



Comune di Vinci  
Provincia di Firenze

**STR.05**

**FASCICOLO DEI CALCOLI**  
**LOTTO 1**

*Ai sensi del D.M. 17 Gennaio 2018 e s.m.i.*

**OGGETTO:**

**Ristrutturazione Villa Reghini per Adeguamento Antincendio**

**COMMITTENTE:**

**Comune di Vinci (FI)**

**CANTIERE:**

Piazza della Pace n.1– 50059 – Comune di Vinci (FI)



Empoli (FI), 2019

**Responsabile Unico del Procedimento**

---

**Dott. Ing. Massimiliano Poli**

---

**DELTA PROJECT**  
*Engineering*

**Dott. Ing. Massimiliano Poli**  
(Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pisa n.2934/A)  
C.F.: PLOMSM81M121046D – P.IVA: 01996080501  
Via Cesare Capoquadri n. 12 – 50053 - Empoli (FI)  
cell: 346/8832802, uff. e fax: 0571/1723182  
email: [massimiliano@deltaproject.it](mailto:massimiliano@deltaproject.it)  
email pec: [massimiliano.poli@ingpec.eu](mailto:massimiliano.poli@ingpec.eu)



## Ristrutturazione Villa Reghini per Adeguamento Antincendio

Committente: Comune di Vinci

Ubicazione: Piazza della Pace, Vinci (FI)

### Fascicolo dei Calcoli Strutturali

#### **Verifiche a SLU e SLV di membrature e collegamenti - info**

Le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato di limite di salvaguardia della vita degli elementi strutturali in acciaio in elevazione sono state condotte prendendo in conto le sollecitazioni derivanti dalle regole di gerarchia delle resistenze.

- Nel caso più generale, le verifiche degli elementi sono condotte col metodo agli stati limite in accordo al D.M. 17-01-18 o secondo Eurocodice 2. Le verifiche, svolte dal software secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione. In fase di verifica è stato differenziato l'elemento trave dall'elemento pilastro.
- La verifica dei collegamenti sia quelli in zona dissipativa sia quelli in zona non dissipativa è stata effettuata utilizzando le applicazioni di calcolo del software di calcolo strutturale.
- Secondo la NTC 2018 è stato rispettato il requisito di impiegare elementi in classe I/II per gli elementi considerati dissipativi.
- Secondo la NTC 2018 è stato rispettato il requisito di garantire un livello di sicurezza per le parti tesi indebolite dalla presenza dei collegamenti bullonati.
- Secondo la NTC 2018 è stato rispettato il requisito di svolgere collegamenti in zone dissipative tali da garantire un ulteriore livelli di sicurezza con sovra resistenza del collegamento maggiore degli elementi collegati.
- Secondo la NTC 2018, sono stati rispettati tutti i requisiti necessari ad una corretta e congrua analisi e verifica delle membrature nell'ottica della progettazione in gerarchia delle resistenza tra gli elementi considerati dissipativi.

Nel seguito sono riportati ed illustrati i criteri di calcolo adottati per lo svolgimento delle verifiche dei collegamenti tra le membrature metalliche.

Unioni con Bulloni: Nei collegamenti con bulloni “non precaricati” si possono impiegare viti delle classi da 4.6 a 10.9. Nel caso specifico è stata utilizzata unicamente la **classe 8.8**

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti, per il rifollamento delle piastre collegate si sono adottati i fattori parziali  $\gamma_M$  indicati in tabella.

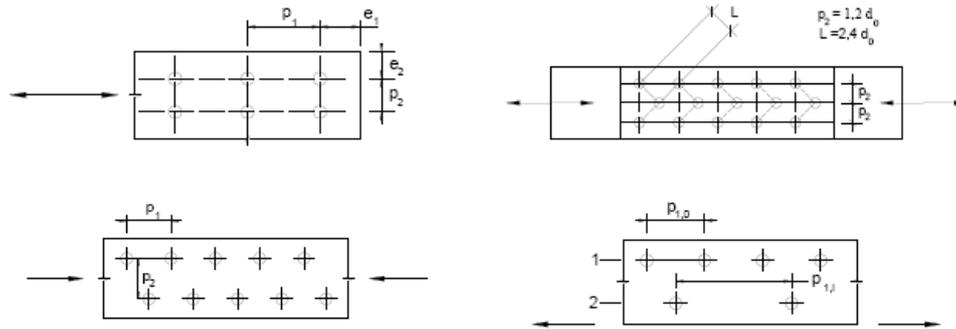
Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza a scorrimento per SLU	
per SLE	
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M5,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

La posizione dei fori per le unioni bullonate deve rispettare le limitazioni presentate nella tabella seguente, che fa riferimento agli schemi di unione riportati in seguito.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
$e_1$	$1,2 d_0$	$4t+40mm$	-	$\max(8t;125mm)$
$e_2$	$1,2 d_0$	$4t+40mm$	-	$\max(8t;125mm)$
$p_1$	$2,2 d_0$	$\min(14t;200mm)$	$\min(14t;200mm)$	$\min(14t;175mm)$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200mm)$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400mm)$	-	-
$p_2$	$2,4 d_0$	$\min(14t;200mm)$	$\min(14t;200mm)$	$\min(14t;175mm)$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se  $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$ ; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a  $0.6 \cdot p_1$ .  
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm.



