

Responsabile del Procedimento:  
Ing. Giovanna Bianco

**COMUNE DI PISTOIA**  
SERVIZIO Lavori Pubblici, Patrimonio, Verde e  
Protezione Civile

Progettisti:  
Arch. Stefano Bartolini  
Ing. Gabriele Passeri

Collaboratori Tecnici:  
geom. Fabrizio Strufaldi  
geom. Manfredi Mariani

Progettista strutturale:  
Ing. Mirko Bianconi

Progetto: 14003/2018

***Intervento di miglioramento sismico  
della scuola d'infanzia "La balena" in  
via Bassa della Vergine a Pistoia***  
CUP C54H17000500002

**PROGETTO ESECUTIVO**  
(art. 23 D.Lgs. n. 50/2016)



**Relazione di calcolo strutturale**

## **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

**UBICAZIONE:** via bassa della Vergine

**COMMITTENTE:** Comune di Pistoia

## COSTRUTTORE:

## **OPERE STRUTTURALI**

## **RELAZIONE DI CALCOLO**

Doc. N°

PESTET08

Commissari

Form : A4

File: PESTET08-00.docx

Rev.: 00

Data : 23/04/2018



# SOMMARIO

<b>1 RELAZIONE DI CALCOLO .....</b>	<b>5</b>
<b>  1.1 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA .....</b>	<b>5</b>
1.1.1 STATO ATTUALE .....	5
1.1.2 STATO DI PROGETTO .....	6
<b>  1.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICÀ .....</b>	<b>8</b>
1.2.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICÀ DEI MURI.....	8
1.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICÀ DELLE TRAVI.....	9
1.2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICÀ DELLE FONDAZIONI .....	13
<b>  1.3 METODI DI ANALISI SISMICA E CRITERI DI AMMISSIBILITÀ .....</b>	<b>15</b>
1.3.1 PREMESSA .....	15
1.3.2 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO.....	15
1.3.3 ANALISI GLOBALE DELLA STRUTTURA.....	18
<b>  1.4 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA.....</b>	<b>21</b>
1.4.1 INDICATORE DI RISCHIO ALLO STATO ATTUALE .....	21
1.4.2 INDICATORE DI RISCHIO ALLO STATO DI PROGETTO .....	21
1.4.3 CONFRONTO TRA GLI INDICATORI DI RISCHIO .....	21
1.4.4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE FONDAZIONI .....	22



# 1 RELAZIONE DI CALCOLO

## 1.1 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

### 1.1.1 STATO ATTUALE

Allo stato attuale, la maggiore criticità è rappresentata dalla totale assenza di pareti di controvento nei locali del piano primo in direzione Nord-Ovest/Sud-Est. L'assenza di pareti di controvento rende di fatto impossibile l'instaurarsi del comportamento scatolare e porta a lavorare fuori dal proprio piano le pareti di mattoni pieni evidenziate nella immagine sottostante.



Figura 1 Pareti che non sono dotate di controventatura

Evidentemente, una siffatta condizione implica che le pareti debbano contrastare le spinte orizzontali (derivanti dalle azioni sismiche e dal vento) mediante la sola capacità resistente fuori dal piano. Non potendosi utilizzare lo schema di calcolo semplificato, indicato dalle NTC08, di trave incernierata agli estremi e soggetta a un carico orizzontale uniformemente distribuito, la verifica alle azioni sismiche e alle pressioni orizzontali del vento è stata fatta nell'ipotesi di blocco rigido che tende a ribaltare verso l'esterno (o verso l'interno) con cerniera cilindrica posta in corrispondenza dell'impalcato del piano primo.

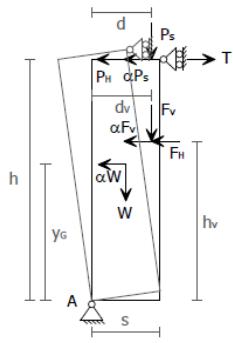


Figura 2 Schema di calcolo per la verifica delle pareti prive di controventi

Allo stato attuale, gli unici contributi anti-ribaltamento sono rappresentati dai pesi stessi degli elementi strutturali.

Si anticipa che, essendo i meccanismi locali di ribaltamento fuori piano non verificati, la struttura non è attualmente in grado di manifestare un comportamento di insieme, e quindi è privo di significato un modello globale.

### 1.1.2 STATO DI PROGETTO

Date le criticità di cui si è accennato al paragrafo precedente, l'intervento originario di progetto è stato modificato con l'introduzione di nuovi setti di controvento in blocchi semipieni POROTON in direzione Nord-Ovest/Sud-Est. Oltre all'introduzione di nuovi setti è stato disposto l'inserimento di catene metalliche quale presidio passivo al ribaltamento delle pareti fuori piano. Le catene, e i dispositivi di ancoraggio, sono state dimensionate sulla base del tiro necessario a impedire il ribaltamento fuori dal piano secondo lo schema di calcolo del blocco rigido illustrato al paragrafo precedente. Impedito il ribaltamento fuori piano è stato quindi verificato il cinematismo di flessione verticale secondo lo schema di calcolo della figura sottostante.

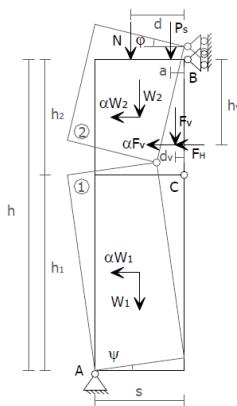
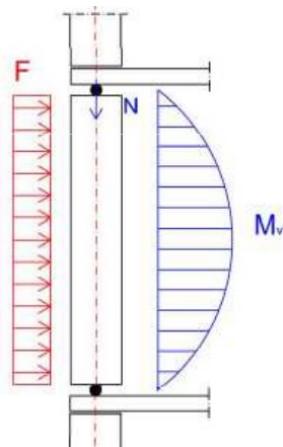


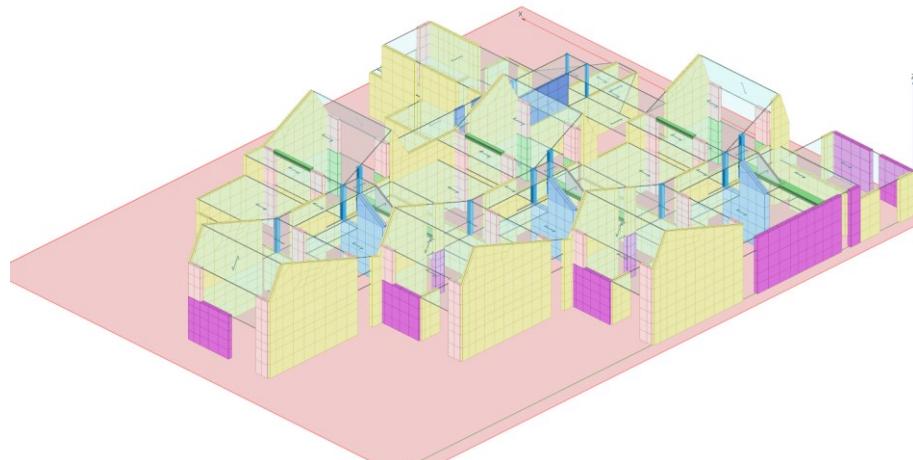
Figura 3 Modello di calcolo per la verifica del cinematismo di flessione verticale

Verificati i cinematismi è quindi possibile applicare lo schema di calcolo semplificato indicato nelle NTC'08 per la verifica fuori piano delle pareti sotto le azioni sismiche e di pressione del vento.



*Figura 4 Modello semplificato di verifica delle pareti fuori piano*

Infine, è stato realizzato un modello agli elementi finiti che cercasse di interpretare quanto più fedelmente possibile il comportamento della struttura sotto le azioni statiche e sismiche. Il modello di calcolo utilizzato in partenza è stato modificato per tenere conto delle richieste di integrazione al progetto originario andando a eliminare tutti quegli elementi bidimensionali che non rappresentavano maschi murari continui fino in fondazione, sostituendoli con equivalenti carichi di linea per tenere conto della loro presenza in termini di masse e pesi.



*Figura 5 Immagine del modello agli elementi finiti*

In punti limitati del modello si è reso necessario inserire degli elementi asta (di massa nulla e rigidezza trascurabile) che scaricassero i pesi della copertura sui maschi murari del piano inferiore. Tale artificio non comporta falsificazione nella risposta strutturale del modello.

## 1.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICÀ

### 1.2.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICÀ DEI MURI

#### 1.2.1.1 STATO ATTUALE

In aggiunta alle conclusioni contenute nella relazione di calcolo originaria, è stata valutata la sicurezza delle pareti del piano primo che sono prive di controvento nei confronti delle spinte orizzontali del vento. Nell'ipotesi che lo schema semplificato delle NTC08 di trave incernierata agli estremi non sia applicabile, la verifica è stata condotta assimilando la parete a un blocco rigido soggetto alla spinta orizzontale del vento e che ruota attorno a una cerniera cilindrica posta in corrispondenza del cordolo del primo impalcato. La verifica consiste nel controllare che il momento ribaltante provocato dal vento sia inferiore del momento stabilizzante offerto dal peso proprio della parete e dal peso del solaio di copertura. Con siffatto modello di calcolo la verifica non risulta soddisfatta:

- Coefficiente di sicurezza carichi statici stato attuale 0,68 < 1,00.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC17**

#### 1.2.1.2 STATO DI PROGETTO

Con l'introduzione dei nuovi setti di controvento e delle catene a livello della copertura si ritiene di poter instaurare un certo grado di comportamento scatolare, che si ricorda essere completamente assente allo stato attuale. Le azioni orizzontali del vento, e così anche quelle sismiche, saranno pertanto assorbite in prevalenza dai nuovi setti disposti in senso trasversale ai muri esistenti. Le verifiche dei muri in condizioni statiche sono state svolte in automatico dal software di calcolo e integrate con calcoli manuali laddove vi erano situazioni particolari non riconosciute dagli strumenti dell'elaboratore. Si vuole infine segnalare che, in favore di sicurezza, l'eccentricità del vento in pressione è stata sommata alla eccentricità dei carichi da solaio, quando in realtà agiscono in senso contrario, mentre dovrebbe essere l'eccentricità del vento in depressione, che è in valore assoluto più piccola, a sommarsi alla eccentricità dei carichi di solaio.

- Coefficiente di sicurezza carichi statici stato progetto 1,02 > 1,00.

Si vedano per ulteriori approfondimenti:

- Output di modest: **ns.rif. PESTET09**
- Integrazione manuale delle verifiche statiche: **ns.rif. PESTEC16**

## 1.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICHE DELLE TRAVI

### 1.2.2.1 PREMESSA

Si procede alla valutazione della sicurezza statica degli elementi trave, ritenuti maggiormente significativi, di seguito indicati:

1. Trave esistente in c.a. "1-1";
2. Trave esistente in c.a. "2-2";
3. Trave esistente in c.a. "4-4";
4. Trave esistente in c.a. "5-5";
5. Trave esistente in c.a. "9-9";
6. Architrave metallico di nuovo inserimento.

Per ciascuna delle travi suddette saranno verificate la resistenza a flessione semplice, a taglio e le pressioni di contatto con la muratura.

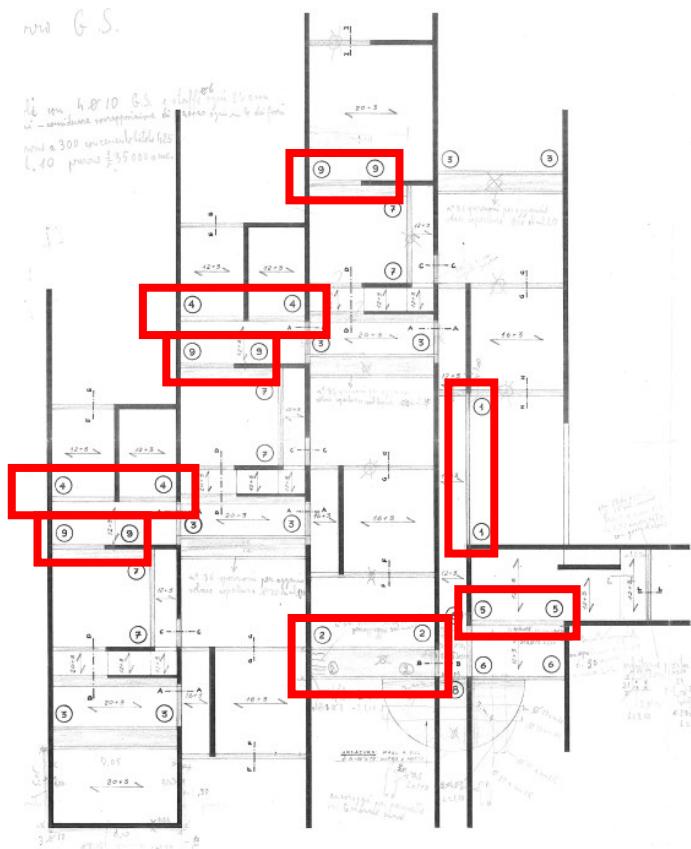


Figura 6 In rosso sono evidenziate le travi di cui è stata valutata la sicurezza

### 1.2.2.2 TRAVE ESISTENTE IN C.A. "I-I"

Si tratta della trave del corridoio sopraelevato che affaccia su uno dei prospetti laterali della costruzione. La trave, di forma rettangolare, è armata sia a flessione che a taglio.

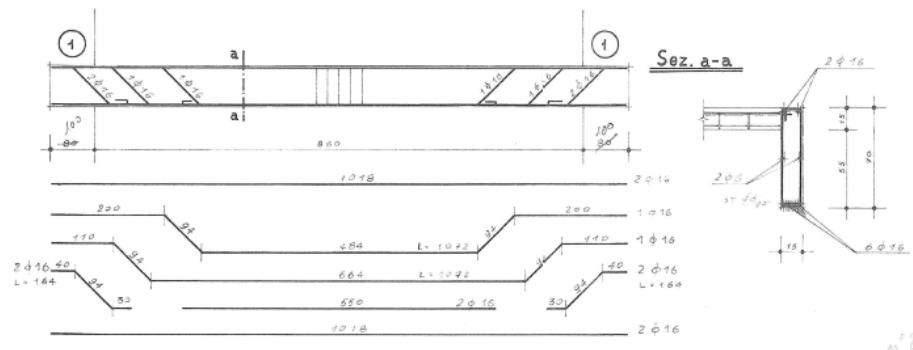


Figura 7 Sviluppo e sezione della trave

- Coefficiente di sicurezza a flessione                            1,03 > 1,00;
- Coefficiente di sicurezza a taglio                            1,24 > 1,00;
- Coefficiente di sicurezza delle pressioni                    2,34 > 1,00.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC19**

### 1.2.2.3 TRAVE ESISTENTE IN C.A. "2-2"

Si tratta della trave in c.a. che porta i pesi del corridoio sopraelevato che affaccia sul prospetto principale della costruzione. La trave presenta una forma "a U rovescia" ed è armata sia a flessione che a taglio. Si allega una immagine dei disegni di progetto originali.

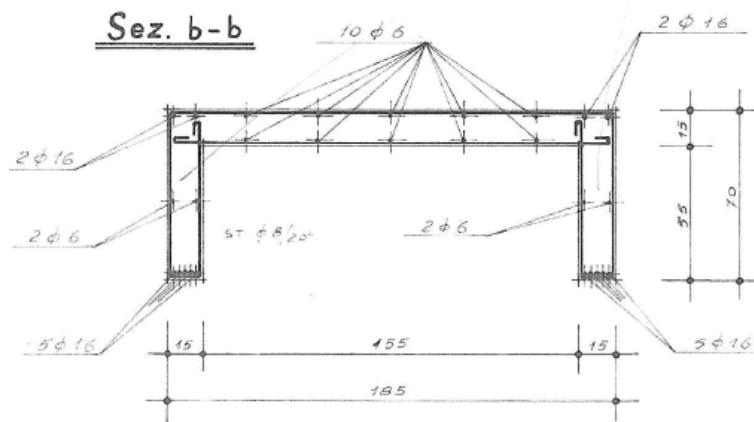


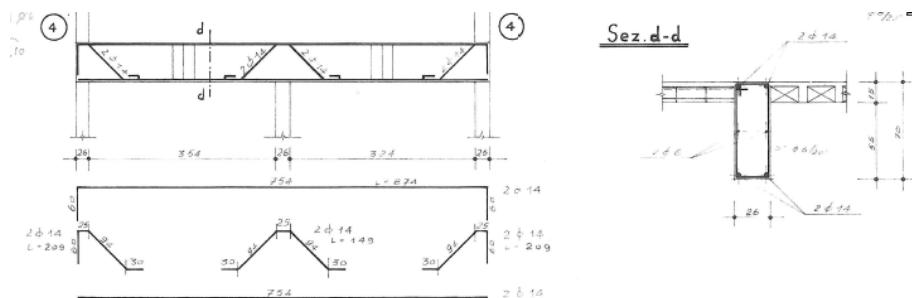
Figura 8 Trave del corridoio sopraelevato sul fronte principale

- Coefficiente di sicurezza a flessione                            1,21 > 1,00;
- Coefficiente di sicurezza a taglio                            2,39 > 1,00;
- Coefficiente di sicurezza delle pressioni                    4,10 > 1,00.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC18**

#### 1.2.2.4 TRAVE ESISTENTE IN C.A. "4-4"

Si tratta di una trave interna su cui scarica un solaio del piano primo con schema statico di trave su tre appoggi. La trave, di forma rettangolare, è armata sia a flessione che a taglio.



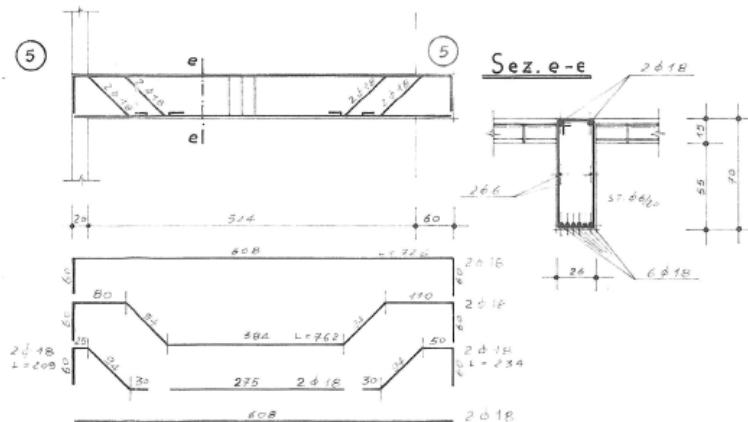
*Figura 9 Sviluppo e sezione della trave*

- Coefficiente di sicurezza a flessione  $2,21 > 1,00$ ;
  - Coefficiente di sicurezza a taglio  $3,02 > 1,00$ ;
  - Coefficiente di sicurezza delle pressioni  $1,29 > 1,00$ .

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC27**

#### **1.2.2.5 TRAVE ESISTENTE IN C.A. "5-5"**

Si tratta di un'architrave in c.a. posto al di sopra della finestratura a nastro della cucina. Con gli interventi di progetto si diminuisce la luce di inflessione dell'architrave in quanto si realizzano due spallette in mattoni pieni di 80 cm l'una.



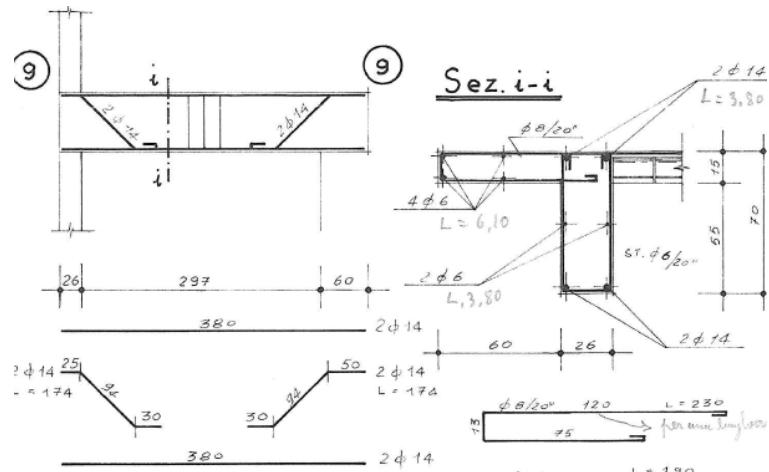
*Figura 10 Sviluppo e sezione della trave*

- Coefficiente di sicurezza a flessione  $2,65 > 1,00$ ;
  - Coefficiente di sicurezza a taglio  $1,06 > 1,00$ ;
  - Coefficiente di sicurezza delle pressioni  $8,52 > 1,00$ .

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC26**

#### 1.2.2.6 TRAVE ESISTENTE IN C.A. "9-9"

La trave oggetto di verifica presenza una sezione trasversale "a L" dove sullo sbalzo laterale è presente allo stato attuale il parapetto in mattoni pieni completato con un infisso vetrato che affaccia sui locali sottostanti. Allo stato di progetto è prevista la demolizione del parapetto e dell'infisso e la realizzazione di una parete in POROTON in asse alla trave ricalata in c.a.



*Figura 11 Sezione trasversale*

- Coefficiente di sicurezza a flessione 3,38 > 1,00;
  - Coefficiente di sicurezza a taglio 3,53 > 1,00;
  - Coefficiente di sicurezza delle pressioni 6,93 > 1,00.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC21**

#### *1.2.2.7 ARCHITRAVE METALLICO DI NUOVO INSERIMENTO*

È previsto l'inserimento di alcuni nuovi architravi metallici laddove saranno inseriti i nuovi setti di controvento. Tali architravi assolveranno al compito di portare il peso dei nuovi muri di poroton del piano primo e del cordolo sovrastante. Gli architravi saranno posizionati al di sotto di una trave esistente in c.a. che già allo stato attuale trasferisce il peso dei parapetti del piano primo che sono di peso quasi equivalente a quello dei nuovi muri poroton. Tuttavia si è preferito inserire un ulteriore elemento di rinforzo costituito appunto dagli architravi metallici. I nuovi architravi metallici sono stati dimensionati nei confronti dell'eccesso di carico rispetto a quello già esistente. Si segnala inoltre che con l'inserimento dei nuovi setti di controvento la luce della trave in c.a. viene ridotta di 160 cm.

- Coefficiente di sicurezza a instabilità di trave  $6,41 > 1,00$ ;
  - Coefficiente di sicurezza a flessione  $8,20 > 1,00$ ;
  - Coefficiente di sicurezza a taglio  $18,76 > 1,00$ ;
  - Coefficiente di sicurezza per deformabilità  $2,99 > 1,00$ ;
  - Coefficiente di sicurezza delle pressioni  $47,50 > 1,00$ .

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC20**

## 1.2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICHE DELLE FONDAZIONI

### 1.2.3.1 PREMESSA

È possibile identificare n.3 gruppi di fondazioni:

1. Nuove fondazioni dei nuovi muri in Poroton;
2. Fondazioni esistenti su cui saranno realizzati i nuovi muri in Poroton;
3. Fondazioni esistenti che non saranno interessate da alcun intervento né tantomeno da un incremento di carico.

Per i primi due gruppi sono state verificate le condizioni di sicurezza agli stati limite ultimi, mentre per le fondazioni esistenti di cui al gruppo n.3 ci si avvale di quanto contenuto al §C8A.5.11 della Circolare esplicativa n.617 del 2 febbraio 2009.

La verifica delle fondazioni del gruppo 1 e 2 è consistita nel verificare la capacità portante del sistema di fondazione sia a breve termine che a lungo termine, oltreché la verifica di scorrimento. In favore di sicurezza non si è tenuto conto dell'intero sviluppo della fondazione, ma si è utilizzato un modello di calcolo che prevede una diffusione a  $30^\circ$  del carico di compressione dei muri sovrastanti sul terreno di fondazione.

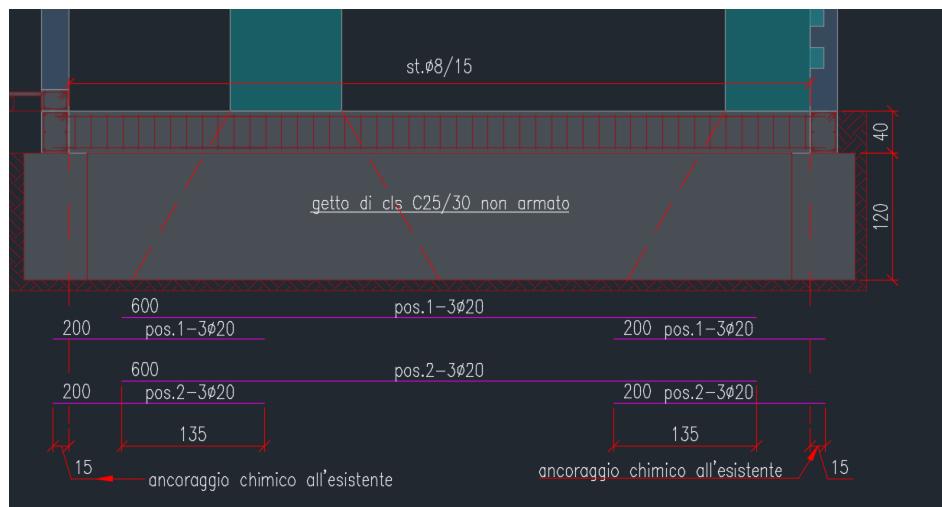


Figura 12 Linee di diffusione del carico sul terreno

### 1.2.3.2 NUOVE FONDAZIONI DEI NUOVI MURI IN POROTON

- Coefficiente di sicurezza capacità portante b.t.  $1,11 > 1,00$ ;
- Coefficiente di sicurezza capacità portante l.t.  $1,30 > 1,00$ ;
- Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento  $5,64 > 1,00$ .

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC22**

*1.2.3.3 FONDAZIONI ESISTENTI SU CUI SARANNO REALIZZATI I NUOVI MURI DI  
CONTROVENTO IN POROTON*

- Coefficiente di sicurezza capacità portante b.t. 1,03 > 1,00;
- Coefficiente di sicurezza capacità portante l.t. 1,25 > 1,00;
- Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 6,28 > 1,00.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC23**

## 1.3 METODI DI ANALISI SISMICA E CRITERI DI AMMISSIBILITÀ

### 1.3.1 PREMESSA

L'analisi sismica della struttura è stata fatta per fasi successive, prima sono stati verificati i meccanismi di I°modo e solo successivamente si è proceduto a una analisi globale del sistema strutturale per la verifica dei meccanismi di II°modo. Data la natura delle pareti, fatte di mattoni pieni disposti di punta, si ritiene che i meccanismi di disaggregazione della tessitura muraria non siano rilevanti.

### 1.3.2 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

#### 1.3.2.1 PREMESSA

I meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al proprio piano. Le verifiche sono state svolte utilizzando l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematicismo. Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza:

- Resistenza nulla a trazione della muratura;
- Assenza di scorrimento tra i blocchi;
- Resistenza a compressione infinita della muratura.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno sono state applicate le seguenti forze:

- I pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;
- I carichi verticali portati dagli stessi;
- Un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali;
- Eventuali azioni di ritegno orizzontali.

Assegnata una rotazione virtuale al generico blocco della catena cinematica, è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore orizzontale si ottiene applicando il principio dei lavori virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale.

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_f$$

L'accelerazione sismica spettrale corrispondente al moltiplicatore orizzontale appena trovato è definita dalla seguente relazione:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

dove:

- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$  è la frazione di massa partecipante della struttura;
- $FC$  è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore  $\alpha$  non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

La verifica semplificata con fattore di struttura  $q$  (analisi cinematica lineare) si differenzia se l'elemento della costruzione è appoggiato a terra oppure si trova a una certa altezza da terra. Nel caso che l'elemento della costruzione sia appoggiato a terra allora lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita è soddisfatto se l'accelerazione spettrale che attiva il meccanismo soddisfa la seguente diseguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g (P_{V_R}) S}{q}$$

con  $q = 2,00$ .

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta a una certa quota, si deve tenere conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematicismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Si deve verificare che:

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

dove:

- $S_e(T_1)$  è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento  $V_R$  come definiti al § 3.2. delle NTC, calcolato per il periodo  $T_1$ ;
- $T_1$  è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(Z)$  è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto  $\psi(Z) = Z/H$ , dove  $H$  è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- $Z$  è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- $\gamma$  è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto  $\gamma = 3N/(2N+1)$ , con  $N$  numero di piani dell'edificio).

### 1.3.2.2 STATO ATTUALE

Allo stato attuale, data l'assenza di pareti di controvento al piano primo è stato verificato il meccanismo di ribaltamento semplice della parete fuori piano con cerniera cilindrica orizzontale posta in corrispondenza della quota dell'impalcato di piano primo.

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

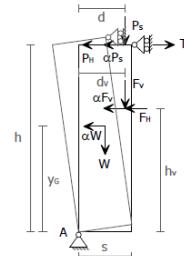
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del.  
Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



Il moltiplicatore dei carichi orizzontale è stato determinato imponendo l'uguaglianza tra momento ribaltante e momento stabilizzante. Non essendo presente alcun ritegno orizzontale il valore di  $T$  è nullo. Date le incertezze sulla categoria del sottosuolo, la verifica è stata condotta nell'ipotesi di terreno di categoria D e il valore dell'accelerazione sismica spettrale corrispondente al valore di plateau dello spettro.

Coefficiente di sicurezza minimo

0,24 < 1,00.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC14**

### 1.3.2.3 STATO DI PROGETTO

Allo stato di progetto, l'introduzione delle pareti di controvento in poroton e l'inserimento diffuso di catene metalliche, con funzionamento passivo, in copertura consente di verificare il cinematismo per ribaltamento semplice di parete considerando anche la presenza di un certo valore di "T", cioè quel valore che consente di impedire il ribaltamento della parete. Dimensionata la catena secondo il valore risultante dal calcolo si è verificato il secondo meccanismo più probabile: quello di flessione verticale con cerniera posta a metà altezza della parete. Date le incertezze sulla categoria del sottosuolo, la verifica è stata condotta nell'ipotesi di terreno di categoria D e il valore dell'accelerazione sismica spettrale corrispondente al valore di plateau dello spettro.

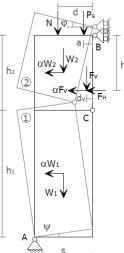
Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = 2 \frac{(\mu - 1)(N d + P_S a + F_V d_V - F_H h_V) + s(W + N + P_S + F_V)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2 F_V h_V)}$$

Il valore di  $\alpha$  è valutato al variare di  $\mu$ , termine che consente di individuare la posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete:

$$h_1 = \frac{\mu - 1}{\mu} h; h_2 = \frac{h}{\mu}; W_2 = \frac{W}{\mu}; W_1 = \frac{\mu - 1}{\mu} W$$

Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del.  
Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



Coefficiente di sicurezza minimo

> 1,00.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC14**

### 1.3.3 ANALISI GLOBALE DELLA STRUTTURA

#### 1.3.3.1 PREMESSA

Si anticipa che allo stato attuale sono emerse criticità rilevanti per ribaltamento fuori piano di alcune pareti del piano primo. Questo non consente l'attivazione di una risposta globale della struttura e di conseguenza perde di significato la modellazione globale della struttura in campo sismico allo stato attuale. Allo stato di progetto invece, l'introduzione delle pareti di controvento e delle catene per i solai di copertura consente l'attivazione di un comportamento globale della struttura, pertanto si è realizzato il modello agli elementi finiti del solo stato di progetto.

#### 1.3.3.2 CARATTERIZZAZIONE MODALE DELLA STRUTTURA

L'aver considerato i solai non più rigidi ma deformabili ha comportato la necessità di produrre l'analisi dinamica con il metodo di Ritz-vectors anziché con il metodo degli autovalori. Il metodo dei vettori di Ritz determina i modi di vibrare utilizzando come vettori di partenza dei carichi definiti in partenza, andando quindi a determinare i modi di vibrare nella "direzione" di applicazione dei suddetti carichi.

