

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

Progetto: 14003/2018

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

Progettista strutturale:

Ing. Mirko Bianconi

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
Commessa:	Form. : A4	File: PESTET08-00.docx	Rev.: 00	Data : 23/04/2018

SOMMARIO

1	RELAZIONE DI CALCOLO	5
1.1	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	5
1.1.1	STATO ATTUALE	5
1.1.2	STATO DI PROGETTO	6
1.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA	8
1.2.1	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA DEI MURI.....	8
1.2.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA DELLE TRAVI.....	9
1.2.3	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA DELLE FONDAZIONI	13
1.3	METODI DI ANALISI SISMICA E CRITERI DI AMMISSIBILITÀ	15
1.3.1	PREMESSA	15
1.3.2	ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO.....	15
1.3.3	ANALISI GLOBALE DELLA STRUTTURA	18
1.4	VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA.....	21
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.

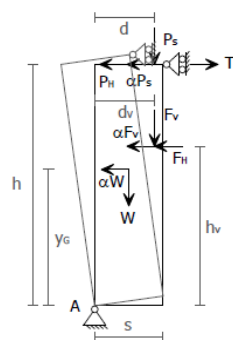


Figura 2 Schema di calcolo per la verifica delle pareti prive di controventi

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.

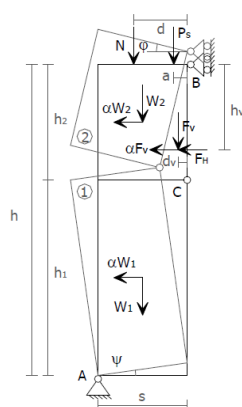


Figura 3 Modello di calcolo per la verifica del cinematismo di flessione verticale

Verificati i cinatismi 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.

Commessa:	Form.: A4	File: PESTET08-00.docx	Pag. 6 di 22	Rev.: 00	Data: 23/04/2018
-----------	-----------	------------------------	--------------	----------	------------------

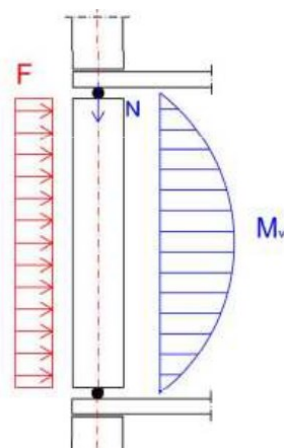


Figura 4 Modello semplificato di verifica delle pareti fuori piano

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.

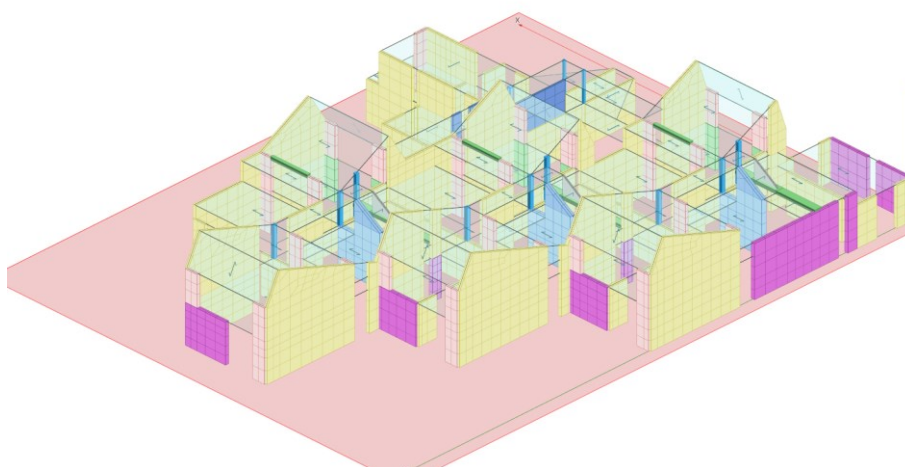


Figura 5 Immagine del modello agli elementi finiti

In punti limitati del modello si è reso necessario inserire degli elementi asta (di massa nulla e rigidità 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 STATICA

1.2.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA 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 controventi 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**

Commessa:	Form.: A4	File: PESTET08-00.docx	Pag. 8 di 22	Rev.: 00	Data: 23/04/2018
-----------	-----------	------------------------	--------------	----------	------------------

1.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA 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.

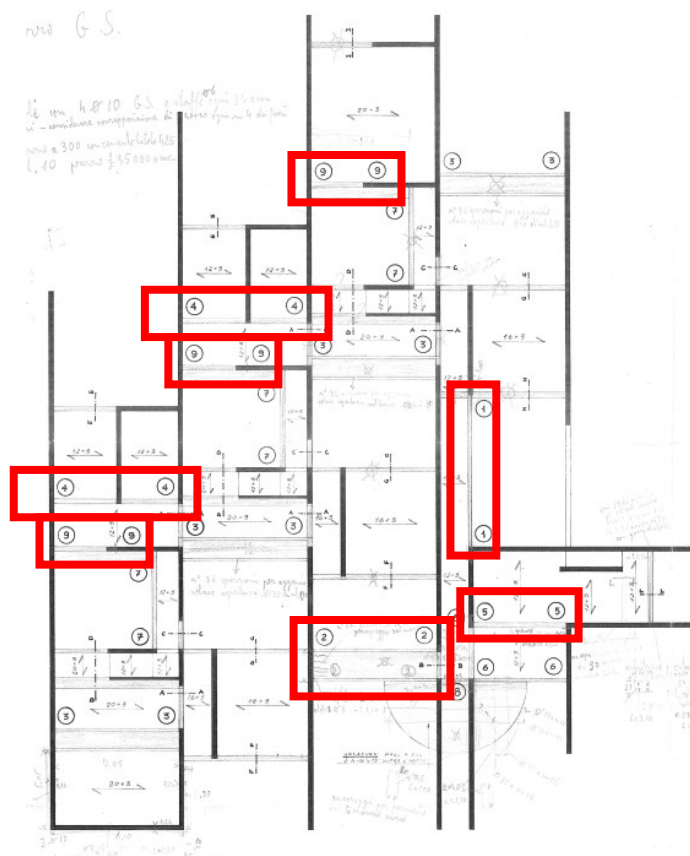


Figura 6 In rosso sono evidenziate le travi di cui è stata valutata la sicurezza

1.2.2.2 TRAVE ESISTENTE IN C.A. "1-1"

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.

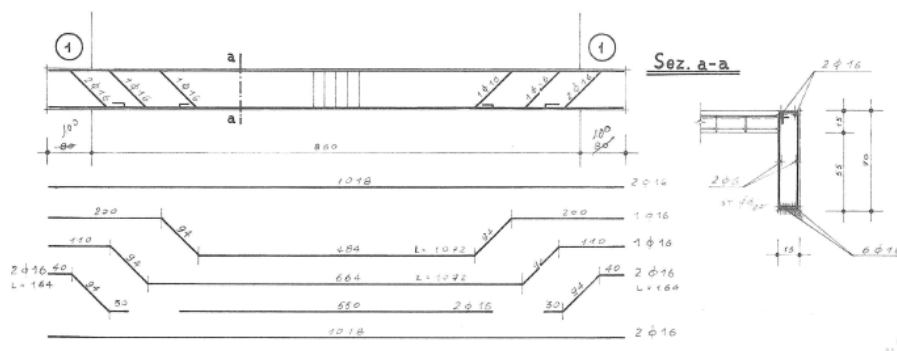


Figura 7 Sviluppo e sezione della trave

- 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.

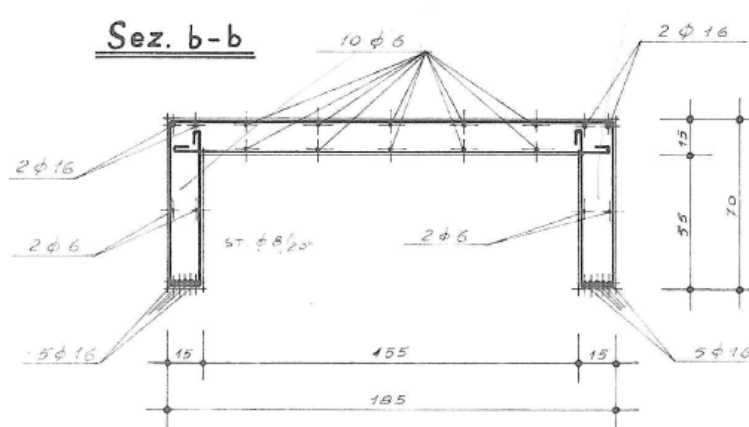


Figura 8 Trave del corridoio sopraelevato sul fronte principale

- 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**

Commessa:	Form.: A4	File: PESTET08-00.docx	Pag. 10 di 22	Rev.: 00	Data: 23/04/2018
-----------	-----------	------------------------	---------------	----------	------------------

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.

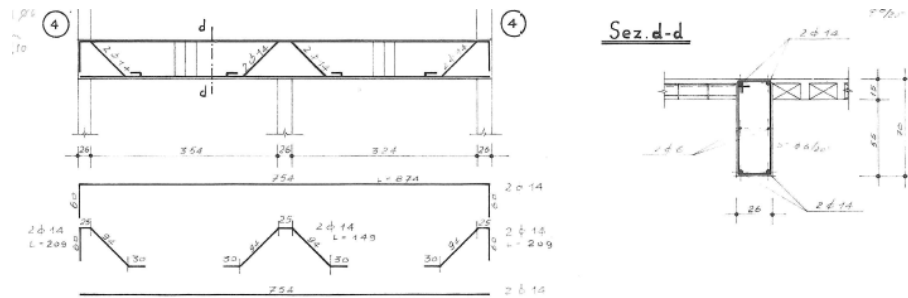


Figura 9 Sviluppo e sezione della trave

- 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.

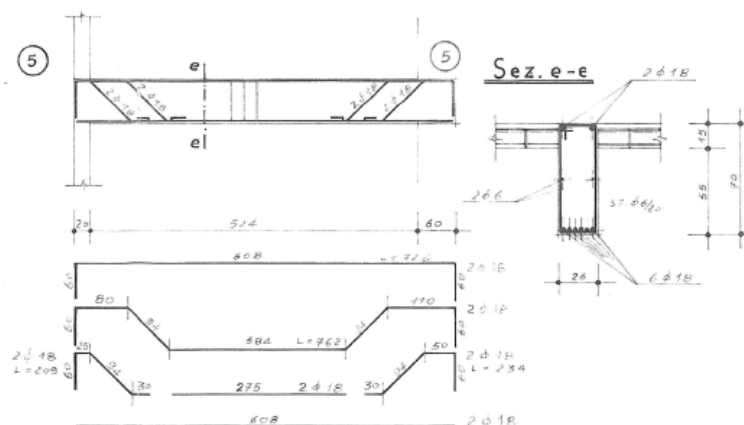


Figura 10 Sviluppo e sezione della trave

- 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 presenta 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.

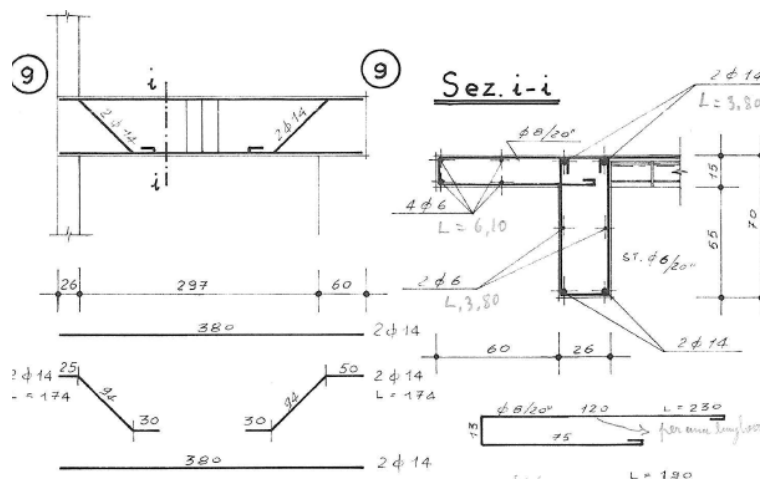


Figura 11 Sezione trasversale

- 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**

Commissa:	Form.: A4	File: PESTET08-00.docx	Pag. 12 di 22	Rev.: 00	Data: 23/04/2018
-----------	-----------	------------------------	---------------	----------	------------------

1.2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STATICA 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 nè 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, oltrechè 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° del carico di compressione dei muri sovrastanti sul terreno di fondazione.

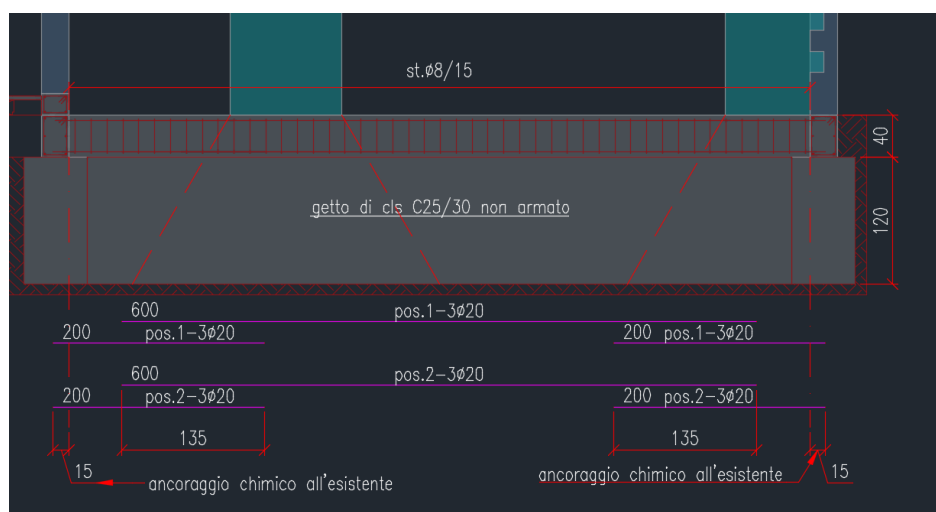


Figura 12 Linee di diffusione del carico sul terreno

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**

Commessa:	Form.: A4	File: PESTET08-00.docx	Pag. 13 di 22	Rev.: 00	Data: 23/04/2018
-----------	-----------	------------------------	---------------	----------	------------------

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 disgregazione 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 cinematismo. 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.