**Unioni con bulloni soggetti a Taglio e/o a Trazione:** La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni  $F_{v,Rd}$ , per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A / \gamma_{M2} \text{ per bulloni di classe 8.8}$$

$A$  indica l'area nominale del gambo della vite;

$f_{tb}$  indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone.

La resistenza di calcolo a rifollamento  $F_{b,Rd}$  del piatto dell'unione bullonata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} \cdot d \cdot t$$

$d$  → è il diametro nominale del gambo del bullone,

$t$  → è lo spessore della piastra collegata,

$f_{tk}$  → è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha$  →  $\min \{e_p / (3 \cdot d_0); f_{tb} / f_i; 1\}$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha$  →  $\min \{p_i / (3 \cdot d_0) - 0,25; f_{tb} / f_i; 1\}$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k$  →  $\min \{2,8 \cdot e_2 / d_0 - 1,7; 2,5\}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k$  →  $\min \{1,4 \cdot p_2 / d_0 - 1,7; 2,5\}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato, essendo  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $p_1$  e  $p_2$  indicati in precedenza e  $d_0$  il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone,

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione  $F_{t,Rd}$  può essere assunta a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot A_{res} \cdot f_{tb} / \gamma_{M2}$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento. La resistenza a punzonamento del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$$

$d_m$  → è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone;

$t_p$  → è lo spessore del piatto e  $f_{tk}$  è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

La resistenza complessiva della singola unione a taglio è perciò data da  $\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$ , mentre la resistenza della singola unione a trazione è ottenuta come  $\min(B_{p,Rd}; F_{t,Rd})$ .

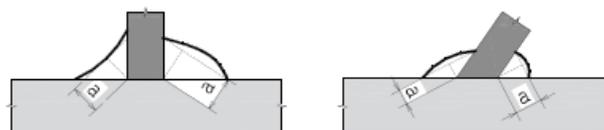
Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la formula di interazione lineare:

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / 1,4 \cdot F_{t,Rd} \leq 1; \text{ con la limitazione } F_{t,Ed} / F_{t,Rd} \leq 1$$

$F_{v,Ed}$  ed  $F_{t,Ed}$  si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione sono state indicate con  $F_{v,Rd}$  ed  $F_{t,Rd}$ .

**Unioni con Saldature a piena Penetrazione:** I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

**Unioni con Saldature a Cordoncini d'Angolo:** La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoncini d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone



La lunghezza di calcolo  $L$  è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose.

Eventuali tensioni  $\sigma'$  agenti nella sezione trasversale del cordone, inteso come parte della sezione resistente della membratura, non devono essere prese in considerazione ai fini della verifica del cordone stesso.

Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti, realizzati in modo non continuo lungo i lembi delle parti da unire, non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione.

Per le verifiche ci siamo riferiti alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata, come indicato nel paragrafo successivo.

Resistenza delle Saldature a Cordoni d'Angolo: Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola.

$\sigma_{\perp}$  → è la tensione normale;

$\tau_{\perp}$  → è la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo;

$\sigma_{\parallel}$  → è la tensione normale (non influenza la resistenza del cordone)

$\tau_{\parallel}$  → è la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo.

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_{yk} / (\beta \gamma_{M2}),$$

$f_{yk}$  → è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati;

$\beta$  → 0,80 per acciaio S235, 0,85 per acciaio S275, 0,90 per acciaio S355, 1,00 per acciaio S420 e S460

In alternativa, detta a l'altezza di gola, si può adottare cautelativamente il criterio semplificato.

Considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, si indicano con  $n_{\perp}$  e con  $t_{\perp}$  la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone.

La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk},$$

$f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica;

$\beta_1$  e  $\beta_2$  sono dati, in funzione del grado di acciaio.

	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

#### Verifica delle connessioni saldate

I collegamenti saldati sono effettuate in officina e sono tutte a completa penetrazione con soluzione a parziale ripristino di resistenza. Si è ipotizzato un sistema di giunzione di seconda classe, senza richieste specifiche sui controlli di saldatura. Secondo le prescrizioni normative la verifica delle saldature a parziale ripristino di resistenza deve essere condotta confrontando che la massima tensione ideale sia inferiore od uguale alla tensione di calcolo opportunamente ridotta di un coefficiente  $\beta$ , che per il caso specifico è  $\beta = 0.85$  in quanto il materiale base delle colonne è S275 (rif. NTC 2018).

Parimenti al confronto richiesto dalla norma è possibile condurre la verifica della sezione da saldare a completa penetrazione e parziale ripristino, verificando che il tasso di impegno tensionale complessivo (riferimento alla tensione ideale calcolata con criteri energetici di Von Mises) sia inferiore al valore limite resistente ridotto del 15% per il caso in questione. Ciò vorrebbe dire che il tasso di impegno tensionale limite passa da 1 a 0.85.

Dall'attento confronto è possibile constatare che il tasso di impegno statico delle membrature è inferiore all'85% del valore limite; pertanto, le verifiche risultano essere tutte soddisfatte.

