

Capitolo 7

Analisi parametrica dell'intervento di consolidamento

7.1. Effetti locali dell'inserimento dei tiranti radiali nelle buche puntaie

Per valutare gli effetti sulla compagine muraria dell'inserimento dei tiranti metallici post-tesi all'interno delle buche puntaie, è stato utilizzato il modello agli elementi finiti di una porzione di muratura presentato al paragrafo 4.2. Il modello, realizzato con una *mesh* più fitta rispetto a quello della torre globale, riproduce un volume di muratura avente base pari ad $\frac{1}{4}$ della sezione media della torre (ottenuta dividendo la sezione con i suoi due assi di simmetria), ed altezza corrispondente all'intervallo tra due buche puntaie (1,05 m).

Le variabili che governano il risultato finale dell'intervento con i tiranti radiali, nella sua versione definitiva di messa in opera¹⁶, sono tre:

¹⁶ L'inserimento dei tiranti nelle buche puntaie in origine doveva avvenire secondo differenti modalità, illustrate in [16]. Il progetto iniziale prevedeva infatti di realizzare il contrasto alle piastre esterne con l'utilizzo di elementi tubolari metallici inseriti nelle buche e solidarizzati alla compagine muraria tramite resine epossidiche: tale ipotesi è stata quindi scartata in sede realizzativa, optando per il riempimento delle buche con malta cementizia.

- Il tensionamento imposto al tirante in acciaio inossidabile, F_t ;
- Il modulo elastico della malta di riempimento della buca, E_m ;
- La dimensione del tampone interno alla buca, d_t .

Quest'ultimo parametro si riferisce ad una soluzione tecnologica (che non è stata adottata in fase realizzativa) proposta dal progettista in [5]. Tale soluzione prevede di inserire nella buca un manicotto gonfiabile, e successivamente procedere al getto di riempimento, che risulta quindi diviso in due porzioni separate: l'obiettivo di tale soluzione è quello di consentire il movimento reciproco delle due porzioni di getto, e quindi realizzare una migliore compressione orizzontale della muratura.

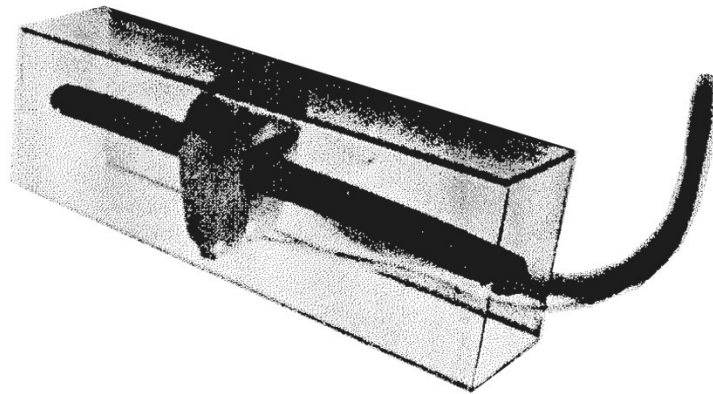


Figura 64 Modellino del manicotto da inserire all'interno della buca pontaiata [5]

Si ricorda infatti come fra gli obiettivi dell'intervento vi fosse l'induzione di uno stato di compressione bi/triassiale nella muratura, al fine di incrementarne la duttilità e di conseguenza la resistenza ultima a compressione. L'entità della tensione trasversale indotta dal tirante, dunque, dipende dall'azione F_t , dal rapporto tra i moduli elastici di muratura e malta di riempimento delle buche pontaiate, che si trovano a lavorare "in parallelo" e reagiscono in modo inversamente proporzionale alla propria rigidità, e infine dell'eventuale presenza e dalla lunghezza d_t del tampone interno alla buca.