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

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

Commessa:	Form.: A4	File: PESTET08-00.docx	Pag. 15 di 22	Rev.: 00	Data: 23/04/2018
-----------	-----------	------------------------	---------------	----------	------------------

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

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 α 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 disuguaglianza:

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

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 cinematismo 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;
- γ 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).

Commessa:	Form.: A4	File: PESTET08-00.docx	Pag. 16 di 22	Rev.: 00	Data: 23/04/2018
-----------	-----------	------------------------	---------------	----------	------------------

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:

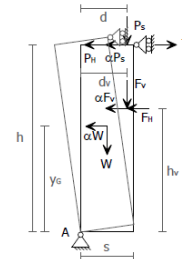
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

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 cinematisimo 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:

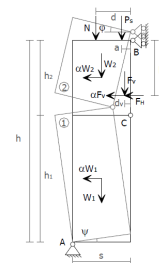
$$\alpha = 2 \frac{(\mu - 1)(N d + P_S a + F_V d_V - F_H h_V) + s(W + N + P_S + F_V)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2 F_V h_V)}$$

Il valore di α è valutato al variare di μ , 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**

Commessa:	Form.: A4	File: PESTET08-00.docx	Pag. 17 di 22	Rev.: 00	Data: 23/04/2018
-----------	-----------	------------------------	---------------	----------	------------------

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.	Φ_x	Φ_y	Φ_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: $T_{rc,sa} < 30$ anni;
- Accelerazione massima di capacità: $A_{gc,sa} = 0,048$ g;
- Accelerazione sismica di domanda alla quota parete $A_{gd,sa} = 0,20$ g

Indice di rischio in termini di accelerazioni **$I_{r,ag,sa} = 0,048/0,20 = 0,24$;**

Indice di rischio in termini di periodo di ritorno **$I_{r,tr,sa} = (30/712)^{0,41} = 0,27$;**

Indice di rischio minimo allo stato attuale $I_{r,sa} = 0,24$.

1.4.2 INDICATORE DI RISCHIO ALLO STATO DI PROGETTO

- Combinazione di verifica: SLV;
- Periodo di ritorno di capacità: $T_{rc,sp} = 249$ anni;
- Accelerazione massima di capacità: $A_{gc,sp} = 0,122$ g;
- Accelerazione sismica di domanda $A_{gd,sp} = 0,176$ g

Indice di rischio in termini di accelerazioni **$I_{r,ag,sp} = 0,122/0,176 = 0,69$;**

Indice di rischio in termini di periodo di ritorno **$I_{r,tr,sp} = (249/712)^{0,41} = 0,65$;**

Indice di rischio minimo allo stato di progetto $I_{r,sp} = 0,65$.

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 **$I_{r,sp} / I_{r,sa} = 2,71 > 1$**

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
Commessa:	Form. : A4	File: PESTET07-00.docx	Rev.: 00	Data : 23/04/2018

SOMMARIO

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

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 sito 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.

Commessa:	Form.: A4	File: PESTET07-00.docx	Pag. 5 di 7	Rev.: 00	Data: 23/04/2018
-----------	-----------	------------------------	-------------	----------	------------------

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.

Commessa:	Form.: A4	File: PESTET07-00.docx	Pag. 6 di 7	Rev.: 00	Data: 23/04/2018
-----------	-----------	------------------------	-------------	----------	------------------

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.

Commessa:	Form.: A4	File: PESTET07-00.docx	Pag. 7 di 7	Rev.: 00	Data: 23/04/2018
-----------	-----------	------------------------	-------------	----------	------------------

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA

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

ECCENTRICITA'
ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI

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

ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI

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

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

ECCENTRICITA' STRUTTURALI

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

ECCENTRICITA' ACCIDENTALE

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

ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO

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

ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA

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

COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	0,64	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	m2	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	λ	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	0,64	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	minf	0,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	msup	1,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(\text{minf})$	0,48	-	
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,32	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi1$	0,43	-	

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Muro_M1-1

Snellezza convenzionale	λ	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	$\Phi(\text{minf})$	0,17	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,00	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi 2$	0,04	-

VERIFICA SLU

SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	Ed	975,05	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 1$	0,43	-	
Ente resistente	Rd	76.376,04	daN	(fd*A* $\Phi 1$)
Coefficiente di sicurezza	FS	78,33		

SEZIONE A META' ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	Ed	4.059,29	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 2$	0,04	-	
Ente resistente	Rd	7.565,11	daN	(fd*A* $\Phi 2$)
Coefficiente di sicurezza	FS	1,86		

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA

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

ECCENTRICITA'
ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI

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

ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI

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

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

ECCENTRICITA' STRUTTURALI

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

ECCENTRICITA' ACCIDENTALE

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

ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO

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

ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA

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

COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	0,64	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	m2	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	λ	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	0,64	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	minf	0,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	msup	1,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(\text{minf})$	0,48	-	
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,32	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi1$	0,43	-	

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Muro_M2-1

Snellezza convenzionale	λ	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	$\Phi(\text{minf})$	0,17	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,00	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi 2$	0,04	-

VERIFICA SLU

SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	Ed	1.100,56	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 1$	0,43	-	
Ente resistente	Rd	86.206,62	daN	(fd*A* $\Phi 1$)
Coefficiente di sicurezza	FS	78,33		

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	Ed	4.581,77	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 2$	0,04	-	
Ente resistente	Rd	8.538,84	daN	(fd*A* $\Phi 2$)
Coefficiente di sicurezza	FS	1,86		

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA

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

ECCENTRICITA'
ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI

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

ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI

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

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

ECCENTRICITA' STRUTTURALI

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

ECCENTRICITA' ACCIDENTALE

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

ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO

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

ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA

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

COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	0,54	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	m2	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	λ	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	0,54	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	minf	0,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	msup	1,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(\text{minf})$	0,48	-	
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,32	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi1$	0,47	-	

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Muro_M11-1

Snellezza convenzionale	λ	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	$\Phi(\text{minf})$	0,17	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,00	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi 2$	0,15	-

VERIFICA SLU

SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	Ed	1.000,64	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 1$	0,47	-	
Ente resistente	Rd	18.633,74	daN	(fd*A* $\Phi 1$)
Coefficiente di sicurezza	FS	18,62		

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

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

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA

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

ECCENTRICITA'

ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI

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

ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI

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

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

ECCENTRICITA' STRUTTURALI

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

ECCENTRICITA' ACCIDENTALE

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

ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO

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

ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA

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

COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	0,54	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	m2	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	λ	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	0,54	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	minf	0,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	msup	1,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(\text{minf})$	0,48	-	
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,32	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi1$	0,47	-	

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Snellezza convenzionale	λ	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	$\Phi(\text{minf})$	0,17	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,00	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi 2$	0,15	-

VERIFICA SLU

SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	Ed	1.000,64	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 1$	0,47	-	
Ente resistente	Rd	18.633,74	daN	(fd*A* $\Phi 1$)
Coefficiente di sicurezza	FS	18,62		

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

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

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA

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

ECCENTRICITA'

ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI

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

ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI

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

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

ECCENTRICITA' STRUTTURALI

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

ECCENTRICITA' ACCIDENTALE

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

ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO

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

ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA

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

COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	0,89	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	m2	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	λ	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	0,89	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	minf	0,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	msup	1,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(\text{minf})$	0,48	-	
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,32	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi1$	0,36	-	

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Snellezza convenzionale	λ	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	$\Phi(\text{minf})$	0,17	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,00	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi 2$	0,17	-

VERIFICA SLU

SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	Ed	15.786,70	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 1$	0,36	-	
Ente resistente	Rd	159.265,87	daN	(fd*A* $\Phi 1$)
Coefficiente di sicurezza	FS	10,09		

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

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

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA

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

ECCENTRICITA'
ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI

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

ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI

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

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

ECCENTRICITA' STRUTTURALI

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

ECCENTRICITA' ACCIDENTALE

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

ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO

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

ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA

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

COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	1,43	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	m2	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	λ	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	1,43	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	minf	1,00	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	msup	1,50	-	
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(\text{minf})$	0,32	-	
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,17	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi1$	0,19	-	

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Snellezza convenzionale	λ	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	$\Phi(\text{minf})$	0,48	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,32	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi 2$	0,41	-

VERIFICA SLU

SEZIONE IN TESTA

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

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

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

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA

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

ECCENTRICITA'

ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI

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

ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI

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

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

ECCENTRICITA' STRUTTURALI

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

ECCENTRICITA' ACCIDENTALE

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

ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO

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

ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA

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

COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	1,92	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	m2	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	λ	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	1,92	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	minf	1,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	msup	2,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(\text{minf})$	0,17	-	
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,00	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi1$	0,03	-	

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Snellezza convenzionale	λ	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	$\Phi(\text{minf})$	0,48	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,32	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi 2$	0,33	-

VERIFICA SLU

SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	Ed	1.666,93	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 1$	0,03	-	
Ente resistente	Rd	3.782,91	daN	(fd*A* $\Phi 1$)
Coefficiente di sicurezza	FS	2,27		

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	Ed	3.274,51	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 2$	0,33	-	
Ente resistente	Rd	45.748,19	daN	(fd*A* $\Phi 2$)
Coefficiente di sicurezza	FS	13,97		

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA

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

ECCENTRICITA'

ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI

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

ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI

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

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

ECCENTRICITA' STRUTTURALI

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

ECCENTRICITA' ACCIDENTALE

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

ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO

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

ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA

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

COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	1,92	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	m2	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	λ	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	1,92	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	minf	1,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	msup	2,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(\text{minf})$	0,17	-	
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,00	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi1$	0,03	-	

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Snellezza convenzionale	λ	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	$\Phi(\text{minf})$	0,48	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,32	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi 2$	0,33	-

VERIFICA SLU

SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	Ed	272,97	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 1$	0,03	-	
Ente resistente	Rd	619,47	daN	(fd*A* $\Phi 1$)
Coefficiente di sicurezza	FS	2,27		

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	Ed	536,22	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 2$	0,33	-	
Ente resistente	Rd	7.491,51	daN	(fd*A* $\Phi 2$)
Coefficiente di sicurezza	FS	13,97		

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA

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

ECCENTRICITA'

ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI

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

ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI

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

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

ECCENTRICITA' STRUTTURALI

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

ECCENTRICITA' ACCIDENTALE

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

ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO

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

ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA

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

COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	1,92	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	m2	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	λ	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	1,92	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	minf	1,50	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	msup	2,00	-	
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(\text{minf})$	0,17	-	
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,00	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi1$	0,03	-	

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Snellezza convenzionale	λ	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	$\Phi(\text{minf})$	0,48	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,32	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi 2$	0,33	-

VERIFICA SLU

SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	Ed	393,07	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 1$	0,03	-	
Ente resistente	Rd	892,07	daN	(fd*A* $\Phi 1$)
Coefficiente di sicurezza	FS	2,27		

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	Ed	772,15	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 2$	0,33	-	
Ente resistente	Rd	10.787,80	daN	(fd*A* $\Phi 2$)
Coefficiente di sicurezza	FS	13,97		

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELLA MURATURA

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

ECCENTRICITA'
ECCENTRICITA' DELLO SFORZO DI COMPRESSIONE DAI PIANI SUPERIORI

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

ECCENTRICITA' DEI SOLAI INCIDENTI

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

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

ECCENTRICITA' STRUTTURALI

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

ECCENTRICITA' ACCIDENTALE

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

ECCENTRICITA' DOVUTA ALL'AZIONE DEL VENTO

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

ECCENTRICITA' TEORICHE DI VERIFICA

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

COEFFICIENTI DI ECCENTRICITA'

Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	1,39	-	(6*e1/t)
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	m2	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	λ	15,00	-	
Coefficiente di eccentricità per la verifica in testa al muro	m1	1,39	-	
Coefficiente di eccentricità inferiore	minf	1,00	-	
Coefficiente di eccentricità superiore	msup	1,50	-	
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(\text{minf})$	0,32	-	
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,17	-	
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi1$	0,20	-	

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Snellezza convenzionale	λ	15,00	-
Coefficiente di eccentricità per la verifica a metà del muro	m2	0,70	-
Coefficiente di eccentricità inferiore	minf	0,50	-
Coefficiente di eccentricità superiore	msup	1,00	-
Coefficiente di riduzione per minf	$\Phi(\text{minf})$	0,48	-
Coefficiente di riduzione per msup	$\Phi(\text{msup})$	0,32	-
Coefficiente di riduzione interpolato	$\Phi 2$	0,42	-

VERIFICA SLU

SEZIONE IN TESTA

Sforzo normale di verifica	Ed	13.531,30	daN	(N)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 1$	0,20	-	
Ente resistente	Rd	42.463,30	daN	(fd*A* $\Phi 1$)
Coefficiente di sicurezza	FS	3,14		

SEZIONE A METÀ ALTEZZA DEL MURO

Sforzo normale di verifica	Ed	20.892,94	daN	(Nm)
Coefficiente di riduzione	$\Phi 2$	0,42	-	
Ente resistente	Rd	87.524,60	daN	(fd*A* $\Phi 2$)
Coefficiente di sicurezza	FS	4,19		

