

Ing. GALILEO INNOCENTI

VIA DELLA PROVVIDENZA 36 - 51100 PISTOIA

c.f. NNC GLL 80T23 D612 V - p.i. 01622000477

Ordine Ing. Provincia di Prato n.656, sezione A

tel./fax 0573/977172 - cell. 320/8442245 - email: galileo.innocenti@ingpec.eu

INTERVENTO LOCALE IN EDIFICIO UBICATO NEL COMUNE DI MARLIANA (PT)
VIA PROVINCIALE 17 PISTOIA - FEMMINAMORTA, FRAZIONE DI MONTAGNANA

PROGETTO STRUTTURALE AI SENSI

D.P.R. 380/01 ARTT. 65,93,94 E L.R. 1/05 ART. 105 TER

OGGETTO :

FASCICOLO UNICO:

- RELAZIONE TECNICA GENERALE
- RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI
- RELAZIONE DI CALCOLO
- FASCICOLO DEI CALCOLI
- PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

ALLEGATI

A3 - A4 - A8 - A9 - A13

DATA EMISSIONE : 01/04/2014

· Committente

COMUNE DI MARLIANA

via della Chiesa 5

51010 Marliana (PT)

· Progettista opere strutturali

ING. GALILEO INNOCENTI

Via Della Provvidenza 36, 51100 Pistoia

c.f. NNC GLL 80T23 D612V

p.i. 01622000477

· DD.LL. opere strutturali

ING. FRANCESCA NOBILI

Ufficio Gestione del Patrimonio

e del Territorio - Lavori Pubblici

del Comune di Marliana

via della Chiesa 5, 51010 Marliana (PT)

INDICE

A3 RELAZIONE TECNICA GENERALE	1
A4 RELAZIONE MATERIALI IMPIEGATI	5
A8 RELAZIONE DI CALCOLO	6
A8.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
A8.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE	6
A8.2.1 MODELLO DI CALCOLO	6
A8.2.2 ANALISI DEI CARICHI	15
A8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA	16
A9 FASCICOLO DEI CALCOLI	17
A13 PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE	27

A3 RELAZIONE TECNICA GENERALE

La presente relazione di calcolo riguarda un intervento locale eseguito al piano terra (seminterrato) di una unità immobiliare, con struttura in muratura portante, ubicata lungo la via Provinciale 17 Pistoia-Femminamorta in località Montagnana nel Comune di Marliana (PT).

L'edificio in esame si sviluppa su un piano terra (seminterrato), un piano primo ed un piano sottotetto accessibile per sola manutenzione.

L'edificio è stato realizzato, almeno per quanto riguarda la parete oggetto di intervento, in muratura di cantoni di cemento (percentuale di foratura tra 45% e 65%). I solai sono di tipo bausta.

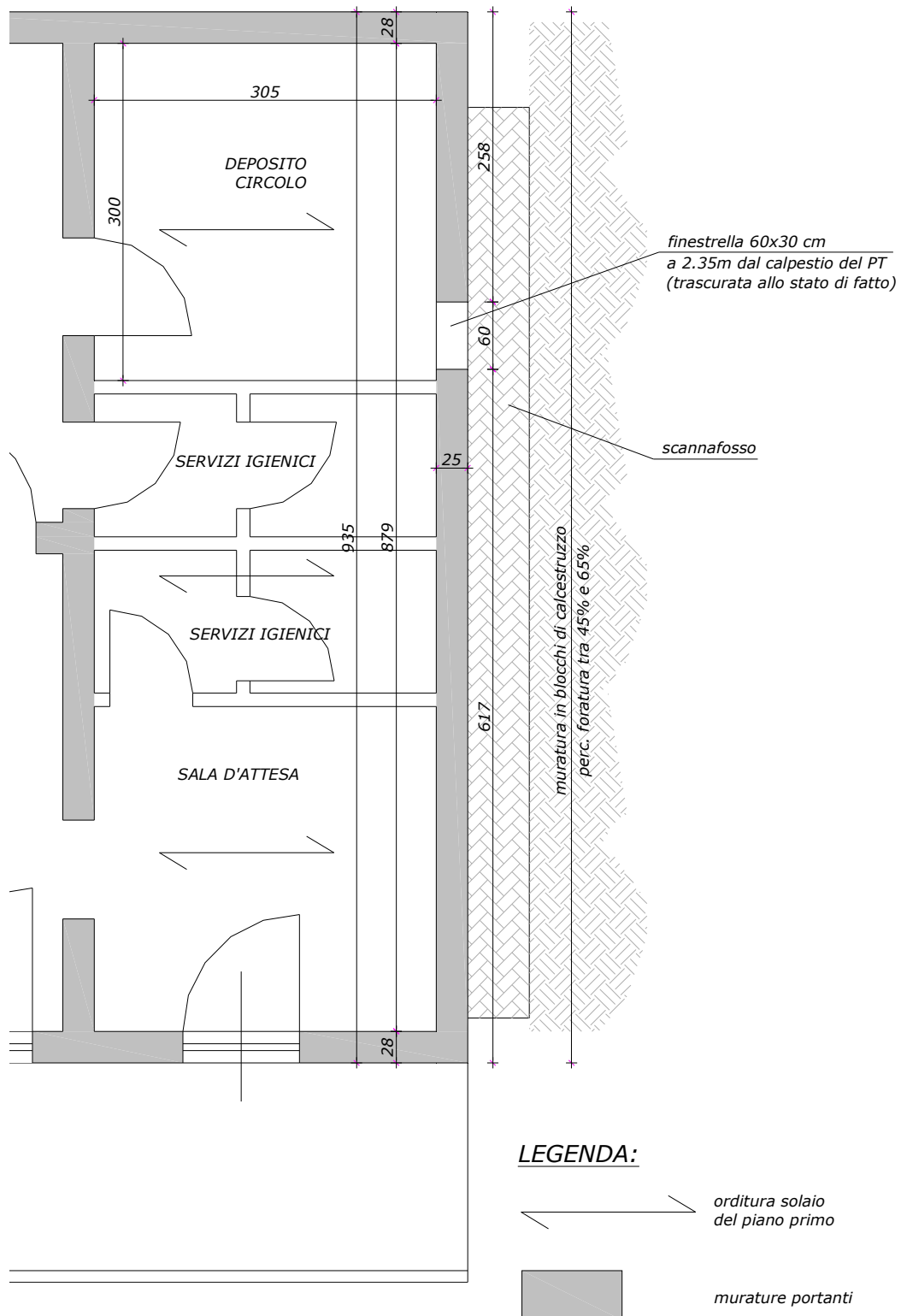
L'intervento in esame consiste nella realizzazione, a piano terra, di un vano finestra di dimensioni finite 120x100h cm sul prospetto laterale destro guardando l'edificio dalla pubblica via. Su tale allineamento murario, a piano seminterrato, è presente solo una finestrella di dimensioni 60x30h cm. La finestra in progetto viene realizzata come allargamento della finestrella esistente. La variazione di rigidezza e di resistenza dell'allineamento murario in esame, a seguito di allargamento dell'apertura esistente, sarà compensata dalla posa in opera di un telaio metallico di cerchiatura doppio. Date le dimensioni minime della finestrella allo stato di rilievo si considera l'attuale parete al piano terra come piena da un punto di vista strutturale.

Si riporta nelle pagine seguenti la rappresentazione geometrica della parete interessata, sia nello stato di fatto che in quello di progetto, sia in pianta che in prospetto.

Viene indicata anche l'orditura dei solai del piano primo (tipo I), del piano sottotetto (tipo II) e di copertura (tipo III).

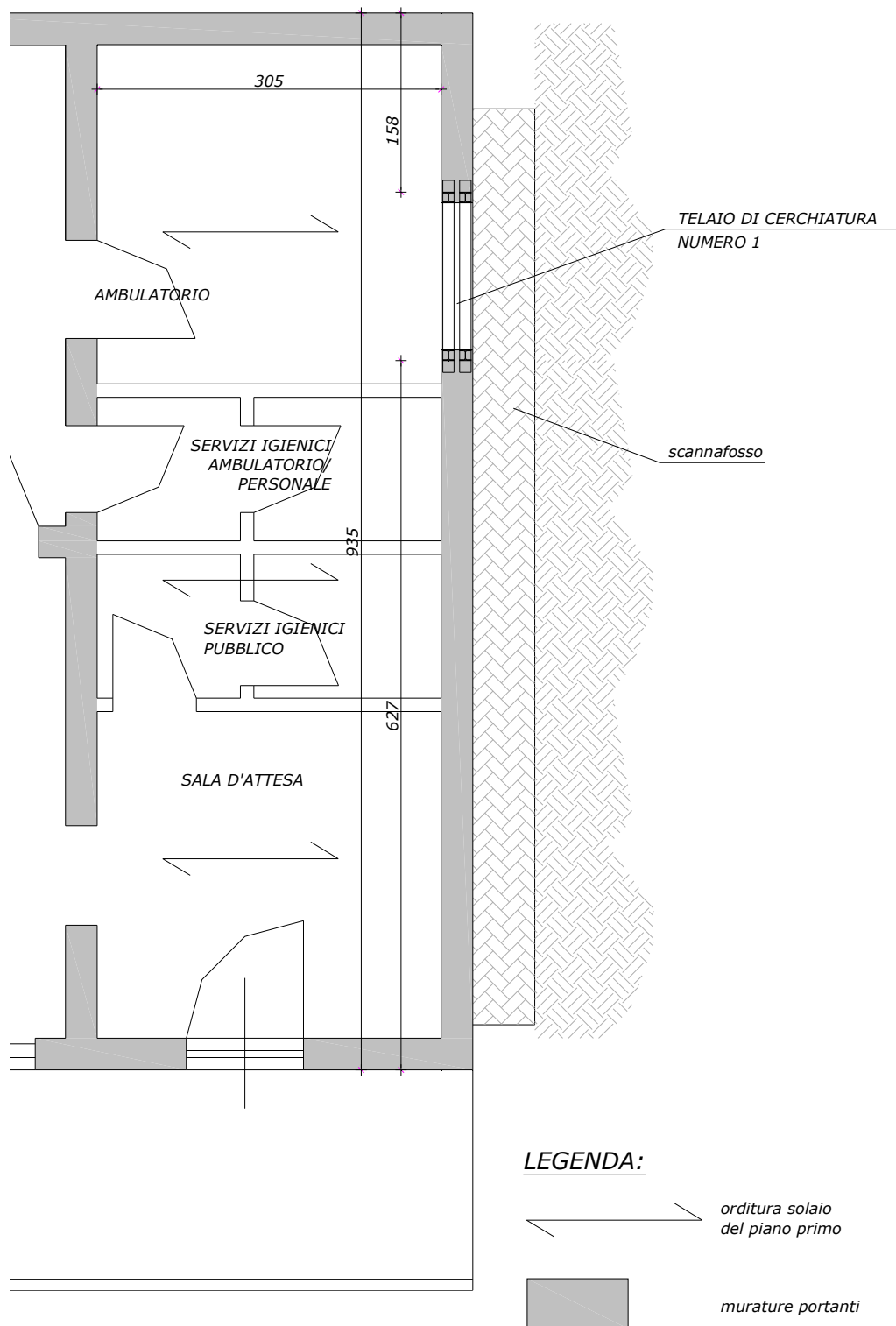
Le dimensioni dei maschi murari qui indicate sono quelle utilizzate per il dimensionamento della cerchiatura metallica riportato all'interno del fascicolo dei calcoli.