Stesso ragionamento si può effettuare in merito alle saldature a cordone d'angolo se esse sono eseguite per l'intero sviluppo del perimetro di contatto e con cordoni d'angolo aventi sezione di gola uguale o superiore allo spessore della lamiera da saldare.

## Verifica Allineamenti

### 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° 3

GEOMETRIA E VINCOLI [lunghezze in mm], cerchiatura n° 3:

Vano utile B = 600, H = 2200  
Muratura eliminata b = 800, h = 2400  
Spessore parete s = 350  
Muratura rimossa: vincolo in sommità: Rigido (doppio incastro)  
Rigidezza alla traslazione di calcolo della muratura rimossa (componente flessionale) = 12 EJ/h<sup>3</sup>  
M,base = F H / 2.000 - M,somm = F H / 2.000

MURATURA [N/mm<sup>2</sup>], cerchiatura n° 3:

Tipologia: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
Modulo di elasticità longitudinale E (N/mm<sup>2</sup>) = 1500  
Modulo di elasticità tangenziale G (N/mm<sup>2</sup>) = 500  
Peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 18.00

STRUTTURE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 3:

Tipo di acciaio: S 235  
E = 210 000 N/mm<sup>2</sup>  
G = 80 769 N/mm<sup>2</sup>

ARCHITRAVE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 3:

Sezione Architrave: HEB 100 x 3 - Verso a inerzia massima - Appoggio oltre montante: 200 mm.

MONTANTE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 3:

Sezione Montante: HEB 100 x 3 - Verso a inerzia massima

TRAVERSO INFERIORE IN ACCIAIO, cerchiatura n° 3:

Sezione Traverso inferiore: HEB 100 x 3

CARICHI applicati sull'architrave, cerchiatura n° 3:

Distribuito q (kN/m):

Combinazione fondamentale (SLU) = 17.25 (include i coefficienti  $\gamma_G, \gamma_Q, \psi_0$ )  
Combinazione rara (SLE) = 12.50 (include i coefficienti  $\psi_0$ )  
Combinazione sismica = 12.50 (include i coefficienti  $\psi_2$ )

- posizione del carico q:

posizione verticale h1 (mm) = 0  
limite d'influenza (h1 lim.) (mm) = 693

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  $\psi_0$ )  
Combinazione sismica = 0.00 (include i coefficienti  $\psi_2$ )

- posizione del carico P:

posizione verticale h2 (mm) = 0  
limite d'influenza (h2 lim.) (mm) = 943  
Posizione orizzontale x' (mm) = 0  
limite d'influenza (x' lim.) (mm) = +/- 400

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

CRITERI di calcolo, cerchiatura n° 3:

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

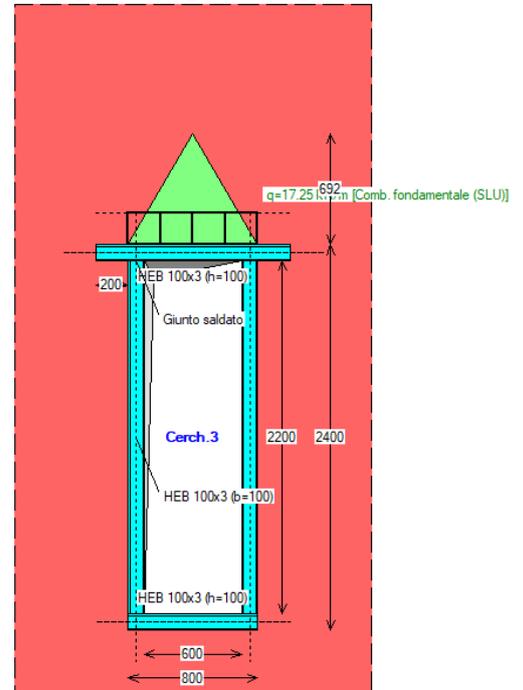
- vincolamento agli estremi: appoggio
- luce di calcolo: corrispondente alla luce netta del vano
- freccia limite: 1 / 500 luce = 600/500 = 1.2 mm.

Opzioni di calcolo:

- influenza deformabilità a taglio per l'acciaio: sì
- sempre telaio a portale (il telaio è schematizzato automaticamente a portale nel caso di traverso inferiore in acciaio con profilo piatto o UPN): no

GIUNTI: Sommità, cerchiatura n° 3:

Vincolamento del nodo di sommità: rotazione impedita (shear-type): sì  
Zone rigide in sommità: automatiche (mm): arch.: 50 - mont.: 50  
Tipologia del giunto: Saldato  
Irrigidimenti verticali nella trave: no  
Mensole in sommità montante: no



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

Saldature: sezione di gola (mm): a,f = 6 - a,w = 4

GIUNTI: Base, cerchiatura n° 3:

Rigidezza e Resistenza come giunto di sommità: sì

Zone rigide alla base: automatiche (mm): trav.: 50 - mont.: 50

Rigidezza per giunto di base (per singolo montante):

- rigido

Resistenza per giunto di base (per singolo montante):

