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota (m/sec<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} S_e(T_1) &= 0.496 \\ \gamma(Z) &= 0.50 \\ \text{Gamma} &= 1.20 \\ q &= 2 \end{aligned}$$

$$\frac{S_e(T_1) \gamma(Z)}{q} = 0.149 \quad \text{vs} \quad 0.381 = a_0^* \quad 2.56$$

Verifica SODDISFATTA

## PARETE 1 (EST) – MECCANISMO 2 – Ribaltamento intera parete

### Analisi Cinematica Lineare NTC 2008

Meccanismo di ribaltamento di parete (altezza totale fino a 3 livelli)

Ribaltamento degli ultimi due livelli

#### Arretramento cerniera A2

Resist compres di progetto muratura	fd2	(N/cm <sup>2</sup> )	133.3333
Larghezza sezione della cerniera		(m)	1
Peso totale coinvolto		(kg)	3024
Arretramento cerniera A2 (teorico)	a2	(m)	0.01512
Arretramento cerniera A2 (di calcolo)	a2	(m)	0.01512

#### Momenti ribaltanti e stabilizzanti e moltiplicatore di attivazione

Momento ribaltante sismico	Mr sisma	(kgm)	9072	x $\alpha_0$
Momento ribaltante spinta statica	Mr spinta	(kgm)	0	
Momento stabilizzante pesi	Ms pesi	(kgm)	377.6371	
Momento stabilizzante incatenam.	Ms incat.	(kgm)	450	

**Moltiplicatore attivazione**                       $\alpha_0$                       (-)                      0.091

#### Dati relativi all'oscillatore ad 1DOF equivalente

Elemento	Peso Pi	Spost. virtuale dxi	Pi dxi	Pi dxi <sup>2</sup>
Parete Liv. 3	1512	4.5	6804	30618
Solaio Liv. 3	0	6	0	0
Parete Liv. 2	1512	1.5	2268	3402
Solaio Liv. 2	0	3	0	0
<b>Totali:</b>			9072	34020

Massa partecipante x g	M x g	(kg)	2419.2
Altezza meccanismo	Z	(m)	0
Fattore di partecipazione	e*	-	0.8

**Accelerazione di attivazione**                       $\alpha^*0$                       (g)                      0.095

Accelerazione di attivazione                       $\alpha^*0$                       (m/sec<sup>2</sup>)                      0.932

Verifica SLV con accelerazione al suolo (m/sec<sup>2</sup>)

$$\frac{a_g(P_{vr})S}{q} = \underset{(g)}{0.095} \quad \text{vs} \quad \underset{(g)}{0.095} = a_0^* \quad \begin{matrix} \text{FS} \\ 1.00 \end{matrix}$$

Verifica NON SODDISFATTA

## PARETE 2 (NORD-SUD) – MECCANISMO 2 – Ribaltamento parete piano primo e sottotetto

### Analisi Cinematica Lineare NTC 2008

#### Espulsione di un generico livello

#### Geometria della parete

Larghezza pareti: striscia larga 1 metro

Spessore parete	t	(m)	0.28
Altezza parete	h	(m)	3.8
Peso spec. Muratura	gi	(kg/m <sup>3</sup> )	1800
Altezza blocco sup parete	hsup	(m)	1.9
Altezza blocco inf parete	hinf	(m)	1.9
Controllo ipotesi $h_v > h_{inf}$	Assenza di volta		

#### Carichi e spinte agenti sulle pareti

Peso solaio	Ps	(kg)	645
Peso piano superiore	N	(kg)	0
Peso volta	Pv	(kg)	0
Spinta statica volta	Sv	(kg)	0
Peso totale parete	P	(kg)	1915.2
Peso blocco sup parete	Psup	(kg)	957.6
Peso blocco inf parete	Pinf	(kg)	957.6

#### Coordinate (X,Y) dei punti di applicazione delle forze

##### Solai e volte

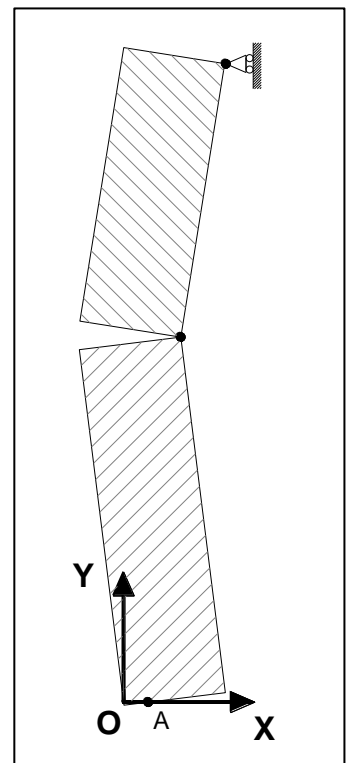
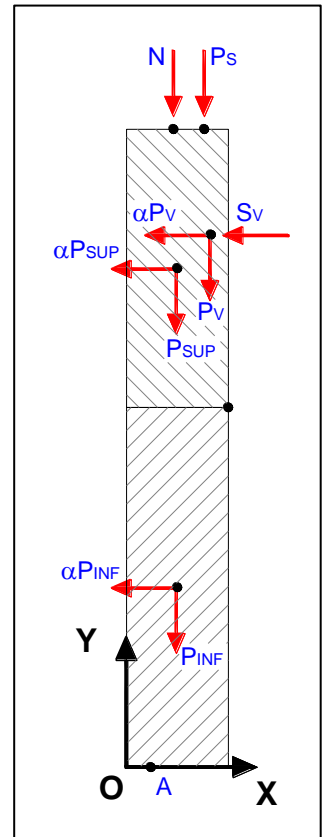
Solaio - X	Xs	(m)	0.14
Solaio - Y	h	(m)	3.8
Volta - X	Xv	(m)	0
Volta - Y	hv	(m)	0
Carico dal piano superiore - X	X <sub>N</sub>	(m)	0

