

Copyright



2020

Aedes.ACM
APERTURE E CERCHIATURE
IN MURATURE PORTANTI
Vers. 2020
© 1997-2020 AEDES Software
www.aedes.it
Questo software è protetto
dalle Norme Internazionali sul copyright

Supporto tecnico:
assistenza@aedes.it

Aggiornato al D.M. 17.1.2018
e alla Circ. 7 del 21.1.2019



APERTURE E CERCHIATURE IN MURATURE PORTANTI

Analisi strutturale di pareti in muratura secondo la Normativa Tecnica vigente

Manuale di validazione (estratto dal Manuale d'uso)

Ultima revisione di questo documento: 22.07.2020

Tutti i diritti sono riservati, anche di riproduzione parziale, a norma di legge e delle convenzioni internazionali. Nessuna parte di questo volume può essere riprodotta in qualsiasi forma o mezzo elettronico o meccanico, per alcun uso, senza il permesso scritto della AEDES Software per Ingegneria Civile.

© 1997-2020 AEDES Software per Ingegneria Civile

Via F. Aporti 32 - 56028 SAN MINIATO (PI)

Tel.: +39 0571 401073 - www.aedes.it

Amministrazione: info@aedes.it - Supporto tecnico: assistenza@aedes.it

AVVERTENZE E CONDIZIONI D'USO

La AEDES Software si riserva il diritto di apportare miglioramenti o modifiche al programma ACM, descritto nella documentazione ad esso associata, in qualsiasi momento e senza preavviso.

Il software e la documentazione allegata, anche se curati con scrupolosa attenzione, non possono comportare specifiche responsabilità di AEDES per involontari errori o inesattezze: pertanto, l'utilizzatore è tenuto a controllare l'esattezza e la completezza del materiale utilizzato. Le correzioni relative ad eventuali errori tipografici saranno incluse nelle versioni di aggiornamento.

ACM è di esclusiva proprietà della AEDES e viene concesso in uso non esclusivo secondo i termini e le condizioni riportati nel contratto di licenza d'uso. L'utente non avrà diritto ad utilizzare ACM fino a quando non avrà sottoscritto la suddetta licenza d'uso.

L'utente è responsabile della scelta di ACM al fine del raggiungimento dei risultati voluti, nonché dell'installazione, dell'uso dello stesso e dei relativi risultati.

Le sole garanzie fornite dalla AEDES in merito a ACM sono quelle riportate nella licenza d'uso. La AEDES non garantisce che le funzioni contenute in ACM soddisfino le esigenze dell'utente o funzionino in tutte le combinazioni che possono essere scelte per l'uso da parte dell'utente.

I nomi dei prodotti citati nella documentazione di ACM possono essere marchi di fabbrica o marchi registrati dalle rispettive Società.

C.1. ESEMPIO PER LA VALIDAZIONE DEL SOFTWARE

ACM viene applicato ad un esempio per il quale si riportano nel paragrafo C.1.1 i calcoli svolti manualmente, e nel paragrafo successivo, C.1.2, le elaborazioni del software.

Nello svolgimento con calcoli manuali, in **grassetto rosso** si riportano i parametri di calcolo più significativi assunti per il confronto di validazione nell'ambito del par. C.1.2.

C.1.1. SVOLGIMENTO DELL'ESEMPIO CON CALCOLI MANUALI

L'esempio consiste nel caso di una parete piena esistente (ipotizzata in mattoni pieni e malta di calce) allo Stato Attuale, nella quale si vuole realizzare una porta (apertura) in posizione centrale (fig. C.1.1).

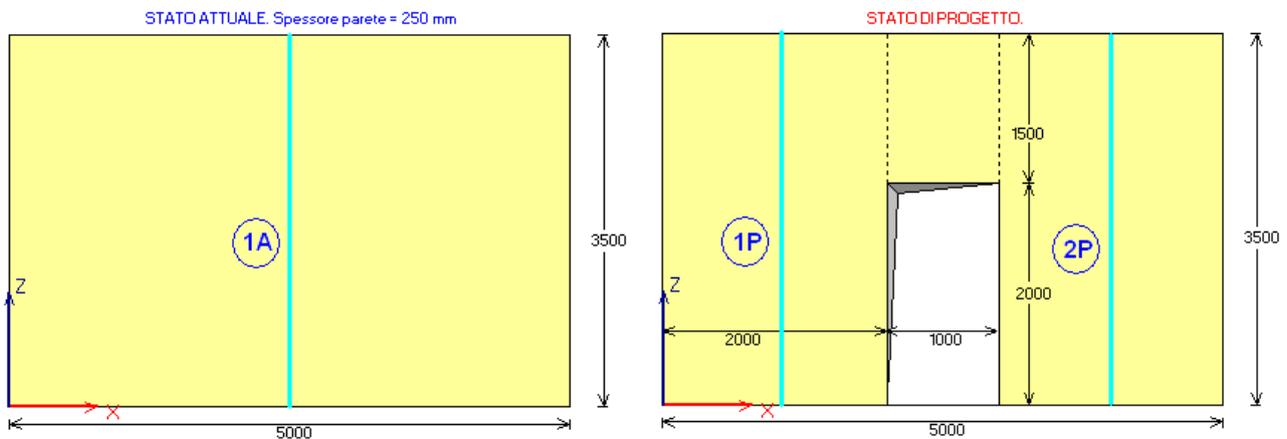


Fig. C.1.1. Modellazione di una parete muraria dove viene realizzata un'apertura

Caratteristiche geometriche: $b=5000$ mm, $h=3500$ mm, $s=250$ mm

(si osservi che lo spessore della muratura deve essere considerato al netto dell'intonaco).

Caratteristiche meccaniche: $E = 1500$ N/mm², $G=500$ N/mm²: questi valori coincidono con i valori medi dell'intervallo di riferimento proposto per la tipologia di materiale considerato (Circ. 7/2019, §C8.5.3.1).

Allo Stato di Progetto, si deve realizzare un'apertura di larghezza 1000 mm e altezza 2000 mm, in posizione centrale; le dimensioni dell'apertura vengono considerate tenendo conto dell'ingombro di un eventuale telaio di cerchiatura.

Scomponendo la parete in maschi, lo Stato Attuale evidenzia un maschio rappresentato da un'asta equivalente con asse in posizione centrale e di dimensioni 5000x3500 mm, mentre nello Stato di Progetto ci sono due maschi uguali, di dimensione 2000x3500 mm, oltre ad una fascia sovrastante l'apertura di dimensioni 1000x1500 mm.

Si consideri in particolare la variazione di rigidezza alla traslazione orizzontale, un parametro particolarmente importante per la verifica ad azioni orizzontali di tipo sismico.

Seguendo la procedura tradizionale, la rigidezza alla traslazione nello Stato di Progetto è fornita dalla somma delle rigidezze dei due maschi 1P e 2P; la variazione di rigidezza, che dovrà essere 'compensata' dall'introduzione di un telaio di cerchiatura è quindi data dalla rigidezza attuale meno la rigidezza di progetto.

Si consideri inoltre l'ipotesi shear-type (comportamento della parete tipo 'taglio', con sommità che trasla senza ruotare).

La rigidezza alla traslazione è espressa, come noto, da:

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_{fless}} + \frac{1}{K_{tag}}} = \frac{1}{\frac{h^3}{12 EJ} + \frac{1.2 h}{G A}} = \frac{1}{\frac{h^3}{12 E \frac{sb^3}{12}} + \frac{1.2 h}{G sb}} = \frac{s}{\frac{1}{E} \left(\frac{h}{b}\right)^3 + \frac{1.2 h}{G b}}$$

Per studiare in modo appropriato la collaborazione dei maschi separati dall'apertura, vengono considerate zone rigide in corrispondenza dei pannelli di nodo, seguendo l'impostazione di figura seguente.

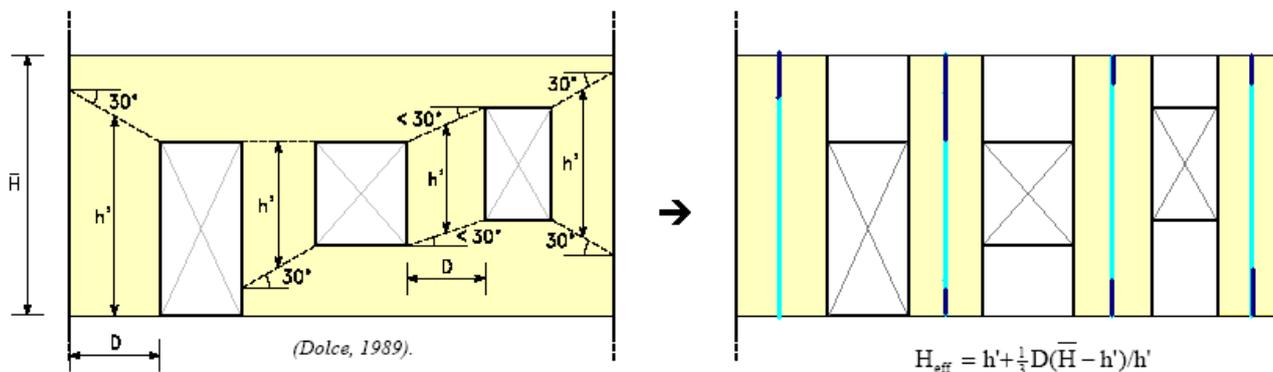


Fig. C.1.2. Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989) [13]

Riprendendo il caso in esame, facendo riferimento al modello di Dolce, si valuta l'altezza deformabile del maschio murario adiacente all'apertura:

$$h' = h_{APE} + (D/2) \operatorname{tg}30^\circ = 2000 + 1000 \cdot \operatorname{tg}30^\circ = 2577 \text{ mm}$$

Si osservi che il metodo illustrato in fig. 4.3 è applicabile in quanto:

$$D \operatorname{tg}30^\circ \leq (h - h_{APE}) \Leftrightarrow (2000 \cdot \operatorname{tg}30^\circ) = 1154 \leq 1500$$

Se questa relazione non fosse soddisfatta, si dovrebbe considerare non la direzione a 30° dallo spigolo dell'apertura, ma il segmento che unisce lo spigolo dell'apertura allo spigolo superiore della parete.