- completo ripristino

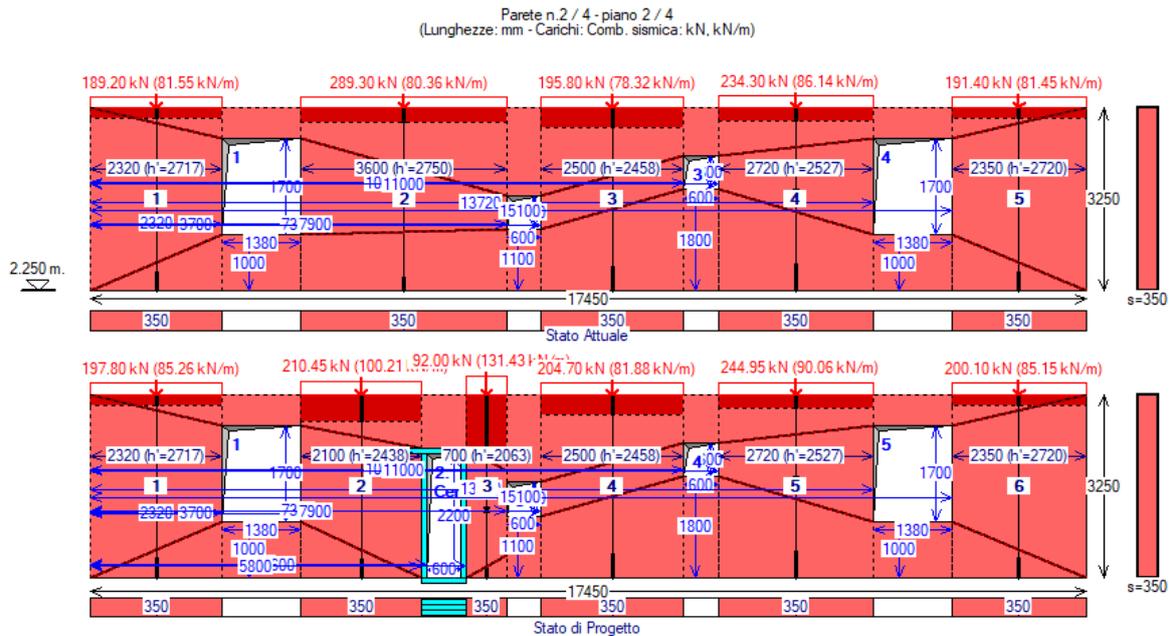
Momento resistente di 1 montante:  $M_{pl,c,Rd}$  (kNm) = 23.32

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

cerniera se:  $M_{j,Rd} < 0.25 M_{c,Rd} = 5.83$  kNm

## DATI PARETE n° 2

### STATO ATTUALE parete n° 2



### GEOMETRIA E VINCOLI (Stato Attuale) [lunghezze in mm], parete n° 2:

Lunghezza  $B = 17450$

Spessore  $s = 350$

Altezze: iniziale (sx)  $H_i = 3250$

finale (dx)  $H_f = 3250$

colmo: distanza da sx = 0

altezza = 3250

Direzione : X

Piano della parete (1 = impostata sulle fondazioni): 2

Quota di base  $Z = 2250$

### MURATURA (Stato Attuale) [N/mm<sup>2</sup>], parete n° 2:

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

### APERTURE (Stato Attuale), parete n° 2:

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 = 2320, z = 1000; B = 1380, H = 1700

2) d = 7300, z = 1100; B = 600, H = 600

3) d = 10400, z = 1800; B = 600, H = 600

4) d = 13720, z = 1000; B = 1380, H = 1700

### NICCHIE (Stato Attuale), parete n° 2:

d, z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e della nicchia

B, H (mm) = larghezza e altezza della nicchia

rientr. (mm) = rientranza della nicchia ( $\leq$  spessore murario)

### MASCHI MURARI (Stato Attuale), parete n° 2:

B, H, H<sub>calc</sub>, s (mm) = larghezza, altezza, altezza di calcolo e spessore

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

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

f<sub>m</sub>,  $\sigma$ , f<sub>v0</sub>, f<sub>b</sub>,  $\mu$ ,  $\phi$ , E, G (N/mm<sup>2</sup>) = parametri meccanici della muratura

1) B = 2320, H = 3250, S = 350

Vincolo in sommità: rigidezza alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>