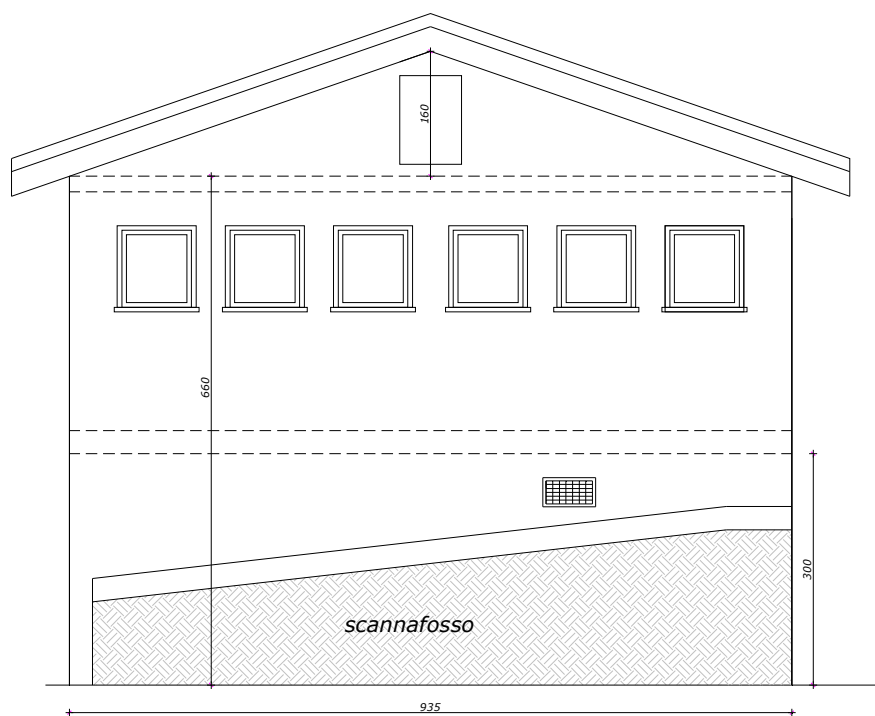
ZONA D'INTERVENTO A PIANO TERRA STATO DI FATTO



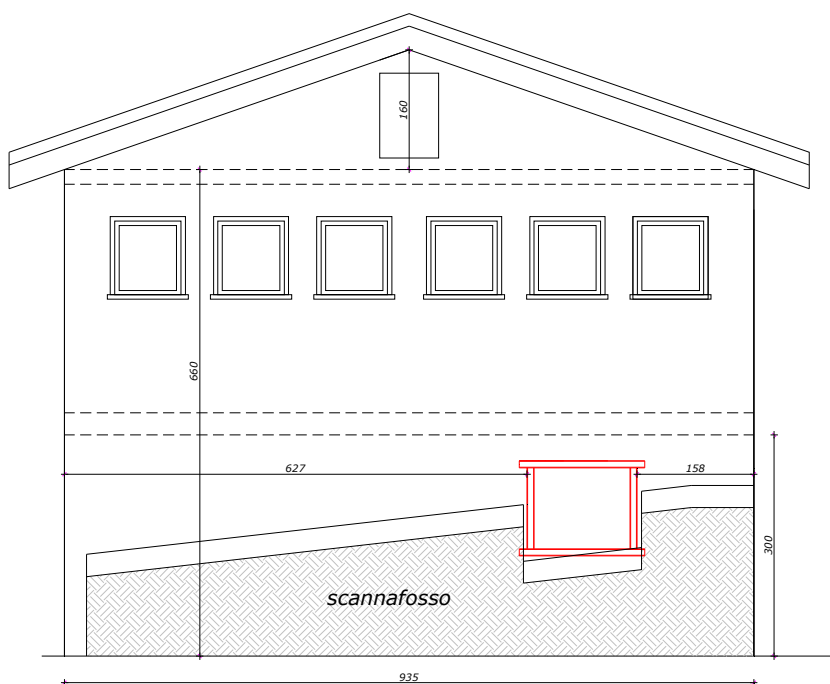
A piano primo e sottotetto si ha un'analogia disposizione delle murature portanti ed una medesima orditura dei solai tipo II e tipo III

ZONA D'INTERVENTO A PIANO TERRA
STATO DI PROGETTO





PROSPETTO LATERALE STATO ATTUALE



PROSPETTO LATERALE STATO DI PROGETTO

Dai calcoli effettuati, riportati nel fascicolo dei calcoli, per compensare la perdita di rigidezza e di resistenza legata all'intervento, sarà necessario mettere in opera una cerchiatura metallica doppia costituita da profili HEA 100 come rappresentato nell'elaborato grafico strutturale allegato.

A4 RELAZIONE MATERIALI IMPIEGATI

I materiali adottati nel presente progetto hanno le seguenti caratteristiche:

-
- **Acciaio da carpenteria: S235 (ex Fe360)**

$$f_{yk} = 2350 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad f_{yd} = 2238 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{tk} = 3600 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Saldature in acciaio: S235 (ex Fe360)**

$$f_{yk} = 2350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{tk} = 3600 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Barre filettate classe 8.8, dadi classe 8**

$$f_{yb} = 6490 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad f_{yb,d} = 5192 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{tb} = 8000 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Muratura in mattoni pieni e malta cementizia per ripristini:**

resistenza caratteristica a compressione dei mattoni: $f_{bk}=150\text{Kg/cm}^2$

malta cementizia a prestazione garantita classe M10

resistenza caratteristica della muratura in direzione verticale: $f_k=67\text{Kg/cm}^2$

A8 RELAZIONE DI CALCOLO

A8.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche vengono condotte in ottemperanza alle seguenti normative:

- D.M. 14/01/2008 pubblicato su S.O. n.30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n.29: "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare Esplicativa del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617 del 02/02/2009 pubblicata su S.O. n.27 alla G.U. 26 febbraio 2009, n.47: "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/08".

A8.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

A8.2.1 MODELLO DI CALCOLO

Nel seguito viene illustrato il calcolo eseguito per il dimensionamento delle cerchiatura.

Verifica di ripristino della rigidezza

Detti:

l_j la lunghezza del j esimo maschio murario

s_j lo spessore del j esimo maschio murario

h_j l'altezza di calcolo (distanza incastro-bipendolo) del j esimo maschio murario

$E_j = c_{EG,j} \cdot E_{mj}(LC)$ il modulo di elasticità normale del j esimo maschio murario dato dal prodotto del valore medio di riferimento $E_{mj}(LC)$ funzione del livello di conoscenza (tab. C8A.2.1 della circolare n. 617 del 02/02/09) per l'eventuale coefficiente migliorativo $c_{EG,j}$ (tab. C8A.2.2 della circolare n. 617 del 02/02/09)

$G_j = c_{EG,j} \cdot E_{mj}(LC)$ il modulo di elasticità tangenziale del j esimo maschio murario dato dal prodotto del valore medio di riferimento $G_{mj}(LC)$ funzione del livello di conoscenza (tab. C8A.2.1 della circolare n. 617 del 02/02/09) per l'eventuale coefficiente migliorativo $c_{EG,j}$ (tab. C8A.2.2 della circolare n. 617 del 02/02/09)

χ_j il fattore di taglio della sezione del j esimo maschio murario

m numero dei maschi murari

NB preme sottolineare che:

- i valori E_j, G_j non vengono divisi per il fattore di confidenza FC legato al livello di conoscenza LC raggiunto così come espressamente indicato al punto C8.2 della circolare n. 617 del 02/02/09 e come ribadito dagli "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti" della Regione Toscana;
- i valori E_j, G_j vengono opportunamente ridotti per tenere in conto delle condizioni fessurate. Si considera un coefficiente di abbattimento pari a 0.5 come suggerito dagli "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti" della Regione Toscana.

ed indicando con l'apice "I" i valori relativi allo stato iniziale e con l'apice "M" i valori relativi allo stato modificato senza opere di rinforzo è possibile valutare la rigidezza elastica alla traslazione della parete nei due stati quando soggetta ad una forza applicata alla testa, tenendo in conto sia la deformazione per flessione che quella per taglio:

$$K^I = \sum_j \frac{G_j^I \cdot l_j^I \cdot s_j^I}{\chi_j^I \cdot h_j^I} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{\chi_j^I} \cdot \frac{G_j^I}{E_j^I} \cdot \left(\frac{h_j^I}{l_j^I}\right)^2} \quad \text{rigidezza alla traslazione della parete allo stato "I"}$$

$$K^M = \sum_j \frac{G_j^M \cdot l_j^M \cdot s_j^M}{\chi_j^M \cdot h_j^M} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{\chi_j^M} \cdot \frac{G_j^M}{E_j^M} \cdot \left(\frac{h_j^M}{l_j^M}\right)^2} \quad \text{rigidezza alla traslazione della parete allo stato "M"}$$

$$\Delta K = K^I - K^M \quad \text{variazione della rigidezza tra gli stati "I" ed "M"}$$

Supponendo di porre in opera un telaio di cerchiatura caratterizzato dalla presenza di n montanti uguali si avrà il seguente valore di inerzia minima J_{\min} del singolo profilo tale da ripristinare la diminuzione di rigidezza ΔK :

$$J_{\min} = \frac{\Delta K \cdot h_c^3}{12 \cdot n \cdot E_s} \quad \text{avendo posto } \Delta K = n \cdot \frac{12 \cdot E_s \cdot J_{\min}}{h_c^3}$$

con E_s modulo di elasticità dell'acciaio ed h_c altezza del telaio.