La luce deformabile del maschio murario è dunque pari a:

$$H_{eff} = 2577 + (1/3) \cdot 2000 \cdot (3500 - 2577)/2577 = 2816 \text{ mm}$$

e quindi la zona rigida è pari a: $Z_R = 3500 - 2816 = 684 \text{ mm}$

Allo Stato Attuale, la rigidezza dell'unico maschio (coincidente con la parete stessa) vale:

$$K_A = K_{1A} = 250 / \left(\frac{1}{1500} \cdot \left(\frac{3500}{5000}\right)^3 + \frac{1.2 \cdot 3500}{(500 \cdot 5000)} \right) = \mathbf{130981 \text{ N/mm}}$$

Allo Stato di Progetto, la rigidezza dei maschi è la seguente:

$$K_{1P} = K_{2P} = 250 / \left(\frac{1}{1500} \cdot \left(\frac{2816}{2000}\right)^3 + \frac{1.2 \cdot 2816}{(500 \cdot 2000)} \right) = 47709 \text{ N/mm}$$

$$K_P = 2 \cdot \mathbf{47709} = 95418 \text{ N/mm}$$

La perdita di rigidezza dovuta alla realizzazione dell'apertura è dunque:

$$\Delta K = 130981 - 95418 = 35563 \text{ N/mm}$$

Secondo gli Orientamenti interpretativi emanati dalla Regione Toscana [3], per la parete allo Stato di Progetto sarà consentita una variazione di rigidezza non superiore a +/-15%:

$$(i) -15\% \Rightarrow K_P = 130981 \cdot 0.85 = 111334 \text{ N/mm} \Rightarrow K_{tel} = 111334 - 95418 = 15916 \text{ N/mm}$$

$$(ii) 0\% \Rightarrow K_P = 130981 \text{ N/mm} \Rightarrow K_{tel} = 130981 - 95418 = 35563 \text{ N/mm} \text{ (questo valore di rigidezza del telaio compensa esattamente la perdita di rigidezza muraria dovuta all'apertura)}$$

$$(iii) +15\% \Rightarrow K_P = 130981 \cdot 1.15 = 150628 \text{ N/mm} \Rightarrow K_{tel} = 150628 - 95418 = 55210 \text{ N/mm}$$

Il telaio di cerchiatura (p.es. metallico, con profilato in acciaio) dovrà avere una rigidezza alla traslazione tale da soddisfare queste limitazioni.

Considerando che i due montanti laterali del telaio si comportino come aste doppiamente incastrate, la rigidezza (considerando il contributo flessionale e trascurando quello a taglio) è espressa da:

$$2 \cdot 12 E_{acc} J / h^3$$

dove: h' = altezza dell'apertura (=altezza dei montanti) = 2000 mm; $E_{acc} = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

Per le tre condizioni esaminate, uguagliando tale rigidezza a K_{tel} si ottiene:

$$(i) J = 2526 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$(ii) J = 5644 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$(iii) J = 8762 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Considerando profili HEB, il campo delle sezioni ammissibili è compreso fra HEB180 ($J=3831 \text{ cm}^4$) e HEB220 ($J=8091 \text{ cm}^4$).

Per i montanti del telaio di cerchiatura viene quindi scelta la sezione HEB180.

Nell'ipotesi adottata di doppio incastro, la rigidezza del telaio è in definitiva pari a:

$$2 \cdot 12 \cdot 210000 \cdot 3831 \cdot 10^4 / 2000^3 = 24135 \text{ N/mm}$$

Questo valore può essere raffinato considerando l'effettiva altezza libera del montante, secondo lo schema di fig. C.1.3:

$$K_{tel} = 2 \cdot 12 \cdot 210000 \cdot 3831 \cdot 10^4 / 1910^3 = \mathbf{27710} \text{ N/mm}$$

Determinati i profili del telaio, si ricalcolano l'altezza efficace, la lunghezza delle zone rigide superiori e la rigidezza effettiva dei maschi allo stato di progetto.

$$h_{APE} = 1910 + 180 = 2090 \text{ mm}$$

$$h' = h_{APE} + (D/2) \cdot \text{tg}30^\circ = 2090 + 1000 \cdot \text{tg}30^\circ = 2667 \text{ mm}$$

La luce deformabile del maschio murario è dunque pari a:

$$H_{eff} = 2667 + (1/3) \cdot 2000 \cdot (3500 - 2667) / 2667 = 2875 \text{ mm}$$

e quindi la zona rigida è pari a: $Z_R = 3500 - 2875 = 625 \text{ mm}$

Allo Stato di Progetto, la rigidezza dei maschi è la seguente:

$$K_{1P} = K_{2P} = 250 / ((1/1500 \cdot (2875/2000)^3 + 1.2 \cdot 2875 / (500 \cdot 2000))) = 46038 \text{ N/mm}$$

$$K_P = 2 \cdot \mathbf{46038} = 92076 \text{ N/mm}$$

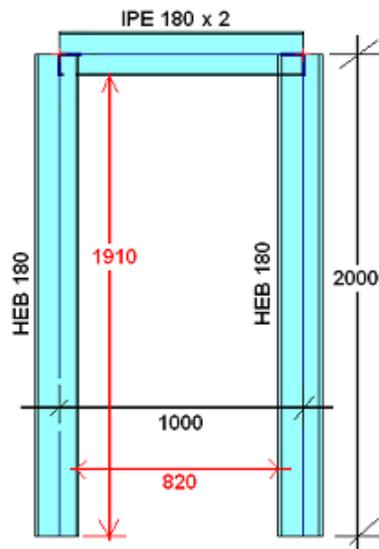


Fig. C.1.3. Telaio in acciaio di cerchiatura

L'acciaio utilizzato è S235 (§11.3.4.1, D.M. 17.1.2018):

tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$,

tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Classificazione del montante: profilo pressoinflesso HEB180 (§4.2.3.1) (per l'acciaio S235 si ha: $\epsilon=1$):

Ala: $(c/t_f): c = (180 - 8.5 - 2 \cdot 15) / 2 = 70.75 \text{ mm}$, $t_f = 14 \text{ mm}$,

$$(c/t_f) = 5.05 \leq 9\epsilon = 9 \text{ (Classe 1)}$$

Anima compressa: (d/t_w) : $d = 180 - 2 \cdot 14 - 2 \cdot 15 = 122 \text{ mm}$, $t_w = 8.5 \text{ mm}$,

$$(d/t_w) = 14.3 \leq 33 \text{ (Classe 1)}$$

Anima inflessa: $(d/t_w) = 14.3 \leq 72 \text{ (Classe 1)}$

Il profilo HEB180 in acciaio S235 ha sezione trasversale di classe 1 se sollecitato da pressoflessione.

La resistenza della sezione trasversale del montante HEB180 è data dal momento di piena plasticizzazione M_p , che si calcola come il prodotto della tensione resistente di progetto (f_y / γ_{M0}) per il modulo di resistenza plastico della sezione (W_p) (§4.2.4.1.2, (4.2.13)):

$$M_p = W_p \cdot (f_y / \gamma_{M0}) = 481.4 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1.05 = 1.0774 \cdot 10^8 \text{ Nmm} = 107.74 \text{ kNm}$$

Il giunto montante-architrave si ipotizza rigido e a completo ripristino della sezione resistente.

Dato l'assetto dei carichi verticali sulla parete, ai fini della determinazione della forza ultima orizzontale sostenibile dal telaio l'effetto dello sforzo normale nel montante può essere considerato trascurabile.

Considerando lo schema di montanti a doppio incastro, si ottiene:

$$M_p = W_{pi} \cdot (f_y / \gamma_{M0}) = 481.4 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1.05 = \mathbf{107.74 \text{ kNm}}$$

Dall'ipotesi di doppio incastro segue il valore della forza orizzontale:

$$V = 2 M_p / H = 2 \cdot 107.74 / 1.910 = \mathbf{112.82 \text{ kN}}$$

Questo valore, riferito al singolo montante, deve essere moltiplicato per 2 (cioè per il numero dei montanti) per ottenere la forza sostenibile dal telaio di cerchiatura:

$$F_{u,tel} = 2 \cdot 112.82 = \mathbf{225.63 \text{ kN}}$$

Dalla forza ultima e dalla rigidezza del telaio ($K = 27710 \text{ N/mm}$), discende lo spostamento di snervamento (al limite elastico):

$$\delta_{y,tel} = 225630 / 27710 = \mathbf{8.14 \text{ mm}}$$

La capacità di spostamento del telaio si considera significativamente maggiore rispetto ai maschi murari.