Modo	Per.	Diff.	$\Phi_x$	$\Phi_y$	$\Phi_z$	%Mx	%My	%Mz	%Jpz
1	146.83	0.00	5.57	-22.69	0.00	0.02	0.37	0.00	0.00
2	146.83	0.00	22.69	5.57	0.00	0.37	0.02	0.00	0.00
3	94.47	0.00	-15.03	-0.34	0.00	0.16	0.00	0.00	0.00
4	94.47	0.00	0.34	-15.03	0.00	0.00	0.16	0.00	0.00
5	3.88	47.55	38.82	-0.00	0.00	1.07	0.00	0.00	0.00
6	2.63	4.90	-14.76	0.00	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00
7	2.51	4.90	-0.00	11.79	0.00	0.00	0.10	0.00	0.00
8	2.07	0.18	-41.83	1.83	0.00	1.24	0.00	0.00	0.00
9	2.07	0.18	-42.03	1.83	0.00	1.26	0.00	0.00	0.00
10	2.05	0.81	-28.80	0.43	0.00	0.59	0.00	0.00	0.00
11	1.75	2.13	12.18	0.00	0.00	0.11	0.00	0.00	0.00
12	1.71	2.13	-36.73	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00	0.00
13	1.66	0.36	-32.10	0.72	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00
14	1.66	0.36	-0.00	-7.80	0.00	0.00	0.04	0.00	0.00
15	1.65	0.40	35.54	-0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
16	1.63	1.46	36.68	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00	0.00
17	1.53	0.49	0.34	-33.28	0.00	0.00	0.79	0.00	0.00
18	1.52	0.11	-0.26	28.35	0.00	0.00	0.57	0.00	0.00
19	1.52	0.11	54.73	-2.44	0.00	2.13	0.00	0.00	0.00
20	1.40	0.48	0.00	46.61	0.00	0.00	1.55	0.00	0.00
21	1.39	0.48	0.23	69.03	0.00	0.00	3.39	0.00	0.00
22	1.37	1.35	-0.12	-5.87	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00

23	1.32	3.94	-35.48	-0.07	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00
24	1.22	2.94	-0.00	-29.30	0.00	0.00	0.61	0.00	0.00
25	1.19	1.09	-42.64	1.91	0.00	1.29	0.00	0.00	0.00
26	1.18	1.09	-40.83	3.17	0.00	1.19	0.01	0.00	0.00
27	1.16	1.58	-0.49	36.02	0.00	0.00	0.92	0.00	0.00
28	1.10	3.34	-46.02	-0.68	0.00	1.51	0.00	0.00	0.00
29	1.07	2.51	5.35	-1.01	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
30	1.04	1.12	0.16	-25.19	0.00	0.00	0.45	0.00	0.00
31	1.03	0.77	-2.43	9.46	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00
32	1.02	0.77	88.75	-0.71	0.00	5.60	0.00	0.00	0.00
33	1.00	1.89	20.61	4.55	0.00	0.30	0.01	0.00	0.00
34	0.98	0.55	71.32	0.89	0.00	3.62	0.00	0.00	0.00
35	0.97	0.55	4.96	33.78	0.00	0.02	0.81	0.00	0.00
36	0.96	1.23	-2.65	24.75	0.00	0.01	0.44	0.00	0.00
37	0.92	1.32	-36.28	14.27	0.00	0.94	0.14	0.00	0.00
38	0.90	1.32	22.95	15.12	0.00	0.37	0.16	0.00	0.00
39	0.87	1.93	-6.21	-32.19	0.00	0.03	0.74	0.00	0.00
40	0.85	1.44	-0.10	17.17	0.00	0.00	0.21	0.00	0.00
41	0.84	1.44	49.76	-2.07	0.00	1.76	0.00	0.00	0.00
42	0.79	1.11	-42.17	10.56	0.00	1.26	0.08	0.00	0.00
43	0.78	1.11	-2.93	-13.36	0.00	0.01	0.13	0.00	0.00
44	0.76	2.89	-22.46	-18.13	0.00	0.36	0.23	0.00	0.00
45	0.71	2.52	-39.33	3.82	0.00	1.10	0.01	0.00	0.00
46	0.69	2.52	-13.67	72.69	0.00	0.13	3.76	0.00	0.00
47	0.62	5.44	1.77	13.60	0.00	0.00	0.13	0.00	0.00
48	0.59	3.28	-1.53	53.88	0.00	0.00	2.06	0.00	0.00
49	0.57	3.28	44.50	3.40	0.00	1.41	0.01	0.00	0.00
50	0.53	3.39	28.80	40.50	0.00	0.59	1.17	0.00	0.00
51	0.51	3.39	56.35	3.12	0.00	2.26	0.01	0.00	0.00
52	0.46	8.50	-43.46	23.46	0.00	1.34	0.39	0.00	0.00
53	0.42	4.40	66.82	10.20	0.00	3.18	0.07	0.00	0.00
54	0.40	4.40	-10.87	57.28	0.00	0.08	2.33	0.00	0.00
55	0.36	10.51	-60.71	-44.13	0.00	2.62	1.39	0.00	0.00
56	0.32	13.06	-76.31	19.06	0.00	4.14	0.26	0.00	0.00
57	0.28	7.44	59.52	-57.61	0.00	2.52	2.36	0.00	0.00
58	0.26	7.44	109.56	17.61	0.00	8.54	0.22	0.00	0.00
59	0.23	15.26	-10.10	-113.41	0.00	0.07	9.15	0.00	0.00
60	0.17	18.38	40.69	120.42	0.00	1.18	10.31	0.00	0.00
61	0.15	18.38	-122.78	26.49	0.00	10.72	0.50	0.00	0.00
62	0.11	30.45	-20.19	187.74	0.00	0.29	25.07	0.00	0.00
63	0.08	35.50	162.40	-6.02	0.00	18.76	0.03	0.00	0.00

64	0.06	35.50	-49.47	-164.82	0.00	1.74	19.32	0.00	0.00
Tot.cons.						86.41	86.86	0.00	0.00

## 1.4 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

### 1.4.1 INDICATORE DI RISCHIO ALLO STATO ATTUALE

Allo stato attuale non si sviluppa un comportamento globale della struttura, mentre il collasso avverrà per ribaltamento fuori piano delle pareti delle vele del piano primo.

- Combinazione di verifica: SLV;
  - Periodo di ritorno di capacità:  $Tr_{c,sa} < 30$  anni;
  - Accelerazione massima di capacità:  $Agc,sa = 0,048$  g;
  - Accelerazione sismica di domanda alla quota parete  $Agd,sa = 0,20$  g
- Indice di rischio in termini di accelerazioni  $Ir,ag,sa = 0,048/0,20 = 0,24$ ;
- Indice di rischio in termini di periodo di ritorno  $Ir,tr,sa = (30/712)^{0,41} = 0,27$ ;
- Indice di rischio minimo allo stato attuale  $Ir,sa = 0,24$ .**

### 1.4.2 INDICATORE DI RISCHIO ALLO STATO DI PROGETTO

- Combinazione di verifica: SLV;
  - Periodo di ritorno di capacità:  $Tr_{c,sp} = 249$  anni;
  - Accelerazione massima di capacità:  $Agc,sp = 0,122$  g;
  - Accelerazione sismica di domanda  $Agd,sp = 0,176$  g
- Indice di rischio in termini di accelerazioni  $Ir,ag,sp = 0,122/0,176 = 0,69$ ;
- Indice di rischio in termini di periodo di ritorno  $Ir,tr,sp = (249/712)^{0,41} = 0,65$ ;
- Indice di rischio minimo allo stato di progetto  $Ir,sp = 0,65$ .**

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC25**

### 1.4.3 CONFRONTO TRA GLI INDICATORI DI RISCHIO

Il confronto tra gli indicatori di rischio tra lo stato attuale e quello di progetto mostra che allo stato di progetto le condizioni di vulnerabilità sismiche sono decisamente migliorate:

Rapporto tra l'indice di rischio di progetto e l'indice di rischio attuale  $Ir,sp / Ir,sa = 2,71 > 1$

## **1.4.4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE FONDAZIONI**

### *1.4.4.1 NUOVE FONDAZIONI DEI NUOVI MURI IN POROTON*

- Coefficiente di sicurezza capacità portante b.t. 1,06 > 1,00;
- Coefficiente di sicurezza capacità portante l.t. 1,24 > 1,00;
- Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 4,37 > 1,00.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC24**

### *1.4.4.2 FONDAZIONI ESISTENTI SU CUI SARANNO REALIZZATI I NUOVI MURI IN POROTON*

- Coefficiente di sicurezza capacità portante b.t. 1,23 > 1,00;
- Coefficiente di sicurezza capacità portante l.t. 1,47 > 1,00;
- Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 6,06 > 1,00.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per ulteriori approfondimenti: **ns.rif. PESTEC25**

## **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

**UBICAZIONE:** via bassa della Vergine

**COMMITTENTE:** Comune di Pistoia

## COSTRUTTORE:

## **OPERE STRUTTURALI**

## **RELAZIONE TECNICA GENERALE**

Doc. N°

PESTET07

## Commissari

Form : A4

File: PESTET07-00.docx

Rev.: 00

Data : 23/04/2018



# SOMMARIO

<b>1</b>	<b><u>RELAZIONE TECNICA GENERALE.....</u></b>	<b>5</b>
<b>1.1</b>	<b>PREMessa .....</b>	<b>5</b>
<b>1.2</b>	<b>RISPOSTA AL PUNTO N.1 .....</b>	<b>6</b>
<b>1.3</b>	<b>RISPOSTA AL PUNTO N.2 .....</b>	<b>6</b>
<b>1.4</b>	<b>RISPOSTA AL PUNTO N.3 .....</b>	<b>6</b>
<b>1.5</b>	<b>RISPOSTA AL PUNTO N.4 .....</b>	<b>6</b>
<b>1.6</b>	<b>RISPOSTA AL PUNTO N.5 .....</b>	<b>7</b>
<b>1.7</b>	<b>RISPOSTA AL PUNTO N.6 .....</b>	<b>7</b>
<b>1.8</b>	<b>DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI .....</b>	<b>7</b>



# 1 RELAZIONE TECNICA GENERALE

## 1.1 PREMESSA

Con la presente relazione si risponde alle richieste di integrazione al progetto n. 44734 pervenute in data 12/04/2018. Durante l'istruttoria del progetto sono emerse le seguenti criticità:

1. Giustificare l'assunzione di impalcato infinitamente rigido in relazione al punto 7.2.6. delle NCT08 (presenza di soletta armata);
2. Sono stati modellati maschi murari in falso. Tra questi vi sono dei maschi in falso che sono continui e si comportano come "travi parete" andando a scaricare all'estremità su maschi sismo-resistenti paralleli alla trave parete stessa. In questo caso occorre produrre la verifica della parte in falso come una fascia di piano. Ci sono poi maschi in falso che presentano delle aperture oppure che sono continui ma scaricano all'estremità su pareti sismo-resistenti ortogonali. In tal caso non possono essere assimilati a "travi parete" e, previa verificare che il loro contributo in termini di rigidezza sia inferiore al 15% (cfr 7.2.3. NTC08) di quella totale, occorre eliminarli dal modello in termini di rigidezza, lasciandoli come peso. Sarà poi necessaria per queste porzioni secondarie, una verifica anti-ribaltamento fuori dal piano considerandoli elementi di tamponamento;
3. Rivalutare l'intervento di placcaggio armato per le pareti in falso in base a quanto indicato al punto precedente;
4. Le verifiche di capacità portante devono essere condotte secondo l'approccio 2 prevedendo il coefficiente R3 sia in condizioni statica che sismica, drenata e non drenata;
5. Produrre le verifiche nei confronti di tutti i possibili meccanismi di primo modo;
6. Considerato il programma di indagine in situ eseguito (2 CPT + MASW/HVSR),da ritenere accettabile in sede di verifica di vulnerabilità sismica,considerata l'opera a volume di circa 3.000 mc,il carattere rilevante dell'edificio (scuola) oggetto di miglioramento sismico,le verifiche geotecniche prodotte sia sulla fondazione esistente che su quella dei nuovi setti interni,si richiede di integrare il dato geognostico con l'esecuzione di sondaggio a c.c. e prove geotecniche di laboratorio certificato. - Produrre Nota Geologica Integrativa sulle Indagini descrittiva ed interpretativa dei parametri acquisti con i nuovi elementi geognostici - Il Progettista Geotecnico deve prendere atto della Nota Geologica Integrativa sulle Indagini sopracitata e rivedere il modello geologico - geotecnico adottato nelle verifiche GEO eseguite su fondazione esistente ed ex-novo.

## **1.2 RISPOSTA AL PUNTO N.1**

L'assunzione di solai infinitamente rigidi nel loro piano si era fondata sulla natura massiva dei solai in travetti bausta, soletta di completamento e cordoli di piano, questi ultimi armati con ferri longitudinali e staffe. Si era pertanto ritenuto che, pur in assenza della rete elettrosaldata nella soletta la natura stessa dei solai potesse essere sufficiente quantomeno a garantire una redistribuzione delle azioni sismiche di piano. Pur tuttavia, si procede alla verifica sismica della costruzione nell'ipotesi di solai deformabili.

## **1.3 RISPOSTA AL PUNTO N.2**

La modellazione di pareti che non sono continue fino alla fondazione era stata realizzata allo scopo di interpretare il più fedelmente la distribuzione di masse e rigidezze all'interno della struttura.

Tuttavia, è stato realizzato, come richiesto, un nuovo modello di calcolo agli elementi finiti privo degli elementi discontinui, salvo situazioni specifiche locali che non modificano significativamente la rigidezza del sistema strutturale, e che sono necessarie per il corretto trasferimento dei carichi e della masse della copertura ai piani inferiori.

## **1.4 RISPOSTA AL PUNTO N.3**

Gli interventi di progetto sono stati rimodulati sulla base dei risultati numerici derivanti dalle modifiche di cui ai punti precedenti. Si allegano pertanto gli elaborati grafici strutturali aggiornati che sostituiscono integralmente quelli originari.

## **1.5 RISPOSTA AL PUNTO N.4**

Il coefficiente di abbattimento delle resistenze utilizzato nelle verifiche geotecniche è pari a 2,30, seppur non direttamente specificato nei fogli di calcolo. Tuttavia, date anche le modifiche occorse al sistema di fondazione, si allegano i fogli di verifica aggiornati delle travi di fondazione dei nuovi muri di poroton.

## **1.6 RISPOSTA AL PUNTO N.5**

Si allegano alla presente relazione i risultati numerici delle verifiche dei meccanismi di primo modo che sono stati ritenuti attivabili in condizioni sismiche. Laddove le verifiche non sono risultate soddisfacenti sono stati introdotti opportuni elementi di contrasto (vedi catene).

## **1.7 RISPOSTA AL PUNTO N.6**

Sono state avviate le operazioni di affidamento dell'incarico per la realizzazione delle prove di laboratorio sul terreno. Quando i risultati saranno noti si procederà alla integrazione dei suddetti.

## **1.8 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI**

Alla luce delle richieste di integrazioni e chiarimenti di cui ai paragrafi precedenti, il progetto è stato rivalutato nella sua complessità e modificato sostanzialmente anche alla luce di nuovi saggi che hanno mostrato l'assenza di una rete elettrosaldata nella soletta dei solai bausta. L'impossibilità di considerare gli impalcati infinitamente rigidi, uniti alla mancanza di controventi a piano primo in una delle due direzioni principali del fabbricato, ha portato alla decisione di introdurre degli ulteriori setti di controvento e delle catene metalliche in copertura. I nuovi setti, aggiunti rispetto a quelli già previsti in fase di progetto, avranno il compito di ricreare un comportamento scatolare delle singole zone nelle quali verranno inseriti. Si ritiene che, una geometria così articolata non potrà esprimere, in condizioni sismiche, un comportamento scatolare d'insieme quanto piuttosto una serie di comportamenti scatolari delle varie zone modulari di cui si compone la struttura. La lunghezza dei setti, seppur necessariamente limitata dall'utilizzo che deve essere fatto dei locali interni, è tale da permettere di creare un "cantonale" di almeno 100 cm, comprensivo del muro in mattoni pieni nel quale si attesta il nuovo setto in poroton. Nel locale centrale termica è stato possibile inserire un solo setto di controvento, poiché sulla parete opposta è presente una scala di servizio che non può essere interrotta. Proprio a causa di tale impossibilità, è stato previsto l'inserimento di una catena metallica anche in corrispondenza dell'impalcato del piano primo, oltreché la catena in copertura. Le catene metalliche avranno il compito di impedire il ribaltamento fuori piano delle pareti trasferendo le azioni sismiche alle nuove pareti di controvento in poroton. Infine, è stato previsto l'irrigidimento dei solai di copertura inclinati, con inclinazione quasi verticale, mediante una rete elettrosaldata annegata all'interno di una nuova soletta in cls alleggerito LECA 1400 connessa mediante adesivo chimico alla soletta esistente.

# COMUNE DI PISTOIA

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC16-00.xlsx | Rev. 00 | Data: 23/04/2018

## Doc. PESTEC16

### FASCICOLO DEI CALCOLI INTEGRAZIONE MANUALE DELLE VERIFICHE STATICHE DEI MURI PORTANTI

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:

- [VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI \( RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO \) - MURO M1-1](#)
- [VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI \( RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO \) - MURO M2-1](#)
- [VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI \( RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO \) - MURO M11-1](#)
- [VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI \( RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO \) - MURO M22-1](#)
- [VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI \( RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO \) - MURO M56-1](#)
- [VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI \( RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO \) - MURO M74-2+M75-2+M76-1](#)
- [VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI \( RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO \) - MURO M90-2](#)
- [VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI \( RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO \) - MURO M97-2](#)
- [VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI \( RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO \) - MURO M99-2](#)
- [VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI \( RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO \) - MURO M107-1+M108-1](#)



**VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI (RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO) - MURO M1-1**

**IPOTESI DI CALCOLO**

Adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete

**CARATTERISTICHE DEL MURO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Peso di volume del muro	<b>gamma</b>	1.800,00	daN/mc	
Spessore del muro	<b>t</b>	29,00	cm	
Altezza del muro	<b>h</b>	300,00	cm	
Lunghezza del muro	<b>L</b>	303,00	cm	
Area della sezione resistente linda	<b>A</b>	8.787,00	cmq	(L*t)
Fattore laterale di vincolo	<b>ro</b>	1,00	-	
Altezza libera d'inflessione	<b>h0</b>	300,00	cm	(h*ro)
Snellezza convenzionale	<b>lambda</b>	10,34	-	(h0/t)
Peso del muro in valore caratteristico	<b>Pm,k</b>	4.744,98	daN	(gamma*t*L*h)
Coefficiente di amplificazione del peso	<b>gamma,g1</b>	1,30	-	
Peso del muro in valore di progetto	<b>Pm,d</b>	6.168,47	daN	(Pm,k*gamma, g1)

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA**

Resistenza a compressione media	<b>fm</b>	54,00	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-	
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-	
Coefficiente di sicurezza risultante	<b>CR</b>	2,70	-	(gamma,m*FC)
Resistenza a compressione di progetto	<b>fd</b>	20,00	daN/cmq	(fm/CR)

**ECCENTRICITA'**

**ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI**

Sforzo di compressione dai piani superiori	<b>N1</b>	614,48	daN	(cordolo)
Eccentricità dei carichi dai piani superiori	<b>d1</b>	0,00	cm	

**ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI**

Sforzo di compressione dal solaio di sinistra	<b>Ns,s</b>	0,00	daN	
Eccentricità del solaio di sinistra	<b>ds,s</b>	0,00	cm	
Sforzo di compressione dal solaio di destra	<b>Ns,d</b>	360,57	daN	
Eccentricità del solaio di destra	<b>ds,d</b>	4,33	cm	
Sforzo di compressione totale dai solai	<b>N2</b>	360,57	daN	(Ns,s+Ns,d)
Momento risultante dai carichi del solaio	<b>M</b>	1.562,47	daNm	ass(Ns,s*ds,s- Ns,d*ds,d)

## Muro\_M1-1

Eccentricità totale dei solai **d2** 4,33 cm (M/N2)

### **ECCENTRICITA' STRUTTURALI**

Sforzo di compressione risultante in testa al muro	<b>N</b>	975,05	daNm	(N1+N2)
Eccentricità totale dei carichi dei piani superiori	<b>es1</b>	0,00	cm	(N1*d1/N)
Eccentricità totale dei carichi dei solai	<b>es2</b>	1,60	cm	(N2*d2/N)
Eccentricità strutturale	<b>es</b>	1,60	cm	(es1+es2)

### **ECCENTRICITA' ACCIDENTALE**

Eccentricità delle tolleranze di esecuzione	<b>ea</b>	1,50	cm	(h/200)
---------------------------------------------	-----------	------	----	---------

### **ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO**

Massimo momento flettente in mezzeria	<b>Mv,m</b>	304,59	daNm	
Sforzo normale a metà della parete	<b>N,m</b>	4.059,29	daN	(N+Pm,d/2)
Eccentricità dai carichi orizzontali	<b>ev</b>	7,50	cm	(Mv,m/N,m)

### **ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA**

Eccentricità teorica per la verifica in testa al muro	<b>e1</b>	3,10	cm	( es + ea )
Eccentricità teorica per la verifica a metà del muro	<b>e2</b>	9,05	cm	( e1/2 + ev )

### **COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'**

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	0,64	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	<b>m2</b>	1,87	-	(6*e2/t)

### **COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA**

I coefficienti di riduzione della resistenza per le sezioni di testa e di metà altezza vengono ricavati approssimando per eccesso la snellezza a il prossimo multiplo di 5 e interpolando i coefficienti di eccentricità di calcolo

### **SEZIONE IN TESTA**

Snellezza convenzionale	<b>λ</b>	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	0,64	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	<b>minf</b>	0,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	<b>msup</b>	1,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	<b>Φ(minf)</b>	0,48	-	
Coefficiente di riduzione per msup	<b>Φ(msup)</b>	0,32	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	<b>Φ1</b>	0,43	-	

### **SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO**

## Muro\_M1-1

Snellezza convenzionale	$\lambda$	15,00	-
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	$m2$	1,87	-
Coefficiente di eccentricità inferiore	$minf$	1,50	-
Coefficiente di eccentricità superiore	$msup$	2,00	-
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(minf)$	0,17	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(msup)$	0,00	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi2$	0,04	-

### VERIFICA SLU

#### SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	$Ed$	975,05	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi1$	0,43	-	
Ente resistente	$Rd$	76.376,04	daN	(fd*A*\Phi1)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>78,33</b>		

#### SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	$Ed$	4.059,29	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi2$	0,04	-	
Ente resistente	$Rd$	7.565,11	daN	(fd*A*\Phi2)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>1,86</b>		

**VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI (RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO) - MURO M2-1**

**IPOTESI DI CALCOLO**

Adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete

**CARATTERISTICHE DEL MURO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Peso di volume del muro	<b>gamma</b>	1.800,00	daN/mc	
Spessore del muro	<b>t</b>	29,00	cm	
Altezza del muro	<b>h</b>	300,00	cm	
Lunghezza del muro	<b>L</b>	342,00	cm	
Area della sezione resistente linda	<b>A</b>	9.918,00	cmq	(L*t)
Fattore laterale di vincolo	<b>ro</b>	1,00	-	
Altezza libera d'inflessione	<b>h0</b>	300,00	cm	(h*ro)
Snellezza convenzionale	<b>lambda</b>	10,34	-	(h0/t)
Peso del muro in valore caratteristico	<b>Pm,k</b>	5.355,72	daN	(gamma*t*L*h)
Coefficiente di amplificazione del peso	<b>gamma,g1</b>	1,30	-	
Peso del muro in valore di progetto	<b>Pm,d</b>	6.962,44	daN	(Pm,k*gamma, g1)

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA**

Resistenza a compressione media	<b>fm</b>	54,00	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-	
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-	
Coefficiente di sicurezza risultante	<b>CR</b>	2,70	-	(gamma,m*FC)
Resistenza a compressione di progetto	<b>fd</b>	20,00	daN/cmq	(fm/CR)

**ECCENTRICITA'**

**ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI**

Sforzo di compressione dai piani superiori	<b>N1</b>	693,58	daN	(cordolo)
Eccentricità dei carichi dai piani superiori	<b>d1</b>	0,00	cm	

**ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI**

Sforzo di compressione dal solaio di sinistra	<b>Ns,s</b>	0,00	daN	
Eccentricità del solaio di sinistra	<b>ds,s</b>	0,00	cm	
Sforzo di compressione dal solaio di destra	<b>Ns,d</b>	406,98	daN	
Eccentricità del solaio di destra	<b>ds,d</b>	4,33	cm	
Sforzo di compressione totale dai solai	<b>N2</b>	406,98	daN	(Ns,s+Ns,d)
Momento risultante dai carichi del solaio	<b>M</b>	1.763,58	daNm	ass(Ns,s*ds,s- Ns,d*ds,d)

## Muro\_M2-1

Eccentricità totale dei solai **d2** 4,33 cm (M/N2)

### **ECCENTRICITA' STRUTTURALI**

Sforzo di compressione risultante in testa al muro	<b>N</b>	1.100,56	daNm	(N1+N2)
Eccentricità totale dei carichi dei piani superiori	<b>es1</b>	0,00	cm	(N1*d1/N)
Eccentricità totale dei carichi dei solai	<b>es2</b>	1,60	cm	(N2*d2/N)
Eccentricità strutturale	<b>es</b>	1,60	cm	(es1+es2)

### **ECCENTRICITA' ACCIDENTALE**

Eccentricità delle tolleranze di esecuzione	<b>ea</b>	1,50	cm	(h/200)
---------------------------------------------	-----------	------	----	---------

### **ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO**

Massimo momento flettente in mezzeria	<b>Mv,m</b>	343,79	daNm	
Sforzo normale a metà della parete	<b>N,m</b>	4.581,77	daN	(N+Pm,d/2)
Eccentricità dai carichi orizzontali	<b>ev</b>	7,50	cm	(Mv,m/N,m)

### **ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA**

Eccentricità teorica per la verifica in testa al muro	<b>e1</b>	3,10	cm	( es + ea )
Eccentricità teorica per la verifica a metà del muro	<b>e2</b>	9,05	cm	( e1/2 + ev )

### **COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'**

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	0,64	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	<b>m2</b>	1,87	-	(6*e2/t)

### **COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA**

I coefficienti di riduzione della resistenza per le sezioni di testa e di metà altezza vengono ricavati approssimando per eccesso la snellezza a il prossimo multiplo di 5 e interpolando i coefficienti di eccentricità di calcolo

### **SEZIONE IN TESTA**

Snellezza convenzionale	<b><math>\lambda</math></b>	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	0,64	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	<b>minf</b>	0,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	<b>msup</b>	1,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	<b><math>\Phi(minf)</math></b>	0,48	-	
Coefficiente di riduzione per msup	<b><math>\Phi(msup)</math></b>	0,32	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	<b><math>\Phi 1</math></b>	0,43	-	

### **SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO**

## Muro\_M2-1

Snellezza convenzionale	$\lambda$	15,00	-
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	$m2$	1,87	-
Coefficiente di eccentricità inferiore	$minf$	1,50	-
Coefficiente di eccentricità superiore	$msup$	2,00	-
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(minf)$	0,17	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(msup)$	0,00	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi2$	0,04	-

### VERIFICA SLU

#### SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	$Ed$	1.100,56	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi1$	0,43	-	
Ente resistente	$Rd$	86.206,62	daN	(fd*A*\Phi1)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>78,33</b>		

#### SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	$Ed$	4.581,77	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi2$	0,04	-	
Ente resistente	$Rd$	8.538,84	daN	(fd*A*\Phi2)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>1,86</b>		

**VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI (RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO) - MURO M11-1**

**IPOTESI DI CALCOLO**

Adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete

**CARATTERISTICHE DEL MURO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Peso di volume del muro	<b>gamma</b>	1.800,00	daN/mc	
Spessore del muro	<b>t</b>	26,00	cm	
Altezza del muro	<b>h</b>	300,00	cm	
Lunghezza del muro	<b>L</b>	115,00	cm	
Area della sezione resistente linda	<b>A</b>	2.990,00	cmq	(L*t)
Fattore laterale di vincolo	<b>ro</b>	1,00	-	
Altezza libera d'inflessione	<b>h0</b>	300,00	cm	(h*ro)
Snellezza convenzionale	<b>lambda</b>	11,54	-	(h0/t)
Peso del muro in valore caratteristico	<b>Pm,k</b>	1.614,60	daN	(gamma*t*L*h)
Coefficiente di amplificazione del peso	<b>gamma,g1</b>	1,30	-	
Peso del muro in valore di progetto	<b>Pm,d</b>	2.098,98	daN	(Pm,k*gamma, g1)

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA**

Resistenza a compressione media	<b>fm</b>	36,00	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-	
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-	
Coefficiente di sicurezza risultante	<b>CR</b>	2,70	-	(gamma,m*FC)
Resistenza a compressione di progetto	<b>fd</b>	13,33	daN/cmq	(fm/CR)

**ECCENTRICITA'**

**ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI**

Sforzo di compressione dai piani superiori	<b>N1</b>	807,30	daN	(muro)
Eccentricità dei carichi dai piani superiori	<b>d1</b>	0,00	cm	

**ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI**

Sforzo di compressione dal solaio di sinistra	<b>Ns,s</b>	0,00	daN	
Eccentricità del solaio di sinistra	<b>ds,s</b>	0,00	cm	
Sforzo di compressione dal solaio di destra	<b>Ns,d</b>	193,34	daN	
Eccentricità del solaio di destra	<b>ds,d</b>	4,33	cm	
Sforzo di compressione totale dai solai	<b>N2</b>	193,34	daN	(Ns,s+Ns,d)
Momento risultante dai carichi del solaio	<b>M</b>	837,81	daNm	ass(Ns,s*ds,s- Ns,d*ds,d)

# Muro\_M11-1

Eccentricità totale dei solai **d2** 4,33 cm (M/N2)

## **ECCENTRICITA' STRUTTURALI**

Sforzo di compressione risultante in testa al muro	<b>N</b>	1.000,64	daNm	(N1+N2)
Eccentricità totale dei carichi dei piani superiori	<b>es1</b>	0,00	cm	(N1*d1/N)
Eccentricità totale dei carichi dei solai	<b>es2</b>	0,84	cm	(N2*d2/N)
Eccentricità strutturale	<b>es</b>	0,84	cm	(es1+es2)

## **ECCENTRICITA' ACCIDENTALE**

Eccentricità delle tolleranze di esecuzione	<b>ea</b>	1,50	cm	(h/200)
---------------------------------------------	-----------	------	----	---------

## **ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO**

Massimo momento flettente in mezzeria	<b>Mv,m</b>	115,60	daNm	
Sforzo normale a metà della parete	<b>N,m</b>	2.050,13	daN	(N+Pm,d/2)
Eccentricità dai carichi orizzontali	<b>ev</b>	5,64	cm	(Mv,m/N,m)

## **ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA**

Eccentricità teorica per la verifica in testa al muro	<b>e1</b>	2,34	cm	( es + ea )
Eccentricità teorica per la verifica a metà del muro	<b>e2</b>	6,81	cm	( e1/2 + ev )

## **COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'**

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	0,54	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	<b>m2</b>	1,57	-	(6*e2/t)

## **COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA**

I coefficienti di riduzione della resistenza per le sezioni di testa e di metà altezza vengono ricavati approssimando per eccesso la snellezza a il prossimo multiplo di 5 e interpolando i coefficienti di eccentricità di calcolo

## **SEZIONE IN TESTA**

Snellezza convenzionale	<b><math>\lambda</math></b>	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	0,54	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	<b>minf</b>	0,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	<b>msup</b>	1,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	<b><math>\Phi(minf)</math></b>	0,48	-	
Coefficiente di riduzione per msup	<b><math>\Phi(msup)</math></b>	0,32	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	<b><math>\Phi 1</math></b>	0,47	-	

## **SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO**

# Muro\_M11-1

Snellezza convenzionale	$\lambda$	15,00	-
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	$m2$	1,57	-
Coefficiente di eccentricità inferiore	$minf$	1,50	-
Coefficiente di eccentricità superiore	$msup$	2,00	-
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(minf)$	0,17	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(msup)$	0,00	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi2$	0,15	-

## VERIFICA SLU

### SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	$Ed$	1.000,64	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi1$	0,47	-	
Ente resistente	$Rd$	18.633,74	daN	(fd*A*\Phi1)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>18,62</b>		

### SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	$Ed$	2.050,13	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi2$	0,15	-	
Ente resistente	$Rd$	5.815,63	daN	(fd*A*\Phi2)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>2,84</b>		

**VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI (RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO) - MURO M22-1**

**IPOTESI DI CALCOLO**

Adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete

**CARATTERISTICHE DEL MURO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Peso di volume del muro	<b>gamma</b>	1.800,00	daN/mc	
Spessore del muro	<b>t</b>	26,00	cm	
Altezza del muro	<b>h</b>	300,00	cm	
Lunghezza del muro	<b>L</b>	115,00	cm	
Area della sezione resistente linda	<b>A</b>	2.990,00	cmq	(L*t)
Fattore laterale di vincolo	<b>ro</b>	1,00	-	
Altezza libera d'inflessione	<b>h0</b>	300,00	cm	(h*ro)
Snellezza convenzionale	<b>lambda</b>	11,54	-	(h0/t)
Peso del muro in valore caratteristico	<b>Pm,k</b>	1.614,60	daN	(gamma*t*L*h)
Coefficiente di amplificazione del peso	<b>gamma,g1</b>	1,30	-	
Peso del muro in valore di progetto	<b>Pm,d</b>	2.098,98	daN	(Pm,k*gamma, g1)

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA**

Resistenza a compressione media	<b>fm</b>	36,00	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-	
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-	
Coefficiente di sicurezza risultante	<b>CR</b>	2,70	-	(gamma,m*FC)
Resistenza a compressione di progetto	<b>fd</b>	13,33	daN/cmq	(fm/CR)

**ECCENTRICITA'**

**ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI**

Sforzo di compressione dai piani superiori	<b>N1</b>	807,30	daN	(muro)
Eccentricità dei carichi dai piani superiori	<b>d1</b>	0,00	cm	

**ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI**

Sforzo di compressione dal solaio di sinistra	<b>Ns,s</b>	0,00	daN	
Eccentricità del solaio di sinistra	<b>ds,s</b>	0,00	cm	
Sforzo di compressione dal solaio di destra	<b>Ns,d</b>	193,34	daN	
Eccentricità del solaio di destra	<b>ds,d</b>	4,33	cm	
Sforzo di compressione totale dai solai	<b>N2</b>	193,34	daN	(Ns,s+Ns,d)
Momento risultante dai carichi del solaio	<b>M</b>	837,81	daNm	ass(Ns,s*ds,s- Ns,d*ds,d)

# Muro\_M22-1

Eccentricità totale dei solai **d2** 4,33 cm (M/N2)

## **ECCENTRICITA' STRUTTURALI**

Sforzo di compressione risultante in testa al muro	<b>N</b>	1.000,64	daNm	(N1+N2)
Eccentricità totale dei carichi dei piani superiori	<b>es1</b>	0,00	cm	(N1*d1/N)
Eccentricità totale dei carichi dei solai	<b>es2</b>	0,84	cm	(N2*d2/N)
Eccentricità strutturale	<b>es</b>	0,84	cm	(es1+es2)

## **ECCENTRICITA' ACCIDENTALE**

Eccentricità delle tolleranze di esecuzione	<b>ea</b>	1,50	cm	(h/200)
---------------------------------------------	-----------	------	----	---------