Una volta scelto un profilo commerciale di rigidezza J_{eff} non lontana dal valore J_{\min} si avrà cura di controllare che la variazione di rigidezza allo stato di progetto non sia significativa secondo la limitazione suggerita dagli "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti" della Regione Toscana:

$$-0.15 \leq \frac{\left(K^M + n \cdot \frac{12 \cdot E_s \cdot J_{eff}}{h_c^3} \right) - K^I}{K^I} \leq 0.15$$

Verifica a taglio ultimo e a spostamento ultimo: meccanismi di collasso

Una volta caratterizzato ogni maschio dal punto di vista della rigidezza elastica alla traslazione K è possibile costruirne la “curva di capacità”, ovvero un diagramma taglio-spostamento caratterizzato da un primo tratto a comportamento elastico con inclinazione $tg\alpha = K$ e da un secondo tratto orizzontale rappresentante l'escursione in campo plastico fino al raggiungimento dello spostamento ultimo.

Occorre quindi, per ciascun maschio, determinare il meccanismo di collasso. Le nuove norme tecniche sulle costruzioni ed in particolare la circolare esplicativa n. 617 del 02/02/09 ai punti C8.7.1.4 e C8.7.1.5 suggeriscono tre possibili meccanismi di collasso di un pannello murario sollecitato da una forza agente alla testa:

- a) collasso per fessurazione diagonale $T_{u,fd}$;
- b) collasso per presso flessione $T_{u,pf}$;
- c) collasso per scorrimento $T_{u,sc}$;

Il taglio ultimo di un pannello è rappresentato dal valore $T_u = \min(T_{u,fd}; T_{u,pf}; T_{u,sc})$.

Una volta determinato il valore di T_u risulta nota la “curva di capacità” del maschio ottenuta sul piano δ, T (spostamento-taglio) unendo l'origine ai punti:

$$\left(\delta_e = \frac{T_u}{K}; T_u \right) \text{ limite elastico}$$

$$(\delta_u; T_u) \text{ rottura del pannello murario}$$

con $\delta_u = 0.004 \cdot h$ in caso di rottura di tipo a) o c) e $\delta_u = 0.006 \cdot h$ in caso di rottura di tipo b) così come indicato al punto C8.7.1.4 della sopraccitata circolare esplicativa.

Si analizza nel seguito in dettaglio ciascuno dei tre possibili meccanismi di collasso.

Collasso per fessurazione diagonale: meccanismo a)

Il valore del taglio ultimo $T_{u,fd}$ per meccanismo di fessurazione diagonale viene fornito dalla circolare esplicativa n. 617 del 02/02/09 al punti C8.7.1.5. Per il j esimo maschio:

$$T_{u,fd,j} = l_j \cdot s_j \cdot \frac{1.5 \cdot \tau_j}{b_j} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{o,j}}{1.5 \cdot \tau_j}} \text{ con:}$$

b_j coefficiente correttivo pari ad h_j / l_j , comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1

τ_j resistenza a taglio del j esimo maschio murario data dal prodotto del valore medio di riferimento $\tau_{0j}(LC)$ funzione del livello di conoscenza (tab. C8A.2.1 della circolare n. 617 del 02/02/09) per l'eventuale coefficiente migliorativo $c_{q,j}$ (tab. C8A.2.2 della circolare n. 617 del 02/02/09)

$\sigma_{o,j}$ tensione normale media riferita all'area totale $l_j \cdot s_j$ indotta dalla risultante N_j dei carichi verticali gravanti sul maschio in esame. In particolare N_j sarà calcolato a metà altezza h_j del maschio j esimo e sarà dato dalla somma dei seguenti contributi:

- peso proprio del maschio murario più eventuale intonaco;
- peso proprio della muratura più eventuale intonaco che grava sul maschio in esame tramite le architravature delle aperture presenti a fianco del maschio stesso;
- carico dovuto ai solai, indotto sul maschio direttamente o tramite le architravature delle aperture presenti a fianco del maschio stesso. Rappresentando la forza agente alla testa del maschio l'azione sismica E , i carichi gravitazionali provenienti dai solai saranno quelli "quasi permanenti" della combinazione sismica: $G_1 + G_2 + \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$, con G_1 peso strutturale dei solai, G_2 carichi permanenti portati dai solai, Q_{ki} carichi accidentali dei solai ridotti dai coefficienti ψ_{2i} che tengono conto dell'improbabilità di un sovraccarico accidentale al valore pieno in caso di sisma.

NB preme sottolineare che:

- il valore τ_j non viene diviso per il fattore di confidenza FC legato al livello di conoscenza LC raggiunto così come indicato dagli "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti" della Regione Toscana;

Collasso per presso flessione: meccanismo b)

Il valore del taglio ultimo $T_{u,pf}$ per meccanismo di presso flessione nel piano (rottura alla base) è noto qualora sia noto il valore del momento ultimo legato al medesimo meccanismo di rottura $M_{u,pf}$. Essendo infatti lo schema statico del tipo incastro-bipendolo si avrà:

$$T_{u,pf,j} = \frac{2 \cdot M_{u,pf,j}}{h_j}$$

In particolare il valore di $M_{u,pf}$ viene fornito dal D.M. 14/01/08 al paragrafo 7.8.2.2.1, così come espressamente indicato dal punto C8.7.1.4 della circolare n. 617 del 02/02/09:

$$M_{u,pf,j} = \frac{l_j^2 \cdot s_j \cdot \sigma_{0j}}{2} \cdot \frac{1 - \sigma_{0j}}{0.85 \cdot f_j} \text{ con:}$$

f_j resistenza a compressione del j esimo maschio murario data dal prodotto del valore medio di riferimento $f_{mj}(LC)$ funzione del livello di conoscenza (tab. C8A.2.1 della circolare n. 617 del 02/02/09) per l'eventuale coefficiente migliorativo $c_{q,j}$ (tab. C8A.2.2 della circolare n. 617 del 02/02/09)

$\sigma_{0,j}$ il valore già definito per il meccanismo di rottura a) calcolato con N_j riferito alla base del maschio murario.

Si evidenzia come nella formula sia presente la lunghezza totale l_j del maschio, inclusiva della zona tesa.

In conclusione:

$$T_{u,pf,j} = \frac{l_j^2 \cdot s_j \cdot \sigma_{0j}}{h_j} \cdot \frac{1 - \sigma_{0j}}{0.85 \cdot f_j}$$

Collasso per scorrimento: meccanismo c)

Il valore del taglio ultimo $T_{u,sc}$ per meccanismo di scorrimento nel piano viene fornito dal D.M. 14/01/08 al paragrafo 7.8.2.2.2, così come espressamente indicato dal punto C8.7.1.4 della circolare n. 617 del 02/02/09:

$$T_{u,sc,j} = l'_j \cdot s_j \cdot f_{vd,j} \text{ con:}$$

l'_j lunghezza della parte compressa del j esimo maschio murario

$f_{vd,j}$ resistenza a taglio della muratura data da $f_{vd,j} = \tau_j + 0.4 \cdot \sigma'_{0j}$ con τ_j già definito in precedenza e σ'_{0j} analogo della $\sigma_{0,j}$ ma riferita alla sola porzione di sezione compressa $l'_j \cdot s_j$.

Al crescere della forza agente alla testa del maschio, in presenza di un determinato sforzo di compressione, si ha sia la presenza di un taglio che di un momento nella sezione di base. L'espressione che fornisce il valore del momento ultimo $M_{u,pf}$ per il meccanismo di presso flessione deriva dall'ipotesi di una distribuzione plastica delle tensioni a rottura sulla sezione. La normativa vigente non dà tuttavia conto dell'evolversi del diagramma delle tensioni sulla sezione al crescere della forza da zero al valore massimo $T_{u,pf}$ cui corrisponde il momento di crisi del meccanismo b). Per esaminare l'eventualità della rottura per scorrimento che preceda quella a presso flessione si decide pertanto di operare riferendosi alla teoria

elastica ed al comportamento dei solidi non resistenti a trazione. Il valore del $T_{u,sc,j}$ viene pertanto ricercato fissando come parametro libero il valore di e_j , ovvero l'eccentricità con cui agisce lo sforzo normale N_j .