Nell'intervento reale si è adottata una malta con $E_m = 8 \text{ GPa}$, alle barre metalliche è stato impresso un tiro pari a $F_t = 50 \text{ kN}$ e non è stato inserito alcun elemento di segmentazione del getto. Il primo obiettivo dell'analisi è stato l'individuazione dell'entità e dell'andamento delle tensioni trasversali indotte dal sistema nelle condizioni di messa in opera; dopodiché si è

proceduto alla variazione dei parametri in gioco, in ricerca della soluzione ottimale per un eventuale futuro intervento analogo oppure una correzione di quello portato a termine sulla torre di San Dalmazio.

Modello previsionale e aspettative

Un possibile metodo per prevedere in modo analitico l'entità delle tensioni trasversali indotte nella muratura dall'azione dei tiranti post-tesi, è quello di semplificare il problema ricollegandolo alla soluzione elastica di solidi assialsimmetrici indefiniti di forma cilindrica, soggetti a pressione [12]. Si riconduce dunque il problema a quello di un tubo omogeneo soggetto a carichi distribuiti uniformi: la legittimità ed i limiti di validità di tale semplificazione sono stati quindi valutati confrontando i risultati con quelli forniti da analisi agli elementi finiti di alcuni modelli.

In particolare, per realizzare il raffronto con il modello reale, si considera una sezione semplificata avente geometria di corona circolare, con diametro esterno $d_e = 5\text{ m}$ e diametro interno $d_i = 2,5\text{ m}$ (a fronte dell'originale sezione quadrata, con lato esterno di circa 5 m e spessore $1,25\text{ m}$). Come carichi esterni si considerano pressioni uniformi equivalenti alle azioni reali (12 forze concentrate di intensità $P = 50\text{ kN}$, con intervallo verticale $h = 1,05\text{ m}$):

$$\text{Pressione esterna} \quad p_e = 12 \times P / [2\pi (d_e/2) h] = 36,38\text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pressione interna} \quad p_i = 12 \times P / [2\pi (d_i/2) h] = 72,76\text{ kN/m}^2$$

Cilindri in pressione: soluzione del problema elastico

Si presenta una soluzione del problema elastico sopra descritto (tubi sottoposti a pressione interna ed esterna), condotta secondo le seguenti ipotesi:

- Geometria e carico assialsimmetrici;
- Materiale uniforme ed isotropo;
- Problema piano;
- Forze di massa e dilatazioni termiche nulle.

La geometria del problema consiglia di adottare un sistema di riferimento polare, con origine posizionata lungo l'asse di simmetria: la soluzione porterà dunque ad ottenere le equazioni di calcolo delle tensioni radiali σ_r e circonferenziali σ_θ nel solido.

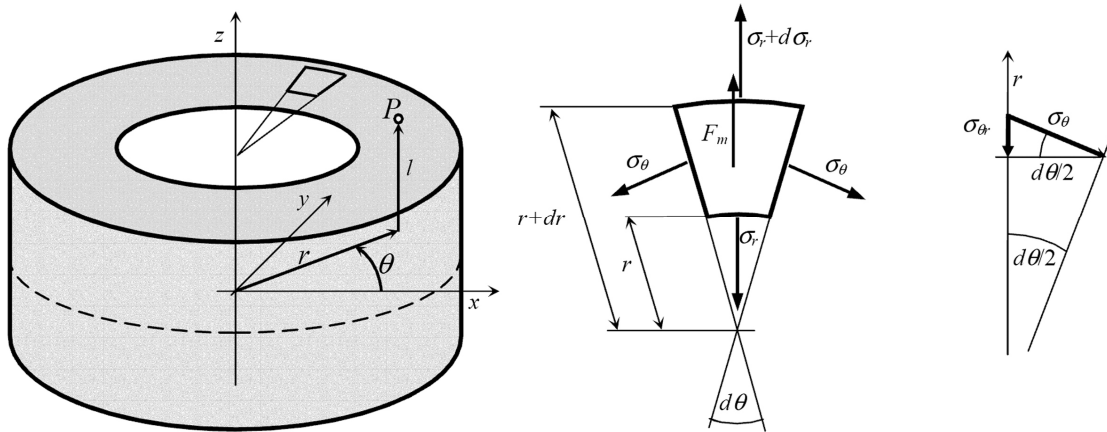


Figura 65 Equilibrio dell'elementino di volume nel piano $r-\theta$ [12]