## **ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO**

Massimo momento flettente in mezzeria	<b>Mv,m</b>	115,60	daNm	
Sforzo normale a metà della parete	<b>N,m</b>	2.050,13	daN	(N+Pm,d/2)
Eccentricità dai carichi orizzontali	<b>ev</b>	5,64	cm	(Mv,m/N,m)

## **ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA**

Eccentricità teorica per la verifica in testa al muro	<b>e1</b>	2,34	cm	( es + ea )
Eccentricità teorica per la verifica a metà del muro	<b>e2</b>	6,81	cm	( e1/2 + ev )

## **COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'**

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	0,54	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	<b>m2</b>	1,57	-	(6*e2/t)

## **COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA**

I coefficienti di riduzione della resistenza per le sezioni di testa e di metà altezza vengono ricavati approssimando per eccesso la snellezza a il prossimo multiplo di 5 e interpolando i coefficienti di eccentricità di calcolo

## **SEZIONE IN TESTA**

Snellezza convenzionale	<b><math>\lambda</math></b>	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	0,54	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	<b>minf</b>	0,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	<b>msup</b>	1,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	<b><math>\Phi(minf)</math></b>	0,48	-	
Coefficiente di riduzione per msup	<b><math>\Phi(msup)</math></b>	0,32	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	<b><math>\Phi 1</math></b>	0,47	-	

## **SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO**

Muro\_M22-1

Snellezza convenzionale	$\lambda$	15,00	-
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	$m2$	1,57	-
Coefficiente di eccentricità inferiore	$minf$	1,50	-
Coefficiente di eccentricità superiore	$msup$	2,00	-
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(minf)$	0,17	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(msup)$	0,00	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi2$	0,15	-

**VERIFICA SLU**

**SEZIONE IN TESTA**

Sforzo normale di verifica	$Ed$	1.000,64	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi1$	0,47	-	
Ente resistente	$Rd$	18.633,74	daN	(fd*A*\Phi1)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>18,62</b>		

**SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO**

Sforzo normale di verifica	$Ed$	2.050,13	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi2$	0,15	-	
Ente resistente	$Rd$	5.815,63	daN	(fd*A*\Phi2)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>2,84</b>		

**VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI (RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO) - MURO M56-1**

**IPOTESI DI CALCOLO**

Adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete

**CARATTERISTICHE DEL MURO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Peso di volume del muro	<b>gamma</b>	1.800,00	daN/mc	
Spessore del muro	<b>t</b>	29,00	cm	
Altezza del muro	<b>h</b>	396,00	cm	
Lunghezza del muro	<b>L</b>	771,00	cm	
Area della sezione resistente linda	<b>A</b>	22.359,00	cmq	(L*t)
Fattore laterale di vincolo	<b>ro</b>	1,00	-	
Altezza libera d'inflessione	<b>h0</b>	396,00	cm	(h*ro)
Snellezza convenzionale	<b>lambda</b>	13,66	-	(h0/t)
Peso del muro in valore caratteristico	<b>Pm,k</b>	15.937,50	daN	(gamma*t*L*h)
Coefficiente di amplificazione del peso	<b>gamma,g1</b>	1,30	-	
Peso del muro in valore di progetto	<b>Pm,d</b>	20.718,74	daN	(Pm,k*gamma, g1)

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA**

Resistenza a compressione media	<b>fm</b>	54,00	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-	
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-	
Coefficiente di sicurezza risultante	<b>CR</b>	2,70	-	(gamma,m*FC)
Resistenza a compressione di progetto	<b>fd</b>	20,00	daN/cmq	(fm/CR)

**ECCENTRICITA'**

**ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI**

Sforzo di compressione dai piani superiori	<b>N1</b>	7.381,28	daN	
Eccentricità dei carichi dai piani superiori	<b>d1</b>	0,00	cm	

**ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI**

Sforzo di compressione dal solaio di sinistra	<b>Ns,s</b>	0,00	daN	
Eccentricità del solaio di sinistra	<b>ds,s</b>	0,00	cm	
Sforzo di compressione dal solaio di destra	<b>Ns,d</b>	8.405,42	daN	
Eccentricità del solaio di destra	<b>ds,d</b>	4,33	cm	
Sforzo di compressione totale dai solai	<b>N2</b>	8.405,42	daN	(Ns,s+Ns,d)
Momento risultante dai carichi del solaio	<b>M</b>	36.423,49	daNm	ass(Ns,s*ds,s- Ns,d*ds,d)

# Muro\_M56-1

Eccentricità totale dei solai **d2** 4,33 cm (M/N2)

## ECCENTRICITA' STRUTTURALI

Sforzo di compressione risultante in testa al muro	<b>N</b>	15.786,70	daNm	(N1+N2)
Eccentricità totale dei carichi dei piani superiori	<b>es1</b>	0,00	cm	(N1*d1/N)
Eccentricità totale dei carichi dei solai	<b>es2</b>	2,31	cm	(N2*d2/N)
Eccentricità strutturale	<b>es</b>	2,31	cm	(es1+es2)

## ECCENTRICITA' ACCIDENTALE

Eccentricità delle tolleranze di esecuzione	<b>ea</b>	1,98	cm	(h/200)
---------------------------------------------	-----------	------	----	---------

## ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO

Massimo momento flettente in mezzeria	<b>Mv,m</b>	1.350,43	daNm	
Sforzo normale a metà della parete	<b>N,m</b>	26.146,07	daN	(N+Pm,d/2)
Eccentricità dai carichi orizzontali	<b>ev</b>	5,16	cm	(Mv,m/N,m)

## ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA

Eccentricità teorica per la verifica in testa al muro	<b>e1</b>	4,29	cm	( es + ea )
Eccentricità teorica per la verifica a metà del muro	<b>e2</b>	7,31	cm	( e1/2 + ev )

## COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	0,89	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	<b>m2</b>	1,51	-	(6*e2/t)

## COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA

I coefficienti di riduzione della resistenza per le sezioni di testa e di metà altezza vengono ricavati approssimando per eccesso la snellezza a il prossimo multiplo di 5 e interpolando i coefficienti di eccentricità di calcolo

## SEZIONE IN TESTA

Snellezza convenzionale	<b>λ</b>	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	0,89	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	<b>minf</b>	0,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	<b>msup</b>	1,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	<b>Φ(minf)</b>	0,48	-	
Coefficiente di riduzione per msup	<b>Φ(msup)</b>	0,32	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	<b>Φ1</b>	0,36	-	

## SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO

# Muro\_M56-1

Snellezza convenzionale	$\lambda$	15,00	-
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	$m2$	1,51	-
Coefficiente di eccentricità inferiore	$minf$	1,50	-
Coefficiente di eccentricità superiore	$msup$	2,00	-
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(minf)$	0,17	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(msup)$	0,00	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi2$	0,17	-

## VERIFICA SLU

### SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	$Ed$	15.786,70	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi1$	0,36	-	
Ente resistente	$Rd$	159.265,87	daN	(fd*A*\Phi1)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>10,09</b>		

### SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	$Ed$	26.146,07	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi2$	0,17	-	
Ente resistente	$Rd$	74.178,00	daN	(fd*A*\Phi2)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>2,84</b>		

**VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI ( RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO) - MURO M74-2+M75-2+M76-1**

**IPOTESI DI CALCOLO**

Adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete

**CARATTERISTICHE DEL MURO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Peso di volume del muro	<b>gamma</b>	1.800,00	daN/mc	
Spessore del muro	<b>t</b>	26,00	cm	
Altezza del muro	<b>h</b>	400,00	cm	
Lunghezza del muro	<b>L</b>	582,00	cm	
Area della sezione resistente linda	<b>A</b>	15.132,00	cmq	(L*t)
Fattore laterale di vincolo	<b>ro</b>	0,81	-	
Altezza libera d'inflessione	<b>h0</b>	325,09	cm	(h*ro)
Snellezza convenzionale	<b>lambda</b>	12,50	-	(h0/t)
Peso del muro in valore caratteristico	<b>Pm,k</b>	10.895,04	daN	(gamma*t*L*h)
Coefficiente di amplificazione del peso	<b>gamma,g1</b>	1,30	-	
Peso del muro in valore di progetto	<b>Pm,d</b>	14.163,55	daN	(Pm,k*gamma, g1)

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA**

Resistenza a compressione media	<b>fm</b>	36,00	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-	
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-	
Coefficiente di sicurezza risultante	<b>CR</b>	2,70	-	(gamma,m*FC)
Resistenza a compressione di progetto	<b>fd</b>	13,33	daN/cmq	(fm/CR)

**ECCENTRICITA'**

**ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI**

Sforzo di compressione dai piani superiori	<b>N1</b>	907,92	daN	(cordolo)
Eccentricità dei carichi dai piani superiori	<b>d1</b>	0,00	cm	

**ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI**

Sforzo di compressione dal solaio di sinistra	<b>Ns,s</b>	0,00	daN	
Eccentricità del solaio di sinistra	<b>ds,s</b>	0,00	cm	
Sforzo di compressione dal solaio di destra	<b>Ns,d</b>	27.435,38	daN	
Eccentricità del solaio di destra	<b>ds,d</b>	4,33	cm	
Sforzo di compressione totale dai solai	<b>N2</b>	27.435,38	daN	(Ns,s+Ns,d)
Momento risultante dai carichi del solaio	<b>M</b>	118.886,65	daNm	ass(Ns,s*ds,s, Ns,d*ds,d)

Eccentricità totale dei solai	<b>d2</b>	4,33	cm	(M/N2)
-------------------------------	-----------	------	----	--------

**ECCENTRICITA' STRUTTURALI**

Sforzo di compressione risultante in testa al muro	<b>N</b>	28.343,30	daNm	(N1+N2)
Eccentricità totale dei carichi dei piani superiori	<b>es1</b>	0,00	cm	(N1*d1/N)
Eccentricità totale dei carichi dei solai	<b>es2</b>	4,19	cm	(N2*d2/N)
Eccentricità strutturale	<b>es</b>	4,19	cm	(es1+es2)

**ECCENTRICITA' ACCIDENTALE**

Eccentricità delle tolleranze di esecuzione	<b>ea</b>	2,00	cm	(h/200)
---------------------------------------------	-----------	------	----	---------

**ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO**

Massimo momento flettente in mezzeria	<b>Mv,m</b>	0,00	daNm	
Sforzo normale a metà della parete	<b>N,m</b>	35.425,08	daN	(N+Pm,d/2)
Eccentricità dai carichi orizzontali	<b>ev</b>	0,00	cm	(Mv,m/N,m)

**ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA**

Eccentricità teorica per la verifica in testa al muro	<b>e1</b>	6,19	cm	( es + ea )
Eccentricità teorica per la verifica a metà del muro	<b>e2</b>	3,10	cm	( e1/2 + ev )

**COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'**

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	1,43	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	<b>m2</b>	0,71	-	(6*e2/t)

**COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA**

I coefficienti di riduzione della resistenza per le sezioni di testa e di metà altezza vengono ricavati approssimando per eccesso la snellezza a il prossimo multiplo di 5 e interpolando i coefficienti di eccentricità di calcolo

**SEZIONE IN TESTA**

Snellezza convenzionale	<b>λ</b>	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	1,43	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	<b>minf</b>	1,00	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	<b>msup</b>	1,50	-	
Coefficiente di riduzione per minf	<b>Φ(minf)</b>	0,32	-	
Coefficiente di riduzione per msup	<b>Φ(msup)</b>	0,17	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	<b>Φ1</b>	0,19	-	

**SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO**

Snellezza convenzionale	$\lambda$	15,00	-
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	$m2$	0,71	-
Coefficiente di eccentricità inferiore	$minf$	0,50	-
Coefficiente di eccentricità superiore	$msup$	1,00	-
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(minf)$	0,48	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(msup)$	0,32	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi2$	0,41	-

**VERIFICA SLU****SEZIONE IN TESTA**

Sforzo normale di verifica	$Ed$	28.343,30	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi1$	0,19	-	
Ente resistente	$Rd$	38.566,09	daN	(fd*A*\Phi1)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>1,36</b>		

**SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO**

Sforzo normale di verifica	$Ed$	35.425,08	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi2$	0,41	-	
Ente resistente	$Rd$	82.979,68	daN	(fd*A*\Phi2)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>2,34</b>		

**VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI (RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO) - MURO M90-2**

**IPOTESI DI CALCOLO**

Adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete

**CARATTERISTICHE DEL MURO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Peso di volume del muro	<b>gamma</b>	1.800,00	daN/mc	
Spessore del muro	<b>t</b>	15,00	cm	
Altezza del muro	<b>h</b>	200,00	cm	
Lunghezza del muro	<b>L</b>	458,00	cm	
Area della sezione resistente linda	<b>A</b>	6.870,00	cmq	(L*t)
Fattore laterale di vincolo	<b>ro</b>	1,00	-	
Altezza libera d'inflessione	<b>h0</b>	200,00	cm	(h*ro)
Snellezza convenzionale	<b>lambda</b>	13,33	-	(h0/t)
Peso del muro in valore caratteristico	<b>Pm,k</b>	2.473,20	daN	(gamma*t*L*h)
Coefficiente di amplificazione del peso	<b>gamma,g1</b>	1,30	-	
Peso del muro in valore di progetto	<b>Pm,d</b>	3.215,16	daN	(Pm,k*gamma, g1)

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA**

Resistenza a compressione media	<b>fm</b>	54,00	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-	
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-	
Coefficiente di sicurezza risultante	<b>CR</b>	2,70	-	(gamma,m*FC)
Resistenza a compressione di progetto	<b>fd</b>	20,00	daN/cmq	(fm/CR)

**ECCENTRICITA'**

**ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI**

Sforzo di compressione dai piani superiori	<b>N1</b>	206,10	daN	(cordolo)
Eccentricità dei carichi dai piani superiori	<b>d1</b>	0,00	cm	

**ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI**

Sforzo di compressione dal solaio di sinistra	<b>Ns,s</b>	0,00	daN	
Eccentricità del solaio di sinistra	<b>ds,s</b>	0,00	cm	
Sforzo di compressione dal solaio di destra	<b>Ns,d</b>	1.460,83	daN	
Eccentricità del solaio di destra	<b>ds,d</b>	4,33	cm	
Sforzo di compressione totale dai solai	<b>N2</b>	1.460,83	daN	(Ns,s+Ns,d)
Momento risultante dai carichi del solaio	<b>M</b>	6.330,26	daNm	ass(Ns,s*ds,s- Ns,d*ds,d)

## Muro\_M90-2

Eccentricità totale dei solai **d2** 4,33 cm (M/N2)

### **ECCENTRICITA' STRUTTURALI**

Sforzo di compressione risultante in testa al muro	<b>N</b>	1.666,93	daNm	(N1+N2)
Eccentricità totale dei carichi dei piani superiori	<b>es1</b>	0,00	cm	(N1*d1/N)
Eccentricità totale dei carichi dei solai	<b>es2</b>	3,80	cm	(N2*d2/N)
Eccentricità strutturale	<b>es</b>	3,80	cm	(es1+es2)

### **ECCENTRICITA' ACCIDENTALE**

Eccentricità delle tolleranze di esecuzione	<b>ea</b>	1,00	cm	(h/200)
---------------------------------------------	-----------	------	----	---------

### **ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO**

Massimo momento flettente in mezzeria	<b>Mv,m</b>	0,00	daNm	
Sforzo normale a metà della parete	<b>N,m</b>	3.274,51	daN	(N+Pm,d/2)
Eccentricità dai carichi orizzontali	<b>ev</b>	0,00	cm	(Mv,m/N,m)

### **ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA**

Eccentricità teorica per la verifica in testa al muro	<b>e1</b>	4,80	cm	( es + ea )
Eccentricità teorica per la verifica a metà del muro	<b>e2</b>	2,40	cm	( e1/2 + ev )

### **COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'**

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	1,92	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	<b>m2</b>	0,96	-	(6*e2/t)

### **COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA**

I coefficienti di riduzione della resistenza per le sezioni di testa e di metà altezza vengono ricavati approssimando per eccesso la snellezza a il prossimo multiplo di 5 e interpolando i coefficienti di eccentricità di calcolo

### **SEZIONE IN TESTA**

Snellezza convenzionale	<b><math>\lambda</math></b>	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	1,92	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	<b>minf</b>	1,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	<b>msup</b>	2,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	<b><math>\Phi(minf)</math></b>	0,17	-	
Coefficiente di riduzione per msup	<b><math>\Phi(msup)</math></b>	0,00	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	<b><math>\Phi 1</math></b>	0,03	-	

### **SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO**

## Muro\_M90-2

Snellezza convenzionale	$\lambda$	15,00	-
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	$m2$	0,96	-
Coefficiente di eccentricità inferiore	$minf$	0,50	-
Coefficiente di eccentricità superiore	$msup$	1,00	-
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(minf)$	0,48	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(msup)$	0,32	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi2$	0,33	-

### VERIFICA SLU

#### SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	$Ed$	1.666,93	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi1$	0,03	-	
Ente resistente	$Rd$	3.782,91	daN	(fd*A*\Phi1)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>2,27</b>		

#### SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	$Ed$	3.274,51	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi2$	0,33	-	
Ente resistente	$Rd$	45.748,19	daN	(fd*A*\Phi2)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>13,97</b>		

**VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI (RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO) - MURO M97-2**

**IPOTESI DI CALCOLO**

Adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete

**CARATTERISTICHE DEL MURO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Peso di volume del muro	<b>gamma</b>	1.800,00	daN/mc	
Spessore del muro	<b>t</b>	15,00	cm	
Altezza del muro	<b>h</b>	200,00	cm	
Lunghezza del muro	<b>L</b>	75,00	cm	
Area della sezione resistente linda	<b>A</b>	1.125,00	cmq	(L*t)
Fattore laterale di vincolo	<b>ro</b>	1,00	-	
Altezza libera d'inflessione	<b>h0</b>	200,00	cm	(h*ro)
Snellezza convenzionale	<b>lambda</b>	13,33	-	(h0/t)
Peso del muro in valore caratteristico	<b>Pm,k</b>	405,00	daN	(gamma*t*L*h)
Coefficiente di amplificazione del peso	<b>gamma,g1</b>	1,30	-	
Peso del muro in valore di progetto	<b>Pm,d</b>	526,50	daN	(Pm,k*gamma, g1)

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA**

Resistenza a compressione media	<b>fm</b>	54,00	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-	
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-	
Coefficiente di sicurezza risultante	<b>CR</b>	2,70	-	(gamma,m*FC)
Resistenza a compressione di progetto	<b>fd</b>	20,00	daN/cmq	(fm/CR)

**ECCENTRICITA'**

**ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI**

Sforzo di compressione dai piani superiori	<b>N1</b>	33,75	daN	(cordolo)
Eccentricità dei carichi dai piani superiori	<b>d1</b>	0,00	cm	

**ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI**

Sforzo di compressione dal solaio di sinistra	<b>Ns,s</b>	0,00	daN	
Eccentricità del solaio di sinistra	<b>ds,s</b>	0,00	cm	
Sforzo di compressione dal solaio di destra	<b>Ns,d</b>	239,22	daN	
Eccentricità del solaio di destra	<b>ds,d</b>	4,33	cm	
Sforzo di compressione totale dai solai	<b>N2</b>	239,22	daN	(Ns,s+Ns,d)
Momento risultante dai carichi del solaio	<b>M</b>	1.036,62	daNm	ass(Ns,s*ds,s- Ns,d*ds,d)

## Muro\_M97-2

Eccentricità totale dei solai **d2** 4,33 cm (M/N2)

### **ECCENTRICITA' STRUTTURALI**

Sforzo di compressione risultante in testa al muro	<b>N</b>	272,97	daNm	(N1+N2)
Eccentricità totale dei carichi dei piani superiori	<b>es1</b>	0,00	cm	(N1*d1/N)
Eccentricità totale dei carichi dei solai	<b>es2</b>	3,80	cm	(N2*d2/N)
Eccentricità strutturale	<b>es</b>	3,80	cm	(es1+es2)

### **ECCENTRICITA' ACCIDENTALE**

Eccentricità delle tolleranze di esecuzione	<b>ea</b>	1,00	cm	(h/200)
---------------------------------------------	-----------	------	----	---------

### **ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO**

Massimo momento flettente in mezzeria	<b>Mv,m</b>	0,00	daNm	
Sforzo normale a metà della parete	<b>N,m</b>	536,22	daN	(N+Pm,d/2)
Eccentricità dai carichi orizzontali	<b>ev</b>	0,00	cm	(Mv,m/N,m)

### **ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA**

Eccentricità teorica per la verifica in testa al muro	<b>e1</b>	4,80	cm	( es + ea )
Eccentricità teorica per la verifica a metà del muro	<b>e2</b>	2,40	cm	( e1/2 + ev )

### **COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'**

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	1,92	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	<b>m2</b>	0,96	-	(6*e2/t)

### **COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA**

I coefficienti di riduzione della resistenza per le sezioni di testa e di metà altezza vengono ricavati approssimando per eccesso la snellezza a il prossimo multiplo di 5 e interpolando i coefficienti di eccentricità di calcolo

### **SEZIONE IN TESTA**

Snellezza convenzionale	<b><math>\lambda</math></b>	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	1,92	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	<b>minf</b>	1,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	<b>msup</b>	2,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	<b><math>\Phi(minf)</math></b>	0,17	-	
Coefficiente di riduzione per msup	<b><math>\Phi(msup)</math></b>	0,00	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	<b><math>\Phi 1</math></b>	0,03	-	

### **SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO**

## Muro\_M97-2

Snellezza convenzionale	$\lambda$	15,00	-
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	$m2$	0,96	-
Coefficiente di eccentricità inferiore	$minf$	0,50	-
Coefficiente di eccentricità superiore	$msup$	1,00	-
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(minf)$	0,48	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(msup)$	0,32	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi2$	0,33	-

### VERIFICA SLU

#### SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	$Ed$	272,97	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi1$	0,03	-	
Ente resistente	$Rd$	619,47	daN	(fd*A*\Phi1)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>2,27</b>		

#### SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	$Ed$	536,22	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi2$	0,33	-	
Ente resistente	$Rd$	7.491,51	daN	(fd*A*\Phi2)
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>13,97</b>		

**VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI (RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO) - MURO M99-2**

**IPOTESI DI CALCOLO**

Adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete

**CARATTERISTICHE DEL MURO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Peso di volume del muro	<b>gamma</b>	1.800,00	daN/mc	
Spessore del muro	<b>t</b>	15,00	cm	
Altezza del muro	<b>h</b>	200,00	cm	
Lunghezza del muro	<b>L</b>	108,00	cm	
Area della sezione resistente linda	<b>A</b>	1.620,00	cmq	(L*t)
Fattore laterale di vincolo	<b>ro</b>	1,00	-	
Altezza libera d'inflessione	<b>h0</b>	200,00	cm	(h*ro)
Snellezza convenzionale	<b>lambda</b>	13,33	-	(h0/t)
Peso del muro in valore caratteristico	<b>Pm,k</b>	583,20	daN	(gamma*t*L*h)
Coefficiente di amplificazione del peso	<b>gamma,g1</b>	1,30	-	
Peso del muro in valore di progetto	<b>Pm,d</b>	758,16	daN	(Pm,k*gamma, g1)

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA**

Resistenza a compressione media	<b>fm</b>	54,00	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-	
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-	
Coefficiente di sicurezza risultante	<b>CR</b>	2,70	-	(gamma,m*FC)
Resistenza a compressione di progetto	<b>fd</b>	20,00	daN/cmq	(fm/CR)

**ECCENTRICITA'**

**ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI**

Sforzo di compressione dai piani superiori	<b>N1</b>	48,60	daN	(cordolo)
Eccentricità dei carichi dai piani superiori	<b>d1</b>	0,00	cm	

**ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI**

Sforzo di compressione dal solaio di sinistra	<b>Ns,s</b>	0,00	daN	
Eccentricità del solaio di sinistra	<b>ds,s</b>	0,00	cm	
Sforzo di compressione dal solaio di destra	<b>Ns,d</b>	344,47	daN	
Eccentricità del solaio di destra	<b>ds,d</b>	4,33	cm	
Sforzo di compressione totale dai solai	<b>N2</b>	344,47	daN	(Ns,s+Ns,d)
Momento risultante dai carichi del solaio	<b>M</b>	1.492,70	daNm	ass(Ns,s*ds,s- Ns,d*ds,d)

## Muro\_M99-2

Eccentricità totale dei solai **d2** 4,33 cm (M/N2)

### **ECCENTRICITA' STRUTTURALI**

Sforzo di compressione risultante in testa al muro	<b>N</b>	393,07	daNm	(N1+N2)
Eccentricità totale dei carichi dei piani superiori	<b>es1</b>	0,00	cm	(N1*d1/N)
Eccentricità totale dei carichi dei solai	<b>es2</b>	3,80	cm	(N2*d2/N)
Eccentricità strutturale	<b>es</b>	3,80	cm	(es1+es2)

### **ECCENTRICITA' ACCIDENTALE**

Eccentricità delle tolleranze di esecuzione	<b>ea</b>	1,00	cm	(h/200)
---------------------------------------------	-----------	------	----	---------

### **ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO**

Massimo momento flettente in mezzeria	<b>Mv,m</b>	0,00	daNm	
Sforzo normale a metà della parete	<b>N,m</b>	772,15	daN	(N+Pm,d/2)
Eccentricità dai carichi orizzontali	<b>ev</b>	0,00	cm	(Mv,m/N,m)

### **ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA**

Eccentricità teorica per la verifica in testa al muro	<b>e1</b>	4,80	cm	( es + ea )
Eccentricità teorica per la verifica a metà del muro	<b>e2</b>	2,40	cm	( e1/2 + ev )

### **COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'**

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	1,92	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	<b>m2</b>	0,96	-	(6*e2/t)

### **COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA**

I coefficienti di riduzione della resistenza per le sezioni di testa e di metà altezza vengono ricavati approssimando per eccesso la snellezza a il prossimo multiplo di 5 e interpolando i coefficienti di eccentricità di calcolo

### **SEZIONE IN TESTA**

Snellezza convenzionale	<b><math>\lambda</math></b>	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	1,92	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	<b>minf</b>	1,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	<b>msup</b>	2,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	<b><math>\Phi(minf)</math></b>	0,17	-	
Coefficiente di riduzione per msup	<b><math>\Phi(msup)</math></b>	0,00	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	<b><math>\Phi 1</math></b>	0,03	-	

### **SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO**

## Muro\_M99-2

Snellezza convenzionale	<b><math>\lambda</math></b>	15,00	-
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	<b><math>m2</math></b>	0,96	-
Coefficiente di eccentricità inferiore	<b><math>minf</math></b>	0,50	-
Coefficiente di eccentricità superiore	<b><math>msup</math></b>	1,00	-
Coefficiente di riduzione per minf	<b><math>\Phi(minf)</math></b>	0,48	-
Coefficiente di riduzione per msup	<b><math>\Phi(msup)</math></b>	0,32	-
Coefficiente di riduzione interpolato	<b><math>\Phi2</math></b>	0,33	-

### VERIFICA SLU

#### SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	<b>Ed</b>	393,07	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	<b><math>\Phi1</math></b>	0,03	-	
Ente resistente	<b>Rd</b>	892,07	daN	(fd*A* $\Phi1$ )
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>2,27</b>		

#### SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	<b>Ed</b>	772,15	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	<b><math>\Phi2</math></b>	0,33	-	
Ente resistente	<b>Rd</b>	10.787,80	daN	(fd*A* $\Phi2$ )
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>13,97</b>		

**VERIFICA SLU DI MURI ESISTENTI PER PRESSO FLESSIONE PER CARICHI LATERALI (RESISTENZA E STABILITA' FUORI PIANO) - MURO M107-1+M108-1**

**IPOTESI DI CALCOLO**

Adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete

**CARATTERISTICHE DEL MURO**

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE**

Peso di volume del muro	<b>gamma</b>	1.800,00	daN/mc	
Spessore del muro	<b>t</b>	26,00	cm	
Altezza del muro	<b>h</b>	400,00	cm	
Lunghezza del muro	<b>L</b>	605,00	cm	
Area della sezione resistente linda	<b>A</b>	15.730,00	cmq	(L*t)
Fattore laterale di vincolo	<b>ro</b>	0,84	-	
Altezza libera d'inflessione	<b>h0</b>	335,54	cm	(h*ro)
Snellezza convenzionale	<b>lambda</b>	12,91	-	(h0/t)
Peso del muro in valore caratteristico	<b>Pm,k</b>	11.325,60	daN	(gamma*t*L*h)
Coefficiente di amplificazione del peso	<b>gamma,g1</b>	1,30	-	
Peso del muro in valore di progetto	<b>Pm,d</b>	14.723,28	daN	(Pm,k*gamma, g1)

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA**

Resistenza a compressione media	<b>fm</b>	36,00	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza sul materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-	
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-	
Coefficiente di sicurezza risultante	<b>CR</b>	2,70	-	(gamma,m*FC)
Resistenza a compressione di progetto	<b>fd</b>	13,33	daN/cmq	(fm/CR)

**ECCENTRICITA'**

**ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI**

Sforzo di compressione dai piani superiori	<b>N1</b>	943,80	daN	(cordolo)
Eccentricità dei carichi dai piani superiori	<b>d1</b>	0,00	cm	

**ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI**

Sforzo di compressione dal solaio di sinistra	<b>Ns,s</b>	0,00	daN	
Eccentricità del solaio di sinistra	<b>ds,s</b>	0,00	cm	
Sforzo di compressione dal solaio di destra	<b>Ns,d</b>	12.587,50	daN	
Eccentricità del solaio di destra	<b>ds,d</b>	4,33	cm	
Sforzo di compressione totale dai solai	<b>N2</b>	12.587,50	daN	(Ns,s+Ns,d)
Momento risultante dai carichi del solaio	<b>M</b>	54.545,83	daNm	ass(Ns,s*ds,s- Ns,d*ds,d)

Eccentricità totale dei solai	<b>d2</b>	4,33	cm	(M/N2)
-------------------------------	-----------	------	----	--------

**ECCENTRICITA' STRUTTURALI**

Sforzo di compressione risultante in testa al muro	<b>N</b>	13.531,30	daNm	(N1+N2)
Eccentricità totale dei carichi dei piani superiori	<b>es1</b>	0,00	cm	(N1*d1/N)
Eccentricità totale dei carichi dei solai	<b>es2</b>	4,03	cm	(N2*d2/N)
Eccentricità strutturale	<b>es</b>	4,03	cm	(es1+es2)

**ECCENTRICITA' ACCIDENTALE**

Eccentricità delle tolleranze di esecuzione	<b>ea</b>	2,00	cm	(h/200)
---------------------------------------------	-----------	------	----	---------

**ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO**

Massimo momento flettente in mezzeria	<b>Mv,m</b>	0,00	daNm	
Sforzo normale a metà della parete	<b>N,m</b>	20.892,94	daN	(N+Pm,d/2)
Eccentricità dai carichi orizzontali	<b>ev</b>	0,00	cm	(Mv,m/N,m)

**ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA**

Eccentricità teorica per la verifica in testa al muro	<b>e1</b>	6,03	cm	( es + ea )
Eccentricità teorica per la verifica a metà del muro	<b>e2</b>	3,02	cm	( e1/2 + ev )

**COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'**

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	1,39	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	<b>m2</b>	0,70	-	(6*e2/t)

**COEFFICIENTE DI RIDUZIONE DELLA RESISTENZA**

I coefficienti di riduzione della resistenza per le sezioni di testa e di metà altezza vengono ricavati approssimando per eccesso la snellezza a il prossimo multiplo di 5 e interpolando i coefficienti di eccentricità di calcolo

**SEZIONE IN TESTA**

Snellezza convenzionale	<b>λ</b>	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	<b>m1</b>	1,39	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	<b>minf</b>	1,00	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	<b>msup</b>	1,50	-	
Coefficiente di riduzione per minf	<b>Φ(minf)</b>	0,32	-	
Coefficiente di riduzione per msup	<b>Φ(msup)</b>	0,17	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	<b>Φ1</b>	0,20	-	

**SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO**

Snellezza convenzionale	<b><math>\lambda</math></b>	15,00	-
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	<b><math>m2</math></b>	0,70	-
Coefficiente di eccentricità inferiore	<b><math>minf</math></b>	0,50	-
Coefficiente di eccentricità superiore	<b><math>msup</math></b>	1,00	-
Coefficiente di riduzione per minf	<b><math>\Phi(minf)</math></b>	0,48	-
Coefficiente di riduzione per msup	<b><math>\Phi(msup)</math></b>	0,32	-
Coefficiente di riduzione interpolato	<b><math>\Phi2</math></b>	0,42	-

**VERIFICA SLU****SEZIONE IN TESTA**

Sforzo normale di verifica	<b>Ed</b>	13.531,30	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	<b><math>\Phi1</math></b>	0,20	-	
Ente resistente	<b>Rd</b>	42.463,30	daN	(fd*A* $\Phi1$ )
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>3,14</b>		

**SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO**

Sforzo normale di verifica	<b>Ed</b>	20.892,94	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	<b><math>\Phi2</math></b>	0,42	-	
Ente resistente	<b>Rd</b>	87.524,60	daN	(fd*A* $\Phi2$ )
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>4,19</b>		

# **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC25-00.xlsx Rev. 00 Data: 23/04/2018

**Doc. PESTEC25**

## **FASCICOLO DEI CALCOLI**

### **VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE FONDAZIONI ESISTENTI DEI MURI IN POROTON, MURO M41-1**

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:



Frontespizio!A1**AZIONI DI VERIFICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEI NUOVI MURI IN POROTON****PESO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE IN CLS ARMATO**