Zona rigida inf. = 344, Zona rigida sup. = 189, H<sub>calc</sub> = 2717

- P,somm (SLU) = 258.00, P,somm (Sism) = 189.20  
 Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
 - peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 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  $\tau_o$  = 0.050  
 - resistenza media a taglio f<sub>v,o</sub> = 0.130  
 - resistenza a compr. del blocco f<sub>b</sub> = 10.000  
 - coeff.attrito locale giunto  $\mu$  = 0.577  
 - coeff. ingranamento  $\phi$  = 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 = 3600, H = 3250, S = 350  
 Vincolo in sommità: rigidezza alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>  
 Zona rigida inf. = 250, Zona rigida sup. = 250, Hcalc = 2750  
 P,somm (SLU) = 394.50, P,somm (Sism) = 289.30  
 Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
 - peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 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  $\tau_o$  = 0.050  
 - resistenza media a taglio f<sub>v,o</sub> = 0.130  
 - resistenza a compr. del blocco f<sub>b</sub> = 10.000  
 - coeff.attrito locale giunto  $\mu$  = 0.577  
 - coeff. ingranamento  $\phi$  = 1.000  
 - modulo di elasticità longitudinale E = 1500  
 - modulo di elasticità tangenziale G = 500  
 Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00
- 3) B = 2500, H = 3250, S = 350  
 Vincolo in sommità: rigidezza alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>  
 Zona rigida inf. = 433, Zona rigida sup. = 359, Hcalc = 2458  
 P,somm (SLU) = 267.00, P,somm (Sism) = 195.80  
 Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
 - peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 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  $\tau_o$  = 0.050  
 - resistenza media a taglio f<sub>v,o</sub> = 0.130  
 - resistenza a compr. del blocco f<sub>b</sub> = 10.000  
 - coeff.attrito locale giunto  $\mu$  = 0.577  
 - coeff. ingranamento  $\phi$  = 1.000  
 - modulo di elasticità longitudinale E = 1500  
 - modulo di elasticità tangenziale G = 500  
 Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00
- 4) B = 2720, H = 3250, S = 350  
 Vincolo in sommità: rigidezza alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>  
 Zona rigida inf. = 482, Zona rigida sup. = 241, Hcalc = 2527  
 P,somm (SLU) = 319.50, P,somm (Sism) = 234.30  
 Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
 - peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 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  $\tau_o$  = 0.050  
 - resistenza media a taglio f<sub>v,o</sub> = 0.130  
 - resistenza a compr. del blocco f<sub>b</sub> = 10.000  
 - coeff.attrito locale giunto  $\mu$  = 0.577  
 - coeff. ingranamento  $\phi$  = 1.000  
 - modulo di elasticità longitudinale E = 1500  
 - modulo di elasticità tangenziale G = 500  
 Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00
- 5) B = 2350, H = 3250, S = 350  
 Vincolo in sommità: rigidezza alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>  
 Zona rigida inf. = 342, Zona rigida sup. = 188, Hcalc = 2720  
 P,somm (SLU) = 261.00, P,somm (Sism) = 191.40  
 Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
 - peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 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  $\tau_o$  = 0.050  
 - resistenza media a taglio f<sub>v,o</sub> = 0.130  
 - resistenza a compr. del blocco f<sub>b</sub> = 10.000  
 - coeff.attrito locale giunto  $\mu$  = 0.577  
 - coeff. ingranamento  $\phi$  = 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: sì

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° 2

GEOMETRIA E VINCOLI (Stato di Progetto) [lunghezze in mm], parete n° 2:

Lunghezza B = 17450  
 Spessore s = 350  
 Altezze: iniziale (sx) Hi = 3250  
 finale (dx) Hf = 3250  
 colmo: distanza da sx = 0  
 altezza = 3250

Direzione : X

Piano : 2

Quota di base Z = 2250

MURATURA (Stato di Progetto) [N/mm<sup>2</sup>], parete n° 2:

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

APERTURE (Stato Attuale), parete n° 2:

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 = 2320, z = 1000; B = 1380, H = 1700

2) d = 5900, z = 0; B = 600, H = 2200 - Arch. n°:3

3) d = 7300, z = 1100; B = 600, H = 600

4) d = 10400, z = 1800; B = 600, H = 600

5) d = 13720, z = 1000; B = 1380, H = 1700

NICCHIE (Stato Attuale), parete n° 2:

d, z (mm) = distanza tra bordi sinistri e inferiori della parete e della nicchia

B, H (mm) = larghezza e altezza della nicchia

rientr. (mm) = rientranza della nicchia (&lt;=spessore murario)

MASCHI MURARI (Stato di Progetto), parete n° 2:

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/mm<sup>2</sup>) = parametri meccanici della muratura

1) B = 2320, H = 3250, S = 350

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>

Zona rigida inf. = 344, Zona rigida sup. = 189, Hcalc = 2717

P,somm (SLU) = 258.00, P,somm (Sism) = 197.80

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

- peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 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.atrito 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 = 2100, H = 3250, S = 350

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>

Zona rigida inf. = 325, Zona rigida sup. = 487, Hcalc = 2438

P,somm (SLU) = 274.50, P,somm (Sism) = 210.45

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

- peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 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.atrito 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

3) B = 700, H = 3250, S = 350

Vincolo in sommità: rigidità alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>