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

PESO DEL MURO IN BLOCCHI DI CLS

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

PESO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE IN CLS NON ARMATO

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

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

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

AZIONI DAI SOLAI DI PIANO TERRA

Incidenza media dei pesi caratt. solai di piano terra	g1k	210,00	daN/mq
Incidenza media dei pesi caratt. portati dai solai di piano terra	g2k	80,00	daN/mq
Sovraccarico d'esercizio caratt. dei solai di piano terra	q1k	300,00	daN/mq
Coefficiente amplificativo per carichi permanenti	gammag	1,00	-
Coefficiente amplificativo per carichi variabili	gammaq	0,30	-
Incidenza media dei pesi prog. solai di piano terra	g1d	210,00	daN/mq
Incidenza media dei pesi prog. portati dai solai di piano terra	g2d	80,00	daN/mq
Sovraccarico d'esercizio prog. dei solai di piano terra	q1d	90,00	daN/mq

Azioni_calcolo_terreno

Lunghezza di carico media	Lc	2,45	m
Fascia d'influenza media	fi	5,10	m
Sforzo normale dai solai di piano terra	Nsol	4.748,10	daN

AZIONI RISULTANTI SUL TERRENO DI FONDAZIONE

Sforzo normale di progetto	N	25.437,15	daN	$P_{trave} + P_{fondazione} + N_{fem} + N_{sol} + P_{blocchi}$
Momento flettente trasversale	Mtrasv	340,09	daNm	
Taglio in direzione trasversale	Vtrasv	385,11	daN	
Momento flettente longitudinale	Mlong	4.554,69	daNm	
Taglio in direzione longitudinale	Vlong	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	N	25.437,15	daN	
Momento flettente trasversale	M_{trav}	340,09	daNm	
Taglio trasversale	V_{trav}	385,11	daN	
Momento flettente longitudinale	M_{long}	4.554,69	daNm	
Taglio longitudinale	V_{long}	1.917,52	daN	
Taglio totale risultante	H	1.955,81	daN	$H = \text{radq}(V_{\text{long}}^2 + V_{\text{trav}}^2)$
Eccentricità trasversale	e_{trav}	1,34	cm	$e_{\text{trav}} = M_{\text{trav}}/N$
Eccentricità longitudinale	e_{long}	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	65,00	cm	(dimensione "trasversale")
Lunghezza del piano di posa	L	245,00	cm	(dimensione "longitudinale")
Profondità del piano di posa	D	160,00	cm	
Inclinazione del piano di posa	ε	0,00	°	
Inclinazione del piano campagna	ω	0,00	°	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA

Dimensione ridotta di B	B'	62,33	cm	$B' = B - 2 \times e_{\text{trav}}$
Dimensione ridotta di L	L'	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	$c_{u,k}$	1,00	daN/cm ²	
-------------------------------------	-----------	------	---------------------	--

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno	γ_k	1.800,00	daN/mc	
----------------------------	------------	----------	--------	--

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

Coefficiente sulla coesione non drenata	γ_{cu}	1,00	-	
Coefficiente sul peso di volume	γ_γ	1,00	-	

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA

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

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 ²]	$q = \gamma \times D$
------------------------------------	-----	----------	-----------------------	-----------------------

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Coefficiente legato al peso del terreno	N_γ	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 m_b	m_b	1,77	-
Coefficiente m_l	m_l	1,23	-
Coefficiente complessivo m	m	1,25	-
Angolo tra direz.carico proiettata e L	Θ	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/cm ²
---------------------------	-------------	------	---------------------

$$q_{lim,d} = 5,14 \times c_u \times s_{c0} \times d_{c0} \times i_{c0} \times b_{c0} \times g_{c0} + q \times g_{q0}$$
VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2**VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO**

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_r	2,30	-
Ente resistente	R_d	31.333,35	daN
Ente sollecitante	E_d	25.437,15	daN
FATTORE DI SICUREZZA	FS	1,23	

$$R_d = (q_{lim,d} \times B' \times L') / \gamma_r$$
VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_{rscorr}	1,10	[-]
--	-------------------	------	-----

Ver_terreno_breve_termine

Ente sollecitante	E_d	1.955,81	[daN]
Ente resistente	R_d	11.852,64	[daN]

$$R_d = (B' \times L') \cdot c_{ud} / \gamma_{rscorr}$$

FATTORE DI SICUREZZA	FS	6,06
-----------------------------	-----------	-------------

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	N	25.437,15	daN	
Momento flettente trasversale	M_{trav}	340,09	daNm	
Taglio trasversale	V_{trav}	385,11	daN	
Momento flettente longitudinale	M_{long}	4.554,69	daNm	
Taglio longitudinale	V_{long}	1.917,52	daN	
Taglio totale risultante	H	1.955,81	daN	$\text{radq}(V_{\text{long}}^2 + V_{\text{trav}}^2)$
Eccentricità trasversale	e_{trav}	1,34	cm	M_{trav}/N
Eccentricità longitudinale	e_{long}	17,91	cm	M_{long}/N

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

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA

Dimensione ridotta di B	B'	62,33	cm	$B - 2 \times e_{\text{trav}}$
Dimensione ridotta di L	L'	209,19	cm	$L - 2 \times e_{\text{long}}$

SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA

Profondità della falda dal piano campagna	Z_w	330,00	cm	
Sottospinta idraulica	S_w	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	$\gamma_{f,k}$	1.900,00	daN/mc	
Coesione in valore caratteristico	c'_k	0,00	daN/cm ²	
Angolo di resistenza al taglio caratteristico	ϕ_k	30,00	°	

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno caratteristico	γ_k	1.800,00	daN/mc	
---	------------	----------	--------	--

VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

COEFFICIENTI PARZIALI "M1" DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Coefficiente sulla coesione non drenata	γ_c	1,00	-
Coefficiente sull'angolo di attrito	γ_ϕ	1,00	-
Coefficiente sul peso di volume	γ_γ	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/cm ²	$c'_d = c'_k/\gamma_c$
Angolo di resistenza al taglio di progetto	ϕ_d	30,00	°	$\phi_d = \phi_k/\gamma_\phi$

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

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

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/m ²
------------------------------------	-----	----------	--------------------

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Coefficiente legato al peso del terreno	N_γ	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	Θ	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_γ	0,88	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	d_γ	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	b_γ	1,00	[-]

Coefficiente di inclinazione piano campagna	g_γ	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione del carico	i_γ	0,92	[-]

CARICO LIMITE DI PROGETTO

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

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

VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2**VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO**

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_r	2,30	-	
Ente resistente	R_d	37.340,23	daN	$R_d = (q_{lim,d} \times B' \times L') / \gamma_r$
Ente sollecitante	E_d	25.437,15	daN	$E_d = N - S_w$
FATTORE DI SICUREZZA	FS	1,47		

VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_{rscorr}	1,10	-	
Ente sollecitante	E_d	1.955,81	daN	
Ente resistente	R_d	13.351,04	daN	$R_d = N \times \tan(\phi_d) / \gamma_{rscorr}$
FATTORE DI SICUREZZA	FS	6,83		

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

PESO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE IN CLS NON ARMATO

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

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

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

AZIONI DAI SOLAI DI PIANO TERRA

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

AZIONI RISULTANTI SUL TERRENO DI FONDAZIONE

Sforzo normale di progetto	N	20.350,22	daN	Ptrave+Pfondazione+Nfem+Nsol
Momento flettente trasversale	Mtrasv	848,59	daNm	
Taglio in direzione trasversale	Vtrasv	1.125,88	daN	
Momento flettente longitudinale	Mlong	5.557,00	daNm	
Taglio in direzione longitudinale	Vlong	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	N	20.350,22	daN	
Momento flettente trasversale	M_{trav}	848,59	daNm	
Taglio trasversale	V_{trav}	1.125,88	daN	
Momento flettente longitudinale	M_{long}	5.557,00	daNm	
Taglio longitudinale	V_{long}	1.519,57	daN	
Taglio totale risultante	H	1.891,22	daN	$H = \text{radq}(V_{\text{long}}^2 + V_{\text{trav}}^2)$
Eccentricità trasversale	e_{trav}	4,17	cm	$e_{\text{trav}} = M_{\text{trav}}/N$
Eccentricità longitudinale	e_{long}	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	65,00	cm	(dimensione "trasversale")
Lunghezza del piano di posa	L	215,00	cm	(dimensione "longitudinale")
Profondità del piano di posa	D	160,00	cm	
Inclinazione del piano di posa	ε	0,00	°	
Inclinazione del piano campagna	ω	0,00	°	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA

Dimensione ridotta di B	B'	56,66	cm	$B' = B - 2 \times e_{\text{trav}}$
Dimensione ridotta di L	L'	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	$c_{u,k}$	1,00	daN/cm ²	
-------------------------------------	-----------	------	---------------------	--

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno	γ_k	1.800,00	daN/m ³	
----------------------------	------------	----------	--------------------	--

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

Coefficiente sulla coesione non drenata	γ_{cu}	1,00	-	
Coefficiente sul peso di volume	γ_γ	1,00	-	

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA

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

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 ²]	$q = \gamma \times D$
------------------------------------	-----	----------	-----------------------	-----------------------

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Coefficiente legato al peso del terreno	N_γ	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 m_b	m_b	1,74	-
Coefficiente m_l	m_l	1,26	-
Coefficiente complessivo m	m	1,43	-
Angolo tra direz.carico proiettata e L	Θ	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/cm ²
---------------------------	-------------	------	---------------------

$$q_{lim,d} = 5,14 \times c_u \times s_{c0} \times d_{c0} \times i_{c0} \times b_{c0} \times g_{c0} + q \times g_{q0}$$
VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2**VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO**

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_r	2,30	-	$R_d = (q_{lim,d} \times B' \times L')/\gamma_r$
Ente resistente	R_d	21.585,31	daN	
Ente sollecitante	E_d	20.350,22	daN	

FATTORE DI SICUREZZA	FS	1,06
-----------------------------	-----------	-------------

VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_{rscorr}	1,10	[-]
--	-------------------	------	-----

Ver_terreno_breve_termine

Ente sollecitante	E_d	1.891,22	[daN]
Ente resistente	R_d	8.261,37	[daN]
FATTORE DI SICUREZZA	FS	4,37	

$$R_d = (B' \times L') \cdot c_{ud} / \gamma_{rscorr}$$

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	N	20.350,22	daN	
Momento flettente trasversale	M_{trav}	848,59	daNm	
Taglio trasversale	V_{trav}	1.125,88	daN	
Momento flettente longitudinale	M_{long}	5.557,00	daNm	
Taglio longitudinale	V_{long}	1.519,57	daN	
Taglio totale risultante	H	1.891,22	daN	$\text{radq}(V_{\text{long}}^2 + V_{\text{trav}}^2)$
Eccentricità trasversale	e_{trav}	4,17	cm	M_{trav}/N
Eccentricità longitudinale	e_{long}	27,31	cm	M_{long}/N

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

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA

Dimensione ridotta di B	B'	56,66	cm	$B - 2 \times e_{\text{trav}}$
Dimensione ridotta di L	L'	160,39	cm	$L - 2 \times e_{\text{long}}$

SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA

Profondità della falda dal piano campagna	Z_w	330,00	cm	
Sottospinta idraulica	S_w	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	$\gamma_{t,k}$	1.900,00	daN/mc	
Coesione in valore caratteristico	c'_k	0,00	daN/cm ²	
Angolo di resistenza al taglio caratteristico	ϕ_k	30,00	°	

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno caratteristico	γ_k	1.800,00	daN/mc	
---	------------	----------	--------	--

VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

COEFFICIENTI PARZIALI "M1" DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Coefficiente sulla coesione non drenata	γ_c	1,00	-
Coefficiente sull'angolo di attrito	γ_ϕ	1,00	-
Coefficiente sul peso di volume	γ_γ	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/cm ²	$c'_d = c'_{k}/\gamma_c$
Angolo di resistenza al taglio di progetto	ϕ_d	30,00	°	$\phi_d = \phi_k/\gamma_\phi$

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno di progetto	γ_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/m ²
------------------------------------	-----	----------	--------------------

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Coefficiente legato al peso del terreno	N_γ	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	Θ	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_γ	0,86	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	d_γ	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	b_γ	1,00	[-]

Coefficiente di inclinazione piano campagna	g_γ	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione del carico	i_γ	0,91	[-]

CARICO LIMITE DI PROGETTO

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

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

VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2**VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO**

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_r	2,30	-	
Ente resistente	R_d	25.255,13	daN	$R_d = (q_{lim,d} \times B' \times L') / \gamma_r$
Ente sollecitante	E_d	20.350,22	daN	$E_d = N - S_w$
FATTORE DI SICUREZZA	FS	1,24		

VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_{rscorr}	1,10	-	
Ente sollecitante	E_d	1.891,22	daN	
Ente resistente	R_d	10.681,10	daN	$R_d = N \times \tan(\phi_d) / \gamma_{rscorr}$
FATTORE DI SICUREZZA	FS	5,65		

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 STATICA DEGLI ARCHITRAVI METALLICI

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:

ANALISI DEI CARICHI

PARAPETTO ESISTENTE IN MATTONI PIENI

Peso di volume	gamma	1800,00	daN/mc	
Altezza	h	100,00	cm	
Spessore	t	26,00	cm	
Peso a metro lineare	g1kp	468,00	daN/m	$\text{gamma} \cdot h \cdot t$

MURO IN POROTON

Peso di volume	gamma	860,00	daN/mc	
Altezza	h	190,00	cm	
Spessore	t	25,00	cm	
Peso a metro lineare	g1km	408,50	daN/m	$\text{gamma} \cdot h \cdot t$

INTONACO

Peso di volume	gamma,i	2000,00	daN/mc	
Altezza	hi	190,00	cm	
Spessore	ti	1,50	cm	
Peso a metro lineare	g2km	114,00	daN/m	$\text{gamma},i \cdot h_i \cdot t_i \cdot 2$