Larghezza	<b>b</b>	0,26	m
Lunghezza	<b>l</b>	2,45	m
Altezza	<b>h</b>	0,20	m
Peso di volume caratteristico	<b>gamma</b>	2.500,00	daN/mc
Coefficiente amplificativo del peso	<b>gammag</b>	1,00	-
Peso totale della fondazione di progetto	<b>Ptrave</b>	318,50	daN

**PESO DEL MURO IN BLOCCHI DI CLS**

Larghezza	<b>b</b>	0,26	m
Lunghezza	<b>l</b>	2,45	m
Altezza	<b>h</b>	0,70	m
Peso di volume caratteristico	<b>gamma</b>	1.200,00	daN/mc
Coefficiente amplificativo del peso	<b>gammag</b>	1,00	-
Peso totale della fondazione di progetto	<b>Pblocchi</b>	535,08	daN

**PESO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE IN CLS NON ARMATO**

Larghezza	<b>B</b>	0,65	m
Lunghezza	<b>L</b>	2,45	m
Altezza	<b>H</b>	1,20	m
Peso di volume caratteristico	<b>gamma</b>	2.400,00	daN/mc
Coefficiente amplificativo del peso	<b>gammag</b>	1,00	-
Peso totale della fondazione di progetto	<b>Pfondazione</b>	4.586,40	daN

**AZIONI ALLA BASE DEI MURI DEL MODELLO FEM (SOLLECITAZIONI INTEGRATE)**

Sforzo normale di compressione	<b>Nfem</b>	15.249,07	daN
Taglio in direzione longitudinale	<b>Tx</b>	1.917,52	daN
Taglio in direzione trasversale	<b>Ty</b>	385,11	daN
Momento flettente trasversale	<b>Mx</b>	340,09	daNm
Momento flettente longitudinale	<b>My</b>	4.554,69	daNm

**AZIONI DAI SOLAI DI PIANO TERRA**

Incidenza media dei pesi caratt. solai di piano terra	<b>g1k</b>	210,00	daN/mq
Incidenza media dei pesi caratt. portati dai solai di piano terra	<b>g2k</b>	80,00	daN/mq
Sovraccarico d'esercizio caratt. dei solai di piano terra	<b>q1k</b>	300,00	daN/mq
Coefficiente amplificativo per carichi permanenti	<b>gammag</b>	1,00	-
Coefficiente amplificativo per carichi variabili	<b>gammaq</b>	0,30	-

Incidenza media dei pesi prog. solai di piano terra	<b>g1d</b>	210,00	daN/mq
Incidenza media dei pesi prog. portati dai solai di piano terra	<b>g2d</b>	80,00	daN/mq
Sovraccarico d'esercizio prog. dei solai di piano terra	<b>q1d</b>	90,00	daN/mq

## Azioni\_calcolo\_terreno

Lunghezza di carico media	<b>Lc</b>	2,45	m
Fascia d'influenza media	<b>f<sub>i</sub></b>	5,10	m
Sforzo normale dai solai di piano terra	<b>Nsol</b>	4.748,10	daN

### **AZIONI RISULTANTI SUL TERRENO DI FONDAZIONE**

Sforzo normale di progetto	<b>N</b>	25.437,15	daN	Ptrave+Pfondazione+Nfem+Nsol+Pblocchi
Momento flettente trasversale	<b>Mtrasv</b>	340,09	daNm	
Taglio in direzione trasversale	<b>Vtrasv</b>	385,11	daN	
Momento flettente longitudinale	<b>Mlong</b>	4.554,69	daNm	
Taglio in direzione longitudinale	<b>Vlong</b>	1.917,52	daN	

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE TERRENO IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI N.D.****AZIONI DI PROGETTO SUL PIANO DI POSA (INCLUSO IL PESO DELLA FONDAZIONE) - COEFF. A1**

Sforzo normale di compressione	<b>N</b>	25.437,15	daN	
Momento flettente trasversale	<b>M<sub>trasv</sub></b>	340,09	daNm	
Taglio trasversale	<b>V<sub>trasv</sub></b>	385,11	daN	
Momento flettente longitudinale	<b>M<sub>long</sub></b>	4.554,69	daNm	
Taglio longitudinale	<b>V<sub>long</sub></b>	1.917,52	daN	
Taglio totale risultante	<b>H</b>	1.955,81	daN	$H = \text{radq}(V_{\text{long}}^2 + V_{\text{trasv}}^2)$
Eccentricità trasversale	<b>e<sub>trasv</sub></b>	1,34	cm	$e_{\text{trasv}} = M_{\text{trasv}}/N$
Eccentricità longitudinale	<b>e<sub>long</sub></b>	17,91	cm	$e_{\text{long}} = M_{\text{long}}/N$

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PIANO DI POSA****CARATTERISTICHE GEOMETRICHE REALI DEL PIANO DI POSA**

Larghezza del piano di posa	<b>B</b>	65,00	cm	(dimensione "trasversale")
Lunghezza del piano di posa	<b>L</b>	245,00	cm	(dimensione "longitudinale")
Profondità del piano di posa	<b>D</b>	160,00	cm	
Inclinazione del piano di posa	<b>ε</b>	0,00	°	
Inclinazione del piano campagna	<b>ω</b>	0,00	°	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA**

Dimensione ridotta di B	<b>B'</b>	62,33	cm	$B' = B - 2 \times e_{\text{trasv}}$
Dimensione ridotta di L	<b>L'</b>	209,19	cm	$L' = L - 2 \times e_{\text{long}}$

**VALORI CARATTERISTICI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE****CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Coesione non drenata caratteristica	<b>c<sub>u,k</sub></b>	1,00	daN/cm <sup>2</sup>
-------------------------------------	------------------------	------	---------------------

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE**

Peso di volume del terreno	<b>γ<sub>k</sub></b>	1.800,00	daN/m <sup>3</sup>
----------------------------	----------------------	----------	--------------------

**VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE****COEFFICIENTI PARZIALI "M1" DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

Coefficiente sulla coesione non drenata	<b>γ<sub>cu</sub></b>	1,00	-
Coefficiente sul peso di volume	<b>γ<sub>γ</sub></b>	1,00	-

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Coesione non drenata di progetto	<b>c<sub>u,d</sub></b>	1,00	daN/cm <sup>2</sup>	$c_{u,d} = c_{u,k}/\gamma_{cu}$
----------------------------------	------------------------	------	---------------------	---------------------------------

## Ver\_terreno\_breve\_termine

### CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno di progetto	$\gamma_{f,d}$	1.800,00	daN/mc	$\gamma_{f,d} = \gamma_{f,k}/\gamma_\gamma$
----------------------------------------	----------------	----------	--------	---------------------------------------------

### CARICO LIMITE DI PROGETTO

#### PRESSIONE SUL PIANO DI POSA DEL TERRENO LATERALE

Pressione agente sul piano di posa	$q$	2.880,00	[daN/m <sup>2</sup> ]	$q = \gamma \times D$
------------------------------------	-----	----------	-----------------------	-----------------------

### FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Coefficiente legato al peso del terreno	$N_\gamma$	0,00	-
Coefficiente legato alla coesione del terreno	$N_c$	5,14	-
Coefficiente legato al peso del terreno	$N_q$	1,00	-

### COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_{c0}$	1,06	-
Coefficiente di profondità piano posa	$d_{c0}$	1,00	-
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_{c0}$	1,00	-
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_{q0}$	1,00	-
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_{c0}$	1,00	-
Coefficiente mb	$m_b$	1,77	-
Coefficiente ml	$m_l$	1,23	-
Coefficiente complessivo m	$m$	1,25	-
Angolo tra direz.carico proiettata e L	$\Theta$	11,36	°
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_{c0}$	0,96	-

### CARICO LIMITE DI PROGETTO

Carico limite di progetto	$q_{lim,d}$	5,53	daN/cmq
$q_{lim,d} = 5,14 \times c_u \times s_{c0} \times d_{c0} \times i_{c0} \times b_{c0} \times g_{c0} + q \times g_{q0}$			

### VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2

#### VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_r$	2,30	-
Ente resistente	$R_d$	31.333,35	daN
Ente sollecitante	$E_d$	25.437,15	daN
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>1,23</b>	

#### VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_{rsorr}$	1,10	[-]
--------------------------------------------	------------------	------	-----

### Ver\_terreno\_breve\_termine

Ente sollecitante	<b>E<sub>d</sub></b>	1.955,81 [daN]	
Ente resistente	<b>R<sub>d</sub></b>	11.852,64 [daN]	$R_d = (B' \times L') * c_{ud} / \gamma_{scorr}$
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>6,06</b>	

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE TERRENO IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI DRENATE****AZIONI DI PROGETTO SUL PIANO DI POSA (INCLUSO IL PESO DELLA FONDAZIONE) - COEFF. A1**

Sforzo normale	<b>N</b>	25.437,15	daN	
Momento flettente trasversale	<b>M<sub>trasv</sub></b>	340,09	daNm	
Taglio trasversale	<b>V<sub>trasv</sub></b>	385,11	daN	
Momento flettente longitudinale	<b>M<sub>long</sub></b>	4.554,69	daNm	
Taglio longitudinale	<b>V<sub>long</sub></b>	1.917,52	daN	
Taglio totale risultante	<b>H</b>	1.955,81	daN	$\text{radq}(\text{V}_{\text{long}}^2 + \text{V}_{\text{trasv}}^2)$
Eccentricità trasversale	<b>e<sub>trasv</sub></b>	1,34	cm	$\text{M}_{\text{trasv}}/\text{N}$
Eccentricità longitudinale	<b>e<sub>long</sub></b>	17,91	cm	$\text{M}_{\text{long}}/\text{N}$

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PIANO DI POSA****CARATTERISTICHE GEOMETRICHE REALI DEL PIANO DI POSA**

Larghezza del piano di posa	<b>B</b>	65,00	cm	(dimensione "trasversale")
Lunghezza del piano di posa	<b>L</b>	245,00	cm	(dimensione "longitudinale")
Profondità del piano di posa	<b>D</b>	160,00	cm	
Inclinazione del piano di posa	<b>ε</b>	0,00	°	
Inclinazione del piano campagna	<b>ω</b>	0,00	°	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA**

Dimensione ridotta di B	<b>B'</b>	62,33	cm	$B - 2 \times e_{\text{trasv}}$
Dimensione ridotta di L	<b>L'</b>	209,19	cm	$L - 2 \times e_{\text{long}}$

**SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA**

Profondità della falda dal piano campagna	<b>Z<sub>w</sub></b>	330,00	cm	
Sottospinta idraulica	<b>S<sub>w</sub></b>	0,00	daN	$\gamma_w \times B \times L \times (D - Z_w)$

**VALORI CARATTERISTICI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE****CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Peso di volume del terreno caratteristico	<b>γ<sub>f,k</sub></b>	1.900,00	daN/mc
Coesione in valore caratteristico	<b>c'<sub>k</sub></b>	0,00	daN/cm <sup>2</sup>
Angolo di resistenza al taglio caratteristico	<b>φ<sub>k</sub></b>	30,00	°

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE**

Peso di volume del terreno caratteristico	<b>γ<sub>,k</sub></b>	1.800,00	daN/mc
-------------------------------------------	-----------------------	----------	--------

**VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

## Ver\_terreno\_lungo\_termine

### **COEFFICIENTI PARZIALI "M1" DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

Coefficiente sulla coesione non drenata	$\gamma_c'$	1,00	-
Coefficiente sull'angolo di attrito	$\gamma_\phi$	1,00	-
Coefficiente sul peso di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	-

### **CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Peso di volume del terreno di progetto	$\gamma_{f,d}$	1.900,00	daN/mc	$\gamma_{f,d} = \gamma_{f,k}/\gamma_\gamma$
Coesione in valore di progetto	$c'_d$	0,00	daN/cmq	$c'_d = c'_k/\gamma_c'$
Angolo di resistenza al taglio di progetto	$\varphi_d$	30,00	°	$\varphi_d = \varphi_k/\gamma_\phi$

### **CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE**

Peso di volume del terreno di progetto	$\gamma_d$	1.800,00	daN/mc	$\gamma_d = \gamma_{k,l}/\gamma_\gamma$
----------------------------------------	------------	----------	--------	-----------------------------------------

### **CARICO LIMITE DI PROGETTO (VESIC, 1975)**

### **PRESSIONE SUL PIANO DI POSA DEL TERRENO LATERALE (CONSIDERA L'INFLUENZA DELLA FALDA)**

Pressione agente sul piano di posa	$q$	2.880,00	daN/mq
------------------------------------	-----	----------	--------

### **FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE**

Coefficiente legato al peso del terreno	$N_\gamma$	20,09	[-]
Coefficiente legato alla coesione del terreno	$N_c$	30,14	[-]
Coefficiente legato al peso del terreno	$N_q$	18,40	[-]

### **COEFFICIENTI CORRETTIVI**

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_c$	1,18	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	$d_c$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_c$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_c$	1,00	[-]
Coefficiente mb	$m_b$	1,77	[-]
Coefficiente ml	$m_l$	1,23	[-]
Coefficiente complessivo m	$m$	1,25	[-]
Angolo tra direz.carico proiettata e L	$\Theta$	11,36	[°]
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_c$	0,90	[-]

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_q$	1,17	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	$d_q$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_q$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_q$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_q$	0,90	[-]

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_\gamma$	0,88	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	$d_\gamma$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_\gamma$	1,00	[-]

## Ver\_terreno\_lungo\_termine

Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_\gamma$	1,00	[ - ]
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_\gamma$	0,92	[ - ]

### CARICO LIMITE DI PROGETTO

Carico limite di progetto	$q_{lim,d}$	6,59	daN/cm <sup>2</sup>
---------------------------	-------------	------	---------------------

$$q_{lim,d} = c_d \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + q \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0,5 \times \gamma \times B' \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma \times b_\gamma \times g_\gamma$$

### VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2

#### VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_r$	2,30	-
Ente resistente	$R_d$	37.340,23	daN
Ente sollecitante	$E_d$	25.437,15	daN
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>1,47</b>	

#### VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_{rscorr}$	1,10	-
Ente sollecitante	$E_d$	1.955,81	daN
Ente resistente	$R_d$	13.351,04	daN
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>6,83</b>	

# **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC24-00.xlsx Rev. 00 Data: 23/04/2018

**Doc. PESTEC24**

## **FASCICOLO DEI CALCOLI**

### **VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DELLE NUOVE FONDAZIONI DEI MURI IN POROTON, MURO M33-1**

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:



Frontespizio!A1**AZIONI DI VERIFICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEI NUOVI MURI IN POROTON****PESO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE IN CLS ARMATO**

Larghezza	<b>b</b>	0,35	m
Lunghezza	<b>l</b>	2,15	m
Altezza	<b>h</b>	0,40	m
Peso di volume caratteristico	<b>gamma</b>	2.500,00	daN/mc
Coefficiente amplificativo del peso	<b>gammag</b>	1,00	-
Peso totale della fondazione di progetto	<b>Ptrave</b>	752,50	daN

**PESO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE IN CLS NON ARMATO**

Larghezza	<b>B</b>	0,65	m
Lunghezza	<b>L</b>	2,15	m
Altezza	<b>H</b>	1,20	m
Peso di volume caratteristico	<b>gamma</b>	2.400,00	daN/mc
Coefficiente amplificativo del peso	<b>gammag</b>	1,00	-
Peso totale della fondazione di progetto	<b>Pfondazione</b>	4.024,80	daN

**AZIONI ALLA BASE DEI MURI DEL MODELLO FEM (SOLLECITAZIONI INTEGRATE)**

Sforzo normale di compressione	<b>Nfem</b>	15.572,92	daN
Taglio in direzione longitudinale	<b>Tx</b>	1.519,57	daN
Taglio in direzione trasversale	<b>Ty</b>	1.125,88	daN
Momento flettente trasversale	<b>Mx</b>	848,59	daNm
Momento flettente longitudinale	<b>My</b>	5.557,00	daNm

**AZIONI DAI SOLAI DI PIANO TERRA**

Incidenza media dei pesi caratt. solai di piano terra	<b>g1k</b>	0,00	daN/mq
Incidenza media dei pesi caratt. portati dai solai di piano terra	<b>g2k</b>	0,00	daN/mq
Sovraccarico d'esercizio caratt. dei solai di piano terra	<b>q1k</b>	0,00	daN/mq
Coefficiente amplificativo per carichi permanenti	<b>gammag</b>	0,00	-
Coefficiente amplificativo per carichi variabili	<b>gammaq</b>	0,00	-
Incidenza media dei pesi prog. solai di piano terra	<b>g1d</b>	0,00	daN/mq
Incidenza media dei pesi prog. portati dai solai di piano terra	<b>g2d</b>	0,00	daN/mq
Sovraccarico d'esercizio prog. dei solai di piano terra	<b>q1d</b>	0,00	daN/mq
Lunghezza di carico media	<b>Lc</b>	0,00	m
Fascia d'influenza media	<b>fi</b>	0,00	m
Sforzo normale dai solai di piano terra	<b>Nsol</b>	0,00	daN

**AZIONI RISULTANTI SUL TERRENO DI FONDAZIONE**

Sforzo normale di progetto	<b>N</b>	20.350,22	daN	Ptrave+Pfondazione+Nfem+Nsol
Momento flettente trasversale	<b>Mtrasv</b>	848,59	daNm	
Taglio in direzione trasversale	<b>Vtrasv</b>	1.125,88	daN	
Momento flettente longitudinale	<b>Mlong</b>	5.557,00	daNm	
Taglio in direzione longitudinale	<b>Vlong</b>	1.519,57	daN	

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE TERRENO IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI N.D.****AZIONI DI PROGETTO SUL PIANO DI POSA (INCLUSO IL PESO DELLA FONDAZIONE) - COEFF. A1**

Sforzo normale di compressione	<b>N</b>	20.350,22	daN	
Momento flettente trasversale	<b>M<sub>trasv</sub></b>	848,59	daNm	
Taglio trasversale	<b>V<sub>trasv</sub></b>	1.125,88	daN	
Momento flettente longitudinale	<b>M<sub>long</sub></b>	5.557,00	daNm	
Taglio longitudinale	<b>V<sub>long</sub></b>	1.519,57	daN	
Taglio totale risultante	<b>H</b>	1.891,22	daN	$H = \text{radq}(V_{\text{long}}^2 + V_{\text{trasv}}^2)$
Eccentricità trasversale	<b>e<sub>trasv</sub></b>	4,17	cm	$e_{\text{trasv}} = M_{\text{trasv}}/N$
Eccentricità longitudinale	<b>e<sub>long</sub></b>	27,31	cm	$e_{\text{long}} = M_{\text{long}}/N$

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PIANO DI POSA****CARATTERISTICHE GEOMETRICHE REALI DEL PIANO DI POSA**

Larghezza del piano di posa	<b>B</b>	65,00	cm	(dimensione "trasversale")
Lunghezza del piano di posa	<b>L</b>	215,00	cm	(dimensione "longitudinale")
Profondità del piano di posa	<b>D</b>	160,00	cm	
Inclinazione del piano di posa	<b>ε</b>	0,00	°	
Inclinazione del piano campagna	<b>ω</b>	0,00	°	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA**

Dimensione ridotta di B	<b>B'</b>	56,66	cm	$B' = B - 2 \times e_{\text{trasv}}$
Dimensione ridotta di L	<b>L'</b>	160,39	cm	$L' = L - 2 \times e_{\text{long}}$

**VALORI CARATTERISTICI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE****CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Coesione non drenata caratteristica	<b>c<sub>u,k</sub></b>	1,00	daN/cm <sup>2</sup>
-------------------------------------	------------------------	------	---------------------

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE**

Peso di volume del terreno	<b>γ<sub>k</sub></b>	1.800,00	daN/m <sup>3</sup>
----------------------------	----------------------	----------	--------------------

**VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE****COEFFICIENTI PARZIALI "M1" DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

Coefficiente sulla coesione non drenata	<b>γ<sub>cu</sub></b>	1,00	-
Coefficiente sul peso di volume	<b>γ<sub>γ</sub></b>	1,00	-

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Coesione non drenata di progetto	<b>c<sub>u,d</sub></b>	1,00	daN/cm <sup>2</sup>	$c_{u,d} = c_{u,k}/\gamma_{cu}$
----------------------------------	------------------------	------	---------------------	---------------------------------

## Ver\_terreno\_breve\_termine

### CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno di progetto	$\gamma_{f,d}$	1.800,00	daN/mc	$\gamma_{f,d} = \gamma_{f,k}/\gamma_\gamma$
----------------------------------------	----------------	----------	--------	---------------------------------------------

### CARICO LIMITE DI PROGETTO

#### PRESSIONE SUL PIANO DI POSA DEL TERRENO LATERALE

Pressione agente sul piano di posa	$q$	2.880,00	[daN/m <sup>2</sup> ]	$q = \gamma \times D$
------------------------------------	-----	----------	-----------------------	-----------------------

### FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Coefficiente legato al peso del terreno	$N_\gamma$	0,00	-
Coefficiente legato alla coesione del terreno	$N_c$	5,14	-
Coefficiente legato al peso del terreno	$N_q$	1,00	-

### COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_{c0}$	1,07	-
Coefficiente di profondità piano posa	$d_{c0}$	1,00	-
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_{c0}$	1,00	-
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_{q0}$	1,00	-
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_{c0}$	1,00	-
 Coefficiente mb	 $m_b$	 1,74	 -
Coefficiente ml	$m_l$	1,26	-
Coefficiente complessivo m	$m$	1,43	-
Angolo tra direz.carico proiettata e L	$\Theta$	36,54	°
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_{c0}$	0,94	-

### CARICO LIMITE DI PROGETTO

Carico limite di progetto	$q_{lim,d}$	5,46	daN/cmq
$q_{lim,d} = 5,14 \times c_u \times s_{c0} \times d_{c0} \times i_{c0} \times b_{c0} \times g_{c0} + q \times g_{q0}$			

### VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2

#### VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_r$	2,30	-
Ente resistente	$R_d$	21.585,31	daN
Ente sollecitante	$E_d$	20.350,22	daN
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>1,06</b>	

#### VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_{rsorr}$	1,10	[-]
--------------------------------------------	------------------	------	-----

## Ver\_terreno\_breve\_termine

Ente sollecitante	<b>E<sub>d</sub></b>	1.891,22	[daN]	
Ente resistente	<b>R<sub>d</sub></b>	8.261,37	[daN]	$R_d = (B' \times L') * c_{ud} / \gamma_{scorr}$
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>4,37</b>		

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE TERRENO IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI DRENATE****AZIONI DI PROGETTO SUL PIANO DI POSA (INCLUSO IL PESO DELLA FONDAZIONE) - COEFF. A1**

Sforzo normale	<b>N</b>	20.350,22	daN	
Momento flettente trasversale	<b>M<sub>trasv</sub></b>	848,59	daNm	
Taglio trasversale	<b>V<sub>trasv</sub></b>	1.125,88	daN	
Momento flettente longitudinale	<b>M<sub>long</sub></b>	5.557,00	daNm	
Taglio longitudinale	<b>V<sub>long</sub></b>	1.519,57	daN	
Taglio totale risultante	<b>H</b>	1.891,22	daN	$\text{radq}(\text{V}_{\text{long}}^2 + \text{V}_{\text{trasv}}^2)$
Eccentricità trasversale	<b>e<sub>trasv</sub></b>	4,17	cm	$\text{M}_{\text{trasv}}/\text{N}$
Eccentricità longitudinale	<b>e<sub>long</sub></b>	27,31	cm	$\text{M}_{\text{long}}/\text{N}$

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PIANO DI POSA****CARATTERISTICHE GEOMETRICHE REALI DEL PIANO DI POSA**

Larghezza del piano di posa	<b>B</b>	65,00	cm	(dimensione "trasversale")
Lunghezza del piano di posa	<b>L</b>	215,00	cm	(dimensione "longitudinale")
Profondità del piano di posa	<b>D</b>	160,00	cm	
Inclinazione del piano di posa	<b>ε</b>	0,00	°	
Inclinazione del piano campagna	<b>ω</b>	0,00	°	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA**

Dimensione ridotta di B	<b>B'</b>	56,66	cm	$B - 2 \times e_{\text{trasv}}$
Dimensione ridotta di L	<b>L'</b>	160,39	cm	$L - 2 \times e_{\text{long}}$

**SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA**

Profondità della falda dal piano campagna	<b>Z<sub>w</sub></b>	330,00	cm	
Sottospinta idraulica	<b>S<sub>w</sub></b>	0,00	daN	$\gamma_w \times B \times L \times (D - Z_w)$

**VALORI CARATTERISTICI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE****CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Peso di volume del terreno caratteristico	<b>γ<sub>f,k</sub></b>	1.900,00	daN/mc
Coesione in valore caratteristico	<b>c'<sub>k</sub></b>	0,00	daN/cm <sup>2</sup>
Angolo di resistenza al taglio caratteristico	<b>φ<sub>k</sub></b>	30,00	°

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE**

Peso di volume del terreno caratteristico	<b>γ<sub>,k</sub></b>	1.800,00	daN/mc
-------------------------------------------	-----------------------	----------	--------

**VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

## Ver\_terreno\_lungo\_termine

### **COEFFICIENTI PARZIALI "M1" DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

Coefficiente sulla coesione non drenata	$\gamma_c'$	1,00	-
Coefficiente sull'angolo di attrito	$\gamma_\phi$	1,00	-
Coefficiente sul peso di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	-

### **CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Peso di volume del terreno di progetto	$\gamma_{f,d}$	1.900,00	daN/mc	$\gamma_{f,d} = \gamma_{f,k}/\gamma_\gamma$
Coesione in valore di progetto	$c'_d$	0,00	daN/cmq	$c'_d = c'_k/\gamma_c'$
Angolo di resistenza al taglio di progetto	$\varphi_d$	30,00	°	$\varphi_d = \varphi_k/\gamma_\phi$

### **CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE**

Peso di volume del terreno di progetto	$\gamma_d$	1.800,00	daN/mc	$\gamma_d = \gamma_{k,l}/\gamma_\gamma$
----------------------------------------	------------	----------	--------	-----------------------------------------

### **CARICO LIMITE DI PROGETTO (VESIC, 1975)**

### **PRESSIONE SUL PIANO DI POSA DEL TERRENO LATERALE (CONSIDERA L'INFLUENZA DELLA FALDA)**

Pressione agente sul piano di posa	$q$	2.880,00	daN/mq
------------------------------------	-----	----------	--------

### **FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE**

Coefficiente legato al peso del terreno	$N_\gamma$	20,09	[-]
Coefficiente legato alla coesione del terreno	$N_c$	30,14	[-]
Coefficiente legato al peso del terreno	$N_q$	18,40	[-]

### **COEFFICIENTI CORRETTIVI**

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_c$	1,22	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	$d_c$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_c$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_c$	1,00	[-]
Coefficiente mb	$m_b$	1,74	[-]
Coefficiente ml	$m_l$	1,26	[-]
Coefficiente complessivo m	$m$	1,43	[-]
Angolo tra direz.carico proiettata e L	$\Theta$	36,54	[°]
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_c$	0,86	[-]

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_q$	1,20	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	$d_q$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_q$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_q$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_q$	0,87	[-]

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_\gamma$	0,86	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	$d_\gamma$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_\gamma$	1,00	[-]

## Ver\_terreno\_lungo\_termine

Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_\gamma$	1,00	[ - ]
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_\gamma$	0,91	[ - ]

### CARICO LIMITE DI PROGETTO

Carico limite di progetto	$q_{lim,d}$	6,39	daN/cm <sup>2</sup>
---------------------------	-------------	------	---------------------

$$q_{lim,d} = c_d \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + q \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0,5 \times \gamma \times B' \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma \times b_\gamma \times g_\gamma$$

### VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2

#### VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_r$	2,30	-
Ente resistente	$R_d$	25.255,13	daN
Ente sollecitante	$E_d$	20.350,22	daN
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>1,24</b>	

#### VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_{rscorr}$	1,10	-
Ente sollecitante	$E_d$	1.891,22	daN
Ente resistente	$R_d$	10.681,10	daN
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>5,65</b>	

# **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC20-00.xlsx Rev. 00 Data: 23/04/2018

**Doc. PESTEC20**

## **FASCICOLO DEI CALCOLI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICÀ DEGLI ARCHITRAVI METALLICI**

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:



## ANALISI DEI CARICHI

### PARAPETTO ESISTENTE IN MATTONI PIENI

Peso di volume	<b>gamma</b>	1800,00	daN/mc
Altezza	<b>h</b>	100,00	cm
Spessore	<b>t</b>	26,00	cm
Peso a metro lineare	<b>g1kp</b>	468,00	daN/m      gamma*h*t

### MURO IN POROTON

Peso di volume	<b>gamma</b>	860,00	daN/mc
Altezza	<b>h</b>	190,00	cm
Spessore	<b>t</b>	25,00	cm
Peso a metro lineare	<b>g1km</b>	408,50	daN/m      gamma*h*t

### INTONACO

Peso di volume	<b>gamma,i</b>	2000,00	daN/mc
Altezza	<b>hi</b>	190,00	cm
Spessore	<b>ti</b>	1,50	cm
Peso a metro lineare	<b>g2km</b>	114,00	daN/m      gamma,i*hi*ti*2

### CORDOLO

Peso di volume	<b>gamma,cls</b>	2500,00	daN/mc
Altezza	<b>hc</b>	24,00	cm
Spessore	<b>bc</b>	25,00	cm
Peso a metro lineare	<b>g1kc</b>	150,00	daN/m      gamma,cls*hc*tc

### CARICHI SULL'ARCHITRAVE

Permanenti strutturali	<b>G1k</b>	90,50	daN/m      g1km+g1kc-g1kp
Permanenti non strutturali	<b>G2k</b>	114,00	daN/m      g2km

**VERIFICA DELLA TRAVE IN ACCIAIO****CARATTERISTICHE DEL PROFILATO****CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DI PESO**

Profilato	<b>HEA140</b>	(es. HEA100, es. HEB100, es. IPE120)
Peso caratteristico del profilato a ml	<b>G<sub>k</sub></b>	24,70 daN/m
Area della sezione del profilato	<b>A</b>	31,40 cmq
Area di resistenza a taglio dell'anima	<b>A<sub>v</sub></b>	10,12 cmq
Altezza del profilato	<b>H</b>	13,30 cm
Larghezza della piattabanda	<b>B</b>	14,00 cm
Spessore delle piattabande	<b>t<sub>f</sub></b>	0,85 cm

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'ASSE FORTE**

Momento d'inerzia principale attorno all'asse forte	<b>J<sub>y-y</sub></b>	1.033,00 cm <sup>4</sup>	
Modulo di resistenza riferito ai lembi esterni	<b>W<sub>y-y</sub></b>	155,34 cmc	J <sub>y-y</sub> /(H/2)
Raggio giratore di inerzia dell'asse forte	<b>ρ<sub>y-y</sub></b>	5,74 cm	radq(J <sub>y-y</sub> /A)

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'ASSE DEBOLE**

Momento d'inerzia principale attorno all'asse debole	<b>J<sub>z-z</sub></b>	389,00 cm <sup>4</sup>	
Modulo di resistenza riferito ai lembi esterni	<b>W<sub>z-z</sub></b>	55,57 cmc	J <sub>z-z</sub> /(B/2)
Raggio giratore di inerzia dell'asse debole	<b>ρ<sub>z-z</sub></b>	3,52 cm	radq(J <sub>z-z</sub> /A)

**CARATTERISTICHE DEL MATERIALE ACCIAIO**

Classe di resistenza dell'acciaio	<b>S</b>	275	
Tensione caratteristica di snervamento	<b>f<sub>yk</sub></b>	2.750,00 daN/cmq	
Modulo elastico longitudinale	<b>E</b>	2.100.000,00 daN/cmq	
Modulo elastico trasversale	<b>G</b>	807.692,31 daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza del materiale	<b>γ<sub>0,0</sub></b>	1,05	-

**CARATTERISTICHE DELLO SCHEMA STATICO DI SEMPLICE APPOGGIO**

Luce d'inflessione	<b>I</b>	365,00 cm	
Luce d'inflessione tra due ritegni torsionali	<b>I<sub>tors</sub></b>	365,00 cm	

**CASO DI CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO LUNGO LA TRAVE****AZIONI IN VALORE CARATTERISTICO**

		daN/m	<b>γ</b>	<b>ψ<sub>0</sub></b>	<b>ψ<sub>1</sub></b>	<b>ψ<sub>2</sub></b>
Permanenti strutturali	<b>G<sub>1k</sub></b>	90,50	1,30	-	-	-
Permanenti non strutturali	<b>G<sub>2k</sub></b>	114,00	1,30	-	-	-
Carico variabile principale	<b>Q<sub>1k</sub></b>	0,00	1,50	0,70	0,50	0,30
Carico variabile secondario	<b>Q<sub>2k</sub></b>	0,00	1,50	0,70	0,50	0,30

**AZIONI IN VALORE DI PROGETTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

## Architrave\_metallico

Permanenti strutturali	<b>G1d</b>	149,76	daN/m
Permanenti non strutturali	<b>G2d</b>	148,20	daN/m
Carico variabile principale	<b>Q1d</b>	0,00	daN/m
Carico variabile secondario	<b>Q2d</b>	0,00	daN/m
	<b>qdsu</b>	297,96	daN/m

### AZIONI IN VALORE DI PROGETTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO RARA

Permanenti strutturali	<b>G1d</b>	115,20	daN/m
Permanenti non strutturali	<b>G2d</b>	114,00	daN/m
Carico variabile principale	<b>Q1d</b>	0,00	daN/m
Carico variabile secondario	<b>Q2d</b>	0,00	daN/m
	<b>qdsle,rara</b>	229,20	daN/m

### CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE IN COMBINAZIONE SLU

#### SEZIONE DI MEZZERIA

Momento flettente	<b>M</b>	496,20	daNm	qdsu*l^2/8
-------------------	----------	--------	------	------------