E' possibile effettuare una stima utilizzando l'approccio "fattore di struttura \Rightarrow duttilità".

Per la struttura della cerchiatura, che può essere considerata rigida, si può applicare la relazione:

$$q = \sqrt{2\mu - 1} \Rightarrow \mu = (q^2 + 1) / 2$$

Si adotta: $q_0=2$ (§7.5.2.2, D.M. 17.1.2018), da cui segue: $\mu = 2.5$

Lo spostamento ultimo del telaio viene quindi assunto pari a:

$$\delta_u = 8.14 \cdot 2.5 = \mathbf{20.35 \text{ mm}}$$

Il carico da solaio applicato sulla parete muraria complessiva è composto dai seguenti contributi:

- carico permanente strutturale: $G_1 = 3.5 \text{ kN/m}^2$
- carico permanente non strutturale: $G_2 = 2.3 \text{ kN/m}^2$
- carico variabile: $Q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$, ψ_2 (ambiente ad uso residenziale) = 0.3
- combinazione di carico sismica: $Q = 3.5 + 2.3 + 0.3 \cdot 2.0 = 6.4 \text{ kN/m}^2$

Area di influenza: luce competente alla parete: 3.00 m, da cui: $q = 6.4 \cdot 3.00 = 19.2 \text{ kN/m}$

Attraverso i fogli di calcolo forniti a corredo di ACM è possibile determinare agevolmente i carichi agenti sull'architrave e sulle pareti in funzione delle diverse combinazioni.

| Piano della parete oggetto d'intervento | 1 | | |
|--|-------|------|--|
| Carico uniformemente distribuito Condizione Statica $p_{statico_SLU}$ | 33.00 | kN/m | CERCHIATURE (solo carico di solaio) |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Statica $p_{statico_SLE}$ | 23.40 | kN/m | |
| Carico uniformemente distribuito Condizione Sismica $p_{sismica}$ | 19.20 | kN/m | |
| Altezza dell'apertura | 2 | m | |

| | | | |
|--|--------|----|---------------|
| Carico totale (solaio + muratura sovrastante) Condizione Statica SLU | 165.00 | kN | PARETI |
| Carico totale (solaio + muratura sovrastante) Condizione Sismica | 96.00 | kN | |

$$N_{\text{somm,sismica}} = 96/2 = 48 \text{ kN}$$

La luce deformabile dei maschi murari è pari a 2875 mm, come precedentemente valutato.

La sezione resistente per la verifica a taglio per fessurazione diagonale viene identificata con la mezzeria della luce deformabile, e quindi alla quota (rispetto alla base della parete) di 1438 mm, mentre la sezione di verifica a pressoflessione complanare è assunta alla base della parete stessa.

Il peso proprio della parete nel suo complesso, depurato dal vano dell'apertura, vale (per semplicità, il calcolo viene approssimato alla luce teorica dell'apertura, senza considerare cioè l'ingombro del telaio):

$$N_{\text{pp}} = (0.25 \cdot 5.00 \cdot 3.50 - 0.25 \cdot 1.00 \cdot 2.00) \cdot 18 = 69.75 \text{ kN}$$

e quindi ad ogni maschio compete, alla base, uno sforzo normale in condizioni sismiche pari a:

$$N_{\text{PC,sismico}} = 48 + 34.88 = 82.88 \text{ kN}$$

A tale sforzo corrisponde la tensione verticale: $\sigma_0 = 82880 / (2000 \cdot 250) = \mathbf{0.166} \text{ N/mm}^2$, valore utilizzato per la verifica a pressoflessione complanare in analisi sismica.

[dal punto di vista dell'analisi statica, lo sforzo normale massimo (combinazione fondamentale) vale:

$$N = 165/2 + 34.88 \cdot 1.3 = 127.84 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale: $\sigma_0 = 127840 / (2000 \cdot 250) = \mathbf{0.256} \text{ N/mm}^2$]

Per la muratura considerata (mattoni pieni e malta di calce), la resistenza a compressione di progetto è pari a ($260 \text{ N/cm}^2 = 2.6 \text{ N/mm}^2$): $f_d = 2.6 / 1.35 = 1.926 \text{ N/mm}^2$

Si ricorda che nella definizione della resistenza a compressione di progetto non si applica il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali $\gamma_M (=2.0)$, in quanto la resistenza viene utilizzata per la costruzione della curva di capacità e quindi per un'analisi strutturale di tipo non lineare (cfr. §C8.7.1.3.1.1).

Il momento resistente per **pressoflessione complanare in sommità** è dato da ((7.8.2) in §7.8.2.2.1):

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d) = (2000^2 \cdot 250 \cdot 0.096 / 2) \cdot (1 - 0.096 / (0.85 \cdot 1.926)) =$$

$$= 45185266.63 \text{ Nmm} = \mathbf{45.19} \text{ kNm}$$

$$\sigma_0 = 48000 / (2000 \cdot 250) = \mathbf{0.096} \text{ N/mm}^2$$

cui corrisponde il taglio resistente (nell'ipotesi di doppio incastro):

$$V_{\text{PC}} = 2 M_u / H = 2 \cdot 45185266.63 / 2875 = 31433.23 \text{ N} = \mathbf{31.43} \text{ kN}$$

Oltre questo valore di taglio si forma la cerniera in sommità alla parete, pertanto il vincolo degrada da doppio incastro a mensola.

Il momento resistente per **pressoflessione complanare alla base** è dato da ((7.8.2) in §7.8.2.2.1):

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d) = (2000^2 \cdot 250 \cdot 0.166 / 2) \cdot (1 - 0.166 / (0.85 \cdot 1.926)) =$$

$$= 74583898.36 \text{ Nmm} = \mathbf{74.58} \text{ kNm}$$

Il momento globale resistente alla base, con il vincolo degradato a mensola è dato da $45.19 \text{ kNm} + 74.58 \text{ kNm} = \mathbf{119.77} \text{ kNm}$.

cui corrisponde il taglio resistente (vincolo degradato a mensola):

$$V_{\text{PC}} = M_u / H = 119769165 / 2875 = 41658.84 \text{ N} = \mathbf{41.66} \text{ kN}$$

Per la verifica a **taglio per fessurazione diagonale muratura irregolare** si ha invece (sommando: peso proprio maschio dalla sommità alla sezione di verifica a metà luce deformabile; peso proprio di metà fascia; carico in sommità del maschio):

$$N_{\text{TFD}} = 18 \cdot (2.00 \cdot 0.25 \cdot (3.50 - 1.438)) + 18 \cdot (3.50 - 2.00) \cdot 0.25 \cdot 1.00 / 2 + 48 = 69.93 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale: $\sigma_0 = 69930 / (2000 \cdot 250) = 0.140 \text{ N/mm}^2$

La resistenza a taglio di progetto è pari a ($5.0 \text{ N/cm}^2 = 0.05 \text{ N/mm}^2$):

$$\tau_{0d} = 0.05 / 1.35 = 0.037 \text{ N/mm}^2$$

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [\text{C8.7.1.16}]$$

Il taglio resistente per fessurazione diagonale assume il seguente valore (§C8.7.1.3.1.1, ponendo:

$$f_{td} = 1.5 \tau_{0dr} = 0.0555 \text{ N/mm}^2$$

$$b = 2876/2000 = 1.44:$$

$$V_{TFD} = 2000 \cdot 250 \cdot (1.5 \cdot 0.037/1.44) \cdot \sqrt{1 + 0.140/(1.5 \cdot 0.037)} = 36168.24 \text{ N} = \mathbf{36.168 \text{ kN}}$$

A questo Taglio corrisponde un Momento che, sempre nell'ipotesi di doppio incastro, vale:

$$M = V H/2 = 36168.24 \cdot 2875 / 2 = 51991846.05 \text{ Nmm} = 51.99 \text{ kNm}$$

Per la verifica a **taglio "a scaletta" muratura regolare** si ha invece (sommando: peso proprio maschio dalla sommità alla sezione di verifica a metà luce deformabile; peso proprio di metà fascia; carico in sommità del maschio):

$$N_{TFD} = 18 \cdot (2.00 \cdot 0.25 \cdot (3.50 - 1.438)) + 18 \cdot (3.50 - 2.00) \cdot 0.25 \cdot 1.00/2 + 48 = 69.93 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale: $\sigma_0 = 69930 / (2000 \cdot 250) = 0.140 \text{ N/mm}^2$

$$f_{v0} = 0.13 \text{ N/mm}^2;$$

$$\mu = 0.577;$$

$\varphi = 1.00$: coefficiente di ingranamento murario;

$$V_t = \frac{1}{b} (f_{v0d} + \mu \sigma_0) = \frac{1}{b} \left(\frac{f_{v0d}}{1 + \mu \varphi} + \frac{\mu}{1 + \mu \varphi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad [\text{C8.7.1.17}]$$

Il taglio resistente diagonale a scaletta assume il seguente valore

$$V_T = (2000 \cdot 250/1.44) \cdot ((0.096/(1 + 0.577 \cdot 1.00)) + ((0.577 \cdot 0.140)/(1 + 0.577 \cdot 1.00))) = 38923 \text{ N} = \mathbf{38.92 \text{ kN}}$$

La resistenza a taglio di progetto è pari a:

$$f_{v0d} = 0.13 / 1.35 = 0.096 \text{ N/mm}^2$$

A questo Taglio corrisponde un Momento che, sempre nell'ipotesi di doppio incastro, vale:

$$M = V H/2 = 368923 \cdot 2875 / 2 = 55952152.91 \text{ Nmm} = 55.95 \text{ kNm}$$

Il meccanismo resistente a taglio per fessurazione diagonale è quindi più sfavorevole rispetto alla pressoflessione complanare ($V_{TFD} < V_{PC}$).