Per la generica eccentricità e_j compresa tra il valore 0 ed il valore $l_j/2$ le sollecitazioni nella sezione di base del maschio saranno lo sforzo assiale di compressione N_j , la coppia $M_j = N_j \cdot e_j$ ed il taglio

$$T_j = \frac{2 \cdot N_j \cdot e_j}{h_j} \text{ dato lo schema statico incastro-bipendolo.}$$

Se $e_j \leq l_j/6$ la sezione di base risulta interamente reagente e pertanto:

$$\sigma_{\max,j} = \frac{N_j}{l_j \cdot s_j} + \frac{6 \cdot N_j \cdot e_j}{l_j \cdot s_j^2} \quad ; \quad \sigma_{\min,j} = \frac{N_j}{l_j \cdot s_j} - \frac{6 \cdot N_j \cdot e_j}{l_j \cdot s_j^2} \quad ; \quad \sigma'_{0j} = \frac{N_j}{l_j \cdot s_j}$$

In tale condizione la tensione tangenziale sollecitante sarà:

$$\tau_{sj} = \frac{2 \cdot N_j \cdot e_j}{h_j \cdot l_j \cdot s_j} \quad \text{mentre la tensione tangenziale resistente sarà } f_{vd,j} = \tau_j + 0.4 \cdot \frac{N_j}{l_j \cdot s_j}$$

Se $l_j/6 < e_j < l_j/2$ la sezione di base risulta parzializzata secondo il comportamento dei "solidi non resistenti a trazione": detto $u_j = \frac{l_j}{2} - e_j$ si avrà:

$$\sigma_{\max,j} = \frac{2 \cdot N_j}{3 \cdot s_j \cdot u_j} \quad ; \quad \sigma_{\min,j} = 0 \quad ; \quad \sigma'_{0j} = \frac{N_j}{3 \cdot s_j \cdot u_j}$$

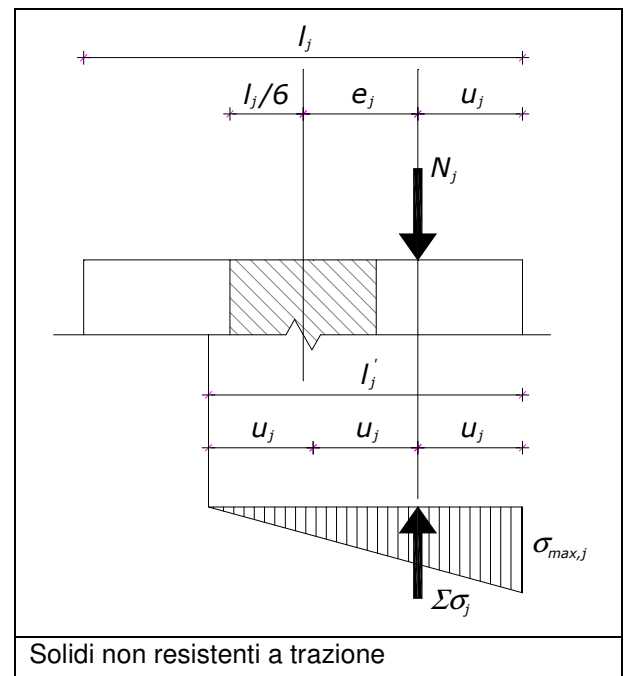
La profondità della zona compressa della sezione, misurata a partire dal lembo più compresso, sarà data dall'espressione:

$$l'_j = 3 \cdot \left(\frac{l_j}{2} - e_j \right)$$

Pertanto ancora una volta sono noti i valori della tensione tangenziale sollecitante e resistente:

$$\tau_{sj} = \frac{2 \cdot N_j \cdot e_j}{h_j \cdot 3 \cdot \left(\frac{l_j}{2} - e_j \right) \cdot s_j}$$

$$f_{vd,j} = \tau_j + 0.4 \cdot \frac{N_j}{3 \cdot s_j \cdot \left(\frac{l_j}{2} - e_j \right)}$$



Per ogni valore di $0 \leq e_j < l_j/2$ risultano pertanto noti sia il valore della tensione tangenziale sollecitante

τ_{sj} sia il valore della tensione tangenziale resistente $f_{vd,j}$. La rottura per scorrimento alla base del maschio si ha per quel particolare valore di e_j per cui $\tau_{sj} = f_{vd,j}$. Dunque:

$$T_{u,sc} = \frac{2 \cdot N_j \cdot e_j}{h_j} \quad \text{t.c.} \quad \tau_{sj}(e_j) = f_{vd,j}(e_j)$$

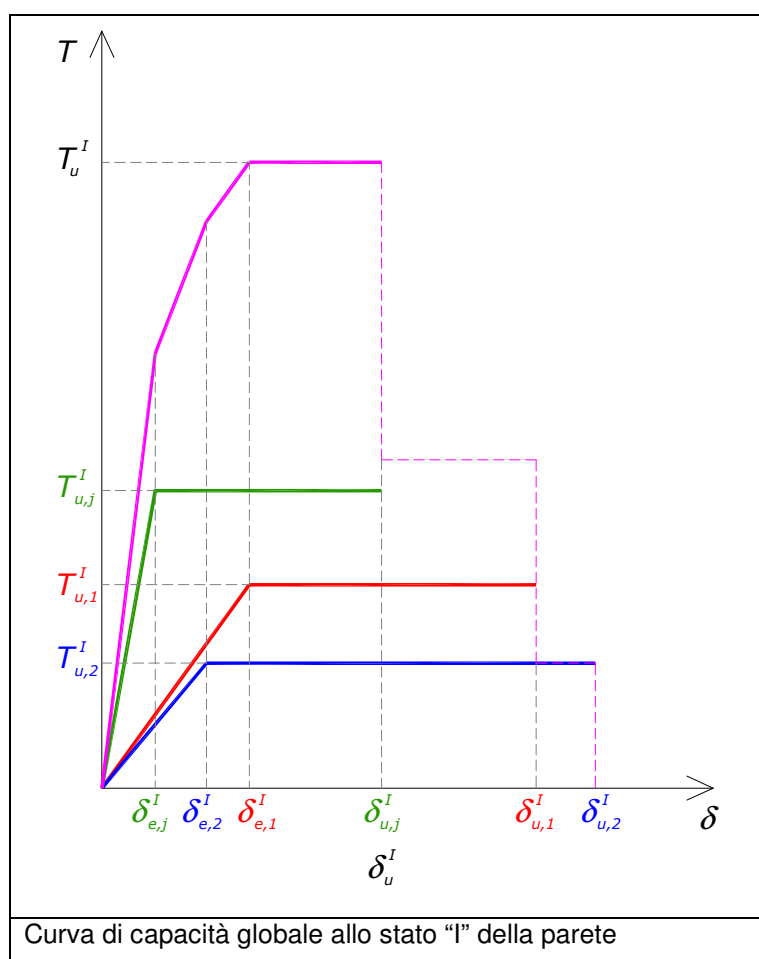
Qualora l'equazione sopra detta non abbia soluzione si può concludere che per il maschio in esame la rottura per presso flessione alla base o per taglio per fessurazione diagonale precede quella per scorrimento. In tal caso al valore di $T_{u,sc}$ viene assunto pari al valore:

$$T_{u,sc} = f_{vd,j} \cdot l_j \cdot s_j = \left(\tau_j + 0.4 \cdot \frac{N_j}{l_j \cdot s_j} \right) \cdot l_j \cdot s_j \quad \text{con } N_j \text{ valutato a metà altezza del maschio}$$

Si tratta quindi del valore del taglio ultimo per scorrimento valutato metà altezza del maschio ove il valore del momento flettente è nullo e la sezione è interamente reagente (schema incastro-bipendolo).

Curva di capacità per la parete e curva δ, T per il telaio di cerchiatura

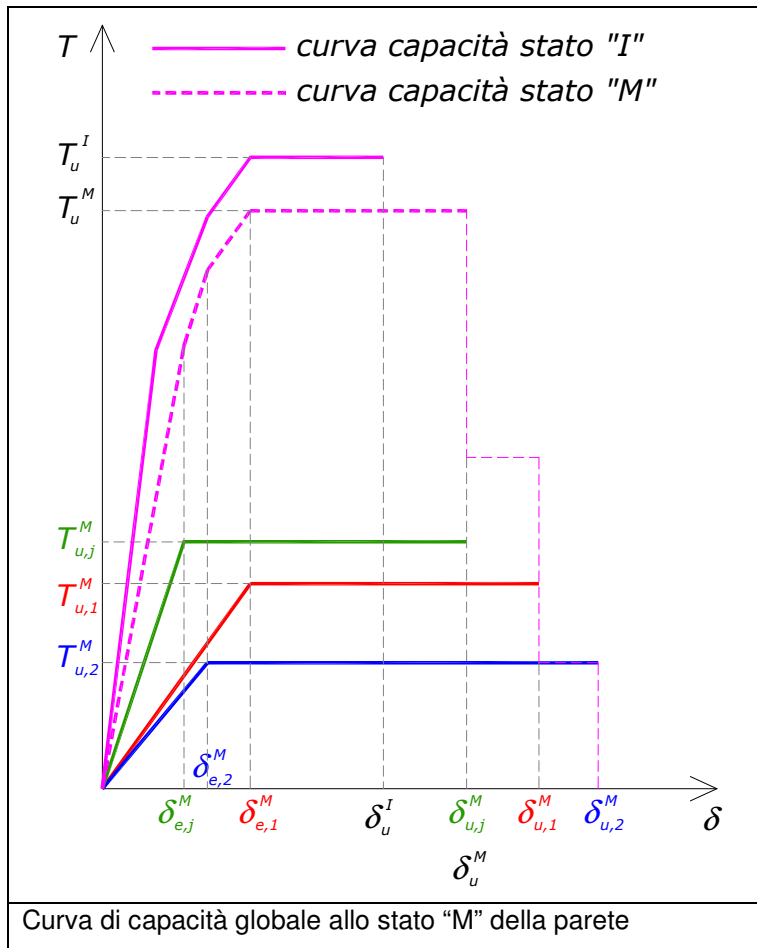
Una volta costruita la “curva di capacità” per ciascun maschio allo stato iniziale “I” è possibile rappresentare tali curve tutte nel medesimo piano δ, T . La curva data dalla somma delle bilatere dei vari maschi prende il nome di “curva di capacità globale” della parete. In particolare tale curva sarà crescente dall'origine fino al raggiungimento dello spostamento δ_u^I per cui si raggiunge la rottura del primo maschio



per uno dei meccanismi prima esaminati.