#### SEZIONE DI APPOGGIO

Taglio	<b>V</b>	543,78	daN	qdsu*l/2
--------	----------	--------	-----	----------

### CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTO IN COMBINAZIONE SLE RARA

Freccia massima in mezzeria	<b>fmax</b>	0,24	cm
-----------------------------	-------------	------	----

### VERIFICA DI RESISTENZA

#### SEZIONE DI MEZZERIA

Momento sollecitante nel piano verticale	<b>M</b>	496,20	daNm	
Tensione normale al lembo esterno	<b>σ</b>	319,43	daN/cmq	M/wy-y
Tensione equivalente di Von Mises	<b>σeq</b>	319,43	daN/cmq	
Tensione di snervamento limite di progetto	<b>fyd</b>	2.619,05	daN/cmq	
Fattore di sicurezza		<b>FS</b>	8,20	

#### SEZIONE DI APPOGGIO

Taglio massimo	<b>V</b>	543,78	daN	
Tensione tang da Vslu	<b>τ</b>	80,60	daN/cmq	1,5*V/Av
Tensione equivalente di Von Mises	<b>σeq</b>	139,60	daN/cmq	
Tensione di snervamento limite di progetto	<b>fyd</b>	2.619,05	daN/cmq	
Fattore di sicurezza		<b>FS</b>	18,76	

**VERIFICA DI INSTABILITA' DI TRAVE (FLESSO-TORSIONALE)****CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE**

Punto di applicazione carico	Estradosso
Momento equivalente	<b>Meq</b> 496,20 daNm

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA**

Coefficiente correttivo della posizione del carico	<b>cc</b> 1,40
Coefficiente omega	<b>ω1</b> 1,28
Fattore d'instabilità torsionale	<b>γlt</b> 0,78
Momento resistente	<b>Mbrd</b> 3.182,28 daNm Wy-y*fyd*γlt

Fattore di sicurezza	<b>FS</b> 6,41
----------------------	----------------

**VERIFICA DI DEFORMABILITA'**

Limite imposto d'accordo con committenza	L/ <b>500</b>
Freccia limite	<b>flim</b> 0,73 cm
Freccia massima elastica	<b>fmax</b> 0,24 cm
Fattore di sicurezza	<b>FS</b> 2,99

## VERIFICA DELLE PRESSIONI DI CONTATTO SU MURO

**SFORZO NORMALE DI COMPRESSIONE**

Sforzo normale	<b>Ped</b>	543,78	daN
Larghezza della zona di contatto	<b>Lc</b>	14,00	cm
Profondità della zona di contatto	<b>pc</b>	45,00	cm
Coefficiente di amplificazione	<b>beta</b>	1,00	-
Superficie di contatto	<b>Ac</b>	630,00	cmq
			Lc*pc*beta

**CARATTERISTICHE DELLA MURATURA**

Tensione di rottura caratteristica a compressione verticale	<b>fbk</b>	82,00	daN/cmq
Coefficiente di sicurezza materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-
Tensione di rottura di progetto a compressione verticale	<b>fbd</b>	41,00	daN/cmq
			fbk/gamma,m

**VERIFICA DI RESISTENZA**

Resistenza di progetto a compressione	<b>Prd</b>	25.830,00	daN	Ac*fbd
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>47,50</b>		Prd/Ped

# **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC23-00.xlsx Rev. 00 Data: 23/04/2018

**Doc. PESTEC23**

## **FASCICOLO DEI CALCOLI**

### **VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICHE DELLE FONDAZIONI ESISTENTI DEI MURI IN POROTON, MURO M41-1**

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:



Frontespizio!A1**AZIONI DI VERIFICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEI NUOVI MURI IN POROTON****PESO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE IN CLS ARMATO**

Larghezza	<b>b</b>	0,26	m
Lunghezza	<b>l</b>	2,45	m
Altezza	<b>h</b>	0,20	m
Peso di volume caratteristico	<b>gamma</b>	2.500,00	daN/mc
Coefficiente amplificativo del peso	<b>gammag</b>	1,30	-
Peso totale della fondazione di progetto	<b>Ptrave</b>	414,05	daN

**PESO DEL MURO IN BLOCCHI DI CLS**

Larghezza	<b>b</b>	0,26	m
Lunghezza	<b>l</b>	2,45	m
Altezza	<b>h</b>	0,70	m
Peso di volume caratteristico	<b>gamma</b>	1.200,00	daN/mc
Coefficiente amplificativo del peso	<b>gammag</b>	1,30	-
Peso totale della fondazione di progetto	<b>Pblocchi</b>	695,60	daN

**PESO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE IN CLS NON ARMATO**

Larghezza	<b>B</b>	0,65	m
Lunghezza	<b>L</b>	2,45	m
Altezza	<b>H</b>	1,20	m
Peso di volume caratteristico	<b>gamma</b>	2.400,00	daN/mc
Coefficiente amplificativo del peso	<b>gammag</b>	1,30	-
Peso totale della fondazione di progetto	<b>Pfondazione</b>	5.962,32	daN

**AZIONI ALLA BASE DEI MURI DEL MODELLO FEM (SOLLECITAZIONI INTEGRATE)**

Sforzo normale di compressione	<b>Nfem</b>	16.894,50	daN
Taglio in direzione longitudinale	<b>Tx</b>	2.124,10	daN
Taglio in direzione trasversale	<b>Ty</b>	169,85	daN
Momento flettente trasversale	<b>Mx</b>	117,37	daNm
Momento flettente longitudinale	<b>My</b>	2.771,57	daNm

**AZIONI DAI SOLAI DI PIANO TERRA**

Incidenza media dei pesi caratt. solai di piano terra	<b>g1k</b>	210,00	daN/mq
Incidenza media dei pesi caratt. portati dai solai di piano terra	<b>g2k</b>	80,00	daN/mq
Sovraccarico d'esercizio caratt. dei solai di piano terra	<b>q1k</b>	300,00	daN/mq
Coefficiente amplificativo per carichi permanenti	<b>gammag</b>	1,30	-
Coefficiente amplificativo per carichi variabili	<b>gammaq</b>	1,50	-

Incidenza media dei pesi prog. solai di piano terra	<b>g1d</b>	273,00	daN/mq
Incidenza media dei pesi prog. portati dai solai di piano terra	<b>g2d</b>	104,00	daN/mq
Sovraccarico d'esercizio prog. dei solai di piano terra	<b>q1d</b>	450,00	daN/mq

## Azioni\_calcolo\_terreno

Lunghezza di carico media	<b>Lc</b>	2,45	m
Fascia d'influenza media	<b>f<sub>i</sub></b>	5,10	m
Sforzo normale dai solai di piano terra	<b>Nsol</b>	10.333,37	daN

### **AZIONI RISULTANTI SUL TERRENO DI FONDAZIONE**

Sforzo normale di progetto	<b>N</b>	34.299,84	daN	Ptrave+Pfondazione+ Nfem+Nsol+Pblocchi
Momento flettente trasversale	<b>Mtrasv</b>	117,37	daNm	
Taglio in direzione trasversale	<b>Vtrasv</b>	169,85	daN	
Momento flettente longitudinale	<b>Mlong</b>	2.771,57	daNm	
Taglio in direzione longitudinale	<b>Vlong</b>	2.124,10	daN	

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE TERRENO IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI N.D.****AZIONI DI PROGETTO SUL PIANO DI POSA (INCLUSO IL PESO DELLA FONDAZIONE) - COEFF. A1**

Sforzo normale di compressione	<b>N</b>	34.299,84	daN	
Momento flettente trasversale	<b>M<sub>trasv</sub></b>	117,37	daNm	
Taglio trasversale	<b>V<sub>trasv</sub></b>	169,85	daN	
Momento flettente longitudinale	<b>M<sub>long</sub></b>	2.771,57	daNm	
Taglio longitudinale	<b>V<sub>long</sub></b>	2.124,10	daN	
Taglio totale risultante	<b>H</b>	2.130,88	daN	$H = \text{radq}(V_{\text{long}}^2 + V_{\text{trasv}}^2)$
Eccentricità trasversale	<b>e<sub>trasv</sub></b>	0,34	cm	$e_{\text{trasv}} = M_{\text{trasv}}/N$
Eccentricità longitudinale	<b>e<sub>long</sub></b>	8,08	cm	$e_{\text{long}} = M_{\text{long}}/N$

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PIANO DI POSA****CARATTERISTICHE GEOMETRICHE REALI DEL PIANO DI POSA**

Larghezza del piano di posa	<b>B</b>	65,00	cm	(dimensione "trasversale")
Lunghezza del piano di posa	<b>L</b>	245,00	cm	(dimensione "longitudinale")
Profondità del piano di posa	<b>D</b>	160,00	cm	
Inclinazione del piano di posa	<b>ε</b>	0,00	°	
Inclinazione del piano campagna	<b>ω</b>	0,00	°	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA**

Dimensione ridotta di B	<b>B'</b>	64,32	cm	$B' = B - 2 \times e_{\text{trasv}}$
Dimensione ridotta di L	<b>L'</b>	228,84	cm	$L' = L - 2 \times e_{\text{long}}$

**VALORI CARATTERISTICI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE****CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Coesione non drenata caratteristica	<b>c<sub>u,k</sub></b>	1,00	daN/cm <sup>2</sup>
-------------------------------------	------------------------	------	---------------------

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE**

Peso di volume del terreno	<b>γ<sub>k</sub></b>	1.800,00	daN/m <sup>3</sup>
----------------------------	----------------------	----------	--------------------

**VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE****COEFFICIENTI PARZIALI "M1" DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

Coefficiente sulla coesione non drenata	<b>γ<sub>cu</sub></b>	1,00	-
Coefficiente sul peso di volume	<b>γ<sub>γ</sub></b>	1,00	-

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Coesione non drenata di progetto	<b>c<sub>u,d</sub></b>	1,00	daN/cm <sup>2</sup>	$c_{u,d} = c_{u,k}/\gamma_{cu}$
----------------------------------	------------------------	------	---------------------	---------------------------------

## Ver\_terreno\_breve\_termine

### CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno di progetto	$\gamma_{f,d}$	1.800,00	daN/mc	$\gamma_{f,d} = \gamma_{f,k}/\gamma_\gamma$
----------------------------------------	----------------	----------	--------	---------------------------------------------

### CARICO LIMITE DI PROGETTO

#### PRESSIONE SUL PIANO DI POSA DEL TERRENO LATERALE

Pressione agente sul piano di posa	$q$	2.880,00	[daN/m <sup>2</sup> ]	$q = \gamma \times D$
------------------------------------	-----	----------	-----------------------	-----------------------

### FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Coefficiente legato al peso del terreno	$N_\gamma$	0,00	-
Coefficiente legato alla coesione del terreno	$N_c$	5,14	-
Coefficiente legato al peso del terreno	$N_q$	1,00	-

### COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_{c0}$	1,05	-
Coefficiente di profondità piano posa	$d_{c0}$	1,00	-
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_{c0}$	1,00	-
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_{q0}$	1,00	-
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_{c0}$	1,00	-
Coefficiente mb	$m_b$	1,78	-
Coefficiente ml	$m_l$	1,22	-
Coefficiente complessivo m	$m$	1,22	-
Angolo tra direz.carico proiettata e L	$\Theta$	4,57	°
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_{c0}$	0,97	-

### CARICO LIMITE DI PROGETTO

Carico limite di progetto	$q_{lim,d}$	5,52	daN/cmq
$q_{lim,d} = 5,14 \times c_u \times s_{c0} \times d_{c0} \times i_{c0} \times b_{c0} \times g_{c0} + q \times g_{q0}$			

### VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2

#### VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_r$	2,30	-
Ente resistente	$R_d$	35.337,82	daN
Ente sollecitante	$E_d$	34.299,84	daN
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>1,03</b>	

#### VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_{rsorr}$	1,10	[-]
--------------------------------------------	------------------	------	-----

### Ver\_terreno\_breve\_termine

Ente sollecitante	<b>E<sub>d</sub></b>	2.130,88 [daN]	
Ente resistente	<b>R<sub>d</sub></b>	13.379,94 [daN]	$R_d = (B' \times L') * c_{ud} / \gamma_{scorr}$
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>6,28</b>	

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE TERRENO IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI DRENATE****AZIONI DI PROGETTO SUL PIANO DI POSA (INCLUSO IL PESO DELLA FONDAZIONE) - COEFF. A1**

Sforzo normale	<b>N</b>	34.299,84	daN	
Momento flettente trasversale	<b>M<sub>trasv</sub></b>	117,37	daNm	
Taglio trasversale	<b>V<sub>trasv</sub></b>	169,85	daN	
Momento flettente longitudinale	<b>M<sub>long</sub></b>	2.771,57	daNm	
Taglio longitudinale	<b>V<sub>long</sub></b>	2.124,10	daN	
Taglio totale risultante	<b>H</b>	2.130,88	daN	$\text{radq}(\text{V}_{\text{long}}^2 + \text{V}_{\text{trasv}}^2)$
Eccentricità trasversale	<b>e<sub>trasv</sub></b>	0,34	cm	$\text{M}_{\text{trasv}}/\text{N}$
Eccentricità longitudinale	<b>e<sub>long</sub></b>	8,08	cm	$\text{M}_{\text{long}}/\text{N}$

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PIANO DI POSA****CARATTERISTICHE GEOMETRICHE REALI DEL PIANO DI POSA**

Larghezza del piano di posa	<b>B</b>	65,00	cm	(dimensione "trasversale")
Lunghezza del piano di posa	<b>L</b>	245,00	cm	(dimensione "longitudinale")
Profondità del piano di posa	<b>D</b>	160,00	cm	
Inclinazione del piano di posa	<b>ε</b>	0,00	°	
Inclinazione del piano campagna	<b>ω</b>	0,00	°	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA**

Dimensione ridotta di B	<b>B'</b>	64,32	cm	$B - 2 \times e_{\text{trasv}}$
Dimensione ridotta di L	<b>L'</b>	228,84	cm	$L - 2 \times e_{\text{long}}$

**SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA**

Profondità della falda dal piano campagna	<b>Z<sub>w</sub></b>	330,00	cm	
Sottospinta idraulica	<b>S<sub>w</sub></b>	0,00	daN	$\gamma_w \times B \times L \times (D - Z_w)$

**VALORI CARATTERISTICI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE****CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Peso di volume del terreno caratteristico	<b>γ<sub>f,k</sub></b>	1.900,00	daN/mc
Coesione in valore caratteristico	<b>c'<sub>k</sub></b>	0,00	daN/cm <sup>2</sup>
Angolo di resistenza al taglio caratteristico	<b>φ<sub>k</sub></b>	30,00	°

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE**

Peso di volume del terreno caratteristico	<b>γ<sub>,k</sub></b>	1.800,00	daN/mc
-------------------------------------------	-----------------------	----------	--------

**VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

## Ver\_terreno\_lungo\_termine

### **COEFFICIENTI PARZIALI "M1" DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

Coefficiente sulla coesione non drenata	$\gamma_c'$	1,00	-
Coefficiente sull'angolo di attrito	$\gamma_\phi$	1,00	-
Coefficiente sul peso di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	-

### **CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Peso di volume del terreno di progetto	$\gamma_{f,d}$	1.900,00	daN/mc	$\gamma_{f,d} = \gamma_{f,k}/\gamma_\gamma$
Coesione in valore di progetto	$c'_d$	0,00	daN/cmq	$c'_d = c'_k/\gamma_c'$
Angolo di resistenza al taglio di progetto	$\varphi_d$	30,00	°	$\varphi_d = \varphi_k/\gamma_\phi$

### **CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE**

Peso di volume del terreno di progetto	$\gamma_{d}$	1.800,00	daN/mc	$\gamma_d = \gamma_{k}/\gamma_\gamma$
----------------------------------------	--------------	----------	--------	---------------------------------------

### **CARICO LIMITE DI PROGETTO (VESIC, 1975)**

### **PRESSIONE SUL PIANO DI POSA DEL TERRENO LATERALE (CONSIDERA L'INFLUENZA DELLA FALDA)**

Pressione agente sul piano di posa	$q$	2.880,00	daN/mq
------------------------------------	-----	----------	--------

### **FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE**

Coefficiente legato al peso del terreno	$N_\gamma$	20,09	[-]
Coefficiente legato alla coesione del terreno	$N_c$	30,14	[-]
Coefficiente legato al peso del terreno	$N_q$	18,40	[-]

### **COEFFICIENTI CORRETTIVI**

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_c$	1,17	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	$d_c$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_c$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_c$	1,00	[-]
Coefficiente mb	$m_b$	1,78	[-]
Coefficiente ml	$m_l$	1,22	[-]
Coefficiente complessivo m	$m$	1,22	[-]
Angolo tra direz.carico proiettata e L	$\Theta$	4,57	[°]
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_c$	0,92	[-]

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_q$	1,16	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	$d_q$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_q$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_q$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_q$	0,92	[-]

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_\gamma$	0,89	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	$d_\gamma$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_\gamma$	1,00	[-]

## Ver\_terreno\_lungo\_termine

Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_\gamma$	1,00	[ - ]
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_\gamma$	0,94	[ - ]

### **CARICO LIMITE DI PROGETTO**

Carico limite di progetto	$q_{lim,d}$	6,72	daN/cmq
$q_{lim,d} = c_d \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + q \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0,5 \times \gamma \times B' \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma \times b_\gamma \times g_\gamma$			

### **VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2**

#### **VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO**

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_r$	2,30	-
Ente resistente	$R_d$	42.981,14	daN
Ente sollecitante	$E_d$	34.299,84	daN
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>		<b>FS</b>	<b>1,25</b>

#### **VERIFICA DI SCORRIMENTO**

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_{rscorr}$	1,10	-
Ente sollecitante	$E_d$	2.130,88	daN
Ente resistente	$R_d$	18.002,75	daN
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>		<b>FS</b>	<b>8,45</b>

# **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC22-00.xlsx Rev. 00 Data: 23/04/2018

**Doc. PESTEC22**

## **FASCICOLO DEI CALCOLI**

### **VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICHE DELLE NUOVE FONDAZIONI DEI MURI IN POROTON, MURO M33-1**

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:



Frontespizio!A1**AZIONI DI VERIFICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE DEI NUOVI MURI IN POROTON****PESO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE IN CLS ARMATO**

Larghezza	<b>b</b>	0,35	m
Lunghezza	<b>l</b>	2,15	m
Altezza	<b>h</b>	0,40	m
Peso di volume caratteristico	<b>gamma</b>	2.500,00	daN/mc
Coefficiente amplificativo del peso	<b>gammag</b>	1,30	-
Peso totale della fondazione di progetto	<b>Ptrave</b>	978,25	daN

**PESO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE IN CLS NON ARMATO**

Larghezza	<b>B</b>	0,65	m
Lunghezza	<b>L</b>	2,15	m
Altezza	<b>H</b>	1,20	m
Peso di volume caratteristico	<b>gamma</b>	2.400,00	daN/mc
Coefficiente amplificativo del peso	<b>gammag</b>	1,30	-
Peso totale della fondazione di progetto	<b>Pfondazione</b>	5.232,24	daN

**AZIONI ALLA BASE DEI MURI DEL MODELLO FEM (SOLLECITAZIONI INTEGRATE)**

Sforzo normale di compressione	<b>Nfem</b>	18.357,00	daN
Taglio in direzione longitudinale	<b>Tx</b>	1.326,00	daN
Taglio in direzione trasversale	<b>Ty</b>	1.302,77	daN
Momento flettente trasversale	<b>Mx</b>	1.019,13	daNm
Momento flettente longitudinale	<b>My</b>	1.417,85	daNm

**AZIONI DAI SOLAI DI PIANO TERRA**

Incidenza media dei pesi caratt. solai di piano terra	<b>g1k</b>	0,00	daN/mq
Incidenza media dei pesi caratt. portati dai solai di piano terra	<b>g2k</b>	0,00	daN/mq
Sovraccarico d'esercizio caratt. dei solai di piano terra	<b>q1k</b>	0,00	daN/mq
Coefficiente amplificativo per carichi permanenti	<b>gammag</b>	0,00	-
Coefficiente amplificativo per carichi variabili	<b>gammaq</b>	0,00	-
Incidenza media dei pesi prog. solai di piano terra	<b>g1d</b>	0,00	daN/mq
Incidenza media dei pesi prog. portati dai solai di piano terra	<b>g2d</b>	0,00	daN/mq
Sovraccarico d'esercizio prog. dei solai di piano terra	<b>q1d</b>	0,00	daN/mq
Lunghezza di carico media	<b>Lc</b>	0,00	m
Fascia d'influenza media	<b>fi</b>	0,00	m
Sforzo normale dai solai di piano terra	<b>Nsol</b>	0,00	daN

**AZIONI RISULTANTI SUL TERRENO DI FONDAZIONE**

Sforzo normale di progetto	<b>N</b>	24.567,49	daN	Ptrave+Pfondazione+Nfem+Nsol
Momento flettente trasversale	<b>Mtrasv</b>	1.019,13	daNm	
Taglio in direzione trasversale	<b>Vtrasv</b>	1.302,77	daN	
Momento flettente longitudinale	<b>Mlong</b>	1.417,85	daNm	
Taglio in direzione longitudinale	<b>Vlong</b>	1.326,00	daN	

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE TERRENO IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI N.D.****AZIONI DI PROGETTO SUL PIANO DI POSA (INCLUSO IL PESO DELLA FONDAZIONE) - COEFF. A1**

Sforzo normale di compressione	<b>N</b>	24.567,49	daN	
Momento flettente trasversale	<b>M<sub>trasv</sub></b>	1.019,13	daNm	
Taglio trasversale	<b>V<sub>trasv</sub></b>	1.302,77	daN	
Momento flettente longitudinale	<b>M<sub>long</sub></b>	1.417,85	daNm	
Taglio longitudinale	<b>V<sub>long</sub></b>	1.326,00	daN	
Taglio totale risultante	<b>H</b>	1.858,89	daN	$H = \text{radq}(V_{\text{long}}^2 + V_{\text{trasv}}^2)$
Eccentricità trasversale	<b>e<sub>trasv</sub></b>	4,15	cm	$e_{\text{trasv}} = M_{\text{trasv}}/N$
Eccentricità longitudinale	<b>e<sub>long</sub></b>	5,77	cm	$e_{\text{long}} = M_{\text{long}}/N$

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PIANO DI POSA****CARATTERISTICHE GEOMETRICHE REALI DEL PIANO DI POSA**

Larghezza del piano di posa	<b>B</b>	65,00	cm	(dimensione "trasversale")
Lunghezza del piano di posa	<b>L</b>	215,00	cm	(dimensione "longitudinale")
Profondità del piano di posa	<b>D</b>	160,00	cm	
Inclinazione del piano di posa	<b>ε</b>	0,00	°	
Inclinazione del piano campagna	<b>ω</b>	0,00	°	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA**

Dimensione ridotta di B	<b>B'</b>	56,70	cm	$B' = B - 2 \times e_{\text{trasv}}$
Dimensione ridotta di L	<b>L'</b>	203,46	cm	$L' = L - 2 \times e_{\text{long}}$

**VALORI CARATTERISTICI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE****CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Coesione non drenata caratteristica	<b>c<sub>u,k</sub></b>	1,00	daN/cm <sup>2</sup>
-------------------------------------	------------------------	------	---------------------

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE**

Peso di volume del terreno	<b>γ<sub>k</sub></b>	1.800,00	daN/m <sup>3</sup>
----------------------------	----------------------	----------	--------------------

**VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE****COEFFICIENTI PARZIALI "M1" DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

Coefficiente sulla coesione non drenata	<b>γ<sub>cu</sub></b>	1,00	-
Coefficiente sul peso di volume	<b>γ<sub>γ</sub></b>	1,00	-

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Coesione non drenata di progetto	<b>c<sub>u,d</sub></b>	1,00	daN/cm <sup>2</sup>	$c_{u,d} = c_{u,k}/\gamma_{cu}$
----------------------------------	------------------------	------	---------------------	---------------------------------

## Ver\_terreno\_breve\_termine

### CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno di progetto	$\gamma_{f,d}$	1.800,00	daN/mc	$\gamma_{f,d} = \gamma_{f,k}/\gamma_\gamma$
----------------------------------------	----------------	----------	--------	---------------------------------------------

### CARICO LIMITE DI PROGETTO

#### PRESSIONE SUL PIANO DI POSA DEL TERRENO LATERALE

Pressione agente sul piano di posa	$q$	2.880,00	[daN/m <sup>2</sup> ]	$q = \gamma \times D$
------------------------------------	-----	----------	-----------------------	-----------------------

### FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Coefficiente legato al peso del terreno	$N_\gamma$	0,00	-
Coefficiente legato alla coesione del terreno	$N_c$	5,14	-
Coefficiente legato al peso del terreno	$N_q$	1,00	-

### COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_{c0}$	1,05	-
Coefficiente di profondità piano posa	$d_{c0}$	1,00	-
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_{c0}$	1,00	-
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_{q0}$	1,00	-
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_{c0}$	1,00	-
Coefficiente mb	$m_b$	1,78	-
Coefficiente ml	$m_l$	1,22	-
Coefficiente complessivo m	$m$	1,50	-
Angolo tra direz.carico proiettata e L	$\Theta$	44,49	°
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_{c0}$	0,95	-

### CARICO LIMITE DI PROGETTO

Carico limite di progetto	$q_{lim,d}$	5,45	daN/cmq
$q_{lim,d} = 5,14 \times c_u \times s_{c0} \times d_{c0} \times i_{c0} \times b_{c0} \times g_{c0} + q \times g_{q0}$			

### VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2

#### VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_r$	2,30	-
Ente resistente	$R_d$	27.350,84	daN
Ente sollecitante	$E_d$	24.567,49	daN
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>1,11</b>	

#### VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_{rsorr}$	1,10	[-]
--------------------------------------------	------------------	------	-----

### Ver\_terreno\_breve\_termine

Ente sollecitante	<b>E<sub>d</sub></b>	1.858,89 [daN]	
Ente resistente	<b>R<sub>d</sub></b>	10.487,94 [daN]	$R_d = (B' \times L') * c_{ud} / \gamma_{scorr}$
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>5,64</b>	

**VERIFICA CAPACITA' PORTANTE TERRENO IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI DRENATE****AZIONI DI PROGETTO SUL PIANO DI POSA (INCLUSO IL PESO DELLA FONDAZIONE) - COEFF. A1**

Sforzo normale	<b>N</b>	24.567,49	daN	
Momento flettente trasversale	<b>M<sub>trasv</sub></b>	1.019,13	daNm	
Taglio trasversale	<b>V<sub>trasv</sub></b>	1.302,77	daN	
Momento flettente longitudinale	<b>M<sub>long</sub></b>	1.417,85	daNm	
Taglio longitudinale	<b>V<sub>long</sub></b>	1.326,00	daN	
Taglio totale risultante	<b>H</b>	1.858,89	daN	$\text{radq}(\text{V}_{\text{long}}^2 + \text{V}_{\text{trasv}}^2)$
Eccentricità trasversale	<b>e<sub>trasv</sub></b>	4,15	cm	$\text{M}_{\text{trasv}}/\text{N}$
Eccentricità longitudinale	<b>e<sub>long</sub></b>	5,77	cm	$\text{M}_{\text{long}}/\text{N}$

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PIANO DI POSA****CARATTERISTICHE GEOMETRICHE REALI DEL PIANO DI POSA**

Larghezza del piano di posa	<b>B</b>	65,00	cm	(dimensione "trasversale")
Lunghezza del piano di posa	<b>L</b>	215,00	cm	(dimensione "longitudinale")
Profondità del piano di posa	<b>D</b>	160,00	cm	
Inclinazione del piano di posa	<b>ε</b>	0,00	°	
Inclinazione del piano campagna	<b>ω</b>	0,00	°	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA**

Dimensione ridotta di B	<b>B'</b>	56,70	cm	$B - 2 \times e_{\text{trasv}}$
Dimensione ridotta di L	<b>L'</b>	203,46	cm	$L - 2 \times e_{\text{long}}$

**SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA**

Profondità della falda dal piano campagna	<b>Z<sub>w</sub></b>	330,00	cm	
Sottospinta idraulica	<b>S<sub>w</sub></b>	0,00	daN	$\gamma_w \times B \times L \times (D - Z_w)$

**VALORI CARATTERISTICI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE****CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Peso di volume del terreno caratteristico	<b>γ<sub>f,k</sub></b>	1.900,00	daN/mc
Coesione in valore caratteristico	<b>c'<sub>k</sub></b>	0,00	daN/cm <sup>2</sup>
Angolo di resistenza al taglio caratteristico	<b>φ<sub>k</sub></b>	30,00	°

**CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE**

Peso di volume del terreno caratteristico	<b>γ<sub>,k</sub></b>	1.800,00	daN/mc
-------------------------------------------	-----------------------	----------	--------

**VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

## Ver\_terreno\_lungo\_termine

### **COEFFICIENTI PARZIALI "M1" DEI PARAMETRI GEOTECNICI**

Coefficiente sulla coesione non drenata	$\gamma_c'$	1,00	-
Coefficiente sull'angolo di attrito	$\gamma_\phi$	1,00	-
Coefficiente sul peso di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	-

### **CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA**

Peso di volume del terreno di progetto	$\gamma_{f,d}$	1.900,00	daN/mc	$\gamma_{f,d} = \gamma_{f,k}/\gamma_\gamma$
Coesione in valore di progetto	$c'_d$	0,00	daN/cmq	$c'_d = c'_k/\gamma_c'$
Angolo di resistenza al taglio di progetto	$\varphi_d$	30,00	°	$\varphi_d = \varphi_k/\gamma_\phi$

### **CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE**

Peso di volume del terreno di progetto	$\gamma_{d}$	1.800,00	daN/mc	$\gamma_d = \gamma_{k}/\gamma_\gamma$
----------------------------------------	--------------	----------	--------	---------------------------------------

### **CARICO LIMITE DI PROGETTO (VESIC, 1975)**

### **PRESSIONE SUL PIANO DI POSA DEL TERRENO LATERALE (CONSIDERA L'INFLUENZA DELLA FALDA)**

Pressione agente sul piano di posa	$q$	2.880,00	daN/mq
------------------------------------	-----	----------	--------

### **FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE**

Coefficiente legato al peso del terreno	$N_\gamma$	20,09	[-]
Coefficiente legato alla coesione del terreno	$N_c$	30,14	[-]
Coefficiente legato al peso del terreno	$N_q$	18,40	[-]

### **COEFFICIENTI CORRETTIVI**

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_c$	1,17	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	$d_c$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_c$	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_c$	1,00	[-]
Coefficiente mb	$m_b$	1,78	[-]

Coefficiente ml	$m_l$	1,22	[-]
Coefficiente complessivo m	$m$	1,50	[-]

Angolo tra direz.carico proiettata e L	$\Theta$	44,49	[°]
----------------------------------------	----------	-------	-----

Coefficiente di inclinazione del carico	$i_c$	0,88	[-]
-----------------------------------------	-------	------	-----

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_q$	1,16	[-]
------------------------------------------	-------	------	-----

Coefficiente di profondità piano posa	$d_q$	1,00	[-]
---------------------------------------	-------	------	-----

Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_q$	1,00	[-]
-----------------------------------------	-------	------	-----

Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_q$	1,00	[-]
---------------------------------------------	-------	------	-----

Coefficiente di inclinazione del carico	$i_q$	0,89	[-]
-----------------------------------------	-------	------	-----

Coefficiente di forma per forma rettang.	$s_\gamma$	0,89	[-]
------------------------------------------	------------	------	-----

Coefficiente di profondità piano posa	$d_\gamma$	1,00	[-]
---------------------------------------	------------	------	-----

Coefficiente di inclinazione piano posa	$b_\gamma$	1,00	[-]
-----------------------------------------	------------	------	-----

## Ver\_terreno\_lungo\_termine

Coefficiente di inclinazione piano campagna	$g_\gamma$	1,00	[ - ]
Coefficiente di inclinazione del carico	$i_\gamma$	0,92	[ - ]

### CARICO LIMITE DI PROGETTO

Carico limite di progetto	$q_{lim,d}$	6,36	daN/cm <sup>2</sup>
---------------------------	-------------	------	---------------------

$$q_{lim,d} = c_d \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + q \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0,5 \times \gamma \times B' \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma \times b_\gamma \times g_\gamma$$

### VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2

#### VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_r$	2,30	-
Ente resistente	$R_d$	31.893,88	daN
Ente sollecitante	$E_d$	24.567,49	daN
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>1,30</b>	

#### VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	$\gamma_{rscorr}$	1,10	-
Ente sollecitante	$E_d$	1.858,89	daN
Ente resistente	$R_d$	12.894,59	daN
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>FS</b>	<b>6,94</b>	

# **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC19-00.xlsx Rev. 00 Data: 23/04/2018

**Doc. PESTEC19**

## **FASCICOLO DEI CALCOLI**

### **VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICÀ DELLA TRAVE "1-1"**

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:



## CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA TRAVE

### CALCESTRUZZO

Resistenza media a compressione cubica	<b>R<sub>cm</sub></b>	350,00	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	<b>f<sub>cm</sub></b>	280,00	daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiali	<b>gamma,c</b>	1,50	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-

### ACCIAIO

Tipo		A38	
Tensione media di snervamento	<b>f<sub>ym</sub></b>	3.800,00	daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiali	<b>gamma,c</b>	1,15	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-

## SCHEMA STATICO E DI CARICO

### CARICHI AGENTI

#### PESO PROPRIO DELLA TRAVE

Area della sezione	Acls	0,11	mq
Peso di volume del cls	gamma,cls	2.500,00	daN/mc
Peso a metro lineare della trave	g1k,trave	262,50	daN/m

gamma,cls\*Acls

#### SOLAIO DEL CORRIDOIO

Incidenza delle peso proprio	G1k	195,00	daN/mq
Incidenza delle finiture	G2k	80,00	daN/mq
Incidenza del sovraccarico di esercizio	Q1k	300,00	daN/mq
Fascia di influenza	fisol	0,75	m
Permanenti strutturali	g1ksol	146,25	daN/m
Permanenti non strutturali	g2ksol	60,00	daN/m
Carichi variabili	q1ksol	225,00	daN/m