Resta da valutare la resistenza a **taglio per scorrimento**, per verificare se sia inferiore alla resistenza fin qui determinata come minima fra pressoflessione complanare e fessurazione diagonale.

Lo sforzo normale agente alla base del pannello è noto:

$$N = 82880 \text{ N}, \text{ cui corrisponde } \sigma_n = 0.166 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza tensionale per scorrimento è pari a:

$$f_{vd} = f_{vm} / F_C, \text{ dove: } f_{vm} = f_{v0} + 0.4 \sigma_n, \text{ con } f_{v0} = 0.13 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{e quindi: } f_{vd} = (0.13 + 0.4 \cdot 0.166) / 1.35 = 0.145 \text{ N/mm}^2$$

Con l'ipotesi di zona reagente ad andamento delle tensioni lineare, le relazioni che permettono la determinazione del taglio per scorrimento resistente possono essere agevolmente determinate.

La sezione passa da interamente reagente a parzializzata quando l'eccentricità dello sforzo normale supera la soglia di $l/6$: il corrispondente momento si indica con M_0 :

$$e = M_0/N = l/6 \Rightarrow M_0 = Nl/6 = 82880 \cdot 2000/6 = 27626667 \text{ Nmm} = 27.63 \text{ kNm}.$$

Per $M \leq M_0$, V_{Rd} si calcola con sezione interamente reagente:

$$V_{Rd} = l t f_{vd} = 2000 \cdot 250 \cdot 0.145 = 72500 \text{ N}$$

Per valori di $M > M_0$, l' e V_{Rd} sono dati da:

$$l' = 3 (l/2 - e) = 3 (l/2 - M/N) \Rightarrow$$

$$V_{Rd} = l' t \cdot (f_{v0} + 0.4 \cdot N/l't) / F_C = (l' t f_{v0} + 0.4 N) / F_C = [3 (l/2 - M/N) t f_{v0} + 0.4 N] / F_C$$

Per quanto riguarda la sollecitazione di progetto, si ha: $V_{Ed} = 2M/H$

e quindi l'uguaglianza fra sollecitazione e resistenza è fornita dalla relazione:

$$[3 (l/2 - M/N) t f_{v0} + 0.4 N] / F_C = 2M/H$$

la cui soluzione fornisce il momento $M_{TS,Rd}$ corrispondente al taglio resistente per scorrimento.

Con alcuni semplici passaggi, si ottiene:

$$M_{TS,Rd} = (1.5 l t f_{v0} + 0.4 N) / (2 F_C/H + 3 t f_{v0} / N)$$

(in questa formula si deve far attenzione a considerare τ_{0d} non ridotta col fattore di confidenza: F_C è considerato nell'espressione del divisore)

e nel caso in esame risulta:

$$M_{TS,Rd} = (1.5 \cdot 2000 \cdot 250 \cdot 0.13 + 0.4 \cdot 82880) / (2 \cdot 1.35/2875 + 3 \cdot 250 \cdot 0.13/82880) = 61.76 \text{ kNm}$$

cui corrisponde, secondo il legame momento-taglio per schema a doppio incastro, il taglio:

$$V_{TS,Rd} = 2 M_{TS,Rd}/H = 2 \cdot 61.76 \cdot 10^6 / 2875 = 42962.45 \text{ N} = \mathbf{42.96 \text{ kN}}$$

Per riprova: a $M=61.76 \text{ kNm}$ corrisponde l'eccentricità:

$$e = 61.76 \cdot 10^6 / 82880 = 745.17 \text{ mm} > l/6 (=333.33 \text{ mm})$$

e quindi la zona reagente è data da:

$$l' = 3 (l/2 - e) = 3 \cdot (2000/2 - 745.17) = 764.48 \text{ mm}$$

La tensione media sulla zona reagente vale: $\sigma_n = 82880 / (250 \cdot 764.48) = 0.434 \text{ N/mm}^2$

da cui: $f_{vd} = (0.13 + 0.4 \cdot 0.434) / 1.35 = 0.225 \text{ N/mm}^2$

e pertanto la resistenza a scorrimento vale:

$$V = l' t f_{vd} = 764.48 \cdot 250 \cdot 0.225 = 43002 \text{ N, come volevasi dimostrare (a meno di errori di arrotondamento).$$

La resistenza a taglio per scorrimento non è risultata minore delle resistenze in precedenza calcolate a pressoflessione complanare (41.66 kN) e taglio per fessurazione diagonale (36.17 kN): pertanto, il taglio resistente del pannello considerato, corrispondente al meccanismo per fessurazione diagonale, è pari a:

$$V_{Rd} = 36.17 \text{ kN.}$$

La forza massima sostenibile dal singolo maschio è quindi pari a 36.17 kN; essendo nota la rigidezza alla traslazione (46038 N/mm), ad essa corrisponde uno spostamento al limite elastico pari a:

$$\delta_y = 36170 / 46038 = \mathbf{0.79 \text{ mm}}$$

Trattandosi di crisi per taglio, lo spostamento massimo plastico (sotto taglio costante) consentito al pannello è pari a 0.5% dell'altezza del pannello stesso (facendo riferimento all'altezza di interpiano):

$$\delta_u = 0.5\% \cdot 3500 = \mathbf{17.5 \text{ mm}}$$

La curva di capacità complessiva della parete (sistema maschi+telaio) è caratterizzata dai seguenti punti:

Telaio:

$$(\delta_1, F_1) = (8.14, 225.63)$$

$$(\delta_2, F_2) = (20.35, 225.63)$$

Maschi murari ($36.17 \cdot 2 = 72.34 \text{ kN}$):

$$(\delta_1, F_1) = (0.79, 72.34)$$

$$(\delta_2, F_2) = (17.5, 72.34)$$

Composizione del telaio e dei due maschi murari:

$$(\delta_1, F_1) = (0.8, 94.24)$$

$$(\delta_2, F_2) = (8.14, 297.97)$$

$$(\delta_3, F_3) = (17.5, 297.97)$$

dopo il collasso dei maschi murari la curva di capacità presenta uno scalino:

$$(\delta_4, F_4) = (17.5, 225.63)$$

La forza massima sviluppabile dal sistema strutturale allo Stato di Progetto è quindi pari a 297.97 kN, mentre la capacità di spostamento SLC vale 17.5 mm.

La capacità di spostamento al SLV è $\frac{3}{4}$ dello spostamento al SLC = $\frac{3}{4} \cdot 17.5 = 13.125 \text{ mm}$.

Per il confronto con lo **Stato Attuale**, occorre valutare la curva di capacità della parete muraria allo Stato Attuale.

Per quanto riguarda la **pressoflessione complanare**:

Il peso proprio della parete nel suo complesso, vale:

$$N_{pp} = (0.25 \cdot 5.00 \cdot 3.50) \cdot 18 = 78.75 \text{ kN}$$

e quindi al maschio compete, alla base, uno sforzo normale in condizioni sismiche pari a:

$$N_{PC,sismico} = 96 + 78.75 = 174.75 \text{ kN.}$$

A tale sforzo corrisponde la tensione verticale: $\sigma_0 = 174750 / (5000 \cdot 250) = \mathbf{0.140} \text{ N/mm}^2$, valore utilizzato per la verifica a pressoflessione complanare in analisi sismica.