CORDOLO

Peso di volume	gamma,cls	2500,00	daN/mc	
Altezza	hc	24,00	cm	
Spessore	bc	25,00	cm	
Peso a metro lineare	g1kc	150,00	daN/m	$\text{gamma},\text{cls} \cdot h_c \cdot t_c$

CARICHI SULL'ARCHITRAVE

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

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

Profilato	HEA140	(es. HEA100, es. HEB100, es. IPE120)	
Peso caratteristico del profilato a ml	Gk	24,70	daN/m
Area della sezione del profilato	A	31,40	cmq
Area di resistenza a taglio dell'anima	Av	10,12	cmq
Altezza del profilato	H	13,30	cm
Larghezza della piattabanda	B	14,00	cm
Spessore delle piattabande	tf	0,85	cm

CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'ASSE FORTE

Momento d'inerzia principale attorno all'asse forte	Jy-y	1.033,00	cm4	
Modulo di resistenza riferito ai lembi esterni	Wy-y	155,34	cmc	Jy-y/(H/2)
Raggio giratore di inerzia dell'asse forte	ρy-y	5,74	cm	radq(Jy-y/A)

CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'ASSE DEBOLE

Momento d'inerzia principale attorno all'asse debole	Jz-z	389,00	cm4	
Modulo di resistenza riferito ai lembi esterni	Wz-z	55,57	cmc	Jz-z/(B/2)
Raggio giratore di inerzia dell'asse debole	ρz-z	3,52	cm	radq(Jz-z/A)

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE ACCIAIO

Classe di resistenza dell'acciaio	S	275	
Tensione caratteristica di snervamento	fyk	2.750,00	daN/cm ²
Modulo elastico longitudinale	E	2.100.000,00	daN/cm ²
Modulo elastico trasversale	G	807.692,31	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiale	gamma,0	1,05	-

CARATTERISTICHE DELLO SCHEMA STATICO DI SEMPLICE APPOGGIO

Luce d'inflessione	l	365,00	cm
Luce d'inflessione tra due ritegni torsionali	l,tors	365,00	cm

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

		daN/m	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Permanenti strutturali	G1k	90,50	1,30	-	-	-
Permanenti non strutturali	G2k	114,00	1,30	-	-	-
Carico variabile principale	Q1k	0,00	1,50	0,70	0,50	0,30
Carico variabile secondario	Q2k	0,00	1,50	0,70	0,50	0,30

AZIONI IN VALORE DI PROGETTO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Architrave_metallico

Permanenti strutturali	G1d	149,76	daN/m
Permanenti non strutturali	G2d	148,20	daN/m
Carico variabile principale	Q1d	0,00	daN/m
Carico variabile secondario	Q2d	0,00	daN/m
	qds_{lu}	297,96	daN/m

AZIONI IN VALORE DI PROGETTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO RARA

Permanenti strutturali	G1d	115,20	daN/m
Permanenti non strutturali	G2d	114,00	daN/m
Carico variabile principale	Q1d	0,00	daN/m
Carico variabile secondario	Q2d	0,00	daN/m
	qds_{le,rara}	229,20	daN/m

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE IN COMBINAZIONE SLU**SEZIONE DI MEZZERIA**

Momento flettente	M	496,20	daNm	$qds_{lu} \cdot l^2 / 8$
-------------------	----------	--------	------	--------------------------

SEZIONE DI APPOGGIO

Taglio	V	543,78	daN	$qds_{lu} \cdot l / 2$
--------	----------	--------	-----	------------------------

CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTO IN COMBINAZIONE SLE RARA

Freccia massima in mezzeria	f_{max}	0,24	cm
-----------------------------	------------------------	------	----

VERIFICA DI RESISTENZA**SEZIONE DI MEZZERIA**

Momento sollecitante nel piano verticale	M	496,20	daNm	
Tensione normale al lembo esterno	σ	319,43	daN/cm ²	M/wy-y
Tensione equivalente di Von Mises	σ_{eq}	319,43	daN/cm ²	
Tensione di snervamento limite di progetto	f_{yd}	2.619,05	daN/cm ²	

Fattore di sicurezza	FS	8,20
----------------------	-----------	------

SEZIONE DI APPOGGIO

Taglio massimo	V	543,78	daN	
Tensione tang da V _{slu}	τ	80,60	daN/cm ²	1,5*V/Av
Tensione equivalente di Von Mises	σ_{eq}	139,60	daN/cm ²	
Tensione di snervamento limite di progetto	f_{yd}	2.619,05	daN/cm ²	

Fattore di sicurezza	FS	18,76
----------------------	-----------	-------

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

Punto di applicazione carico		Estradosso	
Momento equivalente	Meq	496,20	daNm

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA

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

Fattore di sicurezza	FS	6,41
----------------------	-----------	------

VERIFICA DI DEFORMABILITA'

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

VERIFICA DELLE PRESSIONI DI CONTATTO SU MURO

SFORZO NORMALE DI COMPRESSIONE

Sforzo normale	Ped	543,78	daN	
Larghezza della zona di contatto	Lc	14,00	cm	
Profondità della zona di contatto	pc	45,00	cm	
Coefficiente di amplificazione	beta	1,00	-	
Superficie di contatto	Ac	630,00	cmq	$Lc \cdot pc \cdot beta$

CARATTERISTICHE DELLA MURATURA

Tensione di rottura caratteristica a compressione verticale	fbk	82,00	daN/cm ²	
Coefficiente di sicurezza materiale	gamma,m	2,00	-	
Tensione di rottura di progetto a compressione verticale	fbd	41,00	daN/cm ²	$fbk / gamma,m$

VERIFICA DI RESISTENZA

Resistenza di progetto a compressione	Prd	25.830,00	daN	$Ac \cdot fbd$
---------------------------------------	------------	-----------	-----	----------------

Coefficiente di sicurezza	FS	47,50		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 STATICA 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	0,26	m
Lunghezza	l	2,45	m
Altezza	h	0,20	m
Peso di volume caratteristico	gamma	2.500,00	daN/mc
Coefficiente amplificativo del peso	gammag	1,30	-
Peso totale della fondazione di progetto	Ptrave	414,05	daN

PESO DEL MURO IN BLOCCHI DI CLS

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

PESO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE IN CLS NON ARMATO

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

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

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

AZIONI DAI SOLAI DI PIANO TERRA

Incidenza media dei pesi caratt. solai di piano terra	g1k	210,00	daN/mq
Incidenza media dei pesi caratt. portati dai solai di piano terra	g2k	80,00	daN/mq
Sovraccarico d'esercizio caratt. dei solai di piano terra	q1k	300,00	daN/mq
Coefficiente amplificativo per carichi permanenti	gammag	1,30	-
Coefficiente amplificativo per carichi variabili	gammaq	1,50	-
Incidenza media dei pesi prog. solai di piano terra	g1d	273,00	daN/mq
Incidenza media dei pesi prog. portati dai solai di piano terra	g2d	104,00	daN/mq
Sovraccarico d'esercizio prog. dei solai di piano terra	q1d	450,00	daN/mq

Azioni_calcolo_terreno

Lunghezza di carico media	Lc	2,45	m
Fascia d'influenza media	fi	5,10	m
Sforzo normale dai solai di piano terra	Nsol	10.333,37	daN

AZIONI RISULTANTI SUL TERRENO DI FONDAZIONE

Sforzo normale di progetto	N	34.299,84	daN	Ptrave+Pfondazione+ Nfem+Nsol+Pblocchi
Momento flettente trasversale	Mtrasv	117,37	daNm	
Taglio in direzione trasversale	Vtrasv	169,85	daN	
Momento flettente longitudinale	Mlong	2.771,57	daNm	
Taglio in direzione longitudinale	Vlong	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	N	34.299,84	daN	
Momento flettente trasversale	M_{trav}	117,37	daNm	
Taglio trasversale	V_{trav}	169,85	daN	
Momento flettente longitudinale	M_{long}	2.771,57	daNm	
Taglio longitudinale	V_{long}	2.124,10	daN	
Taglio totale risultante	H	2.130,88	daN	$H = \text{radq}(V_{\text{long}}^2 + V_{\text{trav}}^2)$
Eccentricità trasversale	e_{trav}	0,34	cm	$e_{\text{trav}} = M_{\text{trav}}/N$
Eccentricità longitudinale	e_{long}	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	65,00	cm	(dimensione "trasversale")
Lunghezza del piano di posa	L	245,00	cm	(dimensione "longitudinale")
Profondità del piano di posa	D	160,00	cm	
Inclinazione del piano di posa	ε	0,00	°	
Inclinazione del piano campagna	ω	0,00	°	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA

Dimensione ridotta di B	B'	64,32	cm	$B' = B - 2 \times e_{\text{trav}}$
Dimensione ridotta di L	L'	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	$c_{u,k}$	1,00	daN/cm ²	
-------------------------------------	-----------	------	---------------------	--

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno	γ_k	1.800,00	daN/mc	
----------------------------	------------	----------	--------	--

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

Coefficiente sulla coesione non drenata	γ_{cu}	1,00	-	
Coefficiente sul peso di volume	γ_γ	1,00	-	

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA

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

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 ²]	$q = \gamma \times D$
------------------------------------	-----	----------	-----------------------	-----------------------

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Coefficiente legato al peso del terreno	N_γ	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 m_b	m_b	1,78	-
Coefficiente m_l	m_l	1,22	-
Coefficiente complessivo m	m	1,22	-
Angolo tra direz.carico proiettata e L	Θ	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/cm ²
---------------------------	-------------	------	---------------------

$$q_{lim,d} = 5,14 \times c_u \times s_{c0} \times d_{c0} \times i_{c0} \times b_{c0} \times g_{c0} + q \times g_{q0}$$
VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2**VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO**

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_r	2,30	-	
Ente resistente	R_d	35.337,82	daN	$R_d = (q_{lim,d} \times B' \times L')/\gamma_r$
Ente sollecitante	E_d	34.299,84	daN	

FATTORE DI SICUREZZA	FS	1,03
-----------------------------	-----------	-------------

VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_{rscorr}	1,10	[-]
--	-------------------	------	-----

Ver_terreno_breve_termine

Ente sollecitante	E_d	2.130,88	[daN]
Ente resistente	R_d	13.379,94	[daN]

$$R_d = (B' \times L') \cdot c_{ud} / \gamma_{rscorr}$$

FATTORE DI SICUREZZA	FS	6,28
-----------------------------	-----------	-------------

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	N	34.299,84	daN	
Momento flettente trasversale	M_{trav}	117,37	daNm	
Taglio trasversale	V_{trav}	169,85	daN	
Momento flettente longitudinale	M_{long}	2.771,57	daNm	
Taglio longitudinale	V_{long}	2.124,10	daN	
Taglio totale risultante	H	2.130,88	daN	$\text{radq}(V_{\text{long}}^2 + V_{\text{trav}}^2)$
Eccentricità trasversale	e_{trav}	0,34	cm	M_{trav}/N
Eccentricità longitudinale	e_{long}	8,08	cm	M_{long}/N

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

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA

Dimensione ridotta di B	B'	64,32	cm	$B - 2 \times e_{\text{trav}}$
Dimensione ridotta di L	L'	228,84	cm	$L - 2 \times e_{\text{long}}$

SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA

Profondità della falda dal piano campagna	Z_w	330,00	cm	
Sottospinta idraulica	S_w	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	$\gamma_{f,k}$	1.900,00	daN/mc	
Coesione in valore caratteristico	c'_k	0,00	daN/cm ²	
Angolo di resistenza al taglio caratteristico	ϕ_k	30,00	°	

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno caratteristico	γ_k	1.800,00	daN/mc	
---	------------	----------	--------	--

VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

COEFFICIENTI PARZIALI "M1" DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Coefficiente sulla coesione non drenata	γ_c	1,00	-
Coefficiente sull'angolo di attrito	γ_ϕ	1,00	-
Coefficiente sul peso di volume	γ_γ	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/cm ²	$c'_d = c'_{k}/\gamma_c$
Angolo di resistenza al taglio di progetto	ϕ_d	30,00	°	$\phi_d = \phi_k/\gamma_\phi$

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno di progetto	γ_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/m ²
------------------------------------	-----	----------	--------------------

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Coefficiente legato al peso del terreno	N_γ	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	Θ	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_γ	0,89	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	d_γ	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	b_γ	1,00	[-]

Coefficiente di inclinazione piano campagna	g_γ	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione del carico	i_γ	0,94	[-]

CARICO LIMITE DI PROGETTO

Carico limite di progetto	$q_{lim,d}$	6,72	daN/cm ²
---------------------------	-------------	------	---------------------

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

VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2**VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO**

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_r	2,30	-	
Ente resistente	R_d	42.981,14	daN	$R_d = (q_{lim,d} \times B' \times L') / \gamma_r$
Ente sollecitante	E_d	34.299,84	daN	$E_d = N - S_w$

FATTORE DI SICUREZZA	FS	1,25
-----------------------------	-----------	-------------

VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_{rscorr}	1,10	-	
Ente sollecitante	E_d	2.130,88	daN	
Ente resistente	R_d	18.002,75	daN	$R_d = N \times \tan(\phi_d) / \gamma_{rscorr}$