G1k\*fisol  
G2k\*fisol  
Q1k\*fisol

#### MURI

Peso di volume	gamma,muri	1.800,00	daN/mc
Spessore	t	15,00	cm
Altezza	h	205,00	cm
Numero muri	n	1,00	-
Peso a metro lineare dei muri	g1k,muri	553,50	daN/m

#### COPERTURA

Incidenza peso proprio	G1k	195,00	daN/mq
Incidenza delle finiture	G2k	40,00	daN/mq
Incidenza del carico neve	Q1k	80,00	daN/mq
Fascia di influenza	ficop	0,75	m
Permanenti strutturali	g1kcop	146,25	daN/m
Permanenti non strutturali	g2kcop	30,00	daN/m
Carichi variabili	q1kcop	60,00	daN/m

G1k\*ficop  
G2k\*ficop  
Q1k\*ficop

#### CARICHI IN VALORE CARATTERISTICO

Permanenti strutturali	pg1k	1.108,50	daN/m	g1k,trave+g1k,ur i+g1k,cop+g1k,s g1k,ur+g1k,cop
Permanenti non strutturali	pg2k	90,00	daN/m	g2ksol+g2kcop
Carichi variabili	pq1k	285,00	daN/m	q1ksol+q1kcop

#### CARICHI IN VALORE DI PROGETTO

Coefficiente amplificativo permanenti	gamma,g	1,30	-
Coefficiente amplificativo variabili	gamma,q	1,50	-
Permanenti strutturali	pg1d	1.441,05	daN/m
Permanenti non strutturali	pg2d	117,00	daN/m

pg1k\*gamma,g  
pg2k\*gamma,g

Carichi variabili	<b>pq1d</b>	427,50	daN/m	pq1k*gamma,q
Carico di linea totale	<b>pd</b>	1.985,55	daN/m	pg1d+pg2d+pq1d

#### CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

---

Luce di calcolo	<b>L</b>	860,00	cm	
Momento flettente massimo in mezzeria	<b>Mmax+</b>	18.356,41	daNm	pd*L^2/8
Taglio massimo agli appoggi	<b>Vmax</b>	8.537,87	daN	pd*L/2

## VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave\_corridoio\_tipo\_2**

**File** **Materiali** **Opzioni** **Visualizza** **Progetto Sez. Rett.** **Sismica** **Normativa: NTC 2008** **?**

**Titolo :** [ ]

**N° strati barre** [3] **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	15	70

N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	12,06	68
2	0,57	35
3	4,02	2

**Tipo Sezione**

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. **Metodo n**

N <sub>Ed</sub> [0]	[0] kN
M <sub>xEd</sub> [183,56]	[0] kNm
M <sub>yEd</sub> [0]	[0]

P.tto applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

xN [0]
yN [0]

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

FeB38k	C28/35
ε <sub>su</sub> [67,5] %	ε <sub>c2</sub> [2] %
f <sub>yd</sub> [241,9] N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub> [3,5]
E <sub>s</sub> [200.000] N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> [11,72]
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> [15]	f <sub>cc</sub> / f <sub>cd</sub> [0,8]
ε <sub>syd</sub> [1,21] %	σ <sub>c,adm</sub> [11]
σ <sub>s,adm</sub> [215] N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub> [0,6667]
	τ <sub>c1</sub> [1,971]

**Metodo di calcolo**

- S.L.U.+
- S.L.U.-
- Metodo n

**Tipo flessione**

- Retta
- Deviata

**M<sub>xRd</sub>** [188,6] kNm

**σ<sub>c</sub>** [-11,72] N/mm<sup>2</sup>

**σ<sub>s</sub>** [241,9] N/mm<sup>2</sup>

**ε<sub>c</sub>** [3,5] %

**ε<sub>s</sub>** [12,77] %

**d** [68] cm

**x** [14,63]   **x/d** [0,215]

**δ** [0,7089]

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

**N° rett.** [100]

**L<sub>0</sub>** [0] cm **Col. modello**

Precompresso

## VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Nome del file: PESTECI9-00.

<b>Azioni sollecitanti</b>		
Azione tagliente	V <sub>ed</sub>	8.537,87 [daN]
Sforzo normale (>0 se di compressione)	N <sub>ed</sub>	0,00 [daN]

<b>Caratteristiche dei materiali</b>			<b>Formule NTC'08</b>
Calcestruzzo - Par. 11.2.10 NTC'08			
Classe del calcestruzzo		C 28/35	
Resistenza a compressione caratteristica	f <sub>ck</sub>	280,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_c$	2,03	
Resistenza a compressione di progetto	f <sub>cd</sub>	117,24 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c$

<b>Acciaio per c.a. - Par. 11.3.2 NTC'08</b>		
Classe acciaio		A38
Tensione di snervamento caratteristica	f <sub>yk</sub>	3.800,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_s$	1,55
Tensione di snervamento di progetto	f <sub>yd</sub>	2.447,67 [daN/cm <sup>2</sup> ]

<b>Caratteristiche geometriche della sezione di calcestruzzo</b>		
Base	B	15,00 [cm]
Altezza	H	70,00 [cm]
Area di calcestruzzo	A	1.050,00 [cm <sup>2</sup> ]

$$A = B \times H$$

<b>Armatura della sezione</b>				
<b>Armatura trasversale dedicata al taglio (staffe verticali)</b>				
<b>Φ staffa</b>	<b>n.braccia</b>	<b>A<sub>sw</sub></b>	<b>passo s</b>	
[mm]	[ - ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	
Staffa tipo 1	6	2	0,57	20,00
Staffa tipo 2			0,00	
Staffa tipo 3			0,00	
Staffa tipo 4			0,00	
		<b>A<sub>tot,sw</sub></b>	0,57	[cm <sup>2</sup> ]
			S.medio	20,00 [cm]

<b>Armatura longitudinale</b>		
Altezza utile	d	68,00 [cm]

<b>Determinazione dell'ente resistente</b>				
Tensione di compressione nel cls	$\sigma_{cp}$	0,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]		$\sigma_{cp} = N/A$
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	1,00 [-]		
Angolo cedimento simultaneo staffe-bielle	$\Theta$	16,29 [°]		$\Theta = \arcsen[(A_{tot,sw} \times f_{yd}) / (B \times s \times \alpha_c \times 0,50 \times f_{cd})^{0,50}]$
Inclinazione delle bielle compresse	$\Theta_r$	21,80 [°]		Rottura lato staffe
Taglio resistente	V <sub>rd</sub>	10.589,29 daN		Formula 4.1.18

$$\text{Prolungamento barre longitudinali} \quad a_1 \quad 104,69 \quad [\text{cm}] \quad a_1 = 0,90 \times d \times \cotg \Theta / 2$$

<b>Verifica</b>					
	<b>Ed</b>		<b>Rd</b>		<b>FS</b>
Verifica a taglio	8,54 ton	<	10,59 ton		1,24

## VERIFICA DELLE PRESSIONI DI CONTATTO SU MURO ESISTENTE

**SFORZO NORMALE DI COMPRESSIONE**

Sforzo normale	<b>Ped</b>	8.537,87	daN
Larghezza della zona di contatto	<b>Lc</b>	15,00	cm
Profondità della zona di contatto	<b>pc</b>	100,00	cm
Coefficiente di amplificazione	<b>beta</b>	1,00	-
Superficie di contatto	<b>Ac</b>	1.500,00	cmq
			Lc*pc*beta

**CARATTERISTICHE DELLA MURATURA**

Tensione di rottura media a compressione verticale	<b>fbm</b>	36,00	daN/cmq
Coefficiente di sicurezza materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-
Tensione di rottura di progetto a compressione verticale	<b>fbd</b>	13,33	daN/cmq
			fbm/(gamma,m*FC)

**VERIFICA DI RESISTENZA**

Resistenza di progetto a compressione	<b>Prd</b>	20.000,00	daN	Ac*fbd
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>2,34</b>		Prd/Ped

# **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC18-00.xlsx | Rev. 00 | Data: 23/04/2018

**Doc. PESTEC18**

## **FASCICOLO DEI CALCOLI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICÀ DELLA TRAVE ESISTENTE IN CA "2-2"**

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:



## CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA TRAVE

### CALCESTRUZZO

Resistenza media a compressione cubica	<b>R<sub>cm</sub></b>	350,00	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	<b>f<sub>cm</sub></b>	280,00	daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiali	<b>gamma,c</b>	1,50	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-

### ACCIAIO

Tipo		A38	
Tensione media di snervamento	<b>f<sub>ym</sub></b>	3.800,00	daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiali	<b>gamma,c</b>	1,15	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-

## SCHEMA STATICO E DI CARICO

### CARICHI AGENTI

#### PESO PROPRIO DELLA TRAVE

Area della sezione	Acls	0,45	mq	
Peso di volume del cls	gamma,cls	2.500,00	daN/mc	
Peso a metro lineare della trave	g1k,trave	1.125,00	daN/m	gamma,cls*Acls

#### SOLAIO DEL CORRIDOIO

Incidenza delle finiture	G2k	80,00	daN/mq	
Incidenza del sovraccarico di esercizio	Q1k	300,00	daN/mq	
Fascia di influenza	fisol	1,60	m	
Permanenti non strutturali	g2ksol	128,00	daN/m	G2k*fisol
Carichi variabili	q1ksol	480,00	daN/m	Q1k*fisol

#### MURI

Peso di volume	gamma,muri	1.800,00	daN/mc	
Spessore	t	15,00	cm	
Altezza	h	205,00	cm	
Numero muri	n	2,00	-	
Peso a metro lineare dei muri	g1k,muri	1.107,00	daN/m	

#### COPERTURA

Incidenza peso proprio	G1k	195,00	daN/mq	
Incidenza delle finiture	G2k	40,00	daN/mq	
Incidenza del carico neve	Q1k	80,00	daN/mq	
Fascia di influenza	ficop	1,60	m	
Permanenti strutturali	g1kcop	312,00	daN/m	G1k*ficop
Permanenti non strutturali	g2kcop	64,00	daN/m	G2k*ficop
Carichi variabili	q1kcop	128,00	daN/m	Q1k*ficop

#### CARICHI IN VALORE CARATTERISTICO

Permanenti strutturali	pg1k	2.544,00	daN/m	g1k,trave+g1k,ur i+g1k,cop
Permanenti non strutturali	pg2k	192,00	daN/m	g2ksol+g2kcop
Carichi variabili	pq1k	608,00	daN/m	q1ksol+q1kcop

#### CARICHI IN VALORE DI PROGETTO

Coefficiente amplificativo permanenti	gamma,g	1,30	-	
Coefficiente amplificativo variabili	gamma,q	1,50	-	
Permanenti strutturali	pg1d	3.307,20	daN/m	pg1k*gamma,g
Permanenti non strutturali	pg2d	249,60	daN/m	pg2k*gamma,g
Carichi variabili	pq1d	912,00	daN/m	pq1k*gamma,q

Carico di linea totale **pd** 4.468,80 daN/m pg1d+pg2d+pq1d

#### CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Luce di calcolo	<b>L</b>	700,00	cm
Momento flettente massimo in mezzeria	<b>Mmax+</b>	27.371,40	daNm pd*L^2/8
Taglio massimo agli appoggi	<b>Vmax</b>	15.640,80	daN pd*L/2

## VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

### CARICHI AGENTI

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave\_corridoio\_tipo\_1**

**Titolo :** [ ]

**N° strati barre** [3] **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	185	15
2	30	55

N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	10,87	2
2	2,83	13
3	20,11	68

**Tipo Sezione**

- Rettang.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

**Sollecitazioni**

**S.L.U.** **Metodo n**

N <sub>Ed</sub> [0]	[0] kN
M <sub>xEd</sub> [273,71]	[0] kNm
M <sub>yEd</sub> [0]	[0]

**P.to applicazione N**

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

xN [0] yN [0]

**Tipo rottura**

**Lato acciaio - Acciaio snervato**

**Materiali**

FeB38k	C28/35
ε <sub>su</sub> [67,5] %	ε <sub>c2</sub> [2] %
f <sub>yd</sub> [241,9] N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub> [3,5]
E <sub>s</sub> [200.000] N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> [11,72]
E <sub>s</sub> / E <sub>c</sub> [15]	f <sub>cc</sub> / f <sub>cd</sub> [0,8]
ε <sub>syd</sub> [1,21] %	σ <sub>c,adm</sub> [11]
σ <sub>s,adm</sub> [215] N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub> [0,6667]
	τ <sub>c1</sub> [1,971]

**M<sub>xRd</sub>** [332,6] kNm

**σ<sub>c</sub>** [-11,72] N/mm<sup>2</sup>

**σ<sub>s</sub>** [241,9] N/mm<sup>2</sup>

**ε<sub>c</sub>** [2,666] %

**ε<sub>s</sub>** [67,5] %

**d** [68] cm

**x** [2,584] **x/d** [0,038]

**δ** [0,7]

**Metodo di calcolo**

- S.L.U.+
- S.L.U.-
- Metodo n

**Tipo flessione**

- Retta
- Deviata

**N° rett.** [100]

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

**L<sub>0</sub>** [0] cm **Col. modello**

Precompresso

## VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Nome del file: PESTEC18-00.

Azioni sollecitanti		
Azione tagliente	V <sub>ed</sub>	15 640,80 [daN]
Sforzo normale (>0 se di compressione)	N <sub>ed</sub>	0,00 [daN]

Caratteristiche dei materiali			Formule NTC'08
Calcestruzzo - Par. 11.2.10 NTC'08			
Classe del calcestruzzo	C 28/35		
Resistenza a compressione caratteristica	f <sub>ck</sub>	280,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>ck</sub> = 0,83 × R <sub>ck</sub>
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ <sub>c</sub>	2,03	
Resistenza a compressione di progetto	f <sub>cd</sub>	117,24 [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>cd</sub> = 0,85 × f <sub>ck</sub> / γ <sub>c</sub>

### Acciaio per c.a. - Par. 11.3.2 NTC'08

Classe acciaio	A38		
Tensione di snervamento caratteristica	f <sub>yk</sub>	3.800,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ <sub>s</sub>	1,55	
Tensione di snervamento di progetto	f <sub>yd</sub>	2.447,67 [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>s</sub>

Caratteristiche geometriche della sezione di calcestruzzo			
Base	B	30,00	[cm]
Altezza	H	70,00	[cm]
Area di calcestruzzo	A	2.100,00	[cm <sup>2</sup> ]

$$A = B \times H$$

### Armatura della sezione

#### Armatura trasversale dedicata al taglio (staffe verticali)

Φ staffa	n.braccia	A <sub>sw</sub>	passo s
[mm]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]
Staffa tipo 1	8	2,01	20,00
Staffa tipo 2		0,00	
Staffa tipo 3		0,00	
Staffa tipo 4		0,00	
<b>A<sub>tot,sw</sub></b>		2,01	[cm <sup>2</sup> ]
<b>S.medio</b>		20,00	[cm]

### Armatura longitudinale

Altezza utile	d	68,00	[cm]
---------------	---	-------	------

### Determinazione dell'ente resistente

Tensione di compressione nel cls	σ <sub>cp</sub>	0,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	σ <sub>cp</sub> = N/A
Coefficiente maggiorativo	α <sub>c</sub>	1,00 [-]	
Angolo cedimento simultaneo staffe-bielle	Θ	21,97 [°]	Θ=arcsen[(A <sub>tot,sw</sub> × f <sub>yd</sub> ) / (B × s × α <sub>c</sub> × 0,50 × f <sub>cd</sub> ) <sup>0,50</sup> ]
Inclinazione delle bielle compresse	Θ <sub>r</sub>	21,97 [°]	Rottura simultanea
Taglio resistente	V <sub>rd</sub>	37.336,44 daN	Formula 4.1.18

$$a_1 = 0,90 \times d \times \cotg \Theta / 2$$

### Verifica

	Ed		Rd		FS
Verifica a taglio	15,64 ton	<	37,34 ton		2,39

## VERIFICA DELLE PRESSIONI DI CONTATTO SU MURO ESISTENTE

**SFORZO NORMALE DI COMPRESSIONE**

Sforzo normale	<b>Ped</b>	15.640,80	daN
Larghezza della zona di contatto	<b>Lc</b>	185,00	cm
Profondità della zona di contatto	<b>pc</b>	26,00	cm
Coefficiente di amplificazione	<b>beta</b>	1,00	-
Superficie di contatto	<b>Ac</b>	4.810,00	cmq
			Lc*pc*beta

**CARATTERISTICHE DELLA MURATURA**

Tensione di rottura media a compressione verticale	<b>fbm</b>	36,00	daN/cmq
Coefficiente di sicurezza materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-
Tensione di rottura di progetto a compressione verticale	<b>fbd</b>	13,33	daN/cmq
			fbm/(gamma,m*FC)

**VERIFICA DI RESISTENZA**

Resistenza di progetto a compressione	<b>Prd</b>	64.133,33	daN	Ac*fbd
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>4,10</b>		Prd/Ped

# **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC27-00.xlsx Rev. 00 Data: 23/04/2018

**Doc. PESTEC27**

## **FASCICOLO DEI CALCOLI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICÀ DELLA TRAVE TIPO "4-4"**

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:



## CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA TRAVE

### CALCESTRUZZO

Resistenza media a compressione cubica	<b>R<sub>cm</sub></b>	350,00	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	<b>f<sub>cm</sub></b>	280,00	daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiali	<b>gamma,c</b>	1,50	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-

### ACCIAIO

Tipo		A38	
Tensione media di snervamento	<b>f<sub>ym</sub></b>	3.800,00	daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiali	<b>gamma,c</b>	1,15	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-

## SCHEMA STATICO E DI CARICO

### CARICHI AGENTI

#### PESO PROPRIO DELLA TRAVE

Area della sezione	Acls	0,18	mq
Peso di volume del cls	gamma,cls	2.500,00	daN/mc
Peso a metro lineare della trave	g1k,trave	455,00	daN/m

gamma,cls\*Acls

#### SOLAIO DEL PIANO PRIMO

Incidenza delle peso proprio	G1k	195,00	daN/mq
Incidenza delle finiture	G2k	80,00	daN/mq
Incidenza del sovraccarico di esercizio	Q1k	300,00	daN/mq
Fascia di influenza	fisol	1,25	m
Permanenti strutturali	g1ksol	243,75	daN/m
Permanenti non strutturali	g2ksol	100,00	daN/m
Carichi variabili	q1ksol	375,00	daN/m

#### MURI

Peso di volume	gamma,muri	0,00	daN/mc
Spessore	t	0,00	cm
Altezza	h	0,00	cm
Numero muri	n	0,00	-
Peso a metro lineare dei muri	g1k,muri	0,00	daN/m

#### COPERTURA

Incidenza peso proprio	G1k	0,00	daN/mq
Incidenza delle finiture	G2k	0,00	daN/mq
Incidenza del carico neve	Q1k	0,00	daN/mq
Fascia di influenza	ficop	0,00	m
Permanenti strutturali	g1kcop	0,00	daN/m
Permanenti non strutturali	g2kcop	0,00	daN/m
Carichi variabili	q1kcop	0,00	daN/m

Nota: La copertura non scarica perché al di fuori del triangolo di carico

#### CARICHI IN VALORE CARATTERISTICO

Permanenti strutturali	pg1k	698,75	daN/m	g1k,trave+g1k,ur i+g1k,cop+g1k,s ^1
Permanenti non strutturali	pg2k	100,00	daN/m	g2ksol+g2kcop
Carichi variabili	pq1k	375,00	daN/m	q1ksol+q1kcop

#### CARICHI IN VALORE DI PROGETTO

Coefficiente amplificativo permanenti	gamma,g	1,30	-
Coefficiente amplificativo variabili	gamma,q	1,50	-
Permanenti strutturali	pg1d	908,38	daN/m
Permanenti non strutturali	pg2d	130,00	daN/m

pg1k\*gamma,g  
pg2k\*gamma,g

Carichi variabili	<b>pq1d</b>	562,50	daN/m	pq1k*gamma,q
Carico di linea totale	<b>pd</b>	1.600,88	daN/m	pg1d+pg2d+pq1d

#### CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

---

Luce di calcolo	<b>L</b>	350,00	cm	
Momento flettente massimo all'appoggio	<b>Mmax-</b>	-2.451,34	daNm	.-pd*L^2/8
Taglio massimo agli appoggi	<b>Vmax</b>	3.501,91	daN	5/8*pd*L

## VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave\_tipo\_4-4**

**File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?**

**Titolo :** [Text Box]

**N° figure elementari**: 1 **Zoom** | **N° strati barre**: 3 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	26	70

N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	3,08	2
2	0,57	35
3	3,08	68

**Tipo Sezione**:
  Rettangoli
  Trapezzi
  a T
  Circolare
  Rettangoli
  Coord.

**Sollecitazioni**:
 **S.L.U.** → **Metodo n**
  
 N Ed: 0 kN
 M xEd: -24.51 kNm
 M yEd: 0

**P.tto applicazione N**:
  Centro
  Baricentro cls
   
 Coord.[cm]
 xN: 0
 yN: 0

**Tipo rottura**:
 Lato acciaio - Acciaio snervato

**Materiali**:
 FeB38k C28/35
   
 ε<sub>su</sub>: 67.5 %
 ε<sub>c2</sub>: 2 %
 f<sub>yd</sub>: 241.9 N/mm<sup>2</sup>
 ε<sub>cu</sub>: 3.5 %
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm<sup>2</sup>
 f<sub>cd</sub>: 11.72
   
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15
 f<sub>cc</sub> / f<sub>cd</sub>: 0.8
   
 ε<sub>syd</sub>: 1.21 %
 σ<sub>c,adm</sub>: 11
   
 σ<sub>s,adm</sub>: 215 N/mm<sup>2</sup>
 τ<sub>co</sub>: 0.6667
 τ<sub>c1</sub>: 1.971

**Metodo di calcolo**:
  S.L.U.+ (selected)
  S.L.U.- (selected)
  Metodo n

**Tipo flessione**:
  Retta
  Deviata

**M<sub>xRd</sub>**: -54.29 kN m
   
 σ<sub>c</sub>: -11.72 N/mm<sup>2</sup>
 σ<sub>s</sub>: 241.9 N/mm<sup>2</sup>
 ε<sub>c</sub>: 2,572 %
 ε<sub>s</sub>: 67.5 %
 d: 68 cm
   
 x: 2,495
 x/d: 0,0367
 δ: 0,7

**Calcola MRd** | **Dominio M-N**
  
**L<sub>o</sub>**: 0 cm | **Col. modello**
  
 Precompresso

## VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Nome del file: PESTEC27-00.

Azioni sollecitanti		
Azione tagliante	V <sub>ed</sub>	3.501,91 [daN]
Sforzo normale (>0 se di compressione)	N <sub>ed</sub>	0,00 [daN]

Caratteristiche dei materiali			Formule NTC'08
Calcestruzzo - Par. 11.2.10 NTC'08			
Classe del calcestruzzo		C 28/35	
Resistenza a compressione caratteristica	f <sub>ck</sub>	280,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_c$	2,03	
Resistenza a compressione di progetto	f <sub>cd</sub>	117,24 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c$

### Acciaio per c.a. - Par. 11.3.2 NTC'08

Classe acciaio	A38		
Tensione di snervamento caratteristica	f <sub>yk</sub>	3.800,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_s$	1,55	
Tensione di snervamento di progetto	f <sub>yd</sub>	2.447,67 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

Caratteristiche geometriche della sezione di calcestruzzo			
Base	B	26,00	[cm]
Altezza	H	70,00	[cm]
Area di calcestruzzo	A	1.820,00	[cm <sup>2</sup> ]

$$A = B \times H$$

### Armatura della sezione

#### Armatura trasversale dedicata al taglio (staffe verticali)

	Φ staffa	n.braccia	A <sub>sw</sub>	passo s
	[mm]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]
Staffa tipo 1	6	2	0,57	20,00
Staffa tipo 2			0,00	
Staffa tipo 3			0,00	
Staffa tipo 4			0,00	
	<b>A<sub>tot,sw</sub></b>		0,57	[cm <sup>2</sup> ]
	<b>s.medio</b>		20,00	[cm]

#### Armatura longitudinale

Altezza utile	d	68,00	[cm]
---------------	---	-------	------

### Determinazione dell'ente resistente

Tensione di compressione nel cls	$\sigma_{cp}$	0,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cp} = N/A$
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	1,00 [-]	
Angolo cedimento simultaneo staffe-bielle	$\Theta$	12,30 [°]	$\Theta = \arcsen[(A_{tot,sw} \times f_{yd}) / (B \times s \times \alpha_c \times 0,50 \times f_{cd})^{0,50}]$
Inclinazione delle bielle compresse	$\Theta_r$	21,80 [°]	Rottura lato staffe
Taglio resistente	V <sub>rd</sub>	10.589,29 daN	Formula 4.1.18

$$a_1 = 0,90 \times d \times \cotg \Theta / 2$$

### Verifica

	Ed		Rd		FS
Verifica a taglio	3,50 ton	<	10,59 ton		3,02

## VERIFICA DELLE PRESSIONI DI CONTATTO SU MURO ESISTENTE

**SFORZO NORMALE DI COMPRESSIONE**

Sforzo normale	<b>Ped</b>	7.003,83	daN
Larghezza della zona di contatto	<b>Lc</b>	26,00	cm
Profondità della zona di contatto	<b>pc</b>	26,00	cm
Coefficiente di amplificazione	<b>beta</b>	1,00	-
Superficie di contatto	<b>Ac</b>	676,00	cmq
			Lc*pc*beta

**CARATTERISTICHE DELLA MURATURA**

Tensione di rottura media a compressione verticale	<b>fbm</b>	36,00	daN/cmq
Coefficiente di sicurezza materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-
Tensione di rottura di progetto a compressione verticale	<b>fbd</b>	13,33	daN/cmq
			fbm/(gamma,m*FC)

**VERIFICA DI RESISTENZA**

Resistenza di progetto a compressione	<b>Prd</b>	9.013,33	daN	Ac*fbd
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>1,29</b>		Prd/Ped

# **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC26-00.xlsx Rev. 00 Data: 23/04/2018

**Doc. PESTEC26**

## **FASCICOLO DEI CALCOLI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICÀ DELLA TRAVE TIPO "5-5"**

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:



## CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA TRAVE

### CALCESTRUZZO

Resistenza media a compressione cubica	<b>R<sub>cm</sub></b>	350,00	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	<b>f<sub>cm</sub></b>	280,00	daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiali	<b>gamma,c</b>	1,50	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-

### ACCIAIO

Tipo		A38	
Tensione media di snervamento	<b>f<sub>ym</sub></b>	3.800,00	daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiali	<b>gamma,c</b>	1,15	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-

## SCHEMA STATICO E DI CARICO

### CARICHI AGENTI

#### PESO PROPRIO DELLA TRAVE

Area della sezione	<b>Acls</b>	0,18	mq
Peso di volume del cls	<b>gamma,cls</b>	2.500,00	daN/mc
Peso a metro lineare della trave	<b>g1k,trave</b>	455,00	daN/m

gamma,cls\*Acls

#### SOLAIO DEL PIANO PRIMO

Incidenza delle peso proprio	<b>G1k</b>	195,00	daN/mq
Incidenza delle finiture	<b>G2k</b>	80,00	daN/mq
Incidenza del sovraccarico di esercizio	<b>Q1k</b>	300,00	daN/mq
Fascia di influenza	<b>fisol</b>	3,82	m
Permanenti strutturali	<b>g1ksol</b>	744,90	daN/m
Permanenti non strutturali	<b>g2ksol</b>	305,60	daN/m
Carichi variabili	<b>q1ksol</b>	1.146,00	daN/m

G1k\*fisol  
G2k\*fisol  
Q1k\*fisol

#### MURI

Peso di volume	<b>gamma,muri</b>	1.800,00	daN/mc
Spessore	<b>t</b>	26,00	cm
Altezza	<b>h</b>	300,00	cm
Numero muri	<b>n</b>	1,00	-
Peso a metro lineare dei muri	<b>g1k,muri</b>	1.404,00	daN/m

#### COPERTURA

Incidenza peso proprio	<b>G1k</b>	0,00	daN/mq
Incidenza delle finiture	<b>G2k</b>	0,00	daN/mq
Incidenza del carico neve	<b>Q1k</b>	0,00	daN/mq
Fascia di influenza	<b>f1cop</b>	0,00	m
Permanenti strutturali	<b>g1kcop</b>	0,00	daN/m
Permanenti non strutturali	<b>g2kcop</b>	0,00	daN/m
Carichi variabili	<b>q1kcop</b>	0,00	daN/m

G1k\*f1cop  
G2k\*f1cop  
Q1k\*f1cop

Nota: La copertura non scarica perché al di fuori del triangolo di carico

#### CARICHI IN VALORE CARATTERISTICO

Permanenti strutturali	<b>pg1k</b>	2.603,90	daN/m	$g1k,trave+g1k,ur$
Permanenti non strutturali	<b>pg2k</b>	305,60	daN/m	$i+g1k,cop+g1k,s$
Carichi variabili	<b>pq1k</b>	1.146,00	daN/m	$\hat{g}^1 g2ksol+g2kcop$

$\hat{g}^1$   
 $g1ksol+q1kcop$

#### CARICHI IN VALORE DI PROGETTO

Coefficiente amplificativo permanenti	<b>gamma,g</b>	1,30	-
Coefficiente amplificativo variabili	<b>gamma,q</b>	1,50	-
Permanenti strutturali	<b>pg1d</b>	3.385,07	daN/m
Permanenti non strutturali	<b>pg2d</b>	397,28	daN/m

$pg1k*gamma,g$   
 $pg2k*gamma,g$

Carichi variabili	<b>pq1d</b>	1.719,00	daN/m	pq1k*gamma,q
Carico di linea totale	<b>pd</b>	5.501,35	daN/m	pg1d+pg2d+pq1d

#### CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

---

Luce di calcolo	<b>L</b>	364,00	cm	
Momento flettente massimo in mezzeria	<b>Mmax+</b>	9.111,34	daNm	pd*L^2/8
Taglio massimo agli appoggi	<b>Vmax</b>	10.012,46	daN	pd*L/2

## VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave\_tipo\_5-5**

**File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?**

**Titolo :** [ ]

**N° figure elementari** [1] **Zoom**    **N° strati barre** [3] **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	26	70

N°	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	5,09	2
2	0,57	35
3	15,27	68

**Tipo Sezione**

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

**Sollecitazioni**

**S.L.U.** **Metodo n**

N <sub>Ed</sub> [0]	[0] kN
M <sub>xEd</sub> [91,11]	[0] kNm
M <sub>yEd</sub> [0]	[0]

**Punto applicazione N**

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

xN [0] kN  
yN [0]

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

FeB38k	C28/35
ε <sub>su</sub> [67,5] %	ε <sub>c2</sub> [2] %
f <sub>yd</sub> [241,9] N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub> [3,5]
E <sub>s</sub> [200.000] N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> [11,72]
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> [15]	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> [0,8]
ε <sub>syd</sub> [1,21] %	σ <sub>c,adm</sub> [11]
σ <sub>s,adm</sub> [215] N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub> [0,6667]
	τ <sub>c1</sub> [1,971]

**Metodo di calcolo**

- S.L.U.+
- S.L.U.-
- Metodo n

**Tipo flessione**

- Retta
- Deviata

**N° rett.** [100]

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

L<sub>0</sub> [0] cm **Col. modello**

Precompresso

## VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Nome del file: PESTEC26-00.

Azioni sollecitanti		
Azione tagliante	V <sub>ed</sub>	10 012,46 [daN]
Sforzo normale (>0 se di compressione)	N <sub>ed</sub>	0,00 [daN]

Caratteristiche dei materiali			Formule NTC'08
Calcestruzzo - Par. 11.2.10 NTC'08			
Classe del calcestruzzo		C 28/35	
Resistenza a compressione caratteristica	f <sub>ck</sub>	280,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_c$	2,03	
Resistenza a compressione di progetto	f <sub>cd</sub>	117,24 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c$

### Acciaio per c.a. - Par. 11.3.2 NTC'08

Classe acciaio	A38		
Tensione di snervamento caratteristica	f <sub>yk</sub>	3.800,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_s$	1,55	
Tensione di snervamento di progetto	f <sub>yd</sub>	2.447,67 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

Caratteristiche geometriche della sezione di calcestruzzo			
Base	B	26,00	[cm]
Altezza	H	70,00	[cm]
Area di calcestruzzo	A	1.820,00	[cm <sup>2</sup> ]

$$A = B \times H$$

### Armatura della sezione

#### Armatura trasversale dedicata al taglio (staffe verticali)

	Φ staffa	n.braccia	A <sub>sw</sub>	passo s
	[mm]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]
Staffa tipo 1	6	2	0,57	20,00
Staffa tipo 2			0,00	
Staffa tipo 3			0,00	
Staffa tipo 4			0,00	
	<b>A<sub>tot,sw</sub></b>		0,57	[cm <sup>2</sup> ]
	<b>s.medio</b>		20,00	[cm]

#### Armatura longitudinale

Altezza utile	d	68,00	[cm]
---------------	---	-------	------

### Determinazione dell'ente resistente

Tensione di compressione nel cls	$\sigma_{cp}$	0,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cp} = N/A$
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	1,00 [-]	
Angolo cedimento simultaneo staffe-bielle	$\Theta$	12,30 [°]	$\Theta = \arcsen[(A_{tot,sw} \times f_{yd}) / (B \times s \times \alpha_c \times 0,50 \times f_{cd})^{0,50}]$
Inclinazione delle bielle compresse	$\Theta_r$	21,80 [°]	Rottura lato staffe
Taglio resistente	V <sub>rd</sub>	10.589,29 daN	Formula 4.1.18
Prolungamento barre longitudinali	a <sub>1</sub>	140,30 [cm]	$a_1 = 0,90 \times d \times \cot \Theta / 2$