#### Calcolo arretramento cerniera inferiore

Resist comprex media muratura	fm	(N/cm <sup>2</sup> )	320
Fattore sicurezza materiale muratura	gm	(adim)	2
Fattore di Confidenza	FC	(adim)	1.2
Resist comprex di progetto muratura	fd	(kg/cm <sup>2</sup> )	133.3333
Larghezza sezione della cerniera		(m)	1
Peso totale coinvolto		(kg)	2560.2
Arretramento cerniera A (teorico)	a	(m)	0.012801
Arretramento cerniera A (di calcolo)	a	(m)	0.012801

#### Dati su sito ed edificio

Fattore di struttura	q	adim.	2
----------------------	---	-------	---



Altezza edificio	H	ml	6.8
Numero piani	N	adim.	3
Coefficiente topo-stratigrafico	S	adim.	1.5
Altezza meccanismo	Z	(m)	3
Spettro elastico (T=T1)	Se(T <sub>1</sub> )	(g)	0.496
Coefficiente partec. modale	g	(adim)	1.285714
Accelerazione di sito (suolo: A, T1)	a <sub>g</sub>	(g)	0.127

### Risultati

Lavoro virtuale forze sismiche	Lsism	(kg m)	1819.44 x α
Lavoro virtuale resistente	Lres	(kg m)	-774.383
Lavoro virtuale spinta volta	Lvolta	(kg m)	0

**Moltiplicatore attivazione**      **α<sub>0</sub>**      **(-)**      **0.426**

### Massa partecipante e accelerazione di attivazione

Elemento	Peso Pi	Spont. virtuale dxi	Pi dxi	Pi dxi <sup>2</sup>
Blocco sup parete	957.6	0.95	909.72	864.234
Blocco inf parete	957.6	0.95	909.72	864.234
Massa inerziale volta	0	3.8	0	0

**Totali:**      1819.44      1728.468

Massa partecipante x g	M x g	(kg)	1915.2
Altezza meccanismo	Z	(m)	3
Fattore di partecipazione	e*	-	1

**Accelerazione di attivazione**      **α\*0**      **(g)**      **0.355**

Accelerazione di attivazione      α\*0      (m/sec<sup>2</sup>)      **3.479**

### Verifica SLV con accelerazione al suolo (m/sec<sup>2</sup>)

$$\frac{a_g (P_{vr}) S}{q} = 0.09525 \quad \text{vs} \quad 0.355 = a_0^* \quad 3.72$$

**Verifica SODDISFATTA**

Verifica SLV con accelerazione in quota (m/sec<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} S_e(T_1) &= 0.496 \\ \gamma(Z) &= 0.44 \\ \text{Gamma} &= 1.29 \\ q &= 2 \end{aligned}$$

$$\frac{S_e(T_1) \gamma(Z)}{q} = 0.141 \quad \text{vs} \quad 0.355 = a_0^* \quad 2.52$$

## PARETE 2 (NORD-SUD) – MECCANISMO 3 – Ribaltamento intera parete

### Analisi Cinematica Lineare NTC 2008

#### Espulsione di un generico livello

#### Geometria della parete

Larghezza pareti: striscia larga 1 metro

Spessore parete	t	(m)	0.28
Altezza parete	h	(m)	6.8
Peso spec. Muratura	gi	(kg/m <sup>3</sup> )	1800
Altezza blocco sup parete	h <sub>sup</sub>	(m)	3
Altezza blocco inf parete	h <sub>inf</sub>	(m)	3.8
Controllo ipotesi $h_v > h_{inf}$	Assenza di volta		

#### Carichi e spinte agenti sulle pareti

Peso solaio	P <sub>s</sub>	(kg)	1989
Peso piano superiore	N	(kg)	0
Peso volta	P <sub>v</sub>	(kg)	0
Spinta statica volta	S <sub>v</sub>	(kg)	0
Peso totale parete	P	(kg)	3427.2
Peso blocco sup parete	P <sub>sup</sub>	(kg)	1512
Peso blocco inf parete	P <sub>inf</sub>	(kg)	1915.2

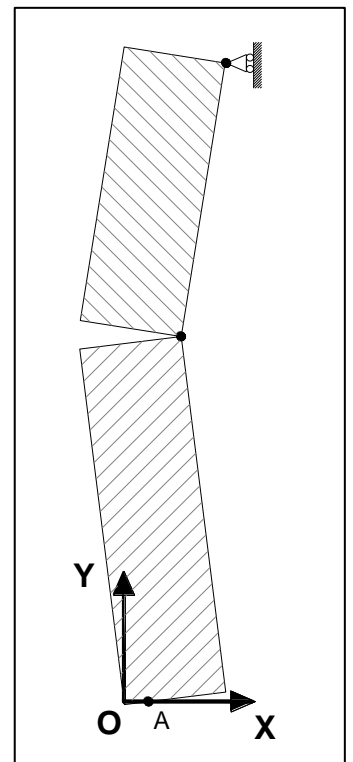
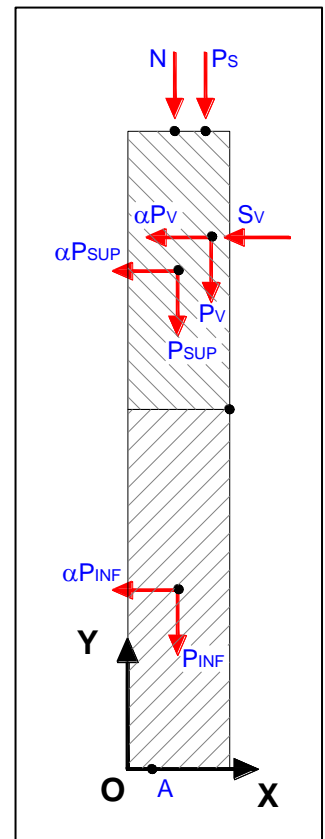
#### Coordinate (X,Y) dei punti di applicazione delle forze