Zona rigida inf. = 177, Zona rigida sup. = 1010, Hcalc = 2063

P,somm (SLU) = 120.00, P,somm (Sism) = 92.00

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

- peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 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  $f_b = 10.000$   
 - coeff. attrito locale giunto  $\mu = 0.577$   
 - coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$   
 - modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500$   
 - modulo di elasticità tangenziale  $G = 500$   
 Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00
- 4)  $B = 2500$ ,  $H = 3250$ ,  $S = 350$   
 Vincolo in sommità: rigidezza alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>  
 Zona rigida inf. = 433, Zona rigida sup. = 359, Hcalc = 2458  
 P,somm (SLU) = 267.00, P,somm (Sism) = 204.70  
 Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
 - peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 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  $\tau,o = 0.050$   
 - resistenza media a taglio  $f_v,o = 0.130$   
 - resistenza a compr. del blocco  $f_b = 10.000$   
 - coeff. attrito locale giunto  $\mu = 0.577$   
 - coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$   
 - modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500$   
 - modulo di elasticità tangenziale  $G = 500$   
 Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00
- 5)  $B = 2720$ ,  $H = 3250$ ,  $S = 350$   
 Vincolo in sommità: rigidezza alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>  
 Zona rigida inf. = 482, Zona rigida sup. = 241, Hcalc = 2527  
 P,somm (SLU) = 319.50, P,somm (Sism) = 244.95  
 Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
 - peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 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  $\tau,o = 0.050$   
 - resistenza media a taglio  $f_v,o = 0.130$   
 - resistenza a compr. del blocco  $f_b = 10.000$   
 - coeff. attrito locale giunto  $\mu = 0.577$   
 - coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$   
 - modulo di elasticità longitudinale  $E = 1500$   
 - modulo di elasticità tangenziale  $G = 500$   
 Drift Taglio (d/H %) = 0.50, Drift PressoFlessione = 1.00
- 6)  $B = 2350$ ,  $H = 3250$ ,  $S = 350$   
 Vincolo in sommità: rigidezza alla traslazione K (componente flessionale) = 12.00 EJ/h<sup>3</sup>  
 Zona rigida inf. = 342, Zona rigida sup. = 188, Hcalc = 2720  
 P,somm (SLU) = 261.00, P,somm (Sism) = 200.10  
 Muratura: (NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti <=13 mm  
 - peso specifico (kN/m<sup>3</sup>) = 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  $\tau,o = 0.050$   
 - resistenza media a taglio  $f_v,o = 0.130$   
 - resistenza a compr. del blocco  $f_b = 10.000$   
 - coeff. attrito locale giunto  $\mu = 0.577$   
 - coeff. ingranamento  $\phi = 1.000$   
 - 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: sì

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° 2:

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

Capacità di spostamento per SLD: non deve peggiorare

Maschi snelli trascurabili (non reagenti) per  $(H/B) > 3$ : sì

Maschi snelli trascurabili (non reagenti) per  $B$  (mm) < 500: sì

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:  $(\gamma)_M = 2.7$

Comportamento dei maschi murari:

- Rigidezza:

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

- Spostamento ultimo:

Deformazione angolare (drift) calcolata sull'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

- SLU: ultimo punto effettivamente calcolato prima della riduzione della forza pari al 20% del massimo

---

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

---

**RISULTATI ANALISI CERCHIATURA n° 3**

---

**VERIFICA DI RIGIDEZZA** - cerchiatura n° 3

Variatione 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° 3

Sezione dell'architrave (acciaio): **HEB 100x3**

luce di calcolo: carichi: l = 800 mm - spostamenti (luce netta): 600 mm

E = 210 kN/mm<sup>2</sup> - J = 13500000 mm<sup>4</sup>

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

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

Q1 = 1.75, q1 = 4.37 ⇒ q1u = 1.09, q1t = 3.27 (triang.: q1 ⇒ (q1t+q1u) su luce netta:

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

- da carico distribuito da solaio:

Q2 = 10.00, q2 = 12.50 (unif.: f<sub>,2</sub> = (5/384)\*q<sub>,2</sub>\*l<sup>4</sup>/EJ)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

Q4 = 0.49, q4 = 0.61 (unif.: f<sub>,4</sub> = (5/384)\*q<sub>,4</sub>\*l<sup>4</sup>/EJ)

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

f = 0.010 mm = (1 / 61844) l < (1 / 500) l

per x = 0 mm

(x = 0: mezzeria dell'architrave)

**VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU)** - cerchiatura n° 3

Sezione dell'architrave (acciaio): **HEB 100x3**, f<sub>yk</sub> = 235.0 N/mm<sup>2</sup> γ<sub>M0</sub> = 1.05

luce di calcolo: carichi: l = 800 mm - sollecitazioni (luce netta): 600 mm

E = 210 kN/mm<sup>2</sup> - J = 13500000 mm<sup>4</sup>

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

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso γ<sub>G</sub>=1.3):

Q1 = 2.27, q1 = 5.68 ⇒ q1u = 1.42, q1t = 4.26 (triang.: q1 ⇒ (q1u+q1t) su luce netta)

- da carico distribuito da solaio:

Q2 = 13.80, q2 = 17.25 (unif.)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

Q4 = 0.64, q4 = 0.80 (unif.)