Il valore del taglio T_u^I corrispondente a δ_u^I rappresenta il valore del taglio ultimo della parete allo stato iniziale “I”. δ_u^I sarà invece lo spostamento ultimo della parete allo stato iniziale “I”.

La costruzione delle curve caratteristiche per ciascun maschio murario e la loro somma su un piano comune δ, T può essere ripetuta allo stato modificato “M” senza opere di rinforzo. Si otterranno così i valori del taglio ultimo allo stato modificato T_u^M e dello spostamento ultimo allo stato modificato δ_u^M .



Generalmente si otterrà un valore di taglio ultimo T_u^M allo stato "M" modificato senza opere di rinforzo inferiore rispetto al corrispettivo T_u^I allo stato iniziale "I".

Oltre che a sopperire alla diminuzione di rigidità derivante dall'apertura del vano, la funzione del telaio metallico di cerchiatura sarà anche quella di colmare la riduzione del taglio ultimo $\Delta T_u = T_u^I - T_u^M$ verificando inoltre che lo spostamento ultimo finale in presenza di cerchiatura non sia inferiore a δ_u^I .

Per poter dimostrare quanto sopra detto lo stesso telaio metallico dovrà essere caratterizzato attraverso una curva taglio spostamento nel piano δ, T .

Detto W_{el} il modulo elastico resistente di ciascuno degli n montanti del telaio di cerchiatura, dato lo schema statico incastro bipendolo, si avrà un taglio massimo per ciascun montante dato da:

$$T_{el} = \frac{2 \cdot M_{el}}{h_c} = \frac{2 \cdot W_{el} \cdot f_{yk}}{h_c \cdot \gamma_M} \leq \frac{h \cdot t_w \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M}$$

Con h_c altezza della cerchiatura, M_{el} massimo momento sopportabile da profilo metallico scelto, dato dal prodotto del modulo resistente elastico per la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio scelto f_{yk} ridotta per il coefficiente di sicurezza $\gamma_M = 1.05$. Sarà opportuno verificare che il valore di T_{el} sia comunque inferiore alla resistenza elastica a taglio del profilo metallico data dall'area dell'anima di altezza h e spessore t_w per la tensione di snervamento di progetto ridotta del valore $\sqrt{3}$.

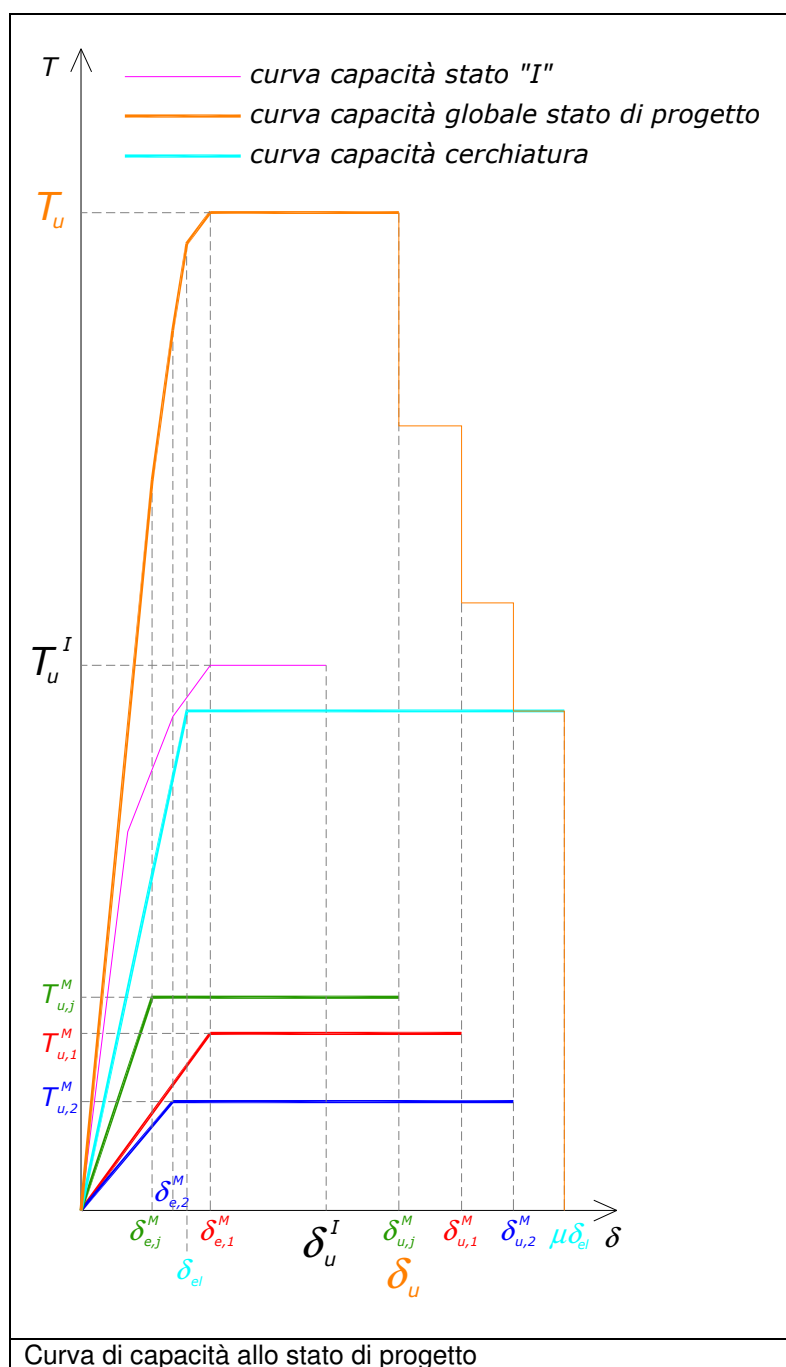
Il taglio complessivamente assorbito dal telaio di cerchiatura sarà dunque pari a $T_{el,tot} = n \cdot T_{el}$.

In corrispondenza del taglio massimo si avrà uno spostamento del traverso rigido pari a:

$$\delta_{el} = \frac{T_{el} \cdot h_c^3}{12 \cdot E_s \cdot J_{el}} \text{ con } J_{el} \text{ momento d'inerzia di ciascun profilo nel piano del telaio.}$$

$(\delta_{el}; T_{el,tot})$ limite elastico $(\mu \cdot \delta_{el}; T_{el,tot})$ rottura del telaio di cerchiatura

E' ora possibile rappresentare la curva di capacità della cerchiatura assieme a quelle precedentemente determinate allo stato "M", andando così a costruire la curva di capacità globale allo stato di progetto.



In riferimento alla rappresentazione a fianco si dovrà in definitiva verificare che la tangente dell'angolo formato dal primo tratto della curva allo stato di progetto con l'asse x non differisca per più o meno del 15% rispetto alla tangente del medesimo angolo formato dal primo tratto della curva allo stato "I" (ripristino di rigidezza). Si verificherà inoltre che $T''_{\alpha} \geq T''_{\alpha}^I$ e che $\delta''_{\alpha} \geq \delta''_{\alpha}^I$.

La verifica del telaio di cerchiatura sarà completata dimensionando le saldature alla base dei montanti e tra montanti e traverso rigido con l'azione assorbita da ciascun piedritto in corrispondenza di uno spostamento del traverso pari a δ_u . Si verificherà inoltre l'architrvatura costituita dal traverso della cerchiatura in termini di resistenza a flessione ed a taglio ed in termini di deformabilità, supponendo il traverso semplicemente appoggiato su una luce pari alla luce libera tra i montanti del telaio. L'architrave sarà interessata dal carico degli elementi strutturali contenuti entro un "triangolo di scarico" costruito tracciando linee inclinate di 60° sull'orizzontale a partire dai punti di appoggio dell'architrave.

A8.2.2 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi condotta per il dimensionamento del telaio metallico di cerchiatura si riferisce al solaio del piano primo (solaio tipo I), al solaio del piano sottotetto (solaio tipo II) ed al solaio di copertura.

Riportiamo nel seguito l'analisi dei carichi:

SOLAIO BAUSTA del piano primo (solaio tipo I):

Permanenti strutturali_G1:

Solaio bausta 14+4.....242Kg/mq

Totale G1 **242Kg/mq**

Permanenti non strutturali_G2 (non compiutamente definiti):

Finiture più tramezzi250Kg/mq

Totale G2 **250Kg/mq**

Accidentali:

Cat. A200Kg/mq

Totale Q **200Kg/mq**

SOLAIO BAUSTA del piano sottotetto (solaio tipo II):

Permanenti strutturali_G1:

Solaio bausta 14+4.....242Kg/mq

Totale G1 **242Kg/mq**

Permanenti non strutturali_G2 (non compiutamente definiti):

Intonaco intradosso30Kg/mq

Totale G2 **30Kg/mq**

Accidentali:

Cat. H100Kg/mq

Totale Q **100Kg/mq**

SOLAIO BAUSTA della copertura (solaio tipo III):

Permanenti strutturali_G1:

Solaio bausta 14+4.....242Kg/mq

Totale G1 **242Kg/mq**

Permanenti non strutturali_G2 (non compiutamente definiti):

Impermeabilizzazione e manto.....60Kg/mq

Totale G2 **60Kg/mq**

Accidentali:

Cat. H (neve).....110Kg/mq

Totale Q **110Kg/mq**

Come si può notare dalla rappresentazione riportata nel paragrafo A3, nello stato di fatto, gravano sull'allineamento murario in esame il solaio tipo I con larghezza di influenza pari a 1.55m, il solaio tipo II con larghezza di influenza pari a 1.55m ed il solaio tipo III con larghezza di influenza pari a 1.55m.