Si consideri un elemento infinitesimo, definito da dr e $d\theta$: l'equilibrio in direzione radiale è dato da

$$\left(\sigma_r + \frac{d\sigma_r}{dr} dr\right) (r + dr)h d\theta - \sigma_r h r d\theta - 2\sigma_\theta h dr \sin d\theta/2 = 0$$

Semplificando e dividendo per $dV = h r dr d\theta$ si ottiene

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0$$

L'equazione di **congruenza interna** esprime invece la relazione tra le deformazioni radiale $\varepsilon_r = du/dr$ e circonferenziale ε_θ . Ad uno spostamento radiale u corrisponde un aumento di lunghezza della circonferenza di raggio iniziale r pari a $2\pi(r + u) - 2\pi r = 2\pi u$; la deformazione circonferenziale può dunque essere espressa come $\varepsilon_\theta = 2\pi u / 2\pi r = u/r$. La congruenza interna è quindi espressa come

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} = \frac{d(r\varepsilon_\theta)}{dr} = r \frac{d\varepsilon_\theta}{dr} + \varepsilon_\theta$$

Le equazioni costitutive vengono scritte nell'ipotesi di *stato di tensione piano*, ovvero considerando libera la deformazione in z ($\sigma_z = 0$); si ha

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E}(\sigma_r - \nu \sigma_\theta) \quad \varepsilon_\theta = \frac{1}{E}(\sigma_\theta - \nu \sigma_r) \quad \varepsilon_l = -\frac{\nu}{E}(\sigma_\theta + \sigma_r)$$

con E modulo elastico e ν coefficiente di Poisson del materiale.

Le equazioni costitutive consentono di esprimere la congruenza interna in termini di tensioni; si ottiene la relazione

$$(\sigma_\theta - \sigma_r)(1 + \nu) + r \frac{d\sigma_\theta}{dr} - \nu r \frac{d\sigma_r}{dr} = 0$$

Mettendo a sistema con l'equazione di equilibrio radiale, si può esprimere la congruenza nella sola incognita σ_r :

$$\frac{d^2\sigma_r}{dr^2} + \frac{3}{r} \frac{d\sigma_r}{dr} = 0$$

Si ottiene la **soluzione** dell'equazione differenziale σ_r , da cui si ricava con l'equilibrio radiale σ_θ :

$$\sigma_r = A - B/r^2 \quad \sigma_\theta = A + B/r^2$$

Si individuano le **condizioni al contorno**, sulle facce interna ed esterna del solido; a tal proposito si definiscono le pressioni esterna ed interna p_e e p_i , e il termine adimensionale $\rho = r/r_e$ con limite inferiore $\beta = r_i/r_e$. Per ogni situazione (A, B, C) si individuano pertanto due equazioni che consentono – noti i parametri geometrici, le proprietà meccaniche del materiale e le azioni esterne – di calcolare le tensioni interne radiali e circonferenziali per ogni punto nel piano.

A. Solo pressione esterna

$$\sigma_r = -p_e \quad (\rho = 1) \quad \sigma_r = 0 \quad (\rho = \beta)$$

da cui si ottiene

$$\sigma_r = -p_e \frac{1}{1 - \beta^2} \left(1 - \frac{\beta^2}{\rho^2} \right) \quad \sigma_\theta = -p_e \frac{1}{1 - \beta^2} \left(1 + \frac{\beta^2}{\rho^2} \right)$$