TAGLIO (massima reazione agli appoggi) (kN):

V<sub>,Ed</sub> = **6.48**

V<sub>,Rd</sub> = A<sub>v</sub> \* f<sub>yk</sub> / (√3 \* γ<sub>M0</sub>) = 348.88 ⇒ V<sub>,Ed</sub> < V<sub>,Rd</sub>

con: A<sub>v</sub> [(4.2.19) in §4.2.4.1.2] = 2700 mm<sup>2</sup>

MOMENTO (massimo) (kNm):

M<sub>,Ed</sub> (max momento) = **1.00**

per x = 0 mm

(x = 0: mezzeria dell'architrave)

M<sub>,Rd</sub> = W \* f<sub>yk</sub> / γ<sub>M0</sub> = 69.96 ⇒ M<sub>,Ed</sub> < M<sub>,Rd</sub>

con: W = 313 cm<sup>3</sup>

(modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: W = W<sub>pl,max</sub> = 104x3 cm<sup>3</sup>)

**CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI** - cerchiatura n° 3

**GIUNTO SALDATO SENZA IRRIGIDIMENTI**

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

• **Comp. 19: saldatura montante-ala della trave**

Lunghezza cordoni: ali L1 = 88.00 mm  
 ali L2\*2 = 46.00 mm  
 anima L3 = 48.00 mm

Il momento resistente viene fornito dai cordoni d'ala L1 e L2.

Altezza baricentrica fra cordoni L1 = 106.00 mm

L2 = 74.00 mm

Modulo di resistenza a flessione W = 76392 mm<sup>3</sup>

Fattore di correlazione per saldature a cordone d'angolo  $\beta, W = 0.80$

Resistenza dei cordoni a tensione normale fwd = 360 N/mm<sup>2</sup>

Momento resistente di progetto **MRd,19 = 27.50 kNm**

Coefficiente di rigidità **K,19 = ∞**

**Classificazione del giunto:**

• Classificazione in base alla resistenza:

**Momento resistente del giunto Mj,Rd = 27.50 kNm**

La resistenza è governata dalla componente 19

(saldatura montante-piastra)

Momento resistente del montante Mpl,Rd = 23.32 kNm

**Giunto a completo ripristino di resistenza:** Mj,Rd > Mpl,Rd

[per la sovraresistenza dovrebbe essere: Mj,Rd >= 1.1\*1.25\*Mpl,Rd = 32.07 kNm]

• Classificazione in base alla rigidità:

Rigidità del giunto Sj,ini = ∞

**Giunto rigido**

**Resistenza a taglio:**

• Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)

Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.

Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura fVW,d = 207.846

Resistenza a taglio dei cordoni d'anima VRd = 79.81 kN

• Resistenza a taglio del giunto:

**Taglio resistente Vj,Rd = 79.81 kN**

**CURVA DI CAPACITA': Comb. sismica - cerchiatura n° 3**

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

luce di calcolo per i carichi: l = 800 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:

Q1 = 1.75, q1 = 2.91 (triang. -> unif.: q,1 = (4/3)\*Q,1/l)

- da carico distribuito da solaio:

Q2 = 10.00, q2 = 12.50 (unif.: q,2 = Q,2/l)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

Q4 = 0.49, q4 = 0.61 (unif.: q,4 = Q,4/l)

⇒ Carico uniforme complessivo applicato sull'architrave

per l'analisi sismica del telaio di cerchiatura: q,sism = 16.02 kN/m

**CURVA DI COMPORTAMENTO NON LINEARE:**

Rigidità elastica (iniziale) = 5405 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	121.46	22.47	Momento in sommità del montante dx
3	121.46	22.47	Momento in sommità del montante sx
4	127.24	26.66	Momento alla base del montante dx
5	127.24	26.66	Momento alla base del montante sx
6	127.24	66.65	Spostamento massimo consentito

**RISULTATI ANALISI PARETE n° 2**

**ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 2**

[Forze:kN - Tensioni:N/mm<sup>2</sup>; 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 fd = tensione di progetto a compressione

data da: fm/γM/FC (γM=2.70, FC: definito per il materiale di ogni singola parete

Si riportano inoltre le tensioni in sommità, mezzaria e base in Comb.sismica

**STATO ATTUALE**

n.	Comb. fondamentale (analisi statica)					Comb. sismica			
	N,somm	1.3*Pp	N,base	σ,base	FC	fd	σ,somm	σ,mezz	σ,base
1)	258.00	64.86	316.32	0.390	1.350	0.713	0.239	0.264	0.288
2)	394.50	102.74	497.24	0.389	1.350	0.713	0.238	0.263	0.288
3)	267.00	72.44	339.44	0.378	1.350	0.713	0.235	0.258	0.280
4)	319.50	77.60	397.10	0.406	1.350	0.713	0.255	0.277	0.300
5)	261.00	65.66	326.66	0.389	1.350	0.713	0.239	0.263	0.288

**STATO DI PROGETTO**

n.	Comb. fondamentale (analisi statica)					Comb. sismica			
	N,somm	1.3*Pp	N,base	σ,base	FC	fd	σ,somm	σ,mezz	σ,base
1)	258.00	64.86	316.32	0.390	1.350	0.713	0.250	0.274	0.299
2)	274.50	62.12	331.03	0.450	1.350	0.713	0.302	0.324	0.345
3)	120.00	25.55	144.54	0.590	1.350	0.713	0.415	0.434	0.453
4)	267.00	72.44	330.57	0.378	1.350	0.713	0.246	0.268	0.290
5)	319.50	77.60	386.35	0.406	1.350	0.713	0.266	0.289	0.311
6)	261.00	65.66	320.08	0.389	1.350	0.713	0.250	0.274	0.299

Per i maschi murari reagenti affiancati da telai di cerchiatura la tensione statica viene calcolata, a favore di sicurezza, supponendo che il carico verticale agente in sommità della parete in corrispondenza del maschio venga sostenuto dal maschio stesso, prescindendo dalla collaborazione con il telaio di cerchiatura.