[dal punto di vista dell'analisi statica, lo sforzo normale massimo (combinazione fondamentale) vale:

$$N = 165/2 + 34.88 \cdot 1.3 = 127.84 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale: $\sigma_0 = 127840 / (2000 \cdot 250) = \mathbf{0.256} \text{ N/mm}^2$]

Il momento resistente per **pressoflessione complanare in sommità** è pari a:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_{td}) = (5000^2 \cdot 250 \cdot 0.0768 / 2) \cdot (1 - 0.0768 / (0.85 \cdot 1.926)) = 228.74 \text{ kNm}$$

$$\sigma_0 = 96000 / (5000 \cdot 250) = \mathbf{0.0768} \text{ N/mm}^2$$

cui corrisponde il taglio resistente (nell'ipotesi di doppio incastro):

$$V_{PC} = 2 M_u / H = 2 \cdot 22874 \cdot 10^6 / 3500 = 130708.57 \text{ N} = \mathbf{130.71} \text{ kN}$$

Il momento resistente per **pressoflessione complanare alla base** è pari a:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_{td}) = (5000^2 \cdot 250 \cdot 0.140 / 2) \cdot (1 - 0.140 / (0.85 \cdot 1.926)) = 399.57 \text{ kNm}$$

Il momento globale resistente alla base, con il vincolo degradato a mensola è dato da $228.74 \text{ kNm} + 399.57 \text{ kNm} = \mathbf{628.31} \text{ kNm}$.

cui corrisponde il taglio resistente (vincolo degradato a mensola):

$$V_{PC} = M_u / H = 628.31 \cdot 10^6 / 3500 = 179517.14 \text{ N} = \mathbf{179.52} \text{ kN}$$

Si valuta ora il taglio resistente allo Stato Attuale per **fessurazione diagonale muratura irregolare**.

Lo sforzo normale in mezzeria è pari a:

$$N = 96 + 78.75/2 = 135.38 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale: $\sigma_0 = 135380 / (5000 \cdot 250) = 0.108 \text{ N/mm}^2$

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5 \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [\text{C8.7.1.16}]$$

Taglio resistente per fessurazione diagonale (snellezza: $3500/5000=0.7 \Rightarrow b=1.0$):

$$V_{TFD} = 5000 \cdot 250 \cdot (1.5 \cdot 0.037 / 1.0) \cdot \sqrt{1 + 0.108 / (1.5 \cdot 0.037)} = 133954 \text{ N} = \mathbf{119.26} \text{ kN}$$

Per la verifica a **taglio "a scaletta" muratura regolare** si ha:

$$N = 96 + 78.75/2 = 135.38 \text{ kN}$$

cui corrisponde la tensione verticale: $\sigma_0 = 135380 / (5000 \cdot 250) = 0.108 \text{ N/mm}^2$

$$f_{v0} = 0.13 \text{ N/mm}^2;$$

$$\mu = 0.577;$$

$\Phi = 1$ coefficiente di ingranamento murario;

$$V_t = \frac{l t}{b} (\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu} \sigma_0) = \frac{l t}{b} \left(\frac{f_{v0d}}{1 + \mu \Phi} + \frac{\mu}{1 + \mu \Phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad [\text{C8.7.1.17}]$$

Il taglio resistente diagonale a scaletta assume il seguente valore

$$V_T = (2000 \cdot 250 / 1) \cdot ((0.096 / (1 + 0.577 \cdot 1.00)) + ((0.577 \cdot 0.108) / (1 + 0.577 \cdot 1.00))) = \mathbf{125.86 \text{ kN}}$$

La resistenza a taglio di progetto è pari a:

$$f_{v0d} = 0.13 / 1.35 = 0.096 \text{ N/mm}^2$$

A questo Taglio corrisponde un Momento che, sempre nell'ipotesi di doppio incastro, vale:

$$M = V H / 2 = 368923 \cdot 2875 / 2 = 55952152.91 \text{ Nmm} = 55.95 \text{ kNm}$$

Infine, si valuta il taglio resistente per **scorrimento**, adottando l'ipotesi di andamento delle tensioni lineare.

Il corrispondente momento resistente vale (cfr. p. 4.6.3):

$$\begin{aligned} M_{TS,Rd} &= (1.5 I t f_{v0} + 0.4 N) / (2 F_C / H + 3 t f_{v0} / N) = \\ &= (1.5 \cdot 5000 \cdot 250 \cdot 0.13 + 0.4 \cdot 174750) / (2 \cdot 1.35 / 3500 + 3 \cdot 250 \cdot 0.13 / 174750) = \\ &= 235.94 \text{ kNm, da cui:} \end{aligned}$$

$$V_{TS,Rd} = 2 M_{TS,Rd} / H = 2 \cdot 235.94 \cdot 10^6 / 3500 = 134822.34 \text{ N} = \mathbf{134.82 \text{ kN}}$$

Pertanto, il taglio resistente allo Stato Attuale, determinato dal meccanismo a taglio per fessurazione diagonale, vale:

$$V_{Rd} = 119.26 \text{ kN}$$

$$\text{Spostamento al limite elastico: } \delta_y = 119260 / 130981 = \mathbf{0.91 \text{ mm}}$$

$$\text{Spostamento ultimo: } \delta_u = 0.5\% \cdot 3500 = \mathbf{17.5 \text{ mm}}$$

La curva di capacità allo Stato Attuale è quindi caratterizzata dai due seguenti punti:

$$(\delta_1, F_1) = (0.91, 119.26); (\delta_2, F_2) = (17.5, 119.26).$$

La forza massima sviluppabile dal sistema strutturale allo Stato di Progetto è quindi pari a 119.26 kN, mentre la capacità di spostamento SLC vale 17.5 mm.

La capacità di spostamento al SLV è $\frac{3}{4}$ dello spostamento al SLC = $\frac{3}{4} \cdot 17.5 = 13.125 \text{ mm}$.

Considerazioni finali sulla verifica di sicurezza della parete

Rigidezza:

Stato Attuale: 130981 N/mm,

Stato di Progetto: $2 \cdot 46038 + 27710 = 119786 \text{ N/mm}$

Variazione: **-8.55%**

Forza ultima:

Stato Attuale: 119260 N

Stato di Progetto: 297970 N (+150%)

Capacità di spostamento:

Stato Attuale: 13.12 mm

Stato di Progetto: 13.12 mm (=)

Lo Stato di Progetto è quindi caratterizzato da una variazione di rigidezza non superiore al 15%, da un incremento della forza ultima, e la capacità di spostamento non peggiora: la verifica sismica è quindi soddisfatta (§C8.4.3), qualificando l'intervento come '**Riparazione locale**'.

Verifica Architrave SLE

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 180x2**

luce di calcolo: carichi: $l = 1180 \text{ mm}$ - spostamenti (luce netta): 820 mm

$E = 210 \text{ kN/mm}^2$ - $J = 26340000 \text{ mm}^4$

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

$Q1 = 2.71, q1 = 4.60 \Rightarrow q1u = 1.40, q1t = 3.20$ (triang.: $q1 \Rightarrow (q1t+q1u)$ su luce netta:

$f_{,1} = [(1/120) \cdot q_{,1t} + (5/384) \cdot q_{,1u}] \cdot l^4/EJ = 0.0037$ mm

- da carico distribuito da solaio:

$Q2 = 27.61, q2 = 23.40$ (unif.):

$f_{,2} = (5/384) \cdot q_{,2} \cdot l^4/EJ = 0.0249$ mm

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q4 = 0.44, q4 = 0.38$ (unif.):

$f_{,4} = (5/384) \cdot q_{,4} \cdot l^4/EJ = 0.0004$ mm

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

$f = f1 + f2 + f4 = \mathbf{0.029$ mm = $(1 / 28301) l < (1 / 500) l = 1.64$ mm: **Verifica soddisfatta**

Verifica Architrave SLU

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 180x2**, $f_{yk} = 235.0$ N/mm², $\gamma_{M0} = 1.05$

luce di calcolo: carichi: $l = 1180$ mm - sollecitazioni (luce netta): 820 mm

$E = 210$ kN/mm² - $J = 26340000$ mm⁴

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso $\gamma_G=1.3$):

$Q1 = 3.53, q1 = 5.98 \Rightarrow q1u = 1.82, q1t = 4.15$ (triang.: $q1 \Rightarrow (q1u+q1t)$ su luce netta)

- da carico distribuito da solaio:

$Q2 = 38.94, q2 = 33.00$ (unif.)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q4 = 0.58, q4 = 0.49$ (unif.)

TAGLIO (massima reazione agli appoggi):

$V_{,Ed} = [(33+0.49+1.82) \cdot 0.82 + 4.15 \cdot 0.82/2]/2 = \mathbf{15.33}$

$V_{,Rd} = A_{,v} \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 289.55 \Rightarrow V_{,Ed} < V_{,Rd}$: **Verifica soddisfatta**

con: $A_{,v}$ [(4.2.19) in §4.2.4.1.2] = 2241 mm²

MOMENTO (massimo):

$M_{,Ed}$ (max momento) = $[(33+0.49+1.82) \cdot 0.82^2/8 + 4.15 \cdot 0.82^2/12] = \mathbf{3.20}$

per $x = 0$ mm

($x = 0$: mezzeria dell'architrave)

$M_{,Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 74.48 \Rightarrow M_{,Ed} < M_{,Rd}$ **Verificato**

con: $W = 333$ cm³

(modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: $W = W_{pl,max} = 166x2$ cm³)

C.1.2. SVOLGIMENTO DELL'ESEMPIO CON ACM E CONFRONTI SUI RISULTATI

In questo paragrafo si riporta l'output prodotto dal software ACM per la parete considerata, corredato delle illustrazioni fornite dal software stesso.

L'esempio è consultabile da ACM aprendo il progetto: *Validazione* posto nella cartella: *Acm\Es-Progetti*

In caratteri **evidenziati** sono segnalati i parametri di calcolo più significativi assunti per il confronto di validazione: essi vengono confrontati direttamente con i corrispondenti valori determinati nel p. C.1.1 e qui riportati a lato in **grassetto rosso**.