FATTORE DI SICUREZZA	FS	8,45
-----------------------------	-----------	-------------

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

PESO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE IN CLS NON ARMATO

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

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

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

AZIONI DAI SOLAI DI PIANO TERRA

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

AZIONI RISULTANTI SUL TERRENO DI FONDAZIONE

Sforzo normale di progetto	N	24.567,49	daN	Ptrave+Pfondazione+Nfem+Nsol
Momento flettente trasversale	Mtrasv	1.019,13	daNm	
Taglio in direzione trasversale	Vtrasv	1.302,77	daN	
Momento flettente longitudinale	Mlong	1.417,85	daNm	
Taglio in direzione longitudinale	Vlong	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	N	24.567,49	daN	
Momento flettente trasversale	M_{trav}	1.019,13	daNm	
Taglio trasversale	V_{trav}	1.302,77	daN	
Momento flettente longitudinale	M_{long}	1.417,85	daNm	
Taglio longitudinale	V_{long}	1.326,00	daN	
Taglio totale risultante	H	1.858,89	daN	$H = \text{radq}(V_{\text{long}}^2 + V_{\text{trav}}^2)$
Eccentricità trasversale	e_{trav}	4,15	cm	$e_{\text{trav}} = M_{\text{trav}}/N$
Eccentricità longitudinale	e_{long}	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	65,00	cm	(dimensione "trasversale")
Lunghezza del piano di posa	L	215,00	cm	(dimensione "longitudinale")
Profondità del piano di posa	D	160,00	cm	
Inclinazione del piano di posa	ε	0,00	°	
Inclinazione del piano campagna	ω	0,00	°	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA

Dimensione ridotta di B	B'	56,70	cm	$B' = B - 2 \times e_{\text{trav}}$
Dimensione ridotta di L	L'	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	$c_{u,k}$	1,00	daN/cm ²	
-------------------------------------	-----------	------	---------------------	--

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno	γ_k	1.800,00	daN/m ³	
----------------------------	------------	----------	--------------------	--

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

Coefficiente sulla coesione non drenata	γ_{cu}	1,00	-	
Coefficiente sul peso di volume	γ_γ	1,00	-	

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO SOTTO AL PIANO DI POSA

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

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 ²]	$q = \gamma \times D$
------------------------------------	-----	----------	-----------------------	-----------------------

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Coefficiente legato al peso del terreno	N_γ	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 m_b	m_b	1,78	-
Coefficiente m_l	m_l	1,22	-
Coefficiente complessivo m	m	1,50	-
Angolo tra direz.carico proiettata e L	Θ	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/cm ²
---------------------------	-------------	------	---------------------

$$q_{lim,d} = 5,14 \times c_u \times s_{c0} \times d_{c0} \times i_{c0} \times b_{c0} \times g_{c0} + q \times g_{q0}$$
VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2**VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO**

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_r	2,30	-	
Ente resistente	R_d	27.350,84	daN	$R_d = (q_{lim,d} \times B' \times L')/\gamma_r$
Ente sollecitante	E_d	24.567,49	daN	

FATTORE DI SICUREZZA	FS	1,11
-----------------------------	-----------	-------------

VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_{rscorr}	1,10	[-]
--	-------------------	------	-----

Ver_terreno_breve_termine

Ente sollecitante	E_d	1.858,89	[daN]
Ente resistente	R_d	10.487,94	[daN]

$$R_d = (B' \times L') \cdot c_{ud} / \gamma_{rscorr}$$

FATTORE DI SICUREZZA	FS	5,64
-----------------------------	-----------	-------------

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	N	24.567,49	daN	
Momento flettente trasversale	M_{trav}	1.019,13	daNm	
Taglio trasversale	V_{trav}	1.302,77	daN	
Momento flettente longitudinale	M_{long}	1.417,85	daNm	
Taglio longitudinale	V_{long}	1.326,00	daN	
Taglio totale risultante	H	1.858,89	daN	$\text{radq}(V_{\text{long}}^2 + V_{\text{trav}}^2)$
Eccentricità trasversale	e_{trav}	4,15	cm	M_{trav}/N
Eccentricità longitudinale	e_{long}	5,77	cm	M_{long}/N

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

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE EFFICACI DEL PIANO DI POSA

Dimensione ridotta di B	B'	56,70	cm	$B - 2 \times e_{\text{trav}}$
Dimensione ridotta di L	L'	203,46	cm	$L - 2 \times e_{\text{long}}$

SOTTOSPINTA IDRAULICA DELLA FALDA

Profondità della falda dal piano campagna	Z_w	330,00	cm	
Sottospinta idraulica	S_w	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	$\gamma_{t,k}$	1.900,00	daN/mc	
Coesione in valore caratteristico	c'_k	0,00	daN/cm ²	
Angolo di resistenza al taglio caratteristico	ϕ_k	30,00	°	

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

Peso di volume del terreno caratteristico	γ_k	1.800,00	daN/mc	
---	------------	----------	--------	--

VALORI DI PROGETTO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

COEFFICIENTI PARZIALI "M1" DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Coefficiente sulla coesione non drenata	γ_c	1,00	-
Coefficiente sull'angolo di attrito	γ_ϕ	1,00	-
Coefficiente sul peso di volume	γ_γ	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/cm ²	$c'_d = c'_{f,k}/\gamma_c$
Angolo di resistenza al taglio di progetto	ϕ_d	30,00	°	$\phi_d = \phi_{f,k}/\gamma_\phi$

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO LATERALE

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

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/m ²
------------------------------------	-----	----------	--------------------

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

Coefficiente legato al peso del terreno	N_γ	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	Θ	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_γ	0,89	[-]
Coefficiente di profondità piano posa	d_γ	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione piano posa	b_γ	1,00	[-]

Ver_terreno_lungo_termine

Coefficiente di inclinazione piano campagna	g_γ	1,00	[-]
Coefficiente di inclinazione del carico	i_γ	0,92	[-]

CARICO LIMITE DI PROGETTO

Carico limite di progetto	$q_{lim,d}$	6,36	daN/cm ²
$q_{lim,d} = c_d \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c \times b_c \times g_c + q \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q \times b_q \times g_q + 0,5 \times \gamma \times B' \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma \times b_\gamma \times g_\gamma$			

VERIFICHE DI RESISTENZA SLU-GEO-APP2

VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_r	2,30	-	
Ente resistente	R_d	31.893,88	daN	$R_d = (q_{lim,d} \times B' \times L') / \gamma_r$
Ente sollecitante	E_d	24.567,49	daN	$E_d = N - S_w$
FATTORE DI SICUREZZA	FS	1,30		

VERIFICA DI SCORRIMENTO

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza	γ_{rscorr}	1,10	-	
Ente sollecitante	E_d	1.858,89	daN	
Ente resistente	R_d	12.894,59	daN	$R_d = N \times \tan(\phi_d) / \gamma_{rscorr}$
FATTORE DI SICUREZZA	FS	6,94		

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 STATICA DELLA TRAVE "1-1"

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA TRAVE

CALCESTRUZZO

Resistenza media a compressione cubica	R_{cm}	350,00	daN/cm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	280,00	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiali	gamma_c	1,50	-
Fattore di confidenza	FC	1,35	-

ACCIAIO

Tipo		A38	
Tensione media di snervamento	f_{ym}	3.800,00	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiali	gamma_c	1,15	-
Fattore di confidenza	FC	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	G1k*fisol
Permanenti non strutturali	g2ksol	60,00	daN/m	G2k*fisol
Carichi variabili	q1ksol	225,00	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	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	G1k*ficop
Permanenti non strutturali	g2kcop	30,00	daN/m	G2k*ficop
Carichi variabili	q1kcop	60,00	daN/m	Q1k*ficop

CARICHI IN VALORE CARATTERISTICO

Permanenti strutturali	pg1k	1.108,50	daN/m	g1k,trave+g1k,ur i+g1k,cop+g1k,sol
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	pg1k*gamma,g
Permanenti non strutturali	pg2d	117,00	daN/m	pg2k*gamma,g

Carichi variabili	pq1d	427,50	daN/m	$pq1k \cdot \gamma, q$
Carico di linea totale	pd	1.985,55	daN/m	$pg1d + pg2d + pq1d$

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

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

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 [cm²]	d [cm]
1	12.06	68
2	0.57	35
3	4.02	2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 183.56 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 FeB38k C28/35
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 241.9 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11.72 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.21 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

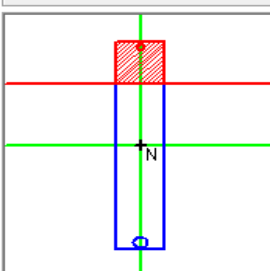
M_{xRd} 188.6 kN m
 σ_c -11.72 N/mm²
 σ_s 241.9 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 12.77 ‰
 d 68 cm
 x 14.63 x/d 0.2151
 δ 0.7089

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso



VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Nome del file: PESTEC19-00.

Azioni sollecitanti

Azione tagliante	V _{ed}	8.537,87	[daN]
Sforzo normale (>0 se di compressione)	N _{ed}	0,00	[daN]

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo - Par. 11.2.10 NTC'08

Formule NTC'08

Classe del calcestruzzo	C 28/35		
Resistenza a compressione caratteristica	f _{ck}	280,00	[daN/cm ²]
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _c	2,03	
Resistenza a compressione di progetto	f _{cd}	117,24	[daN/cm ²]

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$$

$$f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c$$

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

Classe acciaio	A38		
Tensione di snervamento caratteristica	f _{yk}	3.800,00	[daN/cm ²]
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _s	1,55	
Tensione di snervamento di progetto	f _{yd}	2.447,67	[daN/cm ²]

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

Caratteristiche geometriche della sezione di calcestruzzo

Base	B	15,00	[cm]
Altezza	H	70,00	[cm]
Area di calcestruzzo	A	1.050,00	[cm ²]

$$A = B \times H$$

Armatura della sezione

Armatura trasversale dedicata al taglio (staffe verticali)

	Φ staffa	n.braccia	A _{sw}	passo s
	[mm]	[-]	[cm ²]	[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	
			A _{tot,sw} 0,57	
			s.medio 20,00	

[cm²]

[cm]

Armatura longitudinale

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

Determinazione dell'ente resistente

Tensione di compressione nel cls	σ _{cp}	0,00	[daN/cm ²]	σ _{cp} = N/A
Coefficiente maggiorativo	α _c	1,00	[-]	
Angolo cedimento simultaneo staffe-bielle	Θ	16,29	[°]	Θ = arcsen[(A _{tot,sw} × f _{yd}) / (B × s × α _c × 0,50 × f _{cd}) ^{0,50}]
Inclinazione delle bielle compresse	Θ _r	21,80	[°]	Rottura lato staffe
Taglio resistente	V _{rd}	10.589,29	daN	Formula 4.1.18
Prolungamento barre longitudinali	a _l	104,69	[cm]	a _l = 0,90 × d × cotg Θ / 2

Verifica

	Ed			Rd		FS
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	Ped	8.537,87	daN	
Larghezza della zona di contatto	Lc	15,00	cm	
Profondità della zona di contatto	pc	100,00	cm	
Coefficiente di amplificazione	beta	1,00	-	
Superficie di contatto	Ac	1.500,00	cmq	$Lc*pc*beta$

CARATTERISTICHE DELLA MURATURA

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

VERIFICA DI RESISTENZA

Resistenza di progetto a compressione	Prd	20.000,00	daN	$Ac*fbd$
---------------------------------------	------------	-----------	-----	----------

Coefficiente di sicurezza	FS	2,34		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 STATICA DELLA TRAVE ESISTENTE IN CA "2-2"

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA TRAVE

CALCESTRUZZO

Resistenza media a compressione cubica	R_{cm}	350,00	daN/cm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	280,00	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiali	gamma_c	1,50	-
Fattore di confidenza	FC	1,35	-

ACCIAIO

Tipo		A38	
Tensione media di snervamento	f_{ym}	3.800,00	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiali	gamma_c	1,15	-
Fattore di confidenza	FC	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,uri+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	L	700,00	cm	
Momento flettente massimo in mezzeria	Mmax+	27.371,40	daNm	$pd*L^2/8$
Taglio massimo agli appoggi	Vmax	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

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

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	185	15
2	30	55

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,87	2
2	2,83	13
3	20,11	68

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 FeB38k C28/35
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello
☐ Precompresso

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Nome del file: PESTEC18-00.

Azioni sollecitanti

Azione tagliante	V _{ed}	15.640,80	[daN]
Sforzo normale (>0 se di compressione)	N _{ed}	0,00	[daN]

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo - Par. 11.2.10 NTC'08

Formule NTC'08

Classe del calcestruzzo	C 28/35		
Resistenza a compressione caratteristica	f _{ck}	280,00	[daN/cm ²]
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _c	2,03	
Resistenza a compressione di progetto	f _{cd}	117,24	[daN/cm ²]

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$$

$$f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c$$

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

Classe acciaio	A38		
Tensione di snervamento caratteristica	f _{yk}	3.800,00	[daN/cm ²]
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _s	1,55	
Tensione di snervamento di progetto	f _{yd}	2.447,67	[daN/cm ²]

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

Caratteristiche geometriche della sezione di calcestruzzo

Base	B	30,00	[cm]
Altezza	H	70,00	[cm]
Area di calcestruzzo	A	2.100,00	[cm ²]

$$A = B \times H$$

Armatura della sezione

Armatura trasversale dedicata al taglio (staffe verticali)

	Φ staffa	n.braccia	A _{sw}	passo s
	[mm]	[-]	[cm ²]	[cm]
Staffa tipo 1	8	4	2,01	20,00
Staffa tipo 2			0,00	
Staffa tipo 3			0,00	
Staffa tipo 4			0,00	
			A _{tot,sw} 2,01	
			s.medio 20,00	

[cm²]

[cm]

Armatura longitudinale

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

Determinazione dell'ente resistente

Tensione di compressione nel cls	σ _{cp}	0,00	[daN/cm ²]	σ _{cp} = N/A
Coefficiente maggiorativo	α _c	1,00	[-]	
Angolo cedimento simultaneo staffe-bielle	Θ	21,97	[°]	Θ = arcsen[(A _{tot,sw} × f _{yd}) / (B × s × α _c × 0,50 × f _{cd}) ^{0,50}]
Inclinazione delle bielle compresse	Θ _r	21,97	[°]	Rottura simultanea
Taglio resistente	V _{rd}	37.336,44	daN	Formula 4.1.18
Prolungamento barre longitudinali	a _l	75,87	[cm]	a _l = 0,90 × d × cotgΘ/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	Ped	15.640,80	daN	
Larghezza della zona di contatto	Lc	185,00	cm	
Profondità della zona di contatto	pc	26,00	cm	
Coefficiente di amplificazione	beta	1,00	-	
Superficie di contatto	Ac	4.810,00	cmq	$Lc*pc*beta$

CARATTERISTICHE DELLA MURATURA

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

VERIFICA DI RESISTENZA

Resistenza di progetto a compressione	Prd	64.133,33	daN	$Ac*fbd$
---------------------------------------	------------	-----------	-----	----------

Coefficiente di sicurezza	FS	4,10		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 STATICA DELLA TRAVE TIPO "4-4"

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA TRAVE

CALCESTRUZZO

Resistenza media a compressione cubica	R_{cm}	350,00	daN/cm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	280,00	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiali	gamma_c	1,50	-
Fattore di confidenza	FC	1,35	-

ACCIAIO

Tipo		A38	
Tensione media di snervamento	f_{ym}	3.800,00	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiali	gamma_c	1,15	-
Fattore di confidenza	FC	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	G1k*fisol
Permanenti non strutturali	g2ksol	100,00	daN/m	G2k*fisol
Carichi variabili	q1ksol	375,00	daN/m	Q1k*fisol

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	G1k*ficop
Permanenti non strutturali	g2kcop	0,00	daN/m	G2k*ficop
Carichi variabili	q1kcop	0,00	daN/m	Q1k*ficop

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,sol
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	pg1k*gamma,g
Permanenti non strutturali	pg2d	130,00	daN/m	pg2k*gamma,g

Carichi variabili	pq1d	562,50	daN/m	$pq1k \cdot \gamma, q$
Carico di linea totale	pd	1.600,88	daN/m	$pg1d + pg2d + pq1d$

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

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

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 :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	26	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,08	2
2	0,57	35
3	3,08	68

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

FeB38k **C28/35**

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Nome del file: PESTEC27-00.