##### Solai e volte

Solaio - X	X <sub>s</sub>	(m)	0.14
Solaio - Y	h	(m)	6.8
Volta - X	X <sub>v</sub>	(m)	0
Volta - Y	h <sub>v</sub>	(m)	0
Carico dal piano superiore - X	X <sub>N</sub>	(m)	0

#### Calcolo arretramento cerniera inferiore

Resist comprex media muratura	f <sub>m</sub>	(N/cm <sup>2</sup> )	320
Fattore sicurezza materiale muratura	g <sub>m</sub>	(adim)	2
Fattore di Confidenza	FC	(adim)	1.2
			133.333
Resist comprex di progetto muratura	f <sub>d</sub>	(kg/cm <sup>2</sup> )	3
Larghezza sezione della cerniera		(m)	1
Peso totale coinvolto		(kg)	5416.2
			0.02708
Arretramento cerniera A (teorico)	a	(m)	1
Arretramento cerniera A (di calcolo)	a	(m)	0.02708
			1





### Dati su sito ed edificio

Fattore di struttura	q	adim.	2
Altezza edificio	H	ml	6.8
Numero piani	N	adim.	3
Coefficiente topo-stratigrafico	S	adim.	1.5
Altezza meccanismo	Z	(m)	3
Spettro elastico (T=T1)	Se(T <sub>1</sub> )	(g)	0.496 1.28571
Coefficiente partec. modale	g	(adim)	4
Accelerazione di sito (suolo: A, T1)	a <sub>g</sub>	(g)	0.127

### Risultati

Lavoro virtuale forze sismiche	Lsism	(kg m)	6511.68 x α
Lavoro virtuale resistente	Lres	(kg m)	-1722.58
Lavoro virtuale spinta volta	Lvolta	(kg m)	0

**Moltiplicatore attivazione**      **α<sub>0</sub>**      **(-)**      **0.265**

### Massa partecipante e accelerazione di attivazione

Elemento	Peso Pi	Spost. virtuale dxi	Pi dxi	Pi dxi <sup>2</sup>
Blocco sup parete	1512	1.9	2872.8	5458.32 6913.87
Blocco inf parete	1915.2	1.9	3638.88	2
		8.61333		
Massa inerziale volta	0	3	0	0
				12372.1
		<b>Totali:</b>	6511.68	9

Massa partecipante x g	M x g	(kg)	3427.2
Altezza meccanismo	Z	(m)	3
Fattore di partecipazione	e*	-	1

**Accelerazione di attivazione**      **a\*0**      **(g)**      **0.220**

Accelerazione di attivazione      a\*0      (m/sec<sup>2</sup>)      **2.163**

### Verifica SLV con accelerazione al suolo (m/sec<sup>2</sup>)

$$\frac{a_g (P_{vr}) S}{q}$$

$$a_0^*$$

$$= \frac{0.0952}{5} \quad \text{vs} \quad 0.220 = 2.31$$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota (m/sec<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} S_e(T_1) &= 0.496 \\ \gamma(Z) &= 0.44 \\ \text{Gamma} &= 1.29 \\ q &= 2 \end{aligned}$$

$$\frac{S_e(T_1) \gamma(Z)}{q} = 0.141 \quad \text{vs} \quad 0.220 = a_0^* = 1.57$$

Verifica SODDISFATTA

## ALLEGATO C

TABULATI DI CALCOLO DEL SOFTWARE 3 MURI PER L'ANALISI SISMICA GLOBALE DEL  
FABBRICATO

# Descrizione della struttura

La presente relazione ha per oggetto l'analisi delle strutture, le considerazioni di merito, i calcoli svolti per l'edificio sito in .....

# Norme di riferimento

Sono stati recepiti, per le analisi di cui in seguito, i principi e le regole riportate nelle normative seguenti:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le Costruzioni"
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3431
- Ordinanza Presidente del Consiglio dei Ministri n.3362

# Descrizione del modello

## Materiali

### Muratura

Nome	E [N/mm2]	G [N/mm2]	Peso specifico [kN/m3]	f <sub>m</sub> [N/cm2]	T/f <sub>m0</sub> [N/cm2]
Muratura	1.500,00	500,00	18	266,67	6,33

### Calcestruzzo

Nome	E [N/mm2]	G [N/mm2]	Peso specifico [kN/m3]	f <sub>cm</sub> [N/mm2]	f <sub>ck</sub> [N/mm2]
C25/30	31.476,00	13.115,00	25	33,00	25,00

### Acciaio armatura

Nome	E [N/mm2]	G [N/mm2]	Peso specifico [kN/m3]	f <sub>ym</sub> [N/mm2]	f <sub>yk</sub> [N/mm2]
B450	206.000,00	79.231,00	79	484,00	450,00