Per poter effettuare un confronto corretto tra lo svolgimento manuale del calcolo e l'elaborazione con ACM, allo Stato di Progetto viene attribuita alla parete la lunghezza di 5180 mm, anziché 5000 mm. ACM infatti definisce le dimensioni di base dei singoli maschi murari in modo esatto, tenendo conto della dimensione della sezione del profilo. Considerando quindi una luce netta del vano pari a 820 mm, e i due profili dei montanti HEB180, in totale la cerchiatura occupa fisicamente 1180 mm, e per poter considerare due maschi ognuno di 2000 mm, di base occorre fissare una lunghezza di parete complessiva pari a 5180 mm. La fig. C.1.4 rappresenta i dati in ACM.

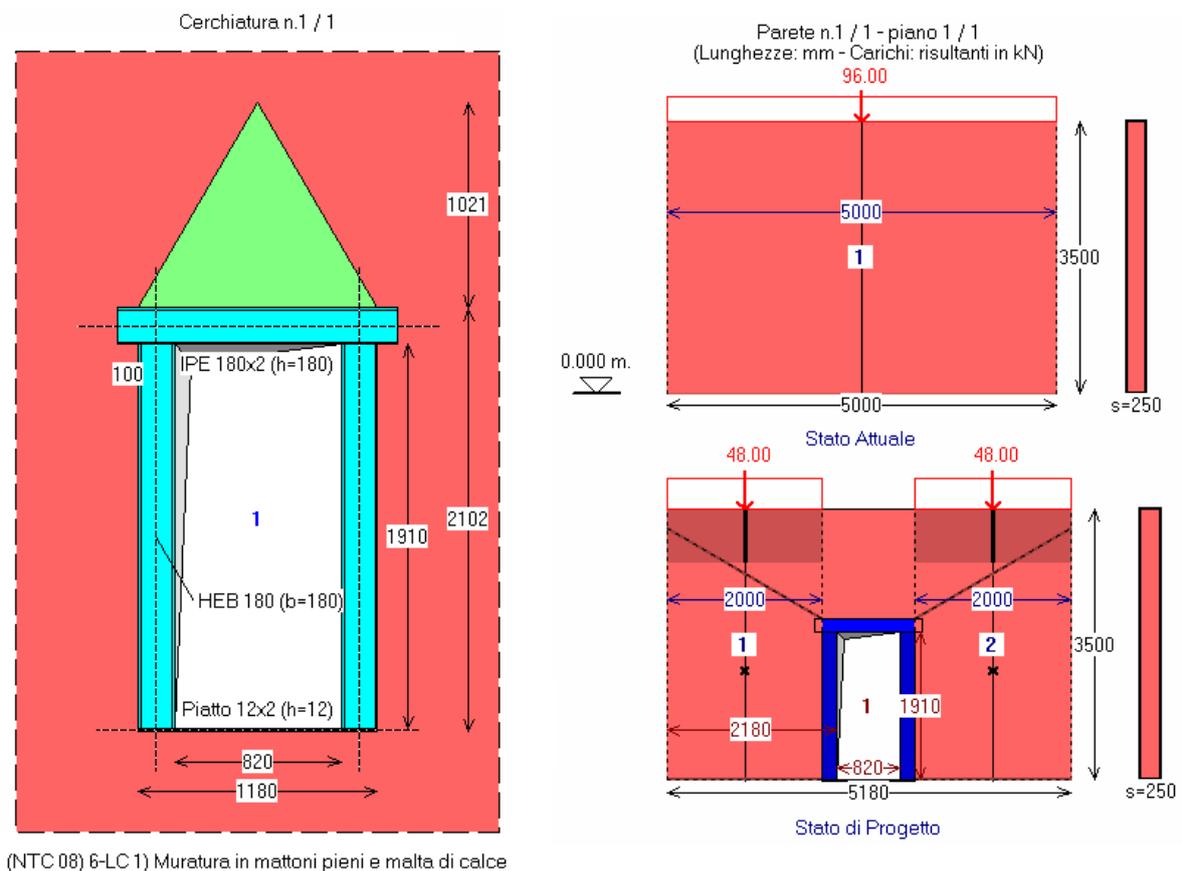


Fig. C.1.4. Esempio per la validazione. Telaio di cerchiatura e parete oggetto di intervento

Si riportano i dati e i risultati così come elaborati da ACM per la Relazione di Calcolo, evidenziando i parametri di confronto con i calcoli manuali, ai fini della validazione. Nei risultati sono stati omessi i calcoli dell'accelerazione al suolo sostenibile in quanto l'intervento è qualificabile come Riparazione Locale e non è necessaria una valutazione di PGA, come invece richiederebbe la tipologia dell'intervento come Miglioramento sismico.

DATI PROGETTO

Numero di Cerchiature : 1
Numero di Pareti : 1
Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 e Circ.7 del 21.1.2019

DATI CERCHIATURA n° 1

GEOMETRIA E VINCOLI [lunghezze in mm], cerchiatura n° 1:

Vano utile B = 820, H = 1910

Muratura eliminata b = 1180, h = 2102

Spessore parete s = 250

Muratura rimossa: vincolo in sommità: Rigido (doppio incastro)

Rigidezza alla traslazione di calcolo della muratura rimossa (componente flessionale) = 12 EJ/h³

M,base = F H / 2.000 - M,somm = F H / 2.000

MURATURA [N/mm²], cerchiatura n° 1:

Tipologia: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm

Modulo di elasticità longitudinale E (N/mm²) = 1500

Modulo di elasticità tangenziale G (N/mm²) = 500

Peso specifico (kN/m³) = 18.00

STRUTTURE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 1:

Tipo di acciaio: S 235

E = 210 000 N/mm²

G = 80 769 N/mm²

ARCHITRAVE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 1:

Sezione Architrave: IPE 180 x 2 - Verso a inerzia massima - Appoggio oltre montante: 100 mm.

MONTANTE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 1:

Sezione Montante: HEB 180 - Verso a inerzia massima

TRAVERSO INFERIORE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 1:

Sezione Traverso inferiore: Piatto 12 x 2

CARICHI applicati sull'architrave, cerchiatura n° 1:

Distribuito q (kN/m):

Combinazione fondamentale (SLU) = 33.00 (include i coefficienti $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$)

Combinazione rara (SLE) = 23.40 (include i coefficienti ψ_0)

Combinazione sismica = 19.20 (include i coefficienti ψ_2)

- posizione del carico q:

posizione verticale h1 (mm) = 0

limite d'influenza (h1 lim.) (mm) = 1022

Concentrato P (kN):

Combinazione fondamentale (SLU) = 0.00 (include i coefficienti $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$)

Combinazione rara (SLE) = 0.00 (include i coefficienti ψ_0)

Combinazione sismica = 0.00 (include i coefficienti ψ_2)

- posizione del carico P:

posizione verticale h2 (mm) = 0

limite d'influenza (h2 lim.) (mm) = 1272

Posizione orizzontale x' (mm) = 0

limite d'influenza (x' lim.) (mm) = +/- 590

Diffusione dei carichi sovrastanti l'architrave (triangolo d'influenza per la muratura e diffusione del carico concentrato): sì

CRITERI di calcolo, cerchiatura n° 1:

Architrave: per verifica di deformabilità (SLE) e di resistenza statica (SLU):

- vincolamento agli estremi: appoggio

- luce di calcolo: corrispondente alla luce netta del vano

- freccia limite: 1 / 500 luce = 820/500 = 1.6 mm.

Opzioni di calcolo:

- influenza deformabilità a taglio per l'acciaio: no

- sempre telaio a portale (il telaio è schematizzato automaticamente a portale)

nel caso di traverso inferiore in acciaio con profilo piatto o UPN): sì

GIUNTI: Sommità, cerchiatura n° 1:

Vincolamento del nodo di sommità: rotazione impedita (shear-type): sì

Zone rigide in sommità: automatiche (mm): arch.: 90 - mont.: 90

Tipologia del giunto: Saldato

Irrigidimenti verticali nella trave: no

Mensole in sommità montante: no

Saldature: sezione di gola (mm): a,f = 6 - a,w = 6

GIUNTI: Base, cerchiatura n° 1:

Rigidezza e Resistenza come giunto di sommità: no

Zone rigide alla base: automatiche (mm): trav.: 90 - mont.: 6

Rigidezza per giunto di base :

- rigido

Resistenza per giunto di base :

- completo ripristino

Momento resistente del montante: $M_{pl,c,Rd}$ (kNm) = 107.74

Giunto di base: in caso di parziale ripristino della resistenza:

cerniera se: $M_{j,Rd} < 0.25 M_{c,Rd} = 26.94$ kNm

DATI PARETE n° 1

STATO ATTUALE parete n° 1

GEOMETRIA E VINCOLI (Stato Attuale) [lunghezze in mm], parete n° 1:

Lunghezza B = 5000

Spessore s = 250

Altezze: iniziale (sx) $H_i = 3500$

finale (dx) $H_f = 3500$

colmo: distanza da sx = 0

altezza = 3500

Direzione : X

Piano della parete (1 = impostata sulle fondazioni): 1

Quota di base Z = 0

MURATURA (Stato Attuale) [N/mm²], parete n° 1:

la descrizione del materiale murario ed i corrispondenti parametri meccanici vengono in seguito specificati per ogni singolo maschio murario.