**ANALISI SISMICA STATO ATTUALE** parete n° 2

**MASCHI MURARI**

n.	B (mm)	Hcalc (mm)	(H/B)	K (N/mm)	Resistenza(kN)		Press.compl. somm./base	Fasce	F,ult. (max)	Spost. (mm)	
					Taglio diag. irreg./reg.	Taglio scorr.				lim. elast.	ult.
1)	2320	2717	1.17	90171	92.36/109.26	117.62	141.69/153.18	-	92.36	1.43	16.25
2)	3600	2750	0.76	164293	167.64/198.22	209.24	335.90/363.60	-	167.64	1.24	16.25
3)	2500	2458	0.98	116948	115.40/135.88	131.91	179.40/192.90	-	115.40	1.38	16.25
4)	2720	2527	0.93	126643	129.48/154.75	153.53	220.39/235.79	-	129.48	1.36	16.25
5)	2350	2720	1.16	91825	94.61/111.90	119.56	145.04/156.84	-	94.61	1.44	16.25

**ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO** parete n° 2

**MASCHI MURARI**

n.	B (mm)	Hcalc (mm)	(H/B)	K (N/mm)	Resistenza(kN)		Press.compl. somm./base	Fasce	F,ult. (max)	Spost. (mm)	
					Taglio diag. irreg./reg.	Taglio scorr.				lim. elast.	ult.
1)	2320	2717	1.17	90171	93.87/111.95	120.81	146.84/158.11	-	93.87	1.44	16.25
2)	2100	2438	1.16	91397	91.88/113.61	122.13	155.76/164.16	-	91.88	1.31	16.25
3)	700	2063	2.95	14500	26.94/35.91	25.77	25.77/26.50	-	25.77	2.76	16.25
4)	2500	2458	0.98	116948	117.26/139.14	135.26	185.80/199.04	-	117.26	1.38	16.25
5)	2720	2527	0.93	126643	131.63/158.65	157.46	228.21/243.30	-	131.63	1.36	16.25
6)	2350	2720	1.16	91825	96.16/114.65	122.79	150.31/161.88	-	96.16	1.45	16.25

**Cerchiature**

n.	B (mm)	Hcalc (mm)	K (N/mm)	F lim. elast. (kN)		Spost. lim. elast. (mm)	
				F	ult.	lim.	ult.
2)	800	2200	5405	121.46	127.24	22.47	66.65

**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:  $M,Rd = (fm/FC) * s * b^2 / 2$ , con: b = lunghezza da estremo appoggio dell'architrave ad asse del montante, fm/FC = resistenza di progetto del maschio murario adiacente all'apertura, s = spessore maschio.

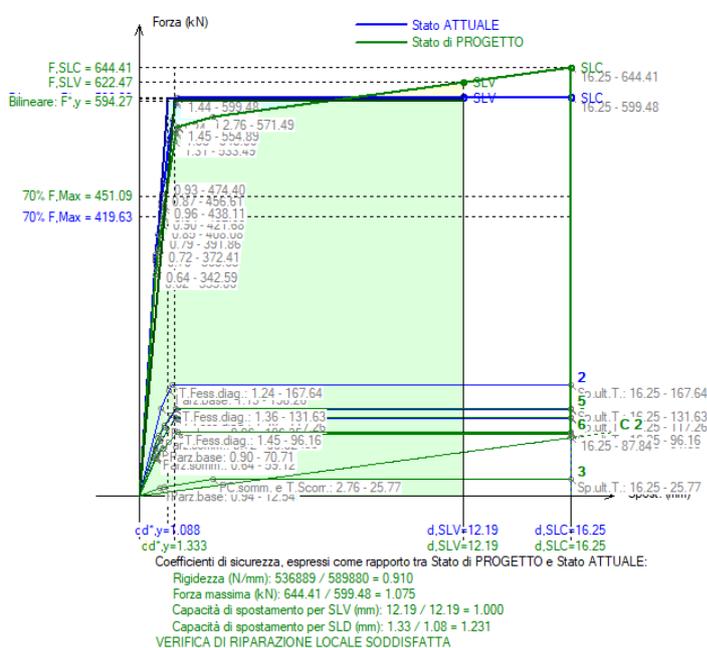
n.	F, SLU (kN)	M', SLU (kNm)	M,Rd (app.) sx	dx
2)	65.89	1.83	21.06	21.06

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA** parete n° 2

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

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rigid. K)	589880	536889	0.910	compreso fra -15% e + 15% (-9.0%)
Resist.F)	599.48	644.41	1.075	(+7.5%)
Spost.SLV)	12.19	12.19	1.000	(=)

Curva di capacità Parete n° 2 (di 4)



Spost.SLD) 1.08 1.33 **1.231** (+23.1%)

**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
- capacità di spostamento per SLD

*Il tecnico*  
**(Dott. Ing. Massimiliano Poli)**