## Elementi di struttura

Livello 1

# Pannello murario

N.	Parete	Materiale	Rinforzo	Quota [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]
1	1	Muratura	-	315	315	28,0
43	2	Muratura	-	315	315	28,0
49	2	Muratura	-	315	315	28,0
55	2	Muratura	-	315	315	28,0
56	2	Muratura	-	315	315	28,0
5	3	Muratura	-	315	315	28,0
7	4	Muratura	-	315	315	28,0
9	5	Muratura	-	315	315	28,0

78	6	Muratura	-	315	315	28,0
80	8	Muratura	-	315	315	28,0
82	11	Muratura	-	315	315	28,0

Solaio

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm2]	Ex [N/mm2]	Ey [N/mm2]	Scarico masse	Tipo
1	315	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
2	315	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
3	315	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
4	315	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
5	315	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
6	315	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
7	315	4,0	12.500,00	54.000,00	30.000,00	Monodirezionale	Latero cemento
8	315	4,0	12.500,00	54.000,00	30.000,00	Monodirezionale	Latero cemento

Livello 2

Pannello murario

N.	Parete	Materiale	Rinforzo	Quota [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]
69	2	Muratura	-	630	315	15,0
70	2	Muratura	-	630	315	28,0
73	2	Muratura	-	630	315	28,0
74	2	Muratura	-	630	315	28,0
26	4	Muratura	-	630	315	28,0
27	5	Muratura	-	630	315	28,0
89	6	Muratura	-	630	315	28,0
90	6	Muratura	-	630	315	28,0
91	8	Muratura	-	630	315	28,0
92	8	Muratura	-	630	315	15,0
93	11	Muratura	-	630	315	28,0
94	11	Muratura	-	630	315	28,0

Pannello + Cordolo C.A. (1)

N.	Parete	Materiale pannello	Rinforzo	Quota pannello [cm]	Altezza [cm]	Spessore [cm]	Materiale calcestruzzo	Materiale acciaio	Quota cordolo [cm]	Base sezione [cm]	Altezza sezione [cm]
23	1	Muratura	-	630	315,0	28,0	C25/30	B450	630	28,0	35,0
101	2	Muratura	-	630	315,0	28,0	C25/30	B450	630	28,0	30,0
102	2	Muratura	-	630	315,0	28,0	C25/30	B450	630	28,0	30,0
105	2	Muratura	-	630	315,0	15,0	C25/30	B450	630	15,0	30,0
106	2	Muratura	-	630	315,0	28,0	C25/30	B450	630	28,0	30,0
25	3	Muratura	-	630	315,0	28,0	C25/30	B450	630	28,0	35,0
35	4	Muratura	-	630	315,0	28,0	C25/30	B450	630	28,0	35,0
36	5	Muratura	-	630	315,0	28,0	C25/30	B450	630	28,0	35,0
103	6	Muratura	-	630	315,0	28,0	C25/30	B450	630	28,0	24,0
104	6	Muratura	-	630	315,0	28,0	C25/30	B450	630	28,0	24,0
97	8	Muratura	-	630	315,0	28,0	C25/30	B450	630	28,0	24,0
98	8	Muratura	-	630	315,0	15,0	C25/30	B450	630	15,0	24,0
99	11	Muratura	-	630	315,0	28,0	C25/30	B450	630	28,0	24,0

100	11	Muratura	-	630	315,0	28,0	C25/30	B450	630	28,0	24,0
-----	----	----------	---	-----	-------	------	--------	------	-----	------	------

### Pannello + Cordolo C.A. (2)

N.	Parete	Area [cm2]	J [cm4]	Af intrad. [cm2]	Af estrad. [cm2]	N. barre intrad.	N. barre Estrad.	Copriferro [cm]	Passo staffe [cm]	Area staffe [cm2]	Porzione deformabile
23	1	980,00	100.041,66	4,02	4,02	2	2	4,0	20	1,01	0,50
101	2	840,00	63.000,00	4,02	4,02	2	2	4,0	20	1,01	0,50
102	2	840,00	63.000,00	4,02	4,02	2	2	4,0	20	1,01	0,50
105	2	450,00	33.750,00	4,02	4,02	2	2	4,0	20	1,01	0,50
106	2	840,00	63.000,00	4,02	4,02	2	2	4,0	20	1,01	0,50
25	3	980,00	100.041,66	4,02	4,02	2	2	4,0	20	1,01	0,50
35	4	980,00	100.041,66	4,02	4,02	2	2	4,0	20	1,01	0,50
36	5	980,00	100.041,66	4,02	4,02	2	2	4,0	20	1,01	0,50
103	6	672,00	32.256,00	4,02	4,02	2	2	4,0	10	1,01	0,50
104	6	672,00	32.256,00	4,02	4,02	2	2	4,0	10	1,01	0,50
97	8	672,00	32.256,00	4,02	4,02	2	2	4,0	10	1,01	0,50
98	8	360,00	17.280,00	4,02	4,02	2	2	4,0	10	1,01	0,50
99	11	672,00	32.256,00	4,02	4,02	2	2	4,0	10	1,01	0,50
100	11	672,00	32.256,00	4,02	4,02	2	2	4,0	10	1,01	0,50

### Solaio

N.	Quota [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm2]	Ex [N/mm2]	Ey [N/mm2]	Scarico masse	Tipo
9	630	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
10	630	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
11	630	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
12	630	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
13	630	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
14	630	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
15	630	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente
16	630	4,0	0,10	6.250,00	0,00	Monodirezionale	Definizione utente