MASCHI MURARI (Stato Attuale), parete n° 1:

B, H, H_{calc}, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

Vincolo in sommità: coefficiente x di rigidezza alla traslazione (componente flessionale): $K = x \frac{EJ}{h^3}$

P_{somm} (kN) = carico in sommità' del maschio: Comb.fondamentale (SLU), e Comb.sismica (Sism)

f_m, τ_0 , f_{v0}, f_b, μ , ϕ , E, G (N/mm²) = parametri meccanici della muratura

1) B = 5000, H = 3500, S = 250

Vincolo in sommità: rigidezza alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h³

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 0, H_{calc} = 3500

P_{somm} (SLU) = 165.00, P_{somm} (Sism) = 96.00

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti ≤ 13 mm

- peso specifico (kN/m³) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza F,C = 1.350

- resistenza media a compressione f_m = 2.600

- resistenza media a taglio τ_0 = 0.050

- resistenza media a taglio f_{v0} = 0.130

- resistenza a compr. del blocco f_b = 10.000

- coeff.attrito locale giunto μ = 0.577

- coeff. ingranamento ϕ = 1.000

- modulo di elasticità longitudinale E = 1500

- modulo di elasticità tangenziale G = 500

Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00

Criterio di definizione delle zone rigide:

- da diffusione a 30°

In ogni caso, le zone rigide utilizzate nell'analisi, sono quelle definite nei dati dei maschi murari, sopra riportate.

STATO DI PROGETTO parete n° 1

GEOMETRIA E VINCOLI (Stato di Progetto) [lunghezze in mm], parete n° 1:

Lunghezza B = 5180
Spessore s = 250
Altezze: iniziale (sx) Hi = 3500
 finale (dx) Hf = 3500
colmo: distanza da sx = 0
 altezza = 3500

Direzione : X

Piano : 1

Quota di base Z = 0

MURATURA (Stato di Progetto) [N/mm²], parete n° 1:

la descrizione del materiale murario ed i corrispondenti parametri meccanici vengono in seguito specificati per ogni singolo maschio murario.

APERTURE (Stato Attuale), parete n° 1:

d, z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e dell'apertura

B, H (mm) = larghezza e altezza dell'apertura

In caso di verifica della fascia:

- muratura costitutiva, resistenza a trazione dell'elemento teso (ove presente)

1) d = 2180, z = 0; B = 820, H = 1910 - Arch. n°:1

MASCHI MURARI (Stato di Progetto), parete n° 1:

B, H, Hcalc, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

Vincolo in sommità: coefficiente x di rigidità alla traslazione (componente flessionale): $K = x EJ/h^3$

Psomm (kN) = carico in sommità del maschio: Comb.fondamentale (SLU), e Comb.sismica (Sism)

fm, τo, fv0, fb, μ, φ, E, G (N/mm²) = parametri meccanici della muratura

1) B = 2000, H = 3500, S = 250

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h³

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 624, Hcalc = 2876

P,somm (SLU) = 82.50, P,somm (Sism) = 48.00

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti ≤13 mm

- peso specifico (kN/m³) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza F,C = 1.350
- resistenza media a compressione f,m = 2.600
- resistenza media a taglio τ,o = 0.050
- resistenza media a taglio fv,o = 0.130
- resistenza a compr. del blocco fb = 10.000
- coeff.attrito locale giunto μ = 0.577
- coeff. ingranamento φ = 1.000
- modulo di elasticità longitudinale E = 1500
- modulo di elasticità tangenziale G = 500

Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00

2) B = 2000, H = 3500, S = 250

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h³

Zona rigida inf. = 0, Zona rigida sup. = 624, Hcalc = 2876

P,somm (SLU) = 82.50, P,somm (Sism) = 48.00

Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti ≤13 mm

- peso specifico (kN/m³) = 18.00

valori di calcolo per le resistenze ed i moduli di elasticità:

- fattore di confidenza F,C = 1.350
- resistenza media a compressione f,m = 2.600
- resistenza media a taglio τ,o = 0.050
- resistenza media a taglio fv,o = 0.130
- resistenza a compr. del blocco fb = 10.000
- coeff.attrito locale giunto μ = 0.577
- coeff. ingranamento φ = 1.000

- modulo di elasticità longitudinale $E = 1500$
- modulo di elasticità tangenziale $G = 500$
Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00
Assemblaggio rigidezza flessionale per maschi contigui: no

Criterio di definizione delle zone rigide:

- da diffusione a 30°

In ogni caso, le zone rigide utilizzate nell'analisi, sono quelle definite nei dati dei maschi murari, sopra riportate.

CRITERI di calcolo, parete n° 1:

Criteri per classificazione dell'intervento come Riparazione Locale:

Variazioni consentite (%):

Rigidezza: - 15%, + 15%

Resistenza: non deve peggiorare

Capacità di spostamento per SLV: non deve peggiorare

Maschi snelli trascurabili (non reagenti) per $(H/B) > 3$: no

Maschi snelli trascurabili (non reagenti) per B (mm) < 500 : no

Resistenza a taglio per scorrimento calcolata in sommità: no

In presenza di telai di cerchiatura: ignorare curva di capacità oltre massimo spostamento dei maschi murari: sì

Massa Sismica: metà altezza parete: sì

Coeff. parziale di sicurezza per i materiali in Analisi Statica: (γ), $M = 2$

Comportamento dei maschi murari:

- Rigidezza:

Trilineare, con riduzione di E, G pari al 50% dopo la parzializzazione

- Spostamento ultimo: drift su altezza di interpiano (luce del maschio)

Muratura: Resistenze, Fattori di Confidenza:

In Analisi Statica: si applicano i valori in input per ogni singolo maschio murario.

In Analisi Sismica (confronti fra Stato Attuale e Stato di Progetto), si utilizzano:

- Valori delle resistenze, con applicazione di FC , così come definiti in input

SLU) Riduzione della forza non superiore al 20% del massimo

Criterio adottato:

- Prima riduzione del 20% rispetto al massimo assoluto

NORMATIVA di riferimento: D.M.17.1.2018 e Circ.7 del 21.1.2019

RISULTATI ANALISI CERCHIATURA n° 1

VERIFICA DI RIGIDEZZA - cerchiatura n° 1

Variazione tra Stato Attuale e Stato di Progetto

Il confronto tra rigidezza del telaio di cerchiatura e della muratura rimossa viene ignorato ai fini delle verifiche di sicurezza.

La verifica di rigidezza per la parete oggetto di intervento

(consistente nel confronto fra Stato Attuale e Stato di Progetto)

riguarda il comportamento della parete nel suo complesso,

cioè i coefficienti di sicurezza determinati dall'analisi della Parete.

VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) [§4.2.4.2] - cerchiatura n° 1

Sezione dell'architrave (acciaio): **IPE 180x2**

luce di calcolo: carichi: $l = 1180$ mm - spostamenti (luce netta): 820 mm

$E = 210$ kN/mm² - $J = 26340000$ mm⁴

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

$Q1 = 2.71$, $q1 = 4.60 \Rightarrow q1u = 1.40$, $q1t = 3.20$ (triang.: $q1 \Rightarrow (q1t+q1u)$ su luce netta:

$f,1 = [(1/120)*q,1t+(5/384)*q,1u]*l^4/EJ$)

- da carico distribuito da solaio:
 $Q_2 = 27.61$, $q_2 = 23.40$ (unif.: $f,2 = (5/384) \cdot q,2 \cdot l^4/EJ$)
- da carico concentrato:
 contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:
 $Q_4 = 0.44$, $q_4 = 0.38$ (unif.: $f,4 = (5/384) \cdot q,4 \cdot l^4/EJ$)

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

$$f = 0.029 \text{ mm} [0.029 \text{ mm}] = (1 / 28301) l < (1 / 500) l$$

per $x = 0$ mm
 ($x = 0$: mezzeria dell'architrave)

VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 1

Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 180x2, $f_{yk} = 235.0$ N/mm² $\gamma_{M0} = 1.05$
 luce di calcolo: carichi: $l = 1180$ mm - sollecitazioni (luce netta): 820 mm
 $E = 210$ kN/mm² - $J = 26340000$ mm⁴

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso $\gamma_G=1.3$):
 $Q_1 = 3.53$, $q_1 = 5.98 \Rightarrow q_{1u} = 1.82$, $q_{1t} = 4.15$ (triang.: $q_1 \Rightarrow (q_{1u}+q_{1t})$ su luce netta)
- da carico distribuito da solaio:
 $Q_2 = 38.94$, $q_2 = 33.00$ (unif.)
- da carico concentrato:
 contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:
 $Q_4 = 0.58$, $q_4 = 0.49$ (unif.)