### Verifica

	Ed		Rd		FS
Verifica a taglio	10,01 ton	<	10,59 ton		1,06

## VERIFICA DELLE PRESSIONI DI CONTATTO SU MURO ESISTENTE

**SFORZO NORMALE DI COMPRESSIONE**

Sforzo normale	<b>Ped</b>	10.012,46	daN
Larghezza della zona di contatto	<b>Lc</b>	26,00	cm
Profondità della zona di contatto	<b>pc</b>	80,00	cm
Coefficiente di amplificazione	<b>beta</b>	1,00	-
Superficie di contatto	<b>Ac</b>	2.080,00	cmq
			Lc*pc*beta

**CARATTERISTICHE DELLA MURATURA**

Tensione di rottura media a compressione verticale	<b>fbm</b>	82,00	daN/cmq
Coefficiente di sicurezza materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,00	-
Tensione di rottura di progetto a compressione verticale	<b>fbd</b>	41,00	daN/cmq
			fbm/(gamma,m*FC)

**VERIFICA DI RESISTENZA**

Resistenza di progetto a compressione	<b>Prd</b>	85.280,00	daN	Ac*fbd
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>8,52</b>		Prd/Ped

# **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC21-00.xlsx Rev. 00 Data: 23/04/2018

**Doc. PESTEC21**

## **FASCICOLO DEI CALCOLI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICÀ DELLA TRAVE ESISTENTE IN CA "9-9"**

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:



## CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA TRAVE

### CALCESTRUZZO

Resistenza media a compressione cubica	<b>R<sub>cm</sub></b>	350,00	daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	<b>f<sub>cm</sub></b>	280,00	daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiali	<b>gamma,c</b>	1,50	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-

### ACCIAIO

Tipo		A38	
Tensione media di snervamento	<b>f<sub>ym</sub></b>	3.800,00	daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza del materiali	<b>gamma,c</b>	1,15	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-

## SCHEMA STATICO E DI CARICO

### CARICHI AGENTI

#### PESO PROPRIO DELLA TRAVE

Area della sezione	<b>Acls</b>	0,27	mq	
Peso di volume del cls	<b>gamma,cls</b>	2.500,00	daN/mc	
Peso a metro lineare della trave	<b>g1k,trave</b>	675,00	daN/m	gamma,cls*Acls

#### SOLAIO PIANO PRIMO

Incidenza delle peso proprio	<b>G1k</b>	195,00	daN/mq	
Incidenza delle finiture	<b>G2k</b>	80,00	daN/mq	
Incidenza del sovraccarico di esercizio	<b>Q1k</b>	300,00	daN/mq	
Fascia di influenza	<b>fisol</b>	1,20	m	
Permanenti strutturali	<b>g1ksol</b>	234,00	daN/m	G1k*fisol
Permanenti non strutturali	<b>g2ksol</b>	96,00	daN/m	G2k*fisol
Carichi variabili	<b>q1ksol</b>	360,00	daN/m	Q1k*fisol

#### MURI

Peso di volume	<b>gamma,muri</b>	860,00	daN/mc	
Spessore	<b>t</b>	25,00	cm	
Altezza	<b>h</b>	215,00	cm	
Numero muri	<b>n</b>	1,00	-	
Peso a metro lineare dei muri	<b>g1k,muri</b>	462,25	daN/m	

#### INTONACO

Peso di volume	<b>gamma,i</b>	2.000,00	daN/mc	
Spessore	<b>ti</b>	1,50	cm	
Altezza	<b>h</b>	215,00	cm	
Numero muri	<b>n</b>	2,00	-	
Peso a metro lineare dei muri	<b>g2k,muri</b>	129,00	daN/m	

#### CORDOLO

Area della sezione	<b>Ac</b>	0,06	mq	
Peso di volume del cls	<b>gamma,cls</b>	2.500,00	daN/mc	
Peso a metro lineare della trave	<b>g1k,cord</b>	150,00	daN/m	gamma,cls*Ac

#### CARICHI IN VALORE CARATTERISTICO

Permanenti strutturali	<b>pg1k</b>	1.521,25	daN/m	g1k,trave+g1ksol +g1k,cord+g1k,sol
Permanenti non strutturali	<b>pg2k</b>	225,00	daN/m	g2k,muri+g2ksol
Carichi variabili	<b>pq1k</b>	360,00	daN/m	q1ksol

#### CARICHI IN VALORE DI PROGETTO

Coefficiente amplificativo permanenti	<b>gamma,g</b>	1,30	-	
Coefficiente amplificativo variabili	<b>gamma,q</b>	1,50	-	
Permanentni strutturali	<b>pg1d</b>	1.977,63	daN/m	$pg1k * gamma,g$
Permanentni non strutturali	<b>pg2d</b>	292,50	daN/m	$pg2k * gamma,g$
Carichi variabili	<b>pq1d</b>	540,00	daN/m	$pq1k * gamma,q$
Carico di linea totale	<b>pd</b>	2.810,13	daN/m	$pg1d + pg2d + pq1d$

#### CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Luce di calcolo	<b>L</b>	217,00	cm	
Momento flettente massimo in mezzeria	<b>Mmax+</b>	1.654,07	daNm	$pd * L^2 / 8$
Taglio massimo agli appoggi	<b>Vmax</b>	3.048,99	daN	$pd * L / 2$

## VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave\_a\_L**

**File** **Materiali** **Opzioni** **Visualizza** **Progetto Sez. Rett.** **Sismica** **Normativa: NTC 2008** **?**

**Titolo :** [ ]

**N° strati barre** [3] **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	86	15
2	26	55

N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	3,64	2
2	0,57	35
3	3,08	68

**Tipo Sezione**

- Rettang.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

**Sollecitazioni**

**S.L.U.** **Metodo n**

N <sub>Ed</sub> [0]	[0] kN
M <sub>xEd</sub> [16,29]	[0] kNm
M <sub>yEd</sub> [0]	[0]

**Punto applicazione N**

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

xN [0] yN [0]

**Tipo rottura**

Lato acciaio - Acciaio snervato

**Materiali**

FeB38k	C28/35
ε <sub>su</sub> [67,5] %	ε <sub>c2</sub> [2] %
f <sub>yd</sub> [241,9] N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub> [3,5]
E <sub>s</sub> [200.000] N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> [11,72]
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> [15]	f <sub>cc</sub> / f <sub>cd</sub> [0,8]
ε <sub>syd</sub> [1,21] %	σ <sub>c,adm</sub> [11]
σ <sub>s,adm</sub> [215] N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub> [0,6667]
	τ <sub>c1</sub> [1,971]

**Metodo di calcolo**

- S.L.U.+
- S.L.U.-
- Metodo n

**Tipo flessione**

- Retta
- Deviata

**N° rett.** [100] **Calcola MRd** **Dominio M-N**

**L<sub>0</sub>** [0] cm **Col. modello**

Precompresso

## VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Nome del file: PESTEC21-00.

Azioni sollecitanti		
Azione tagliante	V <sub>ed</sub>	3.048,99 [daN]
Sforzo normale (>0 se di compressione)	N <sub>ed</sub>	0,00 [daN]

Caratteristiche dei materiali			Formule NTC'08
Calcestruzzo - Par. 11.2.10 NTC'08			
Classe del calcestruzzo		C 28/35	
Resistenza a compressione caratteristica	f <sub>ck</sub>	280,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_c$	2,03	
Resistenza a compressione di progetto	f <sub>cd</sub>	117,24 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c$

### Acciaio per c.a. - Par. 11.3.2 NTC'08

Classe acciaio	A38		
Tensione di snervamento caratteristica	f <sub>yk</sub>	3.800,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_s$	1,55	
Tensione di snervamento di progetto	f <sub>yd</sub>	2.447,67 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

Caratteristiche geometriche della sezione di calcestruzzo			
Base	B	26,00	[cm]
Altezza	H	70,00	[cm]
Area di calcestruzzo	A	1.820,00	[cm <sup>2</sup> ]

$$A = B \times H$$

### Armatura della sezione

#### Armatura trasversale dedicata al taglio (staffe verticali)

	Φ staffa	n.braccia	A <sub>sw</sub>	passo s
	[mm]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]
Staffa tipo 1	6	2	0,57	20,00
Staffa tipo 2			0,00	
Staffa tipo 3			0,00	
Staffa tipo 4			0,00	
	<b>A<sub>tot,sw</sub></b>		0,57	[cm <sup>2</sup> ]
	<b>s.medio</b>		20,00	[cm]

#### Armatura longitudinale

Altezza utile	d	68,00	[cm]
---------------	---	-------	------

### Determinazione dell'ente resistente

Tensione di compressione nel cls	$\sigma_{cp}$	0,00 [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{cp} = N/A$
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c$	1,00 [-]	
Angolo cedimento simultaneo staffe-bielle	$\Theta$	12,30 [°]	$\Theta = \arcsen[(A_{tot,sw} \times f_{yd}) / (B \times s \times \alpha_c \times 0,50 \times f_{cd})^{0,50}]$
Inclinazione delle bielle compresse	$\Theta_r$	21,80 [°]	Rottura lato staffe
Taglio resistente	V <sub>rd</sub>	10.589,29 daN	Formula 4.1.18

$$a_1 = 0,90 \times d \times \cotg \Theta / 2$$

### Verifica

	Ed		Rd		FS
Verifica a taglio	3,05 ton	<	10,59 ton		3,47

## VERIFICA DELLE PRESSIONI DI CONTATTO SU MURO ESISTENTE

**SFORZO NORMALE DI COMPRESSIONE**

Sforzo normale	<b>Ped</b>	3.048,99	daN
Larghezza della zona di contatto	<b>Lc</b>	26,00	cm
Profondità della zona di contatto	<b>pc</b>	60,00	cm
Coefficiente di amplificazione	<b>beta</b>	1,00	-
Superficie di contatto	<b>Ac</b>	1.560,00	cmq
			Lc*pc*beta

**CARATTERISTICHE DELLA MURATURA**

Tensione di rottura media a compressione verticale	<b>fbm</b>	36,00	daN/cmq
Coefficiente di sicurezza materiale	<b>gamma,m</b>	2,00	-
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-
Tensione di rottura di progetto a compressione verticale	<b>fbd</b>	13,33	daN/cmq
			fbm/(gamma,m*FC)

**VERIFICA DI RESISTENZA**

Resistenza di progetto a compressione	<b>Prd</b>	20.800,00	daN	Ac*fbd
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>6,82</b>		Prd/Ped

# COMUNE DI PISTOIA

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC14-00.xlsx | Rev. 00 | Data: 23/04/2018

## Doc. **PESTEC14**

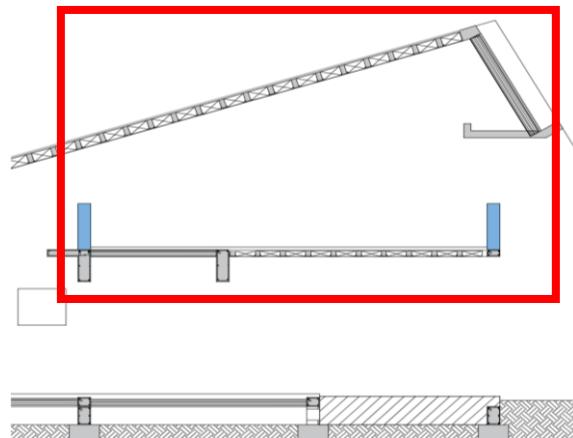
### FASCICOLO DEI CALCOLI

### VERIFICA DEI CINEMATISMI LOCALI

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:

- [PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - DATI DI INPUT PER LA VERIFICA DEL RIBALTIMENTO FUORI PIANO](#)
- [PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTIMENTO FUORI PIANO ALLO STATO ATTUALE](#)
- [PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTIMENTO FUORI PIANO ALLO STATO DI PROGETTO](#)
- [VERIFICA DEL SISTEMA CATENA-MURATURA](#)
- [CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE A "T" DEL CAPOCHIAVE](#)
- [VERIFICA DI RESISTENZA DEL CAPOCHIAVE](#)
- [PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DELLA FLESSIONE VERTICALE](#)
- [VERIFICA DI RIBALTIMENTO SEMPLICE DELLA PORZIONE ESTERNA DELLA VELA TERGALE](#)
- [PARETE DELLA VELA FRONTALE DI PIANO PRIMO - DATI DI INPUT PER LA VERIFICA DEL RIBALTIMENTO FUORI PIANO](#)
- [PARETE DELLA VELA FRONTALE - VERIFICA DEL RIBALTIMENTO FUORI PIANO ALLO STATO ATTUALE](#)
- [PARETE DELLA VELA FRONTALE - PROGETTO DEL TIRANTE CONTRO IL RIBALTIMENTO FUORI PIANO ALLO STATO ATTUALE](#)
- [DATI DI INPUT PER LA VERIFICA A RIBALTIMENTO DELLA PARETE DEI LOCALI SERVIZI DEL PIANO PRIMO](#)
- [PARETE DEI LOCALI SERVIZI DI PIANO PRIMO -VERIFICA DEL RIBALTIMENTO FUORI PIANO ALLO STATO ATTUALE](#)
- [PARETE DEI LOCALI SERVIZI DI PIANO PRIMO -VERIFICA DEL RIBALTIMENTO FUORI PIANO ALLO STATO DI PROGETTO](#)

**PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - DATI DI INPUT PER LA VERIFICA DEL RIBALTO FUORI PIANO**

**INDIVIDUAZIONE GRAFICA DEL MURO DA VERIFICARE****CARATTERISTICHE DEL MURO**

Lunghezza	<b>L</b>	838,00	cm	
Altezza piano terra	<b>h1</b>	300,00	cm	
Spessore muro piano terra	<b>t1</b>	26,00	cm	
Altezza minima piano primo	<b>h2min</b>	242,00	cm	
Altezza massima piano primo	<b>h2max</b>	454,00	cm	
Altezza media piano primo	<b>h2</b>	348,00	cm	(h2min+h2max)/2
Spessore muro piano primo	<b>t2</b>	26,00	cm	
Altezza solaio piano primo	<b>hc1</b>	15,00	cm	
Altezza solaio copertura	<b>hcop</b>	24,00	cm	
Altezza totale muro	<b>H</b>	687,00	cm	$h1+hc1+h2+hcop$
Altezza cerniera cilindrica del piano primo dalla fondazione	<b>Z</b>	315,00	cm	$h1+hc1$
Periodo fondamentale di oscillazione	<b>T1</b>	0,08	s	

**CARICHI AGENTI COPERTURA**

Incidenza del peso del solaio di copertura	<b>G1cop</b>	280,00	daN/mq	
Incidenza dei pesi portati del solaio di copertura	<b>G2cop</b>	40,00	daN/mq	
Luce del solaio di copertura	<b>lcop</b>	700,00	cm	
Carichi dal solaio di copertura	<b>Pcop</b>	9.385,60	daN	$(G1cop+G2cop) * (lcop/2)*L$
Peso di volume del cls	<b>gamma,cls</b>	2.500,00	daN/mc	
Peso del cordolo in testa	<b>Pc</b>	1.307,28	daN	$gamma,cls*t2 *hcop*L$



**PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTIMENTO FUORI PIANO  
ALLO STATO ATTUALE**

**DESCRIZIONE DEL MECCANISMO**

**Descrizione:** Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

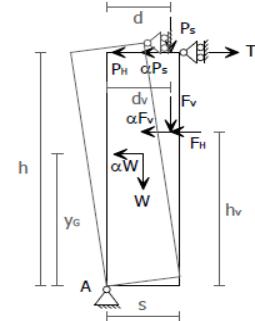
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del.  
Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



**CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO**

Altezza totale edificio	H	687,00	cm
Quota della cerniera dalla fondazione	Z	315,00	cm
Numero di piani dell'edificio	N	2	-

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA PARETE**

Lunghezza	Lp	838,00	cm
Altezza	Hp	348,00	cm
Spessore	s	26,00	cm
Area delle forature (porte, finestre, ec...)	Afori	0,00	mq

**PESI VERTICALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Peso di volume della parete	gamma	1.800,00	daN/mc
Peso della parete	W	13.648,00	daN
Peso dei solai in testa alla parete	Ps	9.385,60	daN
Peso di volta, archi, ecc...	Fv	1.307,28	daN
			gamma*s*(Lp*H p-Afori)
			peso cordolo

**AZIONI ORIZZONTALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Spinta orizzontale dai solai in testa alla parete	Ph	0,00	daN
Spinta orizzontale di volta, archi, ecc...	Fh	0,00	daN
Trazione attiva <b>totale</b> in eventuali tiranti (Ti*nt)	T	0,00	daN

**PUNTI DI APPLICAZIONE DEI CARICHI RISPETTO ALLA CERNIERA DI BASE****PESO PROPRIO DELLA PARETE**

Ascissa	xw	13,00	cm	s/2
Ordinata	yw	174,00	cm	Hp/2

**PESO DEI SOLAI**

Ascissa	xs	17,33	cm	
Ordinata	ys	348,00	cm	Hp

**PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...**

Ascissa	xv	13,00	cm	
Ordinata	yv	348,00	cm	

**TRAZIONE ATTIVA NEI TIRANTI**

Ascissa	xt	-	cm	
Ordinata	yt	0,00	cm	

**MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)**

Moltiplicatore di collasso	alfa	0,06	-
----------------------------	------	------	---

**SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI**

Hp: punto di controllo posto in testa alla parete

Altezza del punto di controllo	yc	348,00	cm	
Spostamento unitario del punto di controllo	delta,x	1,00	-	
Spostamento virtuale peso parete	deltax,w	0,50	yw/yc	
Spostamento virtuale peso solai	deltax,s	1,00	ys/yc	
Spostamento virtuale pesi volte	deltax,v	1,00	yv/yc	

**ACCELERAZIONE SISMICA DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO**

Fattore di confidenza	FC	1,35	-
Massa partecipante al cinematismo	M*	2.217,56	kg
Frazione della massa partecipante	e*	0,89	
Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo	ao,c	47,63	cm/sq

**VERIFICA DEL CINEMATISMO**

Periodo di riferimento per l'azione sismica	Vr	75	anni	
Probabilità di superamento dell'azione sismica in Vr	Pvr	10%		
Periodo di ritorno dell'azione sismica	Tr	712	anni	
Accelerazione spettrale	Se(T1)	727,90	cm/sq	
Fattore di struttura	q	2,00	-	
Primo modo di vibrazione	psi(Z)	0,46	-	Z/H
Coefficiente di partecipazione modale	gamma	1,20	-	3N/(2N+1)

**Ver\_vela\_tergale\_rib\_sempl\_alto**

Accelerazione sismica di domanda

**ao,d** 200,25 cm/sq

Fattore di sicurezza	<b>FS</b>	0,24
----------------------	-----------	------

**PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTIMENTO FUORI PIANO  
ALLO STATO DI PROGETTO**

**DESCRIZIONE DEL MECCANISMO**

**Descrizione:** Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

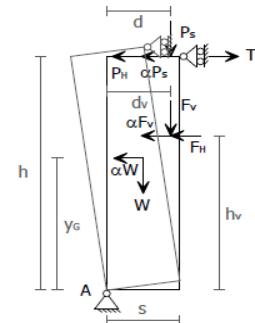
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del.  
Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



**CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO**

Altezza totale edificio	H	687,00	cm
Quota della cerniera dalla fondazione	Z	315,00	cm
Numero di piani dell'edificio	N	2	-

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA PARETE**

Lunghezza	Lp	838,00	cm
Altezza	Hp	348,00	cm
Spessore	s	26,00	cm
Area delle forature (porte, finestre, ec...)	Afori	0,00	mq

**PESI VERTICALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Peso di volume della parete	gamma	1.800,00	daN/mc
Peso della parete	W	13.648,00	daN
Peso dei solai in testa alla parete	Ps	9.385,60	daN
Peso di volta, archi, ecc...	Fv	1.307,28	daN

**AZIONI ORIZZONTALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Spinta orizzontale dai solai in testa alla parete	Ph	0,00	daN
Spinta orizzontale di volta, archi, ecc...	Fh	0,00	daN
Trazione attiva <b>totale</b> in eventuali tiranti (Ti*nt)	T	3.300,00	daN

**PUNTI DI APPLICAZIONE DEI CARICHI RISPETTO ALLA CERNIERA DI BASE****PESO PROPRIO DELLA PARETE**

Ascissa	xw	13,00	cm	s/2
Ordinata	yw	174,00	cm	Hp/2

**PESO DEI SOLAI**

Ascissa	xs	17,33	cm	
Ordinata	ys	348,00	cm	Hp

**PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...**

Ascissa	xv	13,00	cm	
Ordinata	yv	348,00	cm	

**TRAZIONE ATTIVA NEI TIRANTI**

Ascissa	xt	-	cm	
Ordinata	yt	348,00	cm	

**MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)**

Moltiplicatore di collasso	alfa	0,25	-
----------------------------	------	------	---

**SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI**

Hp: punto di controllo posto in testa alla parete

Altezza del punto di controllo	yc	348,00	cm	
Spostamento unitario del punto di controllo	delta,x	1,00	-	
Spostamento virtuale peso parete	deltax,w	0,50	yw/yc	
Spostamento virtuale peso solai	deltax,s	1,00	ys/yc	
Spostamento virtuale pesi volte	deltax,v	1,00	yv/yc	

**ACCELERAZIONE SISMICA DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO**

Fattore di confidenza	FC	1,35	-
Massa partecipante al cinematismo	M*	2.217,56	kg
Frazione della massa partecipante	e*	0,89	
Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo	ao,c	200,80	cm/sq

**VERIFICA DEL CINEMATISMO**

Periodo di riferimento per l'azione sismica	Vr	75	anni	
Probabilità di superamento dell'azione sismica in Vr	Pvr	10%		
Periodo di ritorno dell'azione sismica	Tr	712	anni	
Accelerazione spettrale	Se(T1)	727,90	cm/sq	
Fattore di struttura	q	2,00	-	
Primo modo di vibrazione	psi(Z)	0,46	-	Z/H
Coefficiente di partecipazione modale	gamma	1,20	-	3N/(2N+1)

### Prog\_vela\_tergale\_rib\_sempl

Accelerazione sismica di domanda **a<sub>o,d</sub>** 200,25 cm/sq

Fattore di sicurezza	<b>FS</b>	1,00
----------------------	-----------	------

### VERIFICA DEL SISTEMA CATENA-MURATURA

**TIRANTE**

Trazione di progetto per singolo tirante	<b>T</b>	1.650,00	daN	
Diametro	<b>D</b>	2,20	cm	
Area	<b>At</b>	3,03	cmq	
Tensione di snervamento caratteristica	<b>fyk</b>	2.750,00	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza	<b>gamma,s</b>	1,05	-	
Tensione di snervamento di progetto	<b>fyd</b>	2.619,05	daN/cmq	<b>fyk/gamma,s</b>

**MURATURA**

Spessore	<b>t</b>	26,00	cm	
Resistenza media a compressione	<b>fbm</b>	36,00	daN/cmq	
Resistenza media a taglio senza compressioni	<b>fvm0</b>	0,90	daN/cmq	
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-	
Coefficiente di sicurezza	<b>gamma,m</b>	2,00	-	
Resistenza di progetto a compressione	<b>fbd</b>	13,33	fbm/(gamma,m*FC)	
Resistenza di progetto a taglio senza compressioni	<b>fvd0</b>	0,33	fvm0/(gamma,m*FC)	

**CAPOCHIAVE**

Lato maggiore	<b>a</b>	35,00	cm	
Lato minore	<b>b</b>	35,00	cm	
Area di contatto	<b>Ac</b>	1.225,00	cmq	<b>a*b</b>

**VERIFICA A TRAZIONE DEL TIRANTE**

Resistenza a trazione del tirante	<b>Tt</b>	7.935,71	daN	<b>At*fyd</b>
Fattore di sicurezza	<b>FS</b>	4,81		<b>Tt/T</b>

**VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA MURATURA**

Perimetro critico	<b>pcr</b>	244,00	cm	$2*(a+t)+2*(b+t)$
Superficie critica	<b>Acr</b>	6.344,00	cmq	<b>pcr*t</b>
Resistenza a punzonamento	<b>Tm</b>	2.114,67	daN	<b>Acr*fvd0</b>
Fattore di sicurezza	<b>FS</b>	1,28		<b>Tm/T</b>

**VERIFICA A SCHIACCIAMENTO DELLA MURATURA**

Tensione di compressione all'interfaccia	<b>sigma,c</b>	1,35	daN/cmq	<b>T/Ac</b>
------------------------------------------	----------------	------	---------	-------------

**Prog\_tirante**

Fattore di sicurezza	<b>FS</b>	9,90	fbd/sigma,c
----------------------	-----------	------	-------------

<b>CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE A "T" DEL CAPOCHIAVE</b>
-----------------------------------------------------------------------

**DATI DI INPUT**

Base del rettangolo "1"	<b>b1</b>	35,00	cm	
Altezza del rettangolo "1"	<b>h1</b>	1,20	cm	
Base del rettangolo "2"	<b>b2</b>	2,40	cm	
Altezza del rettangolo "2"	<b>h2</b>	7,00	cm	
Area del rettangolo "1"	<b>A1</b>	42,00	cmq	b1*h1
Area del rettangolo "2"	<b>A2</b>	16,80	cmq	b2*h2
Momento di inerzia baricentrico del rettangolo "1"	<b>J1</b>	5,04	cm4	b1*h1^3/12
Momento di inerzia baricentrico del rettangolo "2"	<b>J2</b>	68,60	cm4	b2*h2^3/12

**CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE A "T"**

Posizione baricentro rispetto al lembo superiore di "1"	<b>yg</b>	1,77	cm	
Momento di inerzia baricentrico della sezione	<b>Jg</b>	275,36	cm4	
Modulo di resistenza rispetto al lembo di "1"	<b>W1</b>	155,45	cmc	Jg/yg
Modulo di resistenza rispetto al lembo di "2"	<b>W2</b>	42,83	cmc	Jg/(h1+h2-yg)

## VERIFICA DI RESISTENZA DEL CAPOCHIAVE

**CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE**

Tensione di contatto con la muratura	<b>sigma,c</b>	1,35	daN/cmq	
Larghezza del capochiave	<b>Bc</b>	35,00	cm	
Carico lineare	<b>q</b>	47,14	daN/cm	$Bc * \sigma_c$
Luce di inflessione	<b>L</b>	17,50	cm	
Taglio all'incastro	<b>Vinc</b>	825,00	daN	$q * L$
Momento all'incastro	<b>Minc</b>	7.218,75	daNm	$q * L^2 / 2$

**VERIFICHE DI RESISTENZA**

Tensione caratteristica di snervamento	<b>fyk</b>	2.750,00	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza	<b>gamma</b>	1,05	-	
Tensione di progetto di snervamento	<b>fyd</b>	2.619,05	daN/cmq	$fyk / \gamma$
Modulo di resistenza del capochiave	<b>Wmin</b>	42,83	cmc	
Area a taglio	<b>Av</b>	16,80	cmq	
Tensione normale	<b>sigma,n</b>	168,53	daN/cmq	$Min / W$
Tensione tangenziale	<b>tau</b>	73,66	daN/cmq	$Vinc / A$
Tensione equivalente	<b>sigma,eq</b>	211,38	daN/cmq	
Coefficiente di sicurezza	<b>FS</b>	12,39	-	

## PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DELLA FLESSIONE VERTICALE

### DESCRIZIONE DEL MECCANISMO

**Descrizione:** Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compresa tra due solai successivi in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. La combinazione delle azioni verticali e orizzontali sulla parete determina l'instaurarsi di un *effetto arco verticale*. Il modello di calcolo considera una fascia di parete piena da cielo a terra, la presenza delle aperture nella facciata esercita una ridotta influenza nel calcolo ed in particolare nella determinazione della sezione di frattura della parete.

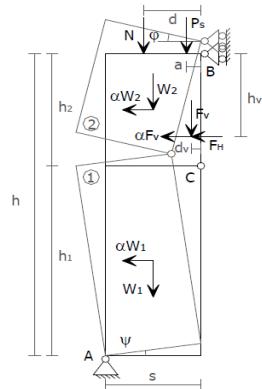
Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = 2 \frac{(\mu-1)(Nd + Ps_a + F_V d_V - F_H h_V) + s(W + N + Ps + F_V)}{(\mu-1)(W h / \mu + 2 F_V h_V)}$$

Il valore di  $\alpha$  è valutato al variare di  $\mu$ , termine che consente di individuare la posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete:

$$h_1 = \frac{\mu-1}{\mu} h; \quad h_2 = \frac{h}{\mu}; \quad W_2 = \frac{W}{\mu}; \quad W_1 = \frac{\mu-1}{\mu} W$$

Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



### CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

Altezza totale edificio	H	687,00	cm
Quota della base della parete dalla fondazione	Z	315,00	cm
Numero di piani dell'edificio	N	2	-

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA PARETE

Lunghezza	Lp	100,00	cm
Altezza	Hp	348,00	cm
Spessore	s	26,00	cm
Area delle forature (porte, finestre, ec...)	Afori	0,00	mq
Parametro che definisce la posizione della cerniera	mu	2,00	-
Altezza del blocco n.1	Hp1	174,00	cm
Altezza del blocco n.2	Hp2	174,00	cm
			Hp/mu

### PESI VERTICALI IN VALORE CARATTERISTICO

Peso di volume della parete	gamma	1.800,00	daN/mc
Peso della parete	W	1.628,64	daN
Peso del blocco n.1	W1	814,32	daN
Peso del blocco n.2	W2	814,32	daN
Peso dei solai in testa alla parete	Ps	1.120,00	daN
Peso di volta, archi, ecc...	Fv	0,00	daN
Carichi dai piani superiori	N	156,00	daN
			peso cordolo

**AZIONI ORIZZONTALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Spinta orizzontale di volta, archi, ecc... **F<sub>h</sub>** 0,00 daN

**PUNTI DI APPLICAZIONE DEI CARICHI RISPETTO ALLA CERNIERA IN TESTA ALLA PARETE****PESO DEI SOLAI**

Ascissa **a** 8,67 cm

**PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...**

Ascissa **d<sub>v</sub>** 0,00 cm

Ordinata **h<sub>v</sub>** 0,00 cm

**CARICHI DAI PIANI SUPERIORI**

Ascissa **d** 13,00 cm

**MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)**

Moltiplicatore di collasso **alfa** 0,62 -

**NOTA:** l'espressione con cui è stato calcolato alfa è valida fino a che l'eventuale spinta orizzontale della volta è applicata al blocco n.2

**SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI**

H<sub>p</sub>: punto di controllo posto in corrispondenza della cerniera orizzontale

Altezza del punto di controllo dalla base parete **y<sub>c</sub>** 174,00 cm

Spostamento unitario del punto di controllo **delta,x** 1,00 -

Spostamento virtuale peso blocco 1 e 2 **deltax,w** 0,50 delta,x/2

Spostamento virtuale pesi volte **deltax,v** 0,00 h<sub>v</sub>/H<sub>p</sub><sup>2</sup>

**ACCELERAZIONE SISMICA DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO**

Fattore di confidenza **FC** 1,35 -

Massa partecipante al cinematismo **M\*** 166,02 kg

Frazione della massa partecipante **e\*** 0,59

Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo **ao,c** 755,22 cm/sq

**VERIFICA DEL CINEMATISMO**

Periodo di riferimento per l'azione sismica **V<sub>r</sub>** 75 anni

Probabilità di superamento dell'azione sismica in V<sub>r</sub> **P<sub>Vr</sub>** 10%

Periodo di ritorno dell'azione sismica **T<sub>r</sub>** 712 anni

Accelerazione spettrale **Se(T1)** 727,90 cm/sq

Prog\_vela\_tergale\_flex-vert

Fattore di struttura	<b>q</b>	2,00	-
Primo modo di vibrazione	<b>psi(Z)</b>	0,46	-
Coefficiente di partecipazione modale	<b>gamma</b>	1,20	-
Accelerazione sismica di domanda	<b>ao,d</b>	200,25	cm/sq

Fattore di sicurezza	<b>FS</b>	3,77
----------------------	-----------	------

**VERIFICA DI RIBALTOAMENTO SEMPLICE DELLA PORZIONE ESTERNA DELLA VELA TERGALE****CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA PARETE**

Lunghezza	<b>Lp</b>	440,00	cm
Altezza	<b>Hp</b>	576,00	cm
Spessore	<b>s</b>	26,00	cm
Area delle forature (porte, finestre, ec...)	<b>Afori</b>	0,00	mq

**PESI VERTICALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Peso di volume della parete	<b>gamma</b>	1.800,00	daN/mc	
Peso della parete	<b>W</b>	11.860,99	daN	$\text{gamma} \cdot s \cdot (Lp - Hp - Afori)$
Peso dei solai in testa alla parete	<b>Ps</b>	0,00	daN	
Peso di volta, archi, ecc...	<b>Fv</b>	0,00	daN	

**AZIONI ORIZZONTALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Spinta orizzontale dai solai in testa alla parete	<b>Ph</b>	0,00	daN
Spinta orizzontale di volta, archi, ecc...	<b>Fh</b>	0,00	daN
Trazione attiva <b>totale</b> in eventuali tiranti (Ti*nt)	<b>T</b>	1.605,00	daN

**PUNTI DI APPLICAZIONE DEI CARICHI RISPETTO ALLA CERNIERA DI BASE**PESO PROPRIO DELLA PARETE

Ascissa	<b>xw</b>	13,00	cm	s/2
Ordinata	<b>yw</b>	288,00	cm	Hp/2

PESO DEI SOLAI

Ascissa	<b>xs</b>	0,00	cm
Ordinata	<b>ys</b>	576,00	cm

PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...