### Elementi di copertura

Livello 2

### Falda

N.	Quota min [cm]	Quota max [cm]	Spessore [cm]	G [N/mm2]	Ex [N/mm2]	Ey [N/mm2]	Scarico masse	Tipo
1	630	790	5,0	750,00	20.508,80	11.600,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato doppio
2	630	790	5,0	750,00	20.508,80	11.600,00	Monodirezionale	Legno con travetti affiancati e tavolato doppio

### Geometria del modello

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi

murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

## Telaio equivalente

Parete : 1

### Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
1	382	3.859	0	0
19	897	3.859	0	0
25	1.415	3.859	0	0
37	1.925	3.859	0	0
4	2.440	3.859	0	0
2	382	3.859	315	1
20	897	3.859	315	1
26	1.415	3.859	315	1
38	1.925	3.859	315	1
5	2.440	3.859	315	1
3	382	3.859	630	2
21	897	3.859	630	2
27	1.415	3.859	630	2
39	1.925	3.859	630	2
6	2.440	3.859	630	2

### Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
51	852	0	0
53	1.228	0	0
52	852	315	1

### Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore	Base	Altezza	Baricentro X	Baricentro Z	Nodo	Nodo
----	-----------	----------	----------	------	---------	--------------	--------------	------	------

			[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	sopra	sotto
14	Muratura	-	28,0	113,0	245,0	852	123	51	52
15	Muratura	-	28,0	50,0	245,0	1.033	123	25	26
13	Muratura	-	28,0	302,5	197,5	464	149	19	20
16	Muratura	-	28,0	140,0	197,5	1.228	149	53	26
12	Muratura	-	28,0	202,5	232,5	101	163	1	2
18	Muratura	-	28,0	202,5	232,5	1.957	163	4	5
17	Muratura	-	28,0	337,5	150,0	1.577	175	37	38
19	Muratura	-	28,0	202,5	232,5	101	478	2	3
23	Muratura	-	28,0	202,5	232,5	1.957	478	5	6
20	Muratura	-	28,0	339,5	150,0	482	490	20	21
21	Muratura	-	28,0	536,0	150,0	1.030	490	26	27
22	Muratura	-	28,0	337,5	150,0	1.577	490	38	39

## Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
1	Muratura	-	28,0	110,0	100,0	258	50	1	19
4	Muratura	-	28,0	110,0	100,0	1.353	50	53	37
6	Muratura	-	28,0	110,0	100,0	1.801	50	37	4
3	Muratura	-	28,0	145,0	170,0	706	330	20	52
2	Muratura	-	28,0	110,0	165,0	258	333	2	20
5	Muratura	-	28,0	110,0	165,0	1.353	333	26	38
7	Muratura	-	28,0	110,0	165,0	1.801	333	38	5
8	Muratura	-	28,0	110,0	65,0	258	598	3	21
9	Muratura	-	28,0	110,0	65,0	707	598	21	27
10	Muratura	-	28,0	110,0	65,0	1.353	598	27	39
11	Muratura	-	28,0	110,0	65,0	1.801	598	39	6

Parete : 2

## Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
7	382	4.372	0	0
31	897	4.372	0	0
34	1.415	4.372	0	0
43	1.925	4.372	0	0
10	2.440	4.372	0	0
8	382	4.372	315	1
32	897	4.372	315	1
35	1.415	4.372	315	1
44	1.925	4.372	315	1
11	2.440	4.372	315	1
9	382	4.372	630	2
33	897	4.372	630	2
36	1.415	4.372	630	2
45	1.925	4.372	630	2
12	2.440	4.372	630	2
46	382	4.372	790	2(*)
48	897	4.372	790	2(*)
49	1.415	4.372	790	2(*)



50	1.925	4.372	790	2(*)
47	2.440	4.372	790	2(*)

### Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
54	744	0	0
56	1.323	0	0
55	744	315	1
57	258	630	2
58	258	790	2(*)

### Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
31	Muratura	-	28,0	71,1	210,0	516	105	31	32
32	Muratura	-	28,0	224,7	210,0	744	105	54	55
33	Muratura	-	28,0	180,4	210,0	1.037	105	34	35
34	Muratura	-	28,0	230,9	210,0	1.323	105	56	35
35	Muratura	-	28,0	50,8	210,0	1.543	105	43	44
30	Muratura	-	28,0	400,8	273,0	200	137	7	8
36	Muratura	-	28,0	409,2	273,0	1.853	137	10	11
40	Muratura	-	28,0	806,1	210,0	1.035	420	35	36
41	Muratura	-	28,0	50,8	210,0	1.543	420	44	45
37	Muratura	-	15,0	400,8	273,0	200	452	8	57
38	Muratura	-	15,0	34,2	273,0	498	452	32	33
39	Muratura	-	28,0	36,9	273,0	533	452	32	33
42	Muratura	-	28,0	409,2	273,0	1.853	452	11	12
28(*)	Muratura	-	15,0	515,0	160,0	258	710	57	58
29(*)	Muratura	-	28,0	1.543,0	160,0	1.287	710	36	49

### Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
24	Muratura	-	28,0	80,0	105,0	441	263	8	32
25	Muratura	-	28,0	80,0	105,0	592	263	32	55
26	Muratura	-	28,0	80,0	105,0	1.478	263	35	44
27	Muratura	-	28,0	80,0	105,0	1.609	263	44	11

Parete : 3

### Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
16	382	4.864	0	0
22	897	4.864	0	0
28	1.415	4.864	0	0
40	1.925	4.864	0	0
13	2.440	4.864	0	0
17	382	4.864	315	1
23	897	4.864	315	1
29	1.415	4.864	315	1