A8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA

Si considera un livello di conoscenza pari a LC1. Nel rispetto del punto C8A.2.della circolare esplicativa n. 617 del 02/02/09, sono stati assunti per i parametri meccanici della muratura i seguenti valori:

muratura in blocchi di calcestruzzo (percentuale di foratura tra 45% e 65%):

$f_m = 15 \text{ Kg/cm}^2$ (valore minimo della tabella C8A.2.1.)

$\tau_0 = 0.95 \text{ Kg/cm}^2$ (valore minimo della tabella C8A.2.1.)

$E = 14000 \text{ Kg/cm}^2$ (valore medio della tabella C8A.2.1.)

$G = 3500 \text{ Kg/cm}^2$ (valore medio della tabella C8A.2.1.)

$W = 1200 \text{ Kg/m}^3$

Per tenere in conto delle condizione fessurate della muratura esistente i moduli di elasticità (E e G) sono stati dimezzati. Il dimensionamento della cerchiatura è stato effettuato controllando che la rigidezza finale non vari più del 15% (+/-) rispetto a quella iniziale e che il taglio ultimo e lo spostamento ultimo allo stato di progetto siano maggiori o uguali rispetto a quello valutato allo stato attuale.

Per valutare il taglio ultimo dell'allineamento murario è stato necessario costruire la curva di capacità considerando i tre possibili meccanismi di collasso (taglio per fessurazione diagonale, taglio per scorrimento e rottura per pressoflessione nel piano) sia nella situazione attuale che in quella di progetto (comprensiva del contributo della cerchiatura).

Per quanto riguarda l'architrave, assumendo un profilo uguale a quello determinato per i montanti, è stata condotta una verifica di resistenza in termini di momento flettente e taglio e una verifica di deformabilità limitando la freccia a 1/500 della luce.

Per le verifiche numeriche condotte secondo le formule esposte al paragrafo A8.2.1 si rimanda al fascicolo dei calcoli. Di seguito una sintesi di tali verifiche:

Rigidezza allo stato di progetto = $110125 \text{ Kg/cm} < \text{Rigidezza allo stato iniziale} = 111243 \text{ Kg/cm}$
(variazione di rigidezza del -1% compresa nell'intervallo $\pm 15\%$)

Taglio ultimo allo stato di progetto = $38.2 \text{ t} > \text{Taglio ultimo allo stato iniziale} = 35 \text{ t}$
FATTORE DI SICUREZZA nei confronti della resistenza 1.09

Spostamento ultimo allo stato di progetto: $12.0 \text{ mm} = \text{Spostamento ultimo allo stato iniziale: } 12.0 \text{ mm}$
FATTORE DI SICUREZZA nei confronti della duttilità 1.00

A9 FASCICOLO DEI CALCOLI

DIMENSIONAMENTO TELAI DI CERCHIATURA (N.T.C. 2008)

- Possibili meccanismi di rottura considerati:
 - a) rottura per fessurazione diagonale (a taglio)
 - b) rottura per pressoflessione
 - c) rottura per scorrimento (a taglio)
- Nella rottura per scorrimento si assume reagente la sola porzione compressa individuata con criteri elastici
- I valori E e G non vengono ridotti mai da F.C. come indicato al punto C.8.2. comma 3
- Schema statico adottato: incastro bipendolo

Opzioni generali di calcolo

1) calcolo della σ_0 per fess. diag. (1: alla base; 0: a metà altezza del maschio)	0
2) considerare intonaco? (1: sì, su 2 faccie; 0: no; 0.5: sì, su una faccia)	1
3) peso specifico dell'intonaco su una faccia in Kg/mq	30.00
4) LC (livello di conoscenza: inserire "I", "II" o "III") Pertanto	I F.C. 1.35
5) Dividere i parametri di resistenza per il F.C.? (1: sì; 0: no)	0
6) Considerare i carichi accidentali ridotti da Ψ_2 ? (1: sì; 0: no)	1
7) Tipi di rottura da contemplare? (1: a; 2: a+b; 3: a+b+c)	3
8) μ per fess. diag.: Cacovic (DM81) o $\delta u = 0.4\%h$ (NTC08)? (1: Cacovic; 0: $\delta u = 0.4\%h$)	0
9) Fattore di taglio χ	1.2
10) Fattore riduttivo per E,G per tenere conto di condizioni fessurate	0.5
11) Spostamento ultimo per rottura a taglio per scorrimento (%h)	0.4
12) Spostamento ultimo per rottura a pressoflessione (%h)	0.6
13) Duttilità per cerchiatura metallica	3

Analisi dei carichi

Tipo solaio	descrizione	G1 (Kg/mq)	G2 (Kg/mq)	Qk (Kg/mq)	Ψ_2	carico tot. (Kg/mq)
I	al piano	242.00	250.00	200.00	0.30	552.00
II	al piano	242.00	30.00	100.00	0.00	272.00
III	copertura	242.00	60.00	110.00	0.00	302.00

NB

- devono essere introdotti dall'utente solo i valori in rosso
- i valori in blu devono convergere a 0.00 per la modifica dei valori in magenta

Stato iniziale della parete

n. maschi

1

Intervento numero

1

M	b	s	h	tipo	G	E	C.C.	K	W	τ_0	f _m	C.C.	σ_0	T _u	δ_e	μ	δ_u	R
	cm	cm	cm	muratura	Kg/cmq	Kg/cmq	E _G	Kg/cm	Kg/mc	Kg/cmq	Kg/cmq	τ_f	Kg/cmq	Kg	cm		cm	
1	935	25	300	10	3500	14000	1.0	111243	1200	0.95	15.0	1.0	1.46	35720	0.32	1.5	1.20	sc.
2																	0.00	
3																	0.00	
4																	0.00	

Analisi dei carichi verticali

M	H	Σh_s	b _{hs}	Σh_d	b _{hd}	b ₍₋₎	$\Sigma h_{(-)}$	i (I)	P (I)	i (II)	P (II)	i (III)	P (III)	n	n
	m	m	m	m	m	m	m	m	Kg/mq	m	Kg/mq	m	Kg/mq	(I)	(II)
1	7.60	0.00	0.00	0.00	0.00	7.77	1.00	1.55	552.0	1.55	272.0	1.55	302.0	1	1
2															
3															
4															

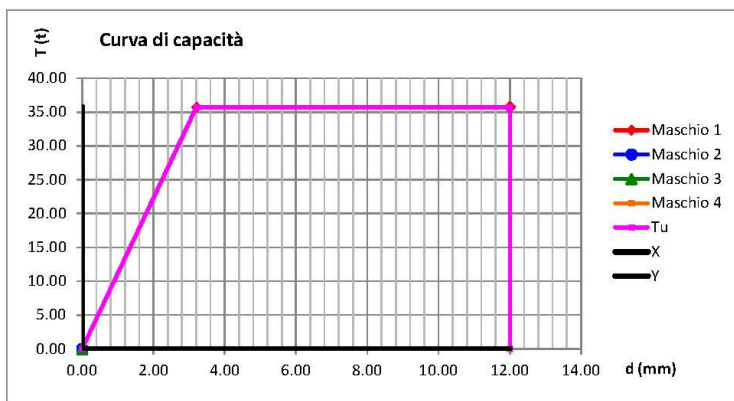
Curve maschi

1	d (mm)	T (t)
	0.00	0.00
1e	3.21	35.72
1p	12.00	35.72

2	d (mm)	T (t)
	0.00	0.00
2e	0.00	0.00
2p	0.00	0.00

3	d (mm)	T (t)
	0.00	0.00
3e	0.00	0.00
3p	0.00	0.00

4	d (mm)	T (t)
	0.00	0.00
4e	0.00	0.00
4p	0.00	0.00



Curva di capacità globale

d (mm)	M	T1 (t)	T2 (t)	T3 (t)	T4 (t)	Tu (t)
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
3.21	1e	35.7	0.0	0.0	0.0	35.72
12.00	1p	35.7	0.0	0.0	0.0	35.72
12.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	2e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	2e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	2e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	2e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	2e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	2e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	2e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00

Tu= 35.7 t
 δ_u 12.0 mm
 K_{tot} 111243 Kg/cm

pag. 1

Maschi residui

n. maschi

2

Intervento numero

1

M	b cm	s cm	h cm	tipo muratura	G Kg/cm ²	E Kg/cm ²	c.c. E,G	K Kg/cm	w Kg/mc	τ_0 Kg/cm ²	f _m Kg/cm ²	c.c. τ, f	σ_0 Kg/cm ²	T _u Kg	δ_e cm	μ	δ_u cm	R
1	627	25	300	10	3500	14000	1.0	72729	1200	0.95	15.0	1.0	1.61	22743	0.31	1.5	1.20	sc.
2	158	25	300	10	3500	14000	1.0	10965	1200	0.95	15.0	1.0	2.06	3593	0.33	1.5	1.80	p.f.
3																	0.00	
4																	0.00	

Analisi dei carichi verticali

M	H m	Σh_s m	b _{hs} m	Σh_d m	b _{hd} m	b(-) m	$\Sigma h(-)$ m	i(I) m	P(I) Kg/mq	i(II) m	P(II) Kg/mq	i(III) m	P(III) Kg/mq	n (I)	n (II)
1	7.60	0.00	0.00	5.20	0.75	6.28	1.00	1.55	552.0	1.55	272.0	1.55	302.0	1	1
2	7.20	5.05	0.75	0.00	0.00	1.49	1.00	1.55	552.0	1.55	272.0	1.55	302.0	1	1
3															
4															