Ascissa	<b>xv</b>	0,00	cm
Ordinata	<b>yv</b>	0,00	cm

TRAZIONE ATTIVA NEI TIRANTI

Ascissa	<b>xt</b>	-	cm
Ordinata	<b>yt</b>	350,00	cm

**MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)**

Moltiplicatore di collasso	<b>alfa</b>	0,21	-
----------------------------	-------------	------	---

**SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI**

Hp: punto di controllo posto in testa alla parete	<b>yc</b>	576,00	cm
Altezza del punto di controllo	<b>delta,x</b>	1,00	-

Spostamento virtuale peso parete	<b>deltax,w</b>	0,50	yw/yc
Spostamento virtuale peso solai	<b>deltax,s</b>	1,00	ys/yc
Spostamento virtuale pesi volte	<b>deltax,v</b>	0,00	yv/yc

**ACCELERAZIONE SISMICA DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO**

Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-
Massa partecipante al cinematismo	<b>M*</b>	1.209,07	kg
Frazione della massa partecipante	<b>e*</b>	1,00	
Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo	<b>ao,c</b>	152,30	cm/sq

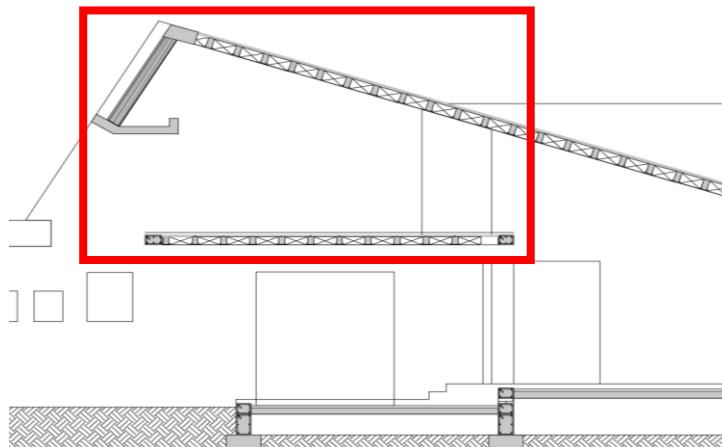
**VERIFICA DEL CINEMATISMO**

Periodo di riferimento per l'azione sismica	<b>Vr</b>	75	anni
Probabilità di superamento dell'azione sismica in Vr	<b>Pvr</b>	10%	
Periodo di ritorno dell'azione sismica	<b>Tr</b>	712	anni
Accelerazione sismica attesa su sito rigido e piano per Tr	<b>ag</b>	171,68	cm/sq
Coefficiente amplificativo di sito	<b>S</b>	1,77	-
Fattore di struttura	<b>q</b>	2,00	-
Accelerazione sismica di domanda	<b>ao,d</b>	151,94	cm/sq

Fattore di sicurezza	<b>FS</b>	1,00
----------------------	-----------	------

**PARETE DELLA VELA FRONTALE DI PIANO PRIMO - DATI DI INPUT PER LA VERIFICA DEL RIBALTO FUORI PIANO**

**INDIVIDUAZIONE GRAFICA DEL MURO DA VERIFICARE****CARATTERISTICHE DEL MURO**

Lunghezza	<b>L</b>	638,00	cm	
Altezza piano terra	<b>h1</b>	300,00	cm	
Spessore muro piano terra	<b>t1</b>	26,00	cm	
Altezza minima piano primo	<b>h2min</b>	220,00	cm	
Altezza massima piano primo	<b>h2max</b>	400,00	cm	
Altezza media piano primo	<b>h2</b>	310,00	cm	(h2min+h2max)/2
Spessore muro piano primo	<b>t2</b>	26,00	cm	
Altezza solaio piano primo	<b>hc1</b>	19,00	cm	
Altezza solaio copertura	<b>hcop</b>	24,00	cm	
Altezza totale muro	<b>H</b>	653,00	cm	$h1+hc1+h2+hcop$
Altezza cerniera cilindrica del piano primo dalla fondazione	<b>Z</b>	319,00	cm	$h1+hc1$
Periodo fondamentale di oscillazione	<b>T1</b>	0,08	s	

**CARICHI AGENTI COPERTURA**

Incidenza del peso del solaio di copertura	<b>G1cop</b>	280,00	daN/mq	
Incidenza dei pesi portati del solaio di copertura	<b>G2cop</b>	40,00	daN/mq	
Luce del solaio di copertura	<b>lcop</b>	700,00	cm	
Carichi dal solaio di copertura	<b>Pcop</b>	7.145,60	daN	$(G1cop+G2cop) * (lcop/2)*L$
Peso di volume del cls	<b>gamma,cls</b>	2.500,00	daN/mc	
Peso del cordolo in testa	<b>Pc</b>	995,28	daN	$\gamma_{cls} * t2 * hcop * L$



**PARETE DELLA VELA FRONTALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTIMENTO FUORI  
PIANO ALLO STATO ATTUALE**

**DESCRIZIONE DEL MECCANISMO**

**Descrizione:** Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

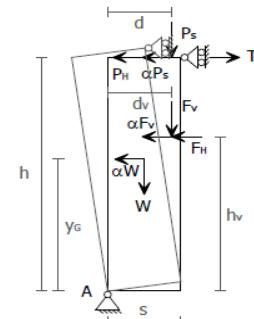
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del.  
Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



**CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO**

Altezza totale edificio	H	653,00	cm
Quota della cerniera dalla fondazione	Z	319,00	cm
Numero di piani dell'edificio	N	2	-

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA PARETE**

Lunghezza	Lp	638,00	cm
Altezza	Hp	310,00	cm
Spessore	s	26,00	cm
Area delle forature (porte, finestre, ec...)	Afori	0,00	mq

**PESI VERTICALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Peso di volume della parete	gamma	1.800,00	daN/mc	
Peso della parete	W	9.256,10	daN	gamma*s*(Lp*H p-Afori)
Peso dei solai in testa alla parete	Ps	7.145,60	daN	
Peso di volta, archi, ecc...	Fv	995,28	daN	peso cordolo

**AZIONI ORIZZONTALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Spinta orizzontale dai solai in testa alla parete	Ph	0,00	daN
Spinta orizzontale di volta, archi, ecc...	Fh	0,00	daN
Trazione attiva <b>totale</b> in eventuali tiranti (Ti*nt)	T	0,00	daN

**PUNTI DI APPLICAZIONE DEI CARICHI RISPETTO ALLA CERNIERA DI BASE****PESO PROPRIO DELLA PARETE**

Ascissa	xw	13,00	cm	s/2
Ordinata	yw	155,00	cm	Hp/2

**PESO DEI SOLAI**

Ascissa	xs	17,33	cm	
Ordinata	ys	310,00	cm	Hp

**PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...**

Ascissa	xv	13,00	cm	
Ordinata	yv	310,00	cm	

**TRAZIONE ATTIVA NEI TIRANTI**

Ascissa	xt	-	cm	
Ordinata	yt	0,00	cm	

**MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)**

Moltiplicatore di collasso	alfa	0,06	-
----------------------------	------	------	---

**SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI**

Hp: punto di controllo posto in testa alla parete

Altezza del punto di controllo	yc	310,00	cm	
Spostamento unitario del punto di controllo	delta,x	1,00	-	
Spostamento virtuale peso parete	deltax,w	0,50	yw/yc	
Spostamento virtuale peso solai	deltax,s	1,00	ys/yc	
Spostamento virtuale pesi volte	deltax,v	1,00	yv/yc	

**ACCELERAZIONE SISMICA DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO**

Fattore di confidenza	FC	1,35	-
Massa partecipante al cinematismo	M*	1.589,72	kg
Frazione della massa partecipante	e*	0,90	
Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo	ao,c	52,66	cm/sq

**VERIFICA DEL CINEMATISMO**

Periodo di riferimento per l'azione sismica	Vr	75	anni	
Probabilità di superamento dell'azione sismica in Vr	Pvr	10%		
Periodo di ritorno dell'azione sismica	Tr	712	anni	
Accelerazione spettrale	Se(T1)	727,90	cm/sq	
Fattore di struttura	q	2,00	-	
Primo modo di vibrazione	psi(Z)	0,49	-	Z/H
Coefficiente di partecipazione modale	gamma	1,20	-	3N/(2N+1)

**Ver\_vela\_frontale\_rib\_sempl**

Accelerazione sismica di domanda **ao,d** 213,35 cm/sq

Fattore di sicurezza	<b>FS</b>	0,25
----------------------	-----------	------

**PARETE DELLA VELA FRONTALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTIMENTO FUORI  
PIANO ALLO STATO DI PROGETTO**

**DESCRIZIONE DEL MECCANISMO**

**Descrizione:** Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

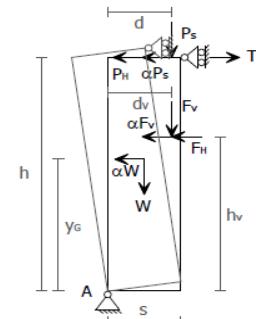
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del.  
Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



**CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO**

Altezza totale edificio	H	653,00	cm
Quota della cerniera dalla fondazione	Z	319,00	cm
Numero di piani dell'edificio	N	2	-

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA PARETE**

Lunghezza	Lp	638,00	cm
Altezza	Hp	310,00	cm
Spessore	s	26,00	cm
Area delle forature (porte, finestre, ec...)	Afori	0,00	mq

**PESI VERTICALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Peso di volume della parete	gamma	1.800,00	daN/mc
Peso della parete	W	9.256,10	daN
			gamma*s*(Lp*H p-Afori)
Peso dei solai in testa alla parete	Ps	7.145,60	daN
Peso di volta, archi, ecc...	Fv	995,28	daN

**AZIONI ORIZZONTALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Spinta orizzontale dai solai in testa alla parete	Ph	0,00	daN
Spinta orizzontale di volta, archi, ecc...	Fh	0,00	daN
Trazione attiva <b>totale</b> in eventuali tiranti (Ti*nt)	T	2.550,00	daN

**PUNTI DI APPLICAZIONE DEI CARICHI RISPETTO ALLA CERNIERA DI BASE****PESO PROPRIO DELLA PARETE**

Ascissa	xw	13,00	cm	s/2
Ordinata	yw	155,00	cm	Hp/2

**PESO DEI SOLAI**

Ascissa	xs	17,33	cm	
Ordinata	ys	310,00	cm	Hp

**PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...**

Ascissa	xv	13,00	cm	
Ordinata	yv	310,00	cm	

**TRAZIONE ATTIVA NEI TIRANTI**

Ascissa	xt	-	cm	
Ordinata	yt	310,00	cm	

**MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)**

Moltiplicatore di collasso	alfa	0,26	-
----------------------------	------	------	---

**SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI**

Hp: punto di controllo posto in testa alla parete

Altezza del punto di controllo	yc	310,00	cm	
Spostamento unitario del punto di controllo	delta,x	1,00	-	
Spostamento virtuale peso parete	deltax,w	0,50	yw/yc	
Spostamento virtuale peso solai	deltax,s	1,00	ys/yc	
Spostamento virtuale pesi volte	deltax,v	1,00	yv/yc	

**ACCELERAZIONE SISMICA DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO**

Fattore di confidenza	FC	1,35	-
Massa partecipante al cinematismo	M*	1.589,72	kg
Frazione della massa partecipante	e*	0,90	
Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo	ao,c	214,54	cm/sq

**VERIFICA DEL CINEMATISMO**

Periodo di riferimento per l'azione sismica	Vr	75	anni	
Probabilità di superamento dell'azione sismica in Vr	Pvr	10%		
Periodo di ritorno dell'azione sismica	Tr	712	anni	
Accelerazione spettrale	Se(T1)	727,90	cm/sq	
Fattore di struttura	q	2,00	-	
Primo modo di vibrazione	psi(Z)	0,49	-	Z/H
Coefficiente di partecipazione modale	gamma	1,20	-	3N/(2N+1)

**Prog\_vela\_frontale\_rib\_sempl**

Accelerazione sismica di domanda

**ao,d** 213,35 cm/sq

Fattore di sicurezza	<b>FS</b>	1,01
----------------------	-----------	------

## PARETE DELLA VELA FRONTALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DELLA FLESSIONE VERTICALE

### DESCRIZIONE DEL MECCANISMO

**Descrizione:** Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compresa tra due solai successivi in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. La combinazione delle azioni verticali e orizzontali sulla parete determina l'instaurarsi di un *effetto arco verticale*. Il modello di calcolo considera una fascia di parete piena da cielo a terra, la presenza delle aperture nella facciata esercita una ridotta influenza nel calcolo ed in particolare nella determinazione della sezione di frattura della parete.

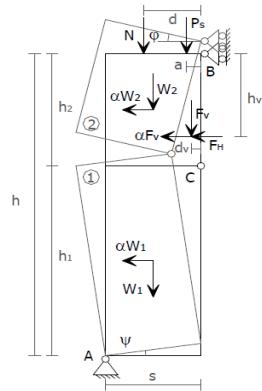
Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = 2 \frac{(\mu-1)(Nd + Ps a + F_V d_V - F_H h_V) + s(W + N + Ps + F_V)}{(\mu-1)(W h / \mu + 2 F_V h_V)}$$

Il valore di  $\alpha$  è valutato al variare di  $\mu$ , termine che consente di individuare la posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete:

$$h_1 = \frac{\mu-1}{\mu} h; \quad h_2 = \frac{h}{\mu}; \quad W_2 = \frac{W}{\mu}; \quad W_1 = \frac{\mu-1}{\mu} W$$

Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



### CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

Altezza totale edificio	H	653,00	cm
Quota della base della parete dalla fondazione	Z	319,00	cm
Numero di piani dell'edificio	N	2	-

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA PARETE

Lunghezza	Lp	100,00	cm
Altezza	Hp	310,00	cm
Spessore	s	26,00	cm
Area delle forature (porte, finestre, ec...)	Afori	0,00	mq
Parametro che definisce la posizione della cerniera	mu	2,00	-
Altezza del blocco n.1	Hp1	155,00	cm
Altezza del blocco n.2	Hp2	155,00	cm
			Hp/mu

### PESI VERTICALI IN VALORE CARATTERISTICO

Peso di volume della parete	gamma	1.800,00	daN/mc
Peso della parete	W	1.450,80	daN
Peso del blocco n.1	W1	725,40	daN
Peso del blocco n.2	W2	725,40	daN
Peso dei solai in testa alla parete	Ps	1.120,00	daN
Peso di volta, archi, ecc...	Fv	0,00	daN
Carichi dai piani superiori	N	156,00	daN
			peso cordolo

**AZIONI ORIZZONTALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Spinta orizzontale di volta, archi, ec...

**Fh**

0,00

daN

**PUNTI DI APPLICAZIONE DEI CARICHI RISPETTO ALLA CERNIERA IN TESTA ALLA PARETE****PESO DEI SOLAI**

Ascissa

**a**

8,67

cm

**PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...**

Ascissa

**dv**

0,00

cm

Ordinata

**hv**

0,00

cm

**CARICHI DAI PIANI SUPERIORI**

Ascissa

**d**

13,00

cm

**MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)**

Moltiplicatore di collasso

**alfa**

0,73

-

**NOTA:** l'espressione con cui è stato calcolato alfa è valida fino a che l'eventuale spinta orizzontale della volta è applicata al blocco n.2

**SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI**

Hp: punto di controllo posto in corrispondenza della cerniera orizzontale

Altezza del punto di controllo dalla base parete

**yc**

155,00

cm

Spostamento unitario del punto di controllo

**delta,x**

1,00

-

Spostamento virtuale peso blocco 1 e 2

**deltax,w**

0,50

delta,x/2

Spostamento virtuale pesi volte

**deltax,v**

0,00

hv/Hp2

**ACCELERAZIONE SISMICA DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO**

Fattore di confidenza

**FC**

1,35

-

Massa partecipante al cinematismo

**M\***

147,89

kg

Frazione della massa partecipante

**e\***

0,56

Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo

**ao,c**

946,31

cm/sq

**VERIFICA DEL CINEMATISMO**

Periodo di riferimento per l'azione sismica

**Vr**

75

anni

Probabilità di superamento dell'azione sismica in Vr

**Pvr**

10%

Periodo di ritorno dell'azione sismica

**Tr**

712

anni

Accelerazione spettrale

**Se(T1)**

727,90

cm/sq

**Prog\_vela\_frontale\_flex-vert**

Fattore di struttura	<b>q</b>	2,00	-
Primo modo di vibrazione	<b>psi(Z)</b>	0,49	-
Coefficiente di partecipazione modale	<b>gamma</b>	1,20	-
Accelerazione sismica di domanda	<b>ao,d</b>	213,35	cm/sq

<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS</b>	4,44
-----------------------------	-----------	------

**PARETE DEI LOCALI SERVIZI DI PIANO PRIMO - DATI DI INPUT PER LA VERIFICA DEL RIBALTIMENTO FUORI PIANO**

**IDENTIFICAZIONE DELLA PARETE****CARATTERISTICHE DEL MURO**

Lunghezza	<b>L</b>	1.020,00	cm	
Altezza piano terra	<b>h1</b>	300,00	cm	
Altezza piano primo	<b>h2</b>	300,00	cm	
Spessore muro piano primo	<b>t2</b>	26,00	cm	
Altezza solaio piano primo	<b>hc1</b>	15,00	cm	
Altezza solaio copertura	<b>hcop</b>	15,00	cm	
Altezza in testa al muro	<b>H</b>	630,00	cm	$h1+hc1+h2+hcop$
Altezza cerniera cilindrica del piano primo dalla fondazione	<b>Z</b>	315,00	cm	$h1+hc1$
Periodo fondamentale di oscillazione	<b>T1</b>	0,08	s	

**CARICHI AGENTI COPERTURA**

Incidenza del peso del solaio di copertura	<b>G1cop</b>	195,00	daN/mq	
Incidenza dei pesi portati del solaio di copertura	<b>G2cop</b>	40,00	daN/mq	
Luce del solaio di copertura	<b>lcop</b>	160,00	cm	
Carichi dal solaio di copertura	<b>Pcop</b>	1.917,60	daN	$(G1cop+G2cop)^*$ $(lcop/2)*L$
Peso di volume del cls	<b>gamma,cls</b>	2.500,00	daN/mc	
Peso del cordolo in testa	<b>Pc</b>	994,50	daN	$\gamma_{cls}*t2$ $*hcop*L$

**PARETE DEI LOCALI SERVIZI DI PIANO PRIMO -VERIFICA DEL RIBALTO FUORI PIANO  
ALLO STATO ATTUALE**

**DESCRIZIONE DEL MECCANISMO**

**Descrizione:** Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

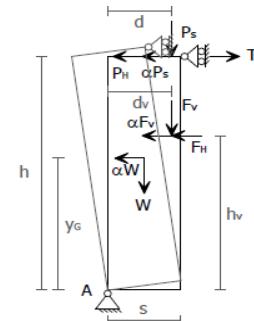
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$



Foto: Arch. Fot. Vice Commissario dei Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



**CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO**

Altezza totale edificio	H	630,00	cm
Quota della cerniera dalla fondazione	Z	315,00	cm
Numero di piani dell'edificio	N	2	-

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA PARETE**

Lunghezza	Lp	1.020,00	cm
Altezza	Hp	300,00	cm
Spessore	s	26,00	cm
Area delle forature (porte, finestre, ec...)	Afori	0,00	mq

**PESI VERTICALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Peso di volume della parete	gamma	1.800,00	daN/mc
Peso della parete	W	14.320,80	daN
Peso dei solai in testa alla parete	Ps	1.917,60	daN
Peso di volta, archi, ecc...	Fv	994,50	daN

**AZIONI ORIZZONTALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Spinta orizzontale dai solai in testa alla parete	Ph	0,00	daN
Spinta orizzontale di volta, archi, ecc...	Fh	0,00	daN
Trazione attiva <b>totale</b> in eventuali tiranti (Ti*nt)	T	0,00	daN

**PUNTI DI APPLICAZIONE DEI CARICHI RISPETTO ALLA CERNIERA DI BASE****PESO PROPRIO DELLA PARETE**

Ascissa	<b>xw</b>	13,00	cm	s/2
Ordinata	<b>yw</b>	150,00	cm	Hp/2

**PESO DEI SOLAI**

Ascissa	<b>xs</b>	17,33	cm	
Ordinata	<b>ys</b>	300,00	cm	Hp

**PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...**

Ascissa	<b>xv</b>	13,00	cm	
Ordinata	<b>yv</b>	300,00	cm	

**TRAZIONE ATTIVA NEI TIRANTI**

Ascissa	<b>xt</b>	-	cm	
Ordinata	<b>yt</b>	0,00	cm	

**MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)**

Moltiplicatore di collasso	<b>alfa</b>	0,08	-
----------------------------	-------------	------	---

**SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI**

Hp: punto di controllo posto in testa alla parete

Altezza del punto di controllo	<b>yc</b>	300,00	cm	
Spostamento unitario del punto di controllo	<b>delta,x</b>	1,00	-	
Spostamento virtuale peso parete	<b>deltax,w</b>	0,50	yw/yc	
Spostamento virtuale peso solai	<b>deltax,s</b>	1,00	ys/yc	
Spostamento virtuale pesi volte	<b>deltax,v</b>	1,00	yv/yc	

**ACCELERAZIONE SISMICA DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO**

Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-
Massa partecipante al cinematismo	<b>M*</b>	1.592,97	kg
Frazione della massa partecipante	<b>e*</b>	0,91	
Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo	<b>ao,c</b>	61,61	cm/sq

**VERIFICA DEL CINEMATISMO**

Periodo di riferimento per l'azione sismica	<b>Vr</b>	75	anni	
Probabilità di superamento dell'azione sismica in Vr	<b>Pvr</b>	10%		
Periodo di ritorno dell'azione sismica	<b>Tr</b>	712	anni	
Accelerazione spettrale	<b>Se(T1)</b>	727,90	cm/sq	
Fattore di struttura	<b>q</b>	2,00	-	
Primo modo di vibrazione	<b>psi(Z)</b>	0,50	-	Z/H
Coefficiente di partecipazione modale	<b>gamma</b>	1,20	-	3N/(2N+1)

**Ver\_servizi\_rib\_sempl**

Accelerazione sismica di domanda

**ao,d** 218,37 cm/sq

Fattore di sicurezza	<b>FS</b>	0,28
----------------------	-----------	------

**PARETE DEI LOCALI SERVIZI DI PIANO PRIMO -VERIFICA DEL RIBALTO FUORI PIANO  
ALLO STATO DI PROGETTO**

### **DESCRIZIONE DEL MECCANISMO**

**Descrizione:** Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

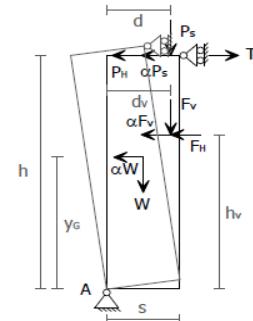
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del.  
Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



### **CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO**

Altezza totale edificio	H	630,00	cm
Quota della cerniera dalla fondazione	Z	315,00	cm
Numero di piani dell'edificio	N	2	-

### **CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA PARETE**

Lunghezza	Lp	1.020,00	cm
Altezza	Hp	300,00	cm
Spessore	s	26,00	cm
Area delle forature (porte, finestre, ec...)	Afori	0,00	mq

### **PESI VERTICALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Peso di volume della parete	gamma	1.800,00	daN/mc
Peso della parete	W	14.320,80	daN
			gamma*s*(Lp*H p-Afori)
Peso dei solai in testa alla parete	Ps	1.917,60	daN
Peso di volta, archi, ecc...	Fv	994,50	daN

### **AZIONI ORIZZONTALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Spinta orizzontale dai solai in testa alla parete	Ph	0,00	daN
Spinta orizzontale di volta, archi, ecc...	Fh	0,00	daN
Trazione attiva <b>totale</b> in eventuali tiranti (Ti*nt)	T	2.000,00	daN

**PUNTI DI APPLICAZIONE DEI CARICHI RISPETTO ALLA CERNIERA DI BASE****PESO PROPRIO DELLA PARETE**

Ascissa	<b>xw</b>	13,00	cm	s/2
Ordinata	<b>yw</b>	150,00	cm	Hp/2

**PESO DEI SOLAI**

Ascissa	<b>xs</b>	17,33	cm	
Ordinata	<b>ys</b>	300,00	cm	Hp

**PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...**

Ascissa	<b>xv</b>	13,00	cm	
Ordinata	<b>yv</b>	300,00	cm	

**TRAZIONE ATTIVA NEI TIRANTI**

Ascissa	<b>xt</b>	-	cm	
Ordinata	<b>yt</b>	300,00	cm	

**MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)**

Moltiplicatore di collasso	<b>alfa</b>	0,28	-
----------------------------	-------------	------	---

**SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI**

Hp: punto di controllo posto in testa alla parete

Altezza del punto di controllo	<b>yc</b>	300,00	cm	
Spostamento unitario del punto di controllo	<b>delta,x</b>	1,00	-	
Spostamento virtuale peso parete	<b>deltax,w</b>	0,50	yw/yc	
Spostamento virtuale peso solai	<b>deltax,s</b>	1,00	ys/yc	
Spostamento virtuale pesi volte	<b>deltax,v</b>	1,00	yv/yc	

**ACCELERAZIONE SISMICA DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO**

Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-
Massa partecipante al cinematismo	<b>M*</b>	1.592,97	kg
Frazione della massa partecipante	<b>e*</b>	0,91	
Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo	<b>ao,c</b>	220,73	cm/sq

**VERIFICA DEL CINEMATISMO**

Periodo di riferimento per l'azione sismica	<b>Vr</b>	75	anni	
Probabilità di superamento dell'azione sismica in Vr	<b>Pvr</b>	10%		
Periodo di ritorno dell'azione sismica	<b>Tr</b>	712	anni	
Accelerazione spettrale	<b>Se(T1)</b>	727,90	cm/sq	
Fattore di struttura	<b>q</b>	2,00	-	
Primo modo di vibrazione	<b>psi(Z)</b>	0,50	-	Z/H
Coefficiente di partecipazione modale	<b>gamma</b>	1,20	-	3N/(2N+1)

**Prog\_servizi\_rib\_semp**

Accelerazione sismica di domanda

**ao,d** 218,37 cm/sq

Fattore di sicurezza	<b>FS</b>	1,01
----------------------	-----------	------

## PARETE DEI LOCALI SERVIZI DI PIANO PRIMO - VERIFICA DELLA FLESSIONE VERTICALE

### DESCRIZIONE DEL MECCANISMO

**Descrizione:** Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compresa tra due solai successivi in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. La combinazione delle azioni verticali e orizzontali sulla parete determina l'instaurarsi di un *effetto arco verticale*. Il modello di calcolo considera una fascia di parete piena da cielo a terra, la presenza delle aperture nella facciata esercita una ridotta influenza nel calcolo ed in particolare nella determinazione della sezione di frattura della parete.

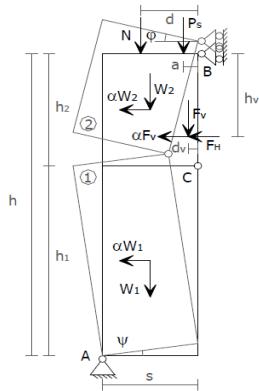
Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = 2 \frac{(\mu-1)(Nd + Ps_a + F_v d_v - F_h h_v) + s(W + N + Ps + F_v)}{(\mu-1)(W h / \mu + 2 F_v h_v)}$$

Il valore di  $\alpha$  è valutato al variare di  $\mu$ , termine che consente di individuare la posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete:

$$h_1 = \frac{\mu-1}{\mu} h; \quad h_2 = \frac{h}{\mu}; \quad W_2 = \frac{W}{\mu}; \quad W_1 = \frac{\mu-1}{\mu} W$$

Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



### CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

Altezza totale edificio	H	630,00	cm
Quota della base della parete dalla fondazione	Z	315,00	cm
Numero di piani dell'edificio	N	2	-

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA PARETE

Lunghezza	Lp	100,00	cm
Altezza	Hp	300,00	cm
Spessore	s	26,00	cm
Area delle forature (porte, finestre, ec...)	Afori	0,00	mq
Parametro che definisce la posizione della cerniera	mu	2,00	-
Altezza del blocco n.1	Hp1	150,00	cm
Altezza del blocco n.2	Hp2	150,00	cm
			Hp/mu

### PESI VERTICALI IN VALORE CARATTERISTICO

Peso di volume della parete	gamma	1.800,00	daN/mc
Peso della parete	W	1.404,00	daN
Peso del blocco n.1	W1	702,00	daN
Peso del blocco n.2	W2	702,00	daN
Peso dei solai in testa alla parete	Ps	188,00	daN
Peso di volta, archi, ecc...	Fv	0,00	daN
Carichi dai piani superiori	N	97,50	daN
			peso cordolo

**AZIONI ORIZZONTALI IN VALORE CARATTERISTICO**

Spinta orizzontale di volta, archi, ec...	<b>F<sub>h</sub></b>	0,00	daN
-------------------------------------------	----------------------	------	-----

**PUNTI DI APPLICAZIONE DEI CARICHI RISPETTO ALLA CERNIERA IN TESTA ALLA PARETE**PESO DEI SOLAI

Ascissa	<b>a</b>	8,67	cm
---------	----------	------	----

PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...

Ascissa	<b>d<sub>v</sub></b>	0,00	cm
Ordinata	<b>h<sub>v</sub></b>	0,00	cm

CARICHI DAI PIANI SUPERIORI

Ascissa	<b>d</b>	13,00	cm
---------	----------	-------	----

**MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)**

Moltiplicatore di collasso	<b>alfa</b>	0,44	-
----------------------------	-------------	------	---

**NOTA:** l'espressione con cui è stato calcolato alfa è valida fino a che l'eventuale spinta orizzontale della volta è applicata al blocco n.2

**SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI**

H<sub>p</sub>: punto di controllo posto in corrispondenza della cerniera orizzontale

Altezza del punto di controllo dalla base parete	<b>y<sub>c</sub></b>	150,00	cm
Spostamento unitario del punto di controllo	<b>delta,x</b>	1,00	-
Spostamento virtuale peso blocco 1 e 2	<b>deltax,w</b>	0,50	delta,x/2
Spostamento virtuale pesi volte	<b>deltax,v</b>	0,00	h <sub>v</sub> /H <sub>p</sub> <sup>2</sup>

**ACCELERAZIONE SISMICA DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO**

Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1,35	-
Massa partecipante al cinematismo	<b>M*</b>	143,12	kg
Frazione della massa partecipante	<b>e*</b>	0,88	
Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo	<b>ao,c</b>	366,40	cm/sq

**VERIFICA DEL CINEMATISMO**

Periodo di riferimento per l'azione sismica	<b>V<sub>r</sub></b>	75	anni
Probabilità di superamento dell'azione sismica in V <sub>r</sub>	<b>P<sub>vr</sub></b>	10%	
Periodo di ritorno dell'azione sismica	<b>T<sub>r</sub></b>	712	anni
Accelerazione spettrale	<b>Se(T1)</b>	727,90	cm/sq

Prog\_servizi\_flex-ver

Fattore di struttura	<b>q</b>	2,00	-
Primo modo di vibrazione	<b>psi(Z)</b>	0,50	-
Coefficiente di partecipazione modale	<b>gamma</b>	1,20	-
Accelerazione sismica di domanda	<b>ao,d</b>	218,37	cm/sq

Fattore di sicurezza	<b>FS</b>	1,68
----------------------	-----------	------

# **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

File: PESTEC17-00.xlsx Rev. 00 Data: 23/04/2018

**Doc. PESTEC17**

## **FASCICOLO DEI CALCOLI**

### **VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' STATICÀ PER RIBALTIMENTO DA VENTO - STATO ATTUALE**

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:

- [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' STATICÀ PER RIBALTIMENTO DA VENTO DELLE PARETI DELLE VELE A PIANO PRIMO](#)



**VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' STATICHE PER RIBALTAMENTO DA VENTO DELLE  
PARETI DELLE VELE A PIANO PRIMO**

**DATI DI INPUT**

Pressione caratteristica sulla parete sopravento	<b>pk</b>	59,57	daN/mq	
Coefficiente amplificativo	<b>gamma,w</b>	1,50	-	
Pressione di progetto sulla parete sopravento	<b>pd</b>	89,36	daN/mq	pk*gamma,w
Spessore parete	<b>t2</b>	26,00	cm	
Altezza media	<b>h2</b>	340,00	cm	
Lunghezza massima	<b>L2</b>	1.155,00	cm	
Peso di volume	<b>gamma</b>	1.800,00	daN/mc	
Coefficiente amplificativo del peso	<b>gamma,p</b>	1,00	-	
Peso della parete	<b>P2</b>	18.378,36	daN	gamma*gamma,p *t2*L2*h2
Peso permanente strutturale della copertura	<b>G1k</b>	280,00	daN/mq	
Peso portato copertura	<b>G2k</b>	40,00	daN/mq	
Coefficiente amplificativo del peso	<b>gamma,s</b>	1,00	-	
Luce di influenza	<b>li</b>	350,00	cm	
Peso dal solaio di copertura	<b>Ps</b>	12.936,00	daN	(G1k+G2k)*gam ma,s*li*L2

**VERIFICA PER RIBALTAMENTO**

Carico di linea uniforme	<b>pw</b>	1.032,05	daN/m	pd*L2
Momento ribaltante	<b>Mr</b>	5.965,25	daNm	pw*L2^2/2
Momento stabilizzante	<b>Ms</b>	4.070,87	daNm	(P2+Ps)*t2/2
Coefficiente di sicurezza	<b>FS</b>	0,68		