41	1.925	4.864	315	1
14	2.440	4.864	315	1
18	382	4.864	630	2
24	897	4.864	630	2
30	1.415	4.864	630	2
42	1.925	4.864	630	2
15	2.440	4.864	630	2

### Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
59	1.215	0	0

### Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
57	Muratura	-	28,0	117,0	175,0	1.024	138	28	29
58	Muratura	-	28,0	64,8	175,0	1.215	138	59	29
55	Muratura	-	28,0	202,5	232,5	101	163	16	17
60	Muratura	-	28,0	202,5	232,5	1.957	163	13	14
56	Muratura	-	28,0	406,5	150,0	516	175	22	23
59	Muratura	-	28,0	381,7	150,0	1.555	175	40	41
61	Muratura	-	28,0	202,5	232,5	101	478	17	18
65	Muratura	-	28,0	202,5	232,5	1.957	478	14	15
62	Muratura	-	28,0	406,5	150,0	516	490	23	24
63	Muratura	-	28,0	292,0	150,0	1.112	490	29	30
64	Muratura	-	28,0	377,5	150,0	1.557	490	41	42

### Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
43	Muratura	-	28,0	110,0	100,0	258	50	16	22
45	Muratura	-	28,0	247,0	100,0	842	50	22	28
47	Muratura	-	28,0	116,0	100,0	1.306	50	59	40
49	Muratura	-	28,0	110,0	100,0	1.801	50	40	13
44	Muratura	-	28,0	110,0	165,0	258	333	17	23
46	Muratura	-	28,0	247,0	165,0	842	333	23	29
48	Muratura	-	28,0	113,0	165,0	1.309	333	29	41
50	Muratura	-	28,0	110,0	165,0	1.801	333	41	14
51	Muratura	-	28,0	110,0	65,0	258	598	18	24
52	Muratura	-	28,0	247,0	65,0	842	598	24	30
53	Muratura	-	28,0	110,0	65,0	1.313	598	30	42
54	Muratura	-	28,0	110,0	65,0	1.801	598	42	15

Parete : 4

### Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
4	2.440	3.859	0	0
10	2.440	4.372	0	0
13	2.440	4.864	0	0

5	2.440	3.859	315	1
11	2.440	4.372	315	1
14	2.440	4.864	315	1
6	2.440	3.859	630	2
12	2.440	4.372	630	2
15	2.440	4.864	630	2
47	2.440	4.372	790	2(*)

### Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
60	257	630	2
62	759	630	2
61	257	710	2(*)
63	759	710	2(*)

### Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
71	Muratura	-	28,0	397,8	232,5	199	163	4	5
73	Muratura	-	28,0	180,0	232,5	915	163	13	14
72	Muratura	-	28,0	247,2	150,0	611	175	10	11
74	Muratura	-	28,0	397,8	232,5	199	478	5	60
75	Muratura	-	28,0	517,2	232,5	746	478	11	62
69(*)	Muratura	-	28,0	513,0	80,0	257	670	60	61
70(*)	Muratura	-	28,0	492,0	80,0	759	670	62	63

### Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
66	Muratura	-	28,0	90,0	100,0	443	50	4	10
68	Muratura	-	28,0	90,0	100,0	780	50	10	13
67	Muratura	-	28,0	90,0	165,0	443	333	5	11

Parete : 5

### Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
1	382	3.859	0	0
7	382	4.372	0	0
16	382	4.864	0	0
2	382	3.859	315	1
8	382	4.372	315	1
17	382	4.864	315	1
3	382	3.859	630	2
9	382	4.372	630	2
18	382	4.864	630	2
46	382	4.372	790	2(*)

### Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
------	---------------	--------	---------

64	767	0	0
65	767	315	1
66	257	630	2
68	759	630	2
67	257	710	2(*)
69	759	710	2(*)

## Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
82	Muratura	-	28,0	397,8	232,5	199	163	1	2
85	Muratura	-	28,0	15,0	232,5	997	163	16	17
83	Muratura	-	28,0	67,4	150,0	522	175	7	8
84	Muratura	-	28,0	243,8	150,0	767	175	64	65
86	Muratura	-	28,0	397,8	232,5	199	478	2	66
87	Muratura	-	28,0	517,2	232,5	746	478	65	68
80(*)	Muratura	-	28,0	513,0	80,0	257	670	66	67
81(*)	Muratura	-	28,0	492,0	80,0	759	670	68	69

## Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
76	Muratura	-	28,0	90,0	100,0	443	50	1	7
78	Muratura	-	28,0	90,0	100,0	600	50	7	64
79	Muratura	-	28,0	101,0	100,0	939	50	64	16
77	Muratura	-	28,0	90,0	165,0	443	333	2	8

Parete : 6

## Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
19	897	3.859	0	0
31	897	4.372	0	0
22	897	4.864	0	0
20	897	3.859	315	1
32	897	4.372	315	1
23	897	4.864	315	1
21	897	3.859	630	2
33	897	4.372	630	2
24	897	4.864	630	2
48	897	4.372	790	2(*)

## Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
70	306	0	0
71	257	630	2
73	759	630	2
72	257	710	2(*)
74	759	710	2(*)

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
92	Muratura	-	28,0	143,7	210,0	306	105	70	20
91	Muratura	-	28,0	154,3	273,0	77	137	19	20
93	Muratura	-	28,0	507,0	273,0	752	137	31	32
94	Muratura	-	28,0	378,0	273,0	189	452	20	71
95	Muratura	-	28,0	507,0	273,0	752	452	32	73
89(*)	Muratura	-	28,0	513,0	80,0	257	670	71	72
90(*)	Muratura	-	28,0	492,0	80,0	759	670	73	74