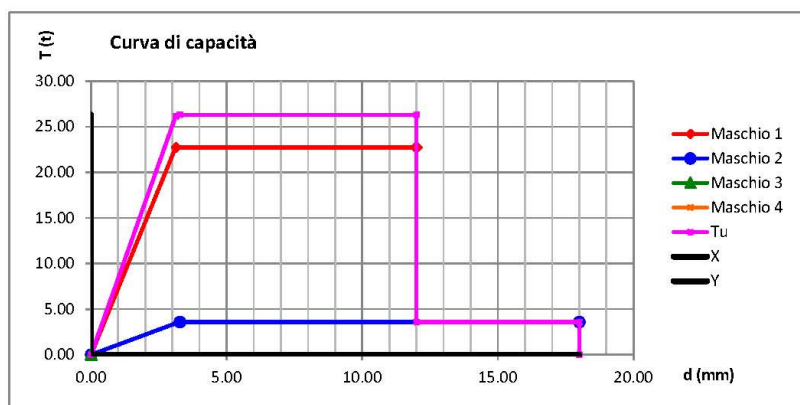
Curve maschi

1	d (mm)	T (t)
	0.00	0.00
1e	3.13	22.74
1p	12.00	22.74

2	d (mm)	T (t)
	0.00	0.00
2e	3.28	3.59
2p	18.00	3.59

3	d (mm)	T (t)
	0.00	0.00
3e	0.00	0.00
3p	0.00	0.00

4	d (mm)	T (t)
	0.00	0.00
4e	0.00	0.00
4p	0.00	0.00



Curva di capacità globale

d (mm)	M	T1 (t)	T2 (t)	T3 (t)	T4 (t)	Tu (t)
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
3.13	1e	22.7	3.4	0.0	0.0	26.17
3.28	2e	22.7	3.6	0.0	0.0	26.34
3.28		22.7	3.6	0.0	0.0	26.34
12.00	1p	22.7	3.6	0.0	0.0	26.34
12.00		0.0	3.6	0.0	0.0	3.59
18.00	2p	0.0	3.6	0.0	0.0	3.59
18.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	3e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	3e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	3e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	3e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	3e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.00

Tu= 26.3 t
 δ_u 12.0 mm
 Ktot 83695 Kg/cm

pag. 2

Dimensionamento della cerchiatura metallica numero**1**

ΔK (Kg/cm)	27548
h (cm)	110
n tot	4
E (Kg/cm ²)	2100000
Jmin (cm ⁴)	364
PROFILO	HEA 100 ▼
Jeff (cm ⁴)	349
Wel (cm ³)	73
fyk (Kg/cm²)	2350
fyd (Kg/cm ²)	2238.10
Mel (Kgcm)	162933
Fel (t)	2.96
Fel tot (t)	11.85
δe (mm)	4.48

Verifica ripristino della rigidezza

Ki (Kg/cm)	111242.59
Kmod. (Kg/cm)	83694.60
Kcerc. (Kg/cm)	26430.65
Kprog (Kg/cm)	110125.25 rigidezza allo stato di progetto < di quella esistente
ΔK (Kg/cm)	-1117.34
$\Delta K < 15\%$	-1.00 incremento/decremento di rigidezza non maggiore del 15%

Verifica ripristino della resistenza

Tui (Kg)	35.72
Tumod. (Kg)	26.34
Tu prog (Kg)	38.19 Tu di progetto maggiore di Tu esistente
ΔTu (Kg)	2.47
ΔTu (%)	6.90

Sollecitazioni

Fsoll (Kg)	2962.42
Msoll (Kgcm)	162933.33
σ (Kg/cm ²)	2238.10 tensione al di sotto del limite elastico
τ (Kg/cm ²)	617.17 tensione al di sotto del limite elastico

Maschi residui + cerchiatura

n. maschi

2

Cerchiatura numero

1

M	b	s	h	G	E	c.c.	K	w	σ_0	fm	c.c.	σ_0	Tu	δe	μ	δu	R
	cm	cm	cm	Kg/cmq	Kg/cmq	E,G	Kg/cm	Kg/mc	Kg/cmq	Kg/cmq	τ_f	Kg/cmq	Kg	cm		cm	
1	627.0	25.0	300.0	3500.0	14000.0	1.0	72729.2	1200.0	1.0	15.0	1.0	1.6	22742.8	0.3	1.5	1.2	sc.
2	158.0	25.0	300.0	3500.0	14000.0	1.0	10965.4	1200.0	1.0	15.0	1.0	2.1	3592.7	0.3	1.5	1.8	p.f.
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Analisi dei carichi verticali

M	H	Σh_s	bhs	Σh_d	bhd	b(-)	$\Sigma h(-)$	i (I)	P (I)	i (II)	P (II)	i (III)	P (III)	n	n		
	m	m	m	m	m	m	m	m	Kg/mq	m	Kg/mq	m	Kg/mq	(I)	(II)		
1	7.60	0.00	0.00	5.20	0.75	6.28	1.00	1.55	552.00	1.55	272.00	1.55	302.00	1.00	1.00		
2	7.20	5.05	0.75	0.00	0.00	1.49	1.00	1.55	552.00	1.55	272.00	1.55	302.00	1.00	1.00		
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

Curve maschi

1	d (mm)	T (t)
	0.00	0.00
1e	3.13	22.74
1p	12.00	22.74

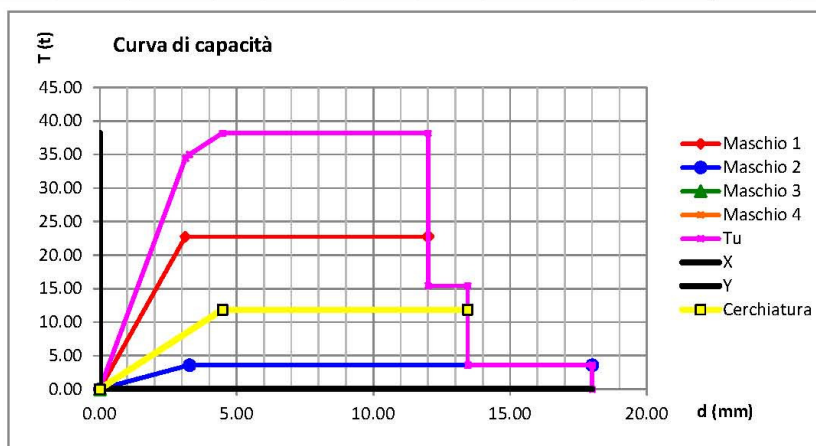
2	d (mm)	T (t)
	0.00	0.00
2e	3.28	3.59
2p	18.00	3.59

3	d (mm)	T (t)
	0.00	0.00
3e	0.00	0.00
3p	0.00	0.00

4	d (mm)	T (t)
	0.00	0.00
4e	0.00	0.00
4p	0.00	0.00

Cerch.	Fe	*
d (mm)	T (t)	
	0.00	0.00
Fe	4.48	11.85
Fp	13.45	11.85

* Fe / cls



Curva di capacità globale

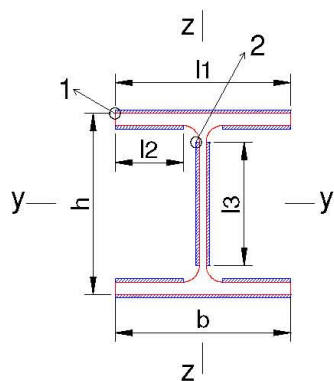
d (mm)	M	T1 (t)	T2 (t)	T3 (t)	T4 (t)	Tc (t)	Tu (t)
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
3.13	1e	22.7	3.4	0.0	0.0	8.3	34.44
3.13		22.7	3.4	0.0	0.0	8.3	34.44
3.28	2e	22.7	3.6	0.0	0.0	8.7	35.00
3.28		22.7	3.6	0.0	0.0	8.7	35.00
4.48	Fe	22.7	3.6	0.0	0.0	11.8	38.19
4.48		22.7	3.6	0.0	0.0	11.8	38.19
12.00	1p	22.7	3.6	0.0	0.0	11.8	38.19
12.00		0.0	3.6	0.0	0.0	11.8	15.44
13.45	Fp	0.0	3.6	0.0	0.0	11.8	15.44
13.45		0.0	3.6	0.0	0.0	0.0	3.59
18.00	2p	0.0	3.6	0.0	0.0	0.0	3.59
18.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	3e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	3e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	3e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	3e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00	3e	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00
0.00		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00

Tu= 38.2 t
 δu 12.0 mm
Ktot 110125.3 Kg/cm

pag. 4

Verifica delle saldature dei montanti (in sommità): combinazione sismica: E+G1+G2+Ψ21Qk1

f _{yk}	235.00	N/mm ²	
β ₁	0.85	N/mm ²	
β ₂	1.00	N/mm ²	
β ₁ f _{yk}	199.75	N/mm ²	
β ₂ f _{yk}	235.00	N/mm ²	
s	10.00	mm	
a	7.07	mm	
h	96.00	mm	
b	100.00	mm	
t _f	8.00	mm	
t _w	5.00	mm	
l ₁	100	mm	1 cordone
l ₂	36	mm	4 cordoni
l ₃	56.00	mm	2 cordoni
J _{yy}	4535041.73	mm ⁴	asse forte
J _{zz}	2360428.97	mm ⁴	asse debole
A	3210.26	mm ²	



Esplicitazione dei contributi nel calcolo di J_{yy} (mm⁴)

J _{yy} i	molt.	J _{yy} tot	
2946.28	2	5892.56	proprio l1
1045.93	2	2091.86	proprio l2
103482.72	1	103482.72	proprio l3
1878012.86	2	3756025.72	trasp l1
333774.44	2	667548.88	trasp l2
		4535041.73	

Esplicitazione dei contributi nel calcolo di J_{zz} (mm⁴)

J _{zz} i	molt.	J _{zz} tot	
589255.65	2	1178511.30	proprio l1
26362.63	4	105450.54	proprio l2
1649.92	2	3299.83	proprio l3
261079.51	4	1044318.05	trasp 2
14424.62	2	28849.24	trasp 3
		2360428.97	