Azioni sollecitanti

Azione tagliante	V _{ed}	3.501,91	[daN]
Sforzo normale (>0 se di compressione)	N _{ed}	0,00	[daN]

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo - Par. 11.2.10 NTC'08

Formule NTC'08

Classe del calcestruzzo	C 28/35		
Resistenza a compressione caratteristica	f _{ck}	280,00	[daN/cm ²]
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _c	2,03	
Resistenza a compressione di progetto	f _{cd}	117,24	[daN/cm ²]

$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$

$f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c$

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

Classe acciaio	A38		
Tensione di snervamento caratteristica	f _{yk}	3.800,00	[daN/cm ²]
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _s	1,55	
Tensione di snervamento di progetto	f _{yd}	2.447,67	[daN/cm ²]

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

Caratteristiche geometriche della sezione di calcestruzzo

Base	B	26,00	[cm]
Altezza	H	70,00	[cm]
Area di calcestruzzo	A	1.820,00	[cm ²]

$A = B \times H$

Armatura della sezione

Armatura trasversale dedicata al taglio (staffe verticali)

	Φ staffa	n.braccia	A _{sw}	passo s
	[mm]	[-]	[cm ²]	[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	
		A _{tot,sw}	0,57	
		s _{medio}		20,00

[cm²]

[cm]

Armatura longitudinale

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

Determinazione dell'ente resistente

Tensione di compressione nel cls	σ _{cp}	0,00	[daN/cm ²]	σ _{cp} = N/A
Coefficiente maggiorativo	α _c	1,00	[-]	
Angolo cedimento simultaneo staffe-bielle	Θ	12,30	[°]	Θ = arcsen[(A _{tot,sw} × f _{yd}) / (B × s × α _c × 0,50 × f _{cd}) ^{0,50}]
Inclinazione delle bielle compresse	Θ _r	21,80	[°]	Rottura lato staffe
Taglio resistente	V _{rd}	10.589,29	daN	Formula 4.1.18
Prolungamento barre longitudinali	a _l	140,30	[cm]	a _l = 0,90 × d × cotgΘ/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	Ped	7.003,83	daN	
Larghezza della zona di contatto	Lc	26,00	cm	
Profondità della zona di contatto	pc	26,00	cm	
Coefficiente di amplificazione	beta	1,00	-	
Superficie di contatto	Ac	676,00	cmq	$Lc*pc*beta$

CARATTERISTICHE DELLA MURATURA

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

VERIFICA DI RESISTENZA

Resistenza di progetto a compressione	Prd	9.013,33	daN	$Ac*fbd$
---------------------------------------	------------	----------	-----	----------

Coefficiente di sicurezza	FS	1,29		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 STATICA DELLA TRAVE TIPO "5-5"

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA TRAVE

CALCESTRUZZO

Resistenza media a compressione cubica	R_{cm}	350,00	daN/cm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	280,00	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiali	gamma_c	1,50	-
Fattore di confidenza	FC	1,35	-

ACCIAIO

Tipo		A38	
Tensione media di snervamento	f_{ym}	3.800,00	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiali	gamma_c	1,15	-
Fattore di confidenza	FC	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	3,82	m	
Permanenti strutturali	g1ksol	744,90	daN/m	G1k*fisol
Permanenti non strutturali	g2ksol	305,60	daN/m	G2k*fisol
Carichi variabili	q1ksol	1.146,00	daN/m	Q1k*fisol

MURI

Peso di volume	gamma,muri	1.800,00	daN/mc	
Spessore	t	26,00	cm	
Altezza	h	300,00	cm	
Numero muri	n	1,00	-	
Peso a metro lineare dei muri	g1k,muri	1.404,00	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	G1k*ficop
Permanenti non strutturali	g2kcop	0,00	daN/m	G2k*ficop
Carichi variabili	q1kcop	0,00	daN/m	Q1k*ficop

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

CARICHI IN VALORE CARATTERISTICO

Permanenti strutturali	pg1k	2.603,90	daN/m	g1k,trave+g1k,ur i+g1k,cop+g1k,sol
Permanenti non strutturali	pg2k	305,60	daN/m	g2ksol+g2kcop
Carichi variabili	pq1k	1.146,00	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	3.385,07	daN/m	pg1k*gamma,g
Permanenti non strutturali	pg2d	397,28	daN/m	pg2k*gamma,g

Carichi variabili	pq1d	1.719,00	daN/m	$pq1k \cdot \gamma, q$
Carico di linea totale	pd	5.501,35	daN/m	$pg1d + pg2d + pq1d$

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

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

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°	As [cm²]	d [cm]
1	5,09	2
2	0,57	35
3	15,27	68

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{xEd} 91,11 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

FeB38k C28/35

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 241,9 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11,72

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8

ε_{syd} 1,21 ‰ σ_{c,adm} 11

σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0,6667

τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 242,1 kN m

σ_c -11,72 N/mm²

σ_s 241,9 N/mm²

ε_c 3,5 ‰

ε_s 19,09 ‰

d 68 cm

x 10,53 x/d 0,1549

δ 0,7

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Nome del file: PESTEC26-00.

Azioni sollecitanti

Azione tagliante	V _{ed}	10.012,46	[daN]
Sforzo normale (>0 se di compressione)	N _{ed}	0,00	[daN]

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo - Par. 11.2.10 NTC'08

Formule NTC'08

Classe del calcestruzzo	C 28/35		
Resistenza a compressione caratteristica	f _{ck}	280,00	[daN/cm ²]
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _c	2,03	
Resistenza a compressione di progetto	f _{cd}	117,24	[daN/cm ²]

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$$

$$f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c$$

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

Classe acciaio	A38		
Tensione di snervamento caratteristica	f _{yk}	3.800,00	[daN/cm ²]
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _s	1,55	
Tensione di snervamento di progetto	f _{yd}	2.447,67	[daN/cm ²]

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

Caratteristiche geometriche della sezione di calcestruzzo

Base	B	26,00	[cm]
Altezza	H	70,00	[cm]
Area di calcestruzzo	A	1.820,00	[cm ²]

$$A = B \times H$$

Armatura della sezione

Armatura trasversale dedicata al taglio (staffe verticali)

	Φ staffa	n.braccia	A _{sw}	passo s
	[mm]	[-]	[cm ²]	[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	
		A _{tot,sw}	0,57	
		s _{medio}		20,00

[cm²]

[cm]

Armatura longitudinale

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

Determinazione dell'ente resistente

Tensione di compressione nel cls	σ _{cp}	0,00	[daN/cm ²]	σ _{cp} = N/A
Coefficiente maggiorativo	α _c	1,00	[-]	
Angolo cedimento simultaneo staffe-bielle	Θ	12,30	[°]	Θ = arcsen[(A _{tot,sw} × f _{yd}) / (B × s × α _c × 0,50 × f _{cd}) ^{0,50}]
Inclinazione delle bielle compresse	Θ _r	21,80	[°]	Rottura lato staffe
Taglio resistente	V _{rd}	10.589,29	daN	Formula 4.1.18
Prolungamento barre longitudinali	a _l	140,30	[cm]	a _l = 0,90 × d × cotgΘ/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	Ped	10.012,46	daN	
Larghezza della zona di contatto	Lc	26,00	cm	
Profondità della zona di contatto	pc	80,00	cm	
Coefficiente di amplificazione	beta	1,00	-	
Superficie di contatto	Ac	2.080,00	cmq	$Lc*pc*beta$

CARATTERISTICHE DELLA MURATURA

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

VERIFICA DI RESISTENZA

Resistenza di progetto a compressione	Prd	85.280,00	daN	$Ac*fbd$
---------------------------------------	------------	-----------	-----	----------

Coefficiente di sicurezza	FS	8,52		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 STATICA DELLA TRAVE ESISTENTE IN CA "9-9"

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELLA TRAVE

CALCESTRUZZO

Resistenza media a compressione cubica	R_{cm}	350,00	daN/cm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	280,00	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiali	gamma_c	1,50	-
Fattore di confidenza	FC	1,35	-

ACCIAIO

Tipo		A38	
Tensione media di snervamento	f_{ym}	3.800,00	daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza del materiali	gamma_c	1,15	-
Fattore di confidenza	FC	1,35	-

SCHEMA STATICO E DI CARICO

CARICHI AGENTI

PESO PROPRIO DELLA TRAVE

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

SOLAIO 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	1,20	m	
Permanenti strutturali	g1ksol	234,00	daN/m	G1k*fisol
Permanenti non strutturali	g2ksol	96,00	daN/m	G2k*fisol
Carichi variabili	q1ksol	360,00	daN/m	Q1k*fisol

MURI

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

INTONACO

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

CORDOLO

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

CARICHI IN VALORE CARATTERISTICO

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

CARICHI IN VALORE DI PROGETTO

Coefficiente amplificativo permanenti	gamma,g	1,30	-	
Coefficiente amplificativo variabili	gamma,q	1,50	-	
Permanenti strutturali	pg1d	1.977,63	daN/m	$pg1k \cdot \gamma_{g,g}$
Permanenti non strutturali	pg2d	292,50	daN/m	$pg2k \cdot \gamma_{g,g}$
Carichi variabili	pq1d	540,00	daN/m	$pq1k \cdot \gamma_{g,q}$
Carico di linea totale	pd	2.810,13	daN/m	$pg1d + pg2d + pq1d$

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

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

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 [cm²]	d [cm]
1	3,64	2
2	0,57	35
3	3,08	68

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN

M_{xEd} 16,29 kNm

M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 55,17 kN m

σ_c -11,54 N/mm²

σ_s 241,9 N/mm²

ε_c 1,752 ‰

ε_s 67,5 ‰

d 68 cm

x 1,72 x/d 0,02529

δ 0,7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

FeB38k C28/35

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 241,9 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰

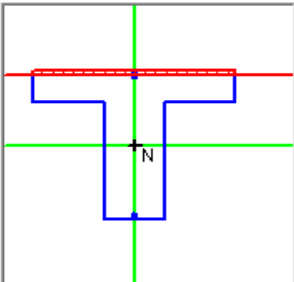
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 11,72 ‰

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?

ε_{syd} 1,21 ‰ σ_{c,adm} 11

σ_{s,adm} 215 N/mm² τ_{co} 0,6667

τ_{c1} 1,971



VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

Nome del file: PESTEC21-00.