B. Solo pressione interna

$$\sigma_r = 0 \quad (\rho = 1) \quad \sigma_r = -p_i \quad (\rho = \beta)$$

da cui si ottiene

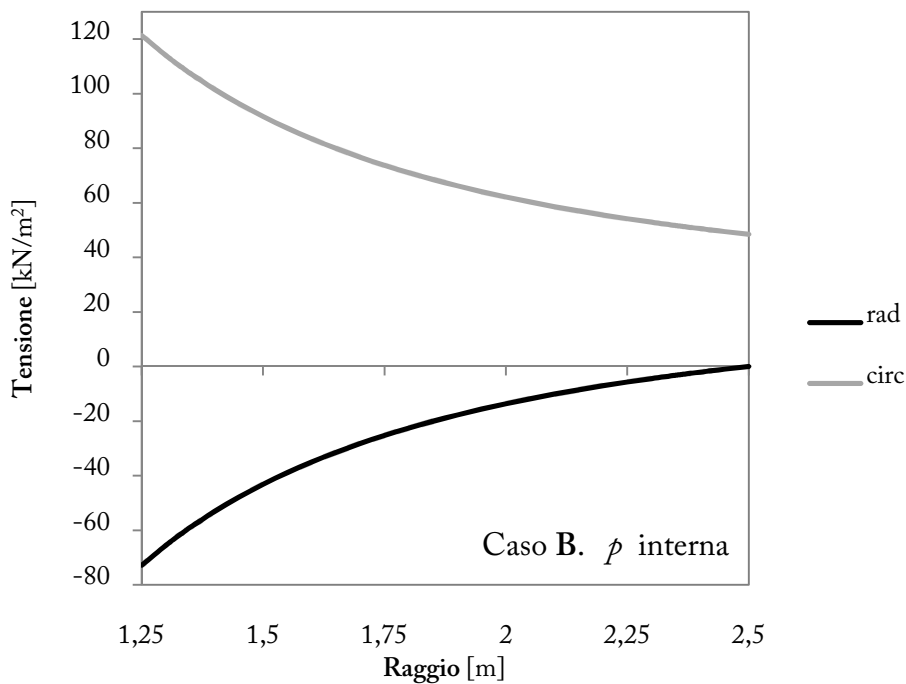
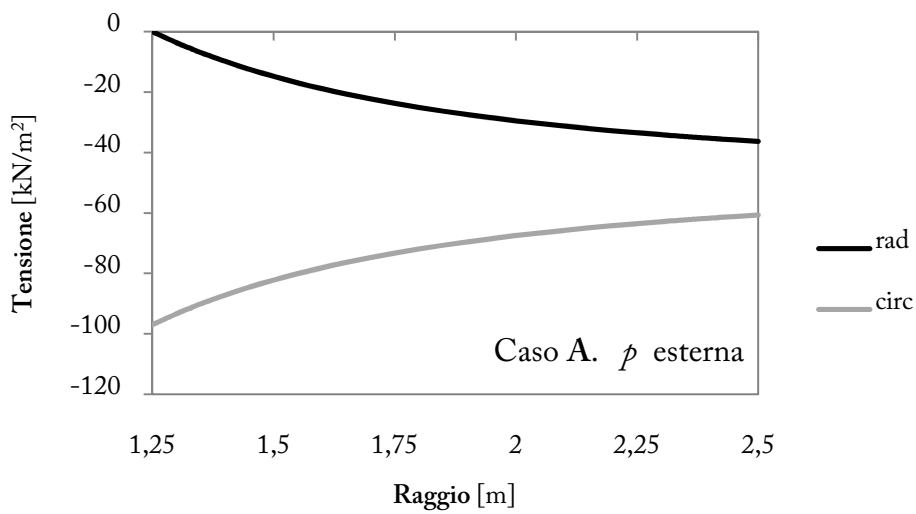
$$\sigma_r = -p_i \frac{\beta^2}{1 - \beta^2} \left(\frac{1}{\rho^2} - 1 \right) \quad \sigma_\theta = p_i \frac{\beta^2}{1 - \beta^2} \left(\frac{1}{\rho^2} + 1 \right)$$

C. Pressione esterna ed interna

Applicando la sovrapposizione degli effetti, si ottengono le formulazioni

$$\sigma_r = \frac{1}{1 - \beta^2} \left[\beta^2 p_i - p_e - \frac{\beta^2 (p_i - p_e)}{\rho^2} \right] \quad \sigma_\theta = \frac{1}{1 - \beta^2} \left[\beta^2 p_i - p_e + \frac{\beta^2 (p_i - p_e)}{\rho^2} \right]$$

Riferendoci alla sezione semplificata precedentemente descritta (corona circolare, $d_e = 5 \text{ m}$ e $d_i = 2,5 \text{ m}$, $p_e = 36,38 \text{ kN/m}^2$ e $p_i = 72,76 \text{ kN/m}^2$) si ottengono, in una qualsiasi sezione radiale, i seguenti andamenti delle tensioni σ_r e σ_θ , riferiti alle condizioni A, B e C.