TAGLIO (massima reazione agli appoggi) (kN):

$$V_{,Ed} = 15.33 [15.33 \text{ kN}]$$

$$V_{,Rd} = A_{,v} \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 289.55 \Rightarrow V_{,Ed} < V_{,Rd}$$

con: $A_{,v} [(4.2.19) \text{ in } \S 4.2.4.1.2] = 2241$ mm²

MOMENTO (massimo) (kNm):

$$M_{,Ed} \text{ (max momento)} = 3.20 [3.20 \text{ kN}]$$

per $x = 0$ mm
 ($x = 0$: mezzeria dell'architrave)

$$M_{,Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 74.48 \Rightarrow M_{,Ed} < M_{,Rd}$$

con: $W = 333$ cm³
 (modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: $W = W_{pl,max} = 166 \times 2$ cm³)

CURVA DI CAPACITA': Comb. sismica - cerchiatura n° 1

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- luce di calcolo per i carichi: $l = 1180$ mm
 Ai fini dell'analisi sismica del telaio, tutti i contributi di carico verticale agenti sull'architrave sono ricondotti allo schema uniformemente distribuito.
- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:
 $Q_1 = 2.71$, $q_1 = 3.07$ (triang. -> unif.: $q,1 = (4/3) \cdot Q,1/l$)
 - da carico distribuito da solaio:
 $Q_2 = 22.66$, $q_2 = 19.20$ (unif.: $q,2 = Q,2/l$)
 - da carico concentrato:
 contributo nullo: carico non definito
 - da peso proprio architrave:
 $Q_4 = 0.44$, $q_4 = 0.38$ (unif.: $q,4 = Q,4/l$)
- ⇒ Carico uniforme complessivo applicato sull'architrave
 per l'analisi sismica del telaio di cerchiatura: $q_{,sism} = 22.64$ kN/m

CURVA DI COMPORTAMENTO NON LINEARE:

Rigidità elastica (iniziale) = 27709 N/mm

Valori dei punti della curva corrispondenti ai passi dell'analisi:

| Passo | Forza (kN) | Spostamento orizz. (mm) | Tipo di crisi |
|-------|------------|-------------------------|------------------------------------|
| 1 | 0.00 | 0.00 | |
| 2 | 225.87 | 8.15 | Momento in sommità del montante dx |

| | | | |
|---|----------|---------|------------------------------------|
| | [225.63] | [8.14] | |
| 3 | 225.87 | 8.15 | Momento alla base del montante dx |
| | [225.63] | [8.14] | |
| 4 | 225.87 | 8.15 | Momento in sommità del montante sx |
| | [225.63] | [8.14] | |
| 5 | 225.87 | 8.15 | Momento alla base del montante sx |
| | [225.63] | [8.14] | |
| 6 | 225.87 | 20.38 | Spostamento limite del telaio |
| | [225.63] | [20.35] | |

NORMATIVA di riferimento: D.M.17.1.2018 e Circ.7 del 21.1.2019

RISULTATI ANALISI PARETE n° 1

ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 1

[Forze:kN - Tensioni:N/mm²; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

La tensione statica alla base calcolata per la Comb.fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con f_d = tensione di progetto a compressione data da: $f_m/\gamma M/FC$ ($\gamma M=2.00$, FC: definito per il materiale di ogni singola parete)
Si riportano inoltre le tensioni in sommità, mezzeria e base in Comb.sismica confrontate con il valore di $0.85 \cdot f_d$ dove, per analisi statica non lineare: $f_d = f_m/FC$

STATO ATTUALE

| Comb. fondamentale (analisi statica) | | | | | | | Comb. sismica | | | |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|----------------|-------|-------|----------------|----------------|----------------|-------------|
| n. | N,somm | 1.3*Pp | N,base | σ ,base | FC | f_d | σ ,somm | σ ,mezz | σ ,base | 0.85* f_d |
| 1) | 165.00 | 102.38 | 267.38 | 0.214 | 1.350 | 0.963 | 0.077 | 0.108 | 0.140 | 1.637 |
| | | | | [0.214] | | | | | [0.1398] | |

STATO DI PROGETTO

| Comb. fondamentale (analisi statica) | | | | | | | Comb. sismica | | | |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|----------------|-------|-------|----------------|----------------|----------------|-------------|
| n. | N,somm | 1.3*Pp | N,base | σ ,base | FC | f_d | σ ,somm | σ ,mezz | σ ,base | 0.85* f_d |
| 1) | 82.50 | 45.82 | 128.32 | 0.257 | 1.350 | 0.963 | 0.115 | 0.141 | 0.166 | 1.637 |
| 2) | 82.50 | 45.82 | 128.32 | 0.257 | 1.350 | 0.963 | 0.115 | 0.141 | 0.166 | 1.637 |
| | | | | [0.256] | | | | | [0.166] | |

Nel caso di maschi murari affiancati da telai di cerchiatura il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito: la parte corrispondente al maschio e' sostenuta dal maschio stesso, mentre quella corrispondente al telaio viene scaricata sui maschi adiacenti oppure si considera applicata ai soli montanti del telaio secondo quanto specificato in input nei Dati Aperture

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE parete n° 1

MASCHI MURARI

| n. | B | Hcalc | (H/B) | K | Resistenza(kN) | | Press.compl. | Fasce | F,ult. | Spost.(mm) | |
|----|------|-------|-------|--------|-----------------|---------------|-----------------|-------|----------|-------------|---------|
| | (mm) | | | (N/mm) | Taglio diag. | Taglio scorr. | somm./base | | (max) | lim. - ult. | elast. |
| 1) | 5000 | 3500 | 0.70 | 130981 | 119.26/ 125.86 | 134.82 | 130.71/ 179.52 | - | 119.26 | 1.47 | 17.50 |
| | | | | | [119.26/125.86] | [134.82] | [130.71/179.52] | | [119.26] | | [17.50] |

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO parete n° 1

MASCHI MURARI

| n. | B | Hcalc | (H/B) | K | Resistenza(kN) | | Press.compl. | Fasce | F,ult. | Spost.(mm) | |
|----|------|-------|-------|--------|----------------|---------------|---------------|-------|---------|-------------|---------|
| | (mm) | | | (N/mm) | Taglio diag. | Taglio scorr. | somm./base | | (max) | lim. - ult. | elast. |
| 1) | 2000 | 2876 | 1.44 | 46010 | 36.30/ 39.12 | 43.11 | 37.09/ 44.55 | - | 36.30 | 1.29 | 17.50 |
| | | | | | [36.17/38.92] | [42.96] | [31.43/41.66] | | [36.17] | | [17.50] |
| 2) | 2000 | 2876 | 1.44 | 46010 | 36.30/ 39.12 | 43.11 | 37.09/ 44.55 | - | 36.30 | 1.29 | 17.50 |
| | | | | | [36.17/38.92] | [42.96] | [31.43/41.66] | | [36.17] | | [17.50] |

Cerchiature

| n. | B | Hcalc | K | F lim. | Spost.lim. | F ult. | Spost. |
|----|------|-------|---------|-------------|-------------|-----------|-----------|
| | (mm) | | (N/mm) | elast. (kN) | elast. (mm) | ult. (kN) | ult. (mm) |
| 1) | 1180 | 1910 | 27711 | 225.87 | 8.15 | 225.87 | 20.38 |
| | | | [27710] | [225.63] | [8.14] | [225.63] | [20.35] |

• **controllo vincolamento shear-type:**

F,SLU = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU
M',SLU = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita e pari a: $(Fh/4) * [1/(6k+1)]$, con: $k=(J_{arch.}/J_{mont.}) * (h/l)$, h=altezza e l=larghezza del telaio (h,l: in corrispondenza degli assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)
M,Rd = Momento resistente per compressione locale della muratura in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave.
Si ha: $M,Rd = (f_m/FC) * s * b^2 / 2$, con: b = lunghezza da estremo appoggio dell'architrave ad asse del montante, f_m/FC = resistenza di progetto del maschio murario adiacente all'apertura, s = spessore maschio.

| n. | F, SLU (kN) | M', SLU (kNm) | M,Rd (app.) | |
|----|-------------------|---------------------|--------------|--------------|
| | | | sx | dx |
| 1) | 222.41 | 12.03 | 8.69* | 8.69* |

* = momento resistente insufficiente: per garantire il vincolamento shear-type può essere necessario l'irrigidimento dell'architrave con la muratura sovrastante. In alternativa, rimuovere l'ipotesi shear-type nei dati della cerchiatura

COEFFICIENTI DI SICUREZZA parete n° 1

[Rigidezza: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N*m]

| | Attuale | Progetto | Rapporto(C.Sic.) | |
|------------|---------------------------|---------------------------|--------------------------|---|
| Rigid. K) | 130981 [130981] | 119731 [119786] | 0.914 [0.9145] | compreso fra -15% e + 15% (-8.6%) [-8.55%] |
| Resist.F) | 119.26 [119.26] | 298.47 [297.97] | 2.503 [2.498] | (+150.3%) [+149.85%] |
| Spost.SLV) | 13.12 [13.125] | 13.12 [13.125] | 1.000 | (=) |

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidezza
- resistenza
- capacità di spostamento per SLV

Considerazioni sul confronto per la validazione

I risultati evidenziati per il confronto di validazione mostrano ottima corrispondenza con quanto sviluppato nell'esempio di riferimento. Le lievi discordanze, ove presenti, sono da attribuirsi ad arrotondamenti numerici.