Azioni sollecitanti

Azione tagliante	V _{ed}	3.048,99	[daN]
Sforzo normale (>0 se di compressione)	N _{ed}	0,00	[daN]

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo - Par. 11.2.10 NTC'08 Formule NTC'08

Classe del calcestruzzo	C 28/35		
Resistenza a compressione caratteristica	f _{ck}	280,00	[daN/cm ²]
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _c	2,03	
Resistenza a compressione di progetto	f _{cd}	117,24	[daN/cm ²]

$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$
 $f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c$

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

Classe acciaio	A38		
Tensione di snervamento caratteristica	f _{yk}	3.800,00	[daN/cm ²]
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _s	1,55	
Tensione di snervamento di progetto	f _{yd}	2.447,67	[daN/cm ²]

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

Caratteristiche geometriche della sezione di calcestruzzo

Base	B	26,00	[cm]
Altezza	H	70,00	[cm]
Area di calcestruzzo	A	1.820,00	[cm ²]

$A = B \times H$

Armatura della sezione

Armatura trasversale dedicata al taglio (staffe verticali)

	Φ staffa	n.braccia	A _{sw}	passo s
	[mm]	[-]	[cm ²]	[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	
		A _{tot,sw}	0,57	
		s _{medio}		20,00

[cm²]
[cm]

Armatura longitudinale

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

Determinazione dell'ente resistente

Tensione di compressione nel cls	σ _{cp}	0,00	[daN/cm ²]	σ _{cp} = N/A
Coefficiente maggiorativo	α _c	1,00	[-]	
Angolo cedimento simultaneo staffe-bielle	Θ	12,30	[°]	Θ = arcsen[(A _{tot,sw} × f _{yd}) / (B × s × α _c × 0,50 × f _{cd}) ^{0,50}]
Inclinazione delle bielle compresse	Θ _r	21,80	[°]	Rottura lato staffe
Taglio resistente	V _{rd}	10.589,29	daN	Formula 4.1.18
Prolungamento barre longitudinali	a _l	140,30	[cm]	a _l = 0,90 × d × cotgΘ/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	Ped	3.048,99	daN	
Larghezza della zona di contatto	Lc	26,00	cm	
Profondità della zona di contatto	pc	60,00	cm	
Coefficiente di amplificazione	beta	1,00	-	
Superficie di contatto	Ac	1.560,00	cmq	$Lc*pc*beta$

CARATTERISTICHE DELLA MURATURA

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

VERIFICA DI RESISTENZA

Resistenza di progetto a compressione	Prd	20.800,00	daN	$Ac*fbd$
Coefficiente di sicurezza	FS	6,82		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

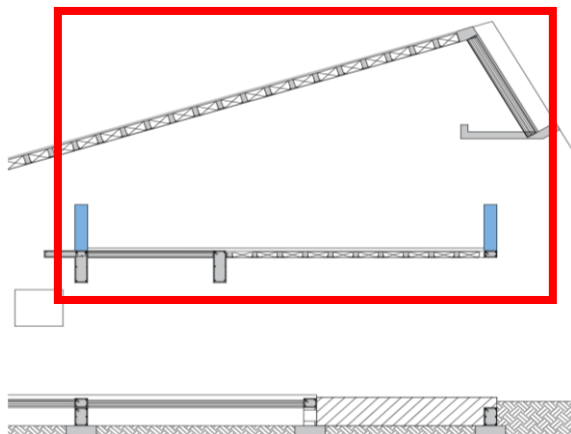
VERIFICA DEI CINEMATISMI LOCALI

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:

- [PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - DATI DI INPUT PER LA VERIFICA DEL RIBALTAMENTO FUORI PIANO](#)
- [PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTAMENTO FUORI PIANO ALLO STATO ATTUALE](#)
- [PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTAMENTO 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 RIBALTAMENTO SEMPLICE DELLA PORZIONE ESTERNA DELLA VELA TERGALE](#)
- [PARETE DELLA VELA FRONTALE DI PIANO PRIMO - DATI DI INPUT PER LA VERIFICA DEL RIBALTAMENTO FUORI PIANO](#)
- [PARETE DELLA VELA FRONTALE - VERIFICA DEL RIBALTAMENTO FUORI PIANO ALLO STATO ATTUALE](#)
- [PARETE DELLA VELA FRONTALE - PROGETTO DEL TIRANTE CONTRO IL RIBALTAMENTO FUORI PIANO ALLO STATO ATTUALE](#)
- [DATI DI INPUT PER LA VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLA PARETE DEI LOCALI SERVIZI DEL PIANO PRIMO](#)
- [PARETE DEI LOCALI SERVIZI DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTAMENTO FUORI PIANO ALLO STATO ATTUALE](#)
- [PARETE DEI LOCALI SERVIZI DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTAMENTO FUORI PIANO ALLO STATO DI PROGETTO](#)

PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - DATI DI INPUT PER LA VERIFICA DEL RIBALTAMENTO FUORI PIANO

INDIVIDUAZIONE GRAFICA DEL MURO DA VERIFICARE



CARATTERISTICHE DEL MURO

Lunghezza	L	838,00	cm	
Altezza piano terra	h1	300,00	cm	
Spessore muro piano terra	t1	26,00	cm	
Altezza minima piano primo	h2min	242,00	cm	
Altezza massima piano primo	h2max	454,00	cm	
Altezza media piano primo	h2	348,00	cm	$(h2min+h2max)/2$
Spessore muro piano primo	t2	26,00	cm	
Altezza solaio piano primo	hc1	15,00	cm	
Altezza solaio copertura	hcop	24,00	cm	
Altezza totale muro	H	687,00	cm	$h1+hc1+h2+hcop$
Altezza cerniera cilindrica del piano primo dalla fondazione	Z	315,00	cm	$h1+hc1$
Periodo fondamentale di oscillazione	T1	0,08	s	

CARICHI AGENTI COPERTURA

Incidenza del peso del solaio di copertura	G1cop	280,00	daN/mq	
Incidenza dei pesi portati del solaio di copertura	G2cop	40,00	daN/mq	
Luce del solaio di copertura	l_{cop}	700,00	cm	
Carichi dal solaio di copertura	P_{cop}	9.385,60	daN	$(G1cop+G2cop)* (l_{cop}/2)*L$
Peso di volume del cls	gamma_{cls}	2.500,00	daN/mc	
Peso del cordolo in testa	P_c	1.307,28	daN	$gamma_{cls}*t2 *hcop*L$

PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTAMENTO 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:

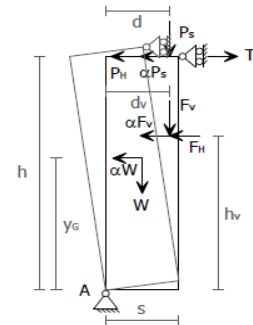
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_v \cdot h_v + P_s \cdot h] + F_H \cdot h_v + P_H \cdot h$$

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 Com. 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, ecc...)	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	gamma*s*(Lp*H p-Afori)
Peso dei solai in testa alla parete	Ps	9.385,60	daN	
Peso di volta, archi, ecc...	Fv	1.307,28	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 totale 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)

Accelerazione sismica di domanda	ao,d	200,25	cm/sq
----------------------------------	-------------	--------	-------

Fattore di sicurezza	FS	0,24
----------------------	-----------	------

PARETE DELLA VELA TERGALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTAMENTO 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:

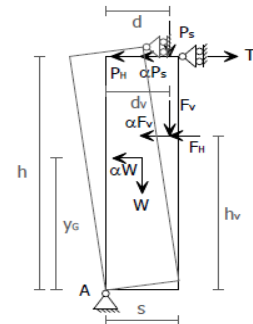
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

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, ecc...)	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	gamma*s*(Lp*H p-Afori)
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, ec...	Fh	0,00	daN
Trazione attiva totale 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 cinematisimo	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)

Accelerazione sismica di domanda **ao,d** 200,25 cm/sq

Fattore di sicurezza	FS	1,00
----------------------	-----------	------

VERIFICA DEL SISTEMA CATENA-MURATURA

TIRANTE

Trazione di progetto per singolo tirante	T	1.650,00	daN	
Diametro	D	2,20	cm	
Area	At	3,03	cmq	
Tensione di snervamento caratteristica	fyk	2.750,00	daN/cm ²	
Coefficiente di sicurezza	gamma,s	1,05	-	
Tensione di snervamento di progetto	fyd	2.619,05	daN/cm ²	fyk/gamma,s

MURATURA

Spessore	t	26,00	cm	
Resistenza media a compressione	fbm	36,00	daN/cm ²	
Resistenza media a taglio senza compressioni	fvm0	0,90	daN/cm ²	
Fattore di confidenza	FC	1,35	-	
Coefficiente di sicurezza	gamma,m	2,00	-	
Resistenza di progetto a compressione	fbd	13,33	fbm/(gamma,m*FC)	
Resistenza di progetto a taglio senza compressioni	fvd0	0,33	fvm0/(gamma,m*FC)	

CAPOCHIAVE

Lato maggiore	a	35,00	cm	
Lato minore	b	35,00	cm	
Area di contatto	Ac	1.225,00	cmq	a*b

VERIFICA A TRAZIONE DEL TIRANTE

Resistenza a trazione del tirante	Tt	7.935,71	daN	At*fyd
-----------------------------------	-----------	----------	-----	--------

Fattore di sicurezza	FS	4,81		Tt/T
----------------------	-----------	------	--	------

VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA MURATURA

Perimetro critico	pcr	244,00	cm	2*(a+t)+2*(b+t)
Superficie critica	Acr	6.344,00	cmq	pcr*t
Resistenza a punzonamento	Tm	2.114,67	daN	Acr*fvd0

Fattore di sicurezza	FS	1,28		Tm/T
----------------------	-----------	------	--	------

VERIFICA A SCHIACCIAMENTO DELLA MURATURA

Tensione di compressione all'interfaccia	sigma,c	1,35	daN/cm ²	T/Ac
--	----------------	------	---------------------	------

Fattore di sicurezza	FS	9,90
----------------------	----	------

fbd/sigma,c

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE A "T" DEL CAPOCHIAVE

DATI DI INPUT

Base del rettangolo "1"	b1	35,00	cm	
Altezza del rettangolo "1"	h1	1,20	cm	
Base del rettangolo "2"	b2	2,40	cm	
Altezza del rettangolo "2"	h2	7,00	cm	
Area del rettangolo "1"	A1	42,00	cmq	$b1 \cdot h1$
Area del rettangolo "2"	A2	16,80	cmq	$b2 \cdot h2$
Momento di inerzia baricentrico del rettangolo "1"	J1	5,04	cm4	$b1 \cdot h1^3 / 12$
Momento di inerzia baricentrico del rettangolo "2"	J2	68,60	cm4	$b2 \cdot h2^3 / 12$

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE A "T"

Posizione baricentro rispetto al lembo superiore di "1"	yg	1,77	cm	
Momento di inerzia baricentrico della sezione	Jg	275,36	cm4	
Modulo di resistenza rispetto al lembo di "1"	W1	155,45	cmc	Jg / yg
Modulo di resistenza rispetto al lembo di "2"	W2	42,83	cmc	$Jg / (h1 + h2 - yg)$

VERIFICA DI RESISTENZA DEL CAPOCHIAVE
--

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

Tensione di contatto con la muratura	sigma,c	1,35	daN/cm ²	
Larghezza del capochiave	Bc	35,00	cm	
Carico lineare	q	47,14	daN/cm	Bc*sigma,c
Luce di inflessione	L	17,50	cm	
Taglio all'incastro	Vinc	825,00	daN	q*L
Momento all'incastro	Minc	7.218,75	daNcm	q*L ² /2

VERIFICHE DI RESISTENZA

Tensione caratteristica di snervamento	fyk	2.750,00	daN/cm ²	
Coefficiente di sicurezza	gamma	1,05	-	
Tensione di progetto di snervamento	fyd	2.619,05	daN/cm ²	fyk/gamma
Modulo di resistenza del capochiave	Wmin	42,83	cm ³	
Area a taglio	Av	16,80	cm ²	
Tensione normale	sigma,n	168,53	daN/cm ²	Min/W
Tensione tangenziale	tau	73,66	daN/cm ²	Vinc/A
Tensione equivalente	sigma,eq	211,38	daN/cm ²	
Coefficiente di sicurezza	FS	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.

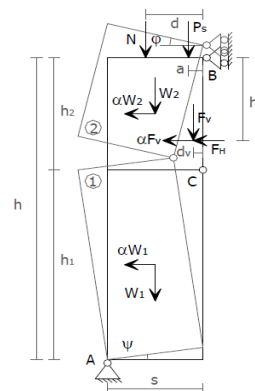
Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = 2 \frac{(\mu - 1)(N d + P_s a + F_v d_v - F_H h_v) + s(W + N + P_s + F_v)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2 F_v h_v)}$$

Il valore di α è valutato al variare di μ , 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



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	m ²	
Parametro che definisce la posizione della cerniera	mu	2,00	-	(>1, tipicamente mu=2)
Altezza del blocco n.1	Hp1	174,00	cm	[(mu-1)/mu]*Hp
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	gamma*s*(Lp*Hp-Afori)
Peso del blocco n.1	W1	814,32	daN	(mu-1)/mu*W
Peso del blocco n.2	W2	814,32	daN	W/mu
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	0,62	-
----------------------------	-------------	------	---

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

Hp: punto di controllo posto in corrispondenza della cerniera orizzontale

Altezza del punto di controllo dalla base parete	yc	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	hv/Hp2

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	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)
Accelerazione sismica di domanda	ao,d	200,25	cm/sq	

Fattore di sicurezza	FS	3,77	
----------------------	-----------	------	--

VERIFICA DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DELLA PORZIONE ESTERNA DELLA VELA TERGALE
--

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA PARETE

Lunghezza	Lp	440,00	cm
Altezza	Hp	576,00	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	11.860,99	daN	$\gamma \cdot s \cdot (Lp \cdot Hp - Afori)$
Peso dei solai in testa alla parete	Ps	0,00	daN	
Peso di volta, archi, ecc...	Fv	0,00	daN	

AZIONI ORIZZONTALI IN VALORE CARATTERISTICO

Spinta orizzontale dai solai in testa alla parete	Ph	0,00	daN
Spinta orizzontale di volta, archi, ec...	Fh	0,00	daN
Trazione attiva totale in eventuali tiranti ($Ti \cdot nt$)	T	1.605,00	daN

PUNTI DI APPLICAZIONE DEI CARICHI RISPETTO ALLA CERNIERA DI BASEPESO PROPRIO DELLA PARETE

Ascissa	xw	13,00	cm	s/2
Ordinata	yw	288,00	cm	Hp/2

PESO DEI SOLAI

Ascissa	xs	0,00	cm	
Ordinata	ys	576,00	cm	Hp

PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...