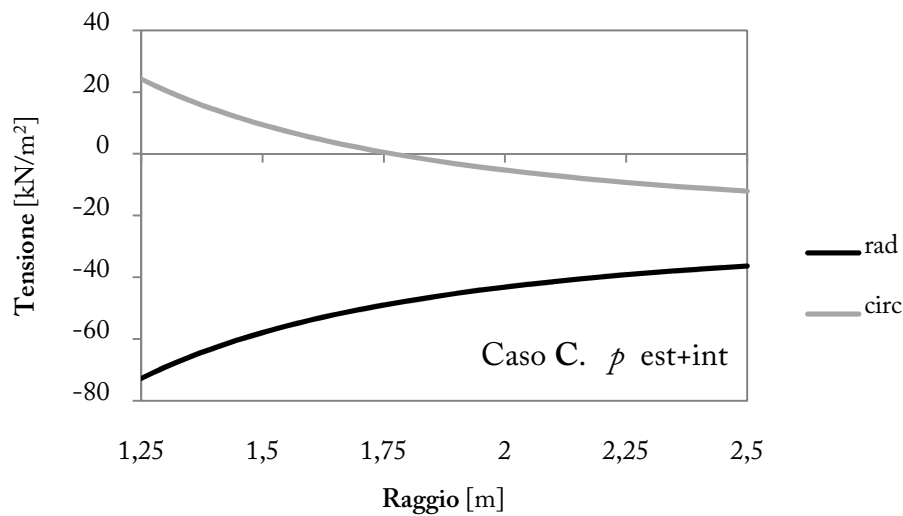


Grafico 42 Andamento delle tensioni radiali e circonferenziali, modello teorico semplificato

Il caso reale (condizione C, con $p_e = 36,38 \text{ kN/m}^2$ e $p_i = 72,76 \text{ kN/m}^2$) è ottenuto dalla sovrapposizione dei casi A e B: i grafici mostrano come l'applicazione della sola pressione esterna (caso A) porti ad avere esclusivamente sforzi di compressione nella muratura, mentre la pressione interna (caso B) induce sforzi di compressione in direzione radiale, ma notevoli trazioni in direzione tangenziale.

Prendendo in esame il caso C, si hanno i seguenti valori medi di tensione:

$$\sigma_{r,m} = -46,79 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_{\theta,m} = -1,77 \text{ kN/m}^2$$

Confronto con i risultati di modellazioni FEM semplificate

Il modello analitico sopra descritto è caratterizzato da semplificazioni (forma circolare anziché quadrata, sollecitazioni distribuite anziché puntuali) che potrebbero portare a notevoli differenze rispetto alla situazione reale. Sono stati quindi realizzati una serie di modelli agli elementi finiti “intermedi”, che descrivono il passaggio dal modello semplificato (analizzabile analiticamente) a quello reale, per valutare l'entità delle differenze.

Per prima cosa si è realizzato un modello identico a quello studiabile in modo analitico, e si è verificato che i risultati in termini di tensioni coincidono (lo scarto tra i risultati risulta sempre inferiore a 1%). Pertanto il modello FEM semplificato può essere correttamente utilizzato per effettuare ulteriori indagini.