Verifica nel caso M_{yy} max:

M _{yy} max	15977242.67	Nmm
M _{zz}	0.00	Nmm
N min	0.00	N
T _y	0.00	N
T _z	29049.53	N
N/A	0.00	N/mm ²
σ ₁	-194.02	N/mm ²
σ ₂	-98.65	N/mm ²
τ ₁	0.00	N/mm ²
τ ₂	36.68	N/mm ²

no

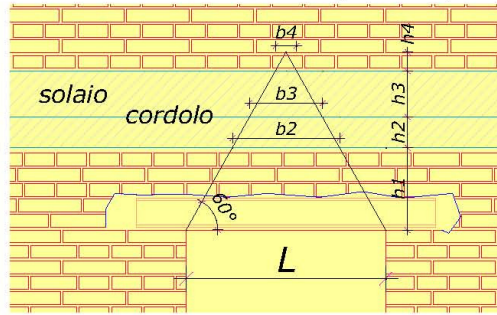
HP: le tensioni di trazione sono negative

(σ ₁ ² +τ ₁ ²) ^{0.5}	194.02	N/mm ²	verifica
σ ₁	194.02	N/mm ²	verifica
(σ ₂ ² +τ ₂ ²) ^{0.5}	105.24	N/mm ²	verifica
σ ₂	98.65	N/mm ²	verifica

Verifica di architrave metallica allo S.L.U. ed allo stato limite di deformazione (comb. rara)

acciaio **S235**
 fyk **2350.00** Kg/cmq
 fyd 2238.10 Kg/cmq
 fyd/radq(3) 1292.16 Kg/cmq
 E 2100000.00 Kg/cmq

PROFILO HEA 100
 n. profili **2**
 b 10.00 cm
 h 9.60 cm
 tw 0.50 cm
 tf 0.80 cm
 Jxx 349.00 cm⁴
 Wx el. 72.80 cm³



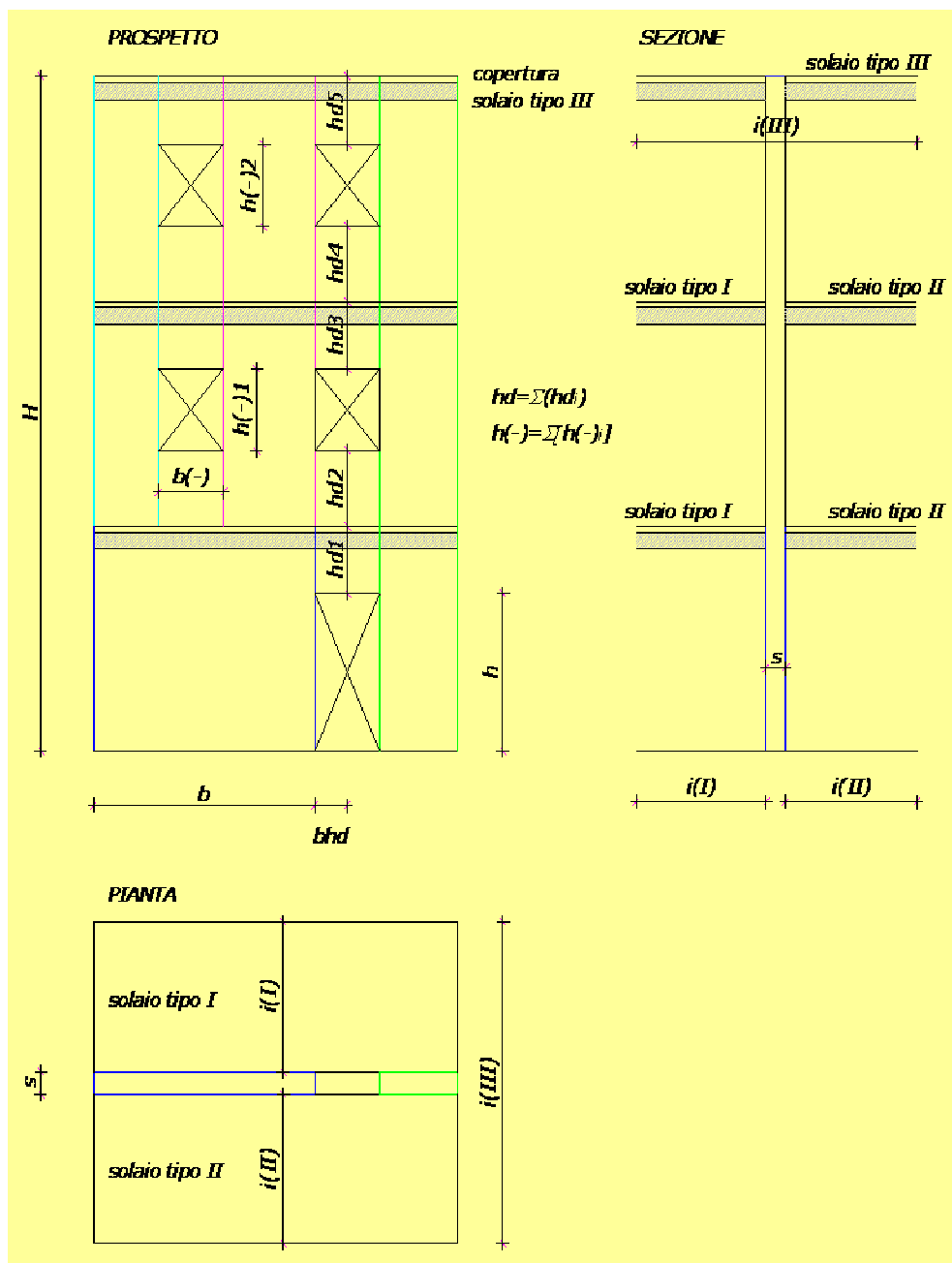
L	130.00	cm	triangolo di scarico		
α °	60.00				
α rad	1.05				
h	112.58	cm			
simbolo	valore	unità	γ S.L.U.	Ψ2	descrizione
q0	16.70	Kg/m	1.30		peso proprio di un singolo profilo
q0(S.L.U.)	21.71	Kg/m			
h1	44.60	cm	1.30 1.50		peso della muratura
b2	78.50	cm			
s	25.00	cm			
peso spec.	1200.00	Kg/mc			
intonaco	60.00	Kg/mq			
q1	1.29	Kg/cm			
q1(S.L.U.)	1.72	Kg/cm			
h2	0.00	cm	1.30 1.50		peso di eventuale cordolo (ricalatura rispetto a solaio)
b3	78.50	cm			
s	25.00	cm			
peso spec.	1200.00	Kg/mc			
intonaco	60.00	Kg/mq			
q2	0.00	Kg/cm			
q2(S.L.U.)	0.00	Kg/cm			
h3	18.00	cm	1.30 1.50 1.30 1.50 1.50	0.30	peso di eventuale solaio + cordolo nello spessore
b4	57.72	cm			
s	25.00	cm			
peso spec.	2500.00	Kg/mc			
intonaco	30.00	Kg/mq			
l infl.	1.55	m			
qp	242.00	Kg/mq			
qperm	250.00	Kg/mq			
qacc	200.00	Kg/mq			
q3	7.09	Kg/cm			
q3(S.L.U.)	10.07	Kg/cm			
q3 (sism.)	5.78	Kg/cm			
h4	49.98	cm	1.30 1.50		peso di eventuale muratura a piano superiore
s	25.00	cm			
gamma	1200.00	Kg/mc			
intonaco	60.00	Kg/mq			
q4	0.40	Kg/cm			
γq4	0.53	Kg/cm			
q tot	9.12	Kg/cm	carico totale combinazione rara		
qtot(S.L.U.)	12.75	Kg/cm	carico totale allo S.L.U.		
qtot(sism.)	7.81	Kg/cm	carico totale nella combinazione sismica		
M	13471.95	Kgcm	M<Mres el	momento sollecitante S.L.U. su singolo profilo	
T	414.52	Kg	T<Tres el	taglio sollecitante S.L.U. su singolo profilo	
Mres el	162933.33	Kgcm			
Tres el	6202.39	Kg			
f	0.0231	cm	verifica	freccia <1/500 L	1/500L=cm 0.26

Rappresentazione della simbologia per il maschio centrale a piano terra (blu)



Geometria della parete (caso di NON stesse aperture a tutti i piani)

Rappresentazione della simbologia per il maschio di sinistra a piano terra (blu)



Tipologie di muratura

Tipologia di muratura	Descrizione	f_m	τ_0	E	E	G	G	W
		(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
		min-max	min-max	min-max	MEDIA	min-max	MEDIA	
1	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2 3.2	690 1050	870	230 350	290	19
2	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3.5 5.1	1020 1440	1230	340 480	410	20
3	Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5.6 7.4	1500 1980	1740	500 660	580	21
4	Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2.8 4.2	900 1260	1080	300 420	360	16
5	Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9 12	2400 3200	2800	780 940	860	22
6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6 9.2	1200 1800	1500	400 600	500	18
7	Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura \geq 40%)	500 800	24 32	3500 5600	4550	875 1400	1137.5	15
8	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30 40	3600 5400	4500	1080 1620	1350	12
9	Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10 13	2700 3600	3150	810 1080	945	11
10	Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9.5 12.5	1200 1600	1400	300 400	350	12
11	Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18 24	2400 3520	2960	600 880	740	14

A13 PIANO DI MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

Per le strutture progettate, oggetto della presente relazione, trattandosi di:

- opere realizzate nell'ambito di murature esterne, tutte inserite all'interno delle murature e rivestite da intonaco e dunque non direttamente esposte alle intemperie;

non risulta necessario prevedere alcun tipo di intervento di manutenzione delle strutture.

Il tecnico

Ing. Galileo Innocenti