Ascissa	xv	0,00	cm
Ordinata	yv	0,00	cm

TRAZIONE ATTIVA NEI TIRANTI

Ascissa	xt	-	cm
Ordinata	yt	350,00	cm

MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)

Moltiplicatore di collasso	alfa	0,21	-
----------------------------	-------------	------	---

SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI

Hp: punto di controllo posto in testa alla parete			
Altezza del punto di controllo	yc	576,00	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	0,00	yv/yc

ACCELERAZIONE SISMICA DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO

Fattore di confidenza	FC	1,35	-
Massa partecipante al cinematismo	M*	1.209,07	kg
Frazione della massa partecipante	e*	1,00	
Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo	ao,c	152,30	cm/sq

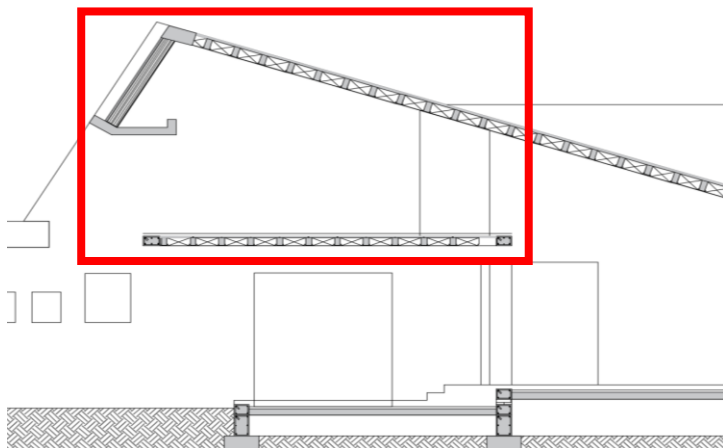
VERIFICA DEL CINEMATISMO

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 sismica attesa su sito rigido e piano per Tr	ag	171,68	cm/sq
Coefficiente amplificativo di sito	S	1,77	-
Fattore di struttura	q	2,00	-
Accelerazione sismica di domanda	ao,d	151,94	cm/sq

Fattore di sicurezza	FS	1,00
----------------------	-----------	------

PARETE DELLA VELA FRONTALE DI PIANO PRIMO - DATI DI INPUT PER LA VERIFICA DEL RIBALTAMENTO FUORI PIANO

INDIVIDUAZIONE GRAFICA DEL MURO DA VERIFICARE



CARATTERISTICHE DEL MURO

Lunghezza	L	638,00	cm	
Altezza piano terra	h1	300,00	cm	
Spessore muro piano terra	t1	26,00	cm	
Altezza minima piano primo	h2min	220,00	cm	
Altezza massima piano primo	h2max	400,00	cm	
Altezza media piano primo	h2	310,00	cm	$(h2min+h2max)/2$
Spessore muro piano primo	t2	26,00	cm	
Altezza solaio piano primo	hc1	19,00	cm	
Altezza solaio copertura	hcop	24,00	cm	
Altezza totale muro	H	653,00	cm	$h1+hc1+h2+hcop$
Altezza cerniera cilindrica del piano primo dalla fondazione	Z	319,00	cm	$h1+hc1$
Periodo fondamentale di oscillazione	T1	0,08	s	

CARICHI AGENTI COPERTURA

Incidenza del peso del solaio di copertura	G1cop	280,00	daN/mq	
Incidenza dei pesi portati del solaio di copertura	G2cop	40,00	daN/mq	
Luce del solaio di copertura	l_{cop}	700,00	cm	
Carichi dal solaio di copertura	P_{cop}	7.145,60	daN	$(G1cop+G2cop)* (l_{cop}/2)*L$
Peso di volume del cls	gamma_{cls}	2.500,00	daN/mc	
Peso del cordolo in testa	P_c	995,28	daN	$gamma_{cls}*t2 *hcop*L$

PARETE DELLA VELA FRONTALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTAMENTO 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:

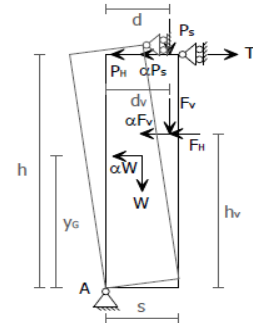
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

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 - 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, ec...	Fh	0,00	daN
Trazione attiva totale 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)

Accelerazione sismica di domanda	ao,d	213,35	cm/sq
----------------------------------	-------------	--------	-------

Fattore di sicurezza	FS	0,25
----------------------	-----------	------

PARETE DELLA VELA FRONTALE DI PIANO PRIMO - VERIFICA DEL RIBALTAMENTO 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:

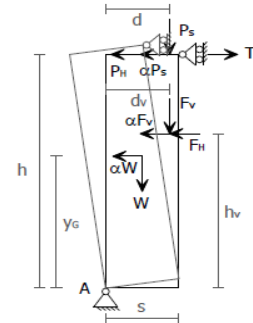
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

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, ec...	Fh	0,00	daN
Trazione attiva totale 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	-
Coefficiente di partecipazione modale	gamma	1,20	-
			Z/H
			3N/(2N+1)

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.

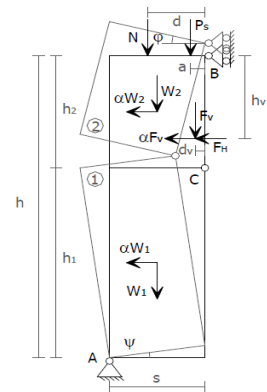
Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = 2 \frac{(\mu - 1)(N d + P_s a + F_v d_v - F_H h_v) + s(W + N + P_s + F_v)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2 F_v h_v)}$$

Il valore di α è valutato al variare di μ , 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



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	m ²	
Parametro che definisce la posizione della cerniera	mu	2,00	-	(>1, tipicamente mu=2)
Altezza del blocco n.1	Hp1	155,00	cm	[(mu-1)/mu]*Hp
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	gamma*s*(Lp*Hp-Afori)
Peso del blocco n.1	W1	725,40	daN	(mu-1)/mu*W
Peso del blocco n.2	W2	725,40	daN	W/mu
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	q	2,00	-	
Primo modo di vibrazione	psi(Z)	0,49	-	Z/H
Coefficiente di partecipazione modale	gamma	1,20	-	3N/(2N+1)
Accelerazione sismica di domanda	ao,d	213,35	cm/sq	

Fattore di sicurezza	FS	4,44	
----------------------	-----------	------	--

PARETE DEI LOCALI SERVIZI DI PIANO PRIMO - DATI DI INPUT PER LA VERIFICA DEL RIBALTAMENTO FUORI PIANO

IDENTIFICAZIONE DELLA PARETE



CARATTERISTICHE DEL MURO

Lunghezza	L	1.020,00	cm	
Altezza piano terra	h1	300,00	cm	
Altezza piano primo	h2	300,00	cm	
Spessore muro piano primo	t2	26,00	cm	
Altezza solaio piano primo	hc1	15,00	cm	
Altezza solaio copertura	hcop	15,00	cm	
Altezza in testa al muro	H	630,00	cm	$h1+hc1+h2+hcop$
Altezza cerniera cilindrica del piano primo dalla fondazione	Z	315,00	cm	$h1+hc1$
Periodo fondamentale di oscillazione	T1	0,08	s	

CARICHI AGENTI COPERTURA

Incidenza del peso del solaio di copertura	G1cop	195,00	daN/mq	
Incidenza dei pesi portati del solaio di copertura	G2cop	40,00	daN/mq	
Luce del solaio di copertura	l_{cop}	160,00	cm	
Carichi dal solaio di copertura	P_{cop}	1.917,60	daN	$(G1cop+G2cop)* (l_{cop}/2)*L$
Peso di volume del cls	gamma,cls	2.500,00	daN/mc	
Peso del cordolo in testa	P_c	994,50	daN	$gamma,cls*t2*hcop*L$

PARETE DEI LOCALI SERVIZI DI PIANO PRIMO -VERIFICA DEL RIBALTAMENTO 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:

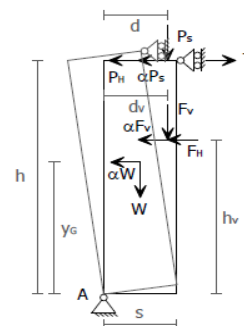
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

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	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, ec...	Fh	0,00	daN
Trazione attiva totale 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	150,00	cm	Hp/2

PESO DEI SOLAI

Ascissa	xs	17,33	cm	
Ordinata	ys	300,00	cm	Hp

PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...

Ascissa	xv	13,00	cm	
Ordinata	yv	300,00	cm	

TRAZIONE ATTIVA NEI TIRANTI

Ascissa	xt	-	cm	
Ordinata	yt	0,00	cm	

MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)

Moltiplicatore di collasso	alfa	0,08	-	
----------------------------	-------------	------	---	--

SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI

Hp: punto di controllo posto in testa alla parete

Altezza del punto di controllo	yc	300,00	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*	1.592,97	kg	
Frazione della massa partecipante	e*	0,91		
Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo	ao,c	61,61	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)	0,50	-	Z/H
Coefficiente di partecipazione modale	gamma	1,20	-	3N/(2N+1)

Accelerazione sismica di domanda	ao,d	218,37	cm/sq
----------------------------------	-------------	--------	-------

Fattore di sicurezza	FS	0,28
----------------------	-----------	------

PARETE DEI LOCALI SERVIZI DI PIANO PRIMO -VERIFICA DEL RIBALTAMENTO 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:

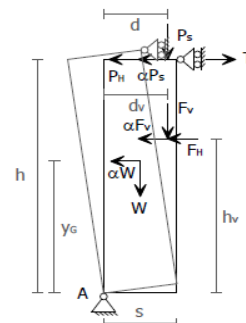
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_v \cdot h_v + P_s \cdot h] + F_H \cdot h_v + P_H \cdot h$$

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 Com. 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, ecc...)	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 - 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 totale 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	xw	13,00	cm	s/2
Ordinata	yw	150,00	cm	Hp/2

PESO DEI SOLAI

Ascissa	xs	17,33	cm	
Ordinata	ys	300,00	cm	Hp

PESI DI VOLTE, ARCHI, ECC...

Ascissa	xv	13,00	cm	
Ordinata	yv	300,00	cm	

TRAZIONE ATTIVA NEI TIRANTI

Ascissa	xt	-	cm	
Ordinata	yt	300,00	cm	

MOLTIPLICATORE DI COLLASSO (ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO)

Moltiplicatore di collasso	alfa	0,28	-	
----------------------------	-------------	------	---	--

SPOSTAMENTI VIRTUALI ORIZZONTALI DEI PESI VERTICALI

Hp: punto di controllo posto in testa alla parete

Altezza del punto di controllo	yc	300,00	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*	1.592,97	kg	
Frazione della massa partecipante	e*	0,91		
Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo	ao,c	220,73	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)	0,50	-	Z/H
Coefficiente di partecipazione modale	gamma	1,20	-	3N/(2N+1)

Accelerazione sismica di domanda **ao,d** 218,37 cm/sq

Fattore di sicurezza	FS	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.

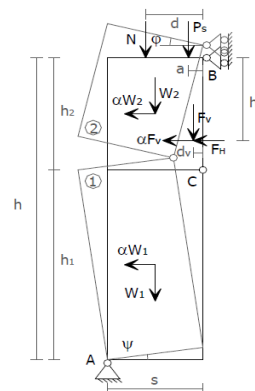
Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = 2 \frac{(\mu - 1)(N d + P_s a + F_v d_v - F_H h_v) + s(W + N + P_s + F_v)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2 F_v h_v)}$$

Il valore di α è valutato al variare di μ , 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	m ²	
Parametro che definisce la posizione della cerniera	mu	2,00	-	(>1, tipicamente mu=2)
Altezza del blocco n.1	Hp1	150,00	cm	[(mu-1)/mu]*Hp
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	gamma*s*(Lp*Hp-Afori)
Peso del blocco n.1	W1	702,00	daN	(mu-1)/mu*W
Peso del blocco n.2	W2	702,00	daN	W/mu
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...	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	0,44	-
----------------------------	-------------	------	---

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

Hp: punto di controllo posto in corrispondenza della cerniera orizzontale

Altezza del punto di controllo dalla base parete	yc	150,00	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 cinematisimo	M*	143,12	kg
Frazione della massa partecipante	e*	0,88	
Accelerazione sismica di attivazione del meccanismo	ao,c	366,40	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)	0,50	-	Z/H
Coefficiente di partecipazione modale	gamma	1,20	-	3N/(2N+1)
Accelerazione sismica di domanda	ao,d	218,37	cm/sq	

Fattore di sicurezza	FS	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' STATICA PER RIBALTAMENTO DA VENTO - STATO ATTUALE

Il presente fascicolo dei calcoli contiene:

- [VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' STATICA PER RIBALTAMENTO DA VENTO DELLE PARETI DELLE VELE A PIANO PRIMO](#)

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' STATICA PER RIBALTAMENTO DA VENTO DELLE PARETI DELLE VELE A PIANO PRIMO

DATI DI INPUT

Pressione caratteristica sulla parete sopravento	pk	59,57	daN/mq	
Coefficiente amplificativo	gamma,w	1,50	-	
Pressione di progetto sulla parete sopravento	pd	89,36	daN/mq	$pk * gamma,w$
Spessore parete	t2	26,00	cm	
Altezza media	h2	340,00	cm	
Lunghezza massima	L2	1.155,00	cm	
Peso di volume	gamma	1.800,00	daN/mc	
Coefficiente amplificativo del peso	gamma,p	1,00	-	
Peso della parete	P2	18.378,36	daN	$gamma * gamma,p * t2 * L2 * h2$
Peso permanente strutturale della copertura	G1k	280,00	daN/mq	
Peso portato copertura	G2k	40,00	daN/mq	
Coefficiente amplificativo del peso	gamma,s	1,00	-	
Luce di influenza	li	350,00	cm	
Peso dal solaio di copertura	Ps	12.936,00	daN	$(G1k + G2k) * gamma_{ma,s} * li * L2$

VERIFICA PER RIBALTAMENTO

Carico di linea uniforme	pw	1.032,05	daN/m	$pd * L2$
Momento ribaltante	Mr	5.965,25	daNm	$pw * L2^2 / 2$
Momento stabilizzante	Ms	4.070,87	daNm	$(P2 + Ps) * t2 / 2$
Coefficiente di sicurezza	FS	0,68		