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
88	Muratura	-	28,0	120,0	105,0	438	263	20	32

Parete : 7

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
25	1.415	3.859	0	0
34	1.415	4.372	0	0
28	1.415	4.864	0	0
26	1.415	3.859	315	1
35	1.415	4.372	315	1
29	1.415	4.864	315	1
27	1.415	3.859	630	2
36	1.415	4.372	630	2
30	1.415	4.864	630	2
49	1.415	4.372	790	2(*)

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
75	257	630	2
77	759	630	2
76	257	710	2(*)
78	759	710	2(*)

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
99	Muratura	-	28,0	378,0	273,0	189	137	25	26
100	Muratura	-	28,0	507,0	273,0	752	137	34	35
101	Muratura	-	28,0	378,0	273,0	189	452	26	75
102	Muratura	-	28,0	15,0	273,0	506	452	35	36
103	Muratura	-	15,0	84,4	273,0	555	452	35	36
104	Muratura	-	15,0	337,6	273,0	836	452	29	77
97(*)	Muratura	-	28,0	513,0	80,0	257	670	75	76
98(*)	Muratura	-	15,0	492,0	80,0	759	670	77	78

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
96	Muratura	-	28,0	120,0	105,0	438	263	26	35

Parete : 8

Nodi 3D

Nodo	X [cm]	Y [cm]	Z [cm]	Livello
37	1.925	3.859	0	0
43	1.925	4.372	0	0
40	1.925	4.864	0	0
38	1.925	3.859	315	1
44	1.925	4.372	315	1
41	1.925	4.864	315	1
39	1.925	3.859	630	2
45	1.925	4.372	630	2
42	1.925	4.864	630	2
50	1.925	4.372	790	2(*)

Nodi 2D

Nodo	X locale [cm]	Z [cm]	Livello
79	257	630	2
81	759	630	2
80	257	710	2(*)
82	759	710	2(*)

Macroelementi Maschi

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sopra	Nodo sotto
109	Muratura	-	28,0	221,0	210,0	609	105	43	44
108	Muratura	-	28,0	378,0	273,0	189	137	37	38
110	Muratura	-	28,0	206,0	273,0	902	137	40	41
111	Muratura	-	28,0	378,0	273,0	189	452	38	79
112	Muratura	-	28,0	507,0	273,0	752	452	44	81
106(*)	Muratura	-	28,0	513,0	80,0	257	670	79	80
107(*)	Muratura	-	28,0	492,0	80,0	759	670	81	82

Macroelementi Fasce

N.	Materiale	Rinforzo	Spessore [cm]	Base [cm]	Altezza [cm]	Baricentro X [cm]	Baricentro Z [cm]	Nodo sinistro	Nodo destro
105	Muratura	-	28,0	120,0	105,0	438	263	38	44

(\*) Elementi di copertura

Carichi

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO); devono essere effettuate per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni [Norme Tecniche 2008 p.3.2.4].

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$\Psi_{2i}$  coefficiente di combinazione;

$Q_{Ki}$  valore caratteristico della azione variabile;

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} Q_{Ki}$$

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma. [Norme Tecniche 2008 Tabella 2.5.1].

Si assume nella tabella seguente  $G_k = G_1 + G_2$

N. Solaio	Gk [daN/m2]	Gk agg. [daN/m2]	Qk [daN/m2]	$\Psi_2$
1	160	200	200	0,30
2	160	200	200	0,30
3	160	200	200	0,30
4	160	200	200	0,30
5	160	200	200	0,30
6	160	200	200	0,30
7	220	200	200	0,30
8	220	200	200	0,30
9	110	30	50	0,00
10	110	30	50	0,00
11	110	30	50	0,00
12	110	30	50	0,00
13	110	30	50	0,00
14	110	30	50	0,00
15	110	30	50	0,00
16	110	30	50	0,00

N. Falda	Gk [daN/m2]	Gk agg. [daN/m2]	Qk [daN/m2]	$\Psi_2$
1	75	80	50	0,00
2	75	80	50	0,00

## Analisi incrementale a collasso (push-over)

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare.

Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

Secondo le prescrizioni da normativa [D.M. 14 gennaio 2008 p. 7.3.4.1.], le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:

- Distribuzione di forze proporzionale alle masse

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_i m_i}$$

- Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa .

La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

Carico sismico: Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.

Direzione: Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.



N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Livello	Nodo
1	+X	Masse	0,0	2	36
2	+X	1° modo	0,0	2	36
3	-X	Masse	0,0	2	36
4	-X	1° modo	0,0	2	36
5	+Y	Masse	0,0	2	36
6	+Y	1° modo	0,0	2	36
7	-Y	Masse	0,0	2	36
8	-Y	1° modo	0,0	2	36
9	+X	Masse	50,3	2	36
10	+X	Masse	-50,3	2	36
11	+X	1° modo	50,3	2	36
12	+X	1° modo	-50,3	2	36
13	-X	Masse	50,3	2	36
14	-X	Masse	-50,3	2	36
15	-X	1° modo	50,3	2	36
16	-X	1° modo	-50,3	2	36
17	+Y	Masse	125,4	2	36
18	+Y	Masse	-125,4	2	36
19	+Y	1° modo	125,4	2	36
20	+Y	1° modo	-125,4	2	36
21	-Y	Masse	125,4	2	36
22	-Y	Masse	-125,4	2	36
23	-Y	1° modo	125,4	2	36
24	-Y	1° modo	-125,4	2	36

## Spettro da normativa

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella "Tabella 1" (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche 14 gennaio 2008 .

Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

- ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F0: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T\*C: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La trilogia di valori qui descritta, è definita per un periodo di ritorno assegnato(TR), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite.

Tali valori, saranno pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (vedere tabella).

Lo spettro sismico dipende anche dalla "Classe del suolo" e dalla "categoria topografica" (vedere tabella).

	SLV	SLD	SLO
Ag	1,27	0,44	0,36

	SLV	SLD	SLO
Ss	1,50	1,50	1,50

F0	2,60	2,51	2,55
Tc*	0,27	0,28	0,25
Tr	475,00	50,00	30,00

Tb	0,15	0,15	0,14
Tc	0,44	0,45	0,41
Td	2,12	1,78	1,74

## Risultati

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

Stato limite Ultimo (SLV):

$$D_{\max} \leq D_u$$

Dmax: Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

Du: Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo.

$$q^* < 3$$

q\*: rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{\max}^{SLD} \leq D_d$$

$D_{\max}^{SLD}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

Dd: Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{\max}^{SLO} \leq D_o$$

$D_{\max}^{SLO}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

DO: Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.002).

O.P.C.M. 3362 dell' 8 luglio 2004:

Questa normativa prescrive il calcolo degli indicatori di rischio.

Il parametro (alpha)u e' considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro (alpha)e un indicatore del rischio di inagibilita' dell'opera.

Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

PGADS :accelerazione stimata di danno severo

PGADL :accelerazione stimata di danno lieve

(alpha)u= PGADS/ PGA

(alpha)e= PGADL/ PGA

#### Dettaglio verifiche

SLV								SLD			SLO				
N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	DMax [cm]	Du [cm]	q* SLU	Ver.	DMax [cm]	Dd [cm]	Ver.	DMax [cm]	Do [cm]	Ver.	Alfa SLU	Alfa SLD
1	+X	Masse	0,0	0,53	0,91	1,30	Si	0,13	0,68	Si	0,11	0,68	Si	1,38	3,39
2	+X	1° modo	0,0	0,60	0,99	1,35	Si	0,15	0,89	Si	0,12	0,89	Si	1,36	3,74
3	-X	Masse	0,0	0,52	0,87	1,27	Si	0,13	0,52	Si	0,11	0,52	Si	1,35	2,96
4	-X	1° modo	0,0	0,61	1,04	1,34	Si	0,15	0,80	Si	0,12	0,80	Si	1,39	3,46
5	+Y	Masse	0,0	0,67	1,24	1,43	Si	0,16	0,60	Si	0,13	0,60	Si	1,51	2,78
6	+Y	1° modo	0,0	0,82	1,04	1,69	Si	0,18	0,69	Si	0,15	0,69	Si	1,18	2,63
7	-Y	Masse	0,0	0,56	0,85	1,27	Si	0,14	0,57	Si	0,12	0,57	Si	1,26	2,98
8	-Y	1° modo	0,0	0,67	0,90	1,29	Si	0,17	0,79	Si	0,14	0,79	Si	1,19	3,27
9	+X	Masse	50,3	0,51	0,93	1,27	Si	0,13	0,84	Si	0,10	0,84	Si	1,42	3,91
10	+X	Masse	-50,3	0,54	0,84	1,32	Si	0,13	0,66	Si	0,11	0,66	Si	1,30	3,32
11	+X	1° modo	50,3	0,60	1,03	1,34	Si	0,15	0,93	Si	0,12	0,93	Si	1,40	3,84
12	+X	1° modo	-50,3	0,61	1,05	1,36	Si	0,15	0,83	Si	0,12	0,83	Si	1,41	3,56
13	-X	Masse	50,3	0,51	0,94	1,27	Si	0,13	0,83	Si	0,10	0,83	Si	1,43	3,87
14	-X	Masse	-50,3	0,52	0,86	1,28	Si	0,13	0,57	Si	0,11	0,57	Si	1,34	3,10
15	-X	1° modo	50,3	0,61	1,16	1,33	Si	0,15	0,86	Si	0,12	0,86	Si	1,50	3,64
16	-X	1° modo	-50,3	0,62	0,97	1,34	Si	0,15	0,74	Si	0,12	0,74	Si	1,33	3,29
17	+Y	Masse	125,4	0,66	0,49	1,44	No	0,15	0,49	No	0,13	0,49	No	0,85	2,51
18	+Y	Masse	-125,4	0,70	1,14	1,58	Si	0,15	0,50	Si	0,13	0,50	Si	1,39	2,42
19	+Y	1° modo	125,4	0,80	0,58	1,66	No	0,18	0,58	No	0,15	0,58	No	0,82	2,41
20	+Y	1° modo	-125,4	0,86	1,00	1,87	Si	0,18	0,54	Si	0,15	0,54	Si	1,11	2,17
21	-Y	Masse	125,4	0,59	0,64	1,35	Si	0,14	0,53	Si	0,12	0,53	Si	1,04	2,80
22	-Y	Masse	-125,4	0,61	0,63	1,37	Si	0,14	0,53	Si	0,12	0,53	Si	1,02	2,74
23	-Y	1° modo	125,4	0,69	0,69	1,40	No	0,17	0,58	No	0,14	0,58	No	0,99	2,66
24	-Y	1° modo	-125,4	0,71	0,68	1,42	No	0,17	0,57	No	0,14	0,57	No	0,97	2,60