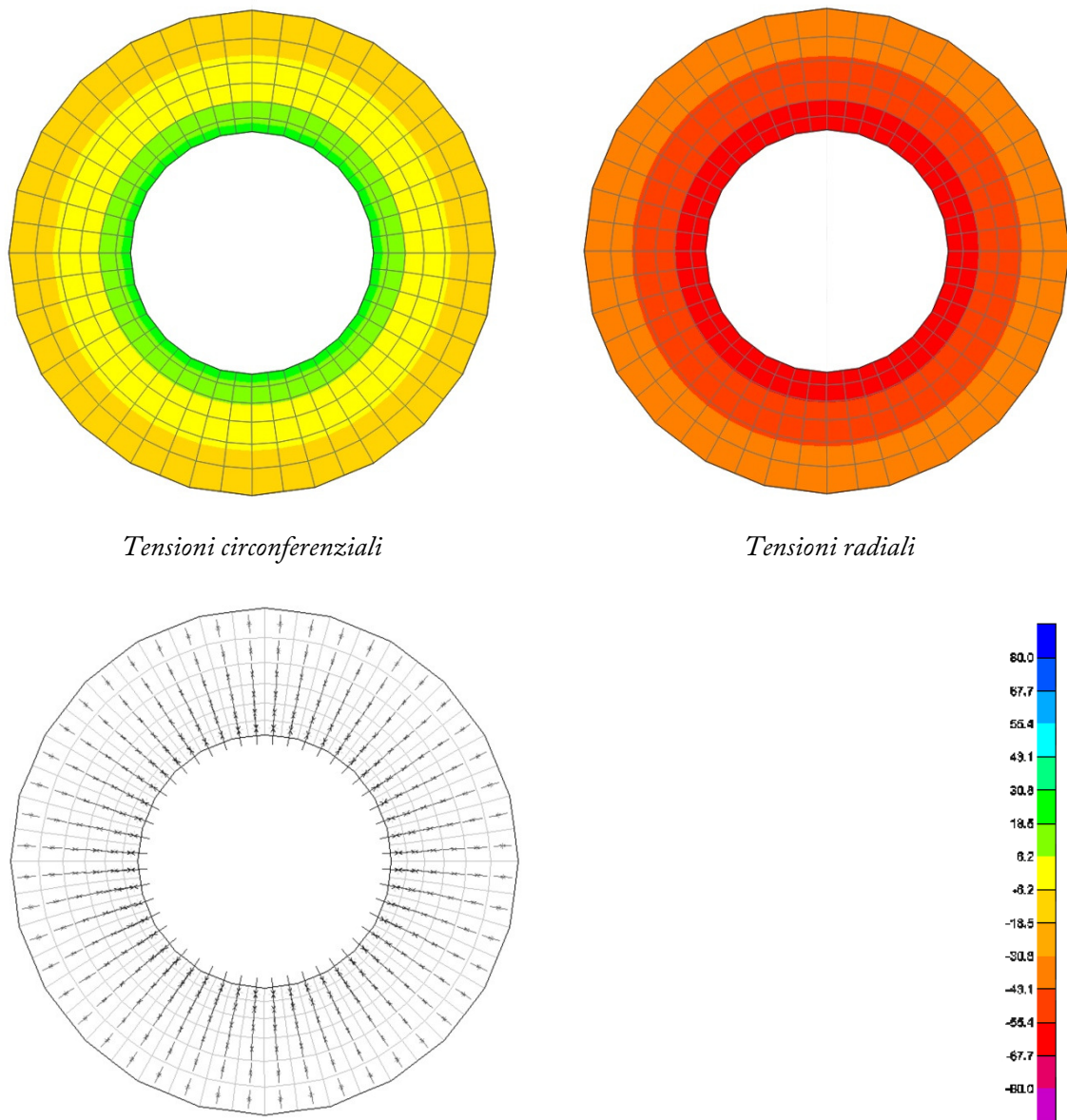


Figura 66 Modello 1, tensioni principali (sezione orizzontale) [kN/m²]

Innanzitutto è stato verificato che la riduzione ad un quarto effettuata nel modello completo agli elementi finiti, avvenuta con il posizionamento di pattini lungo i piani di sezione, non alteri i risultati: la verifica è stata pienamente soddisfatta, per cui è equivalente considerare la sezione completa oppure un quarto di essa, correttamente vincolata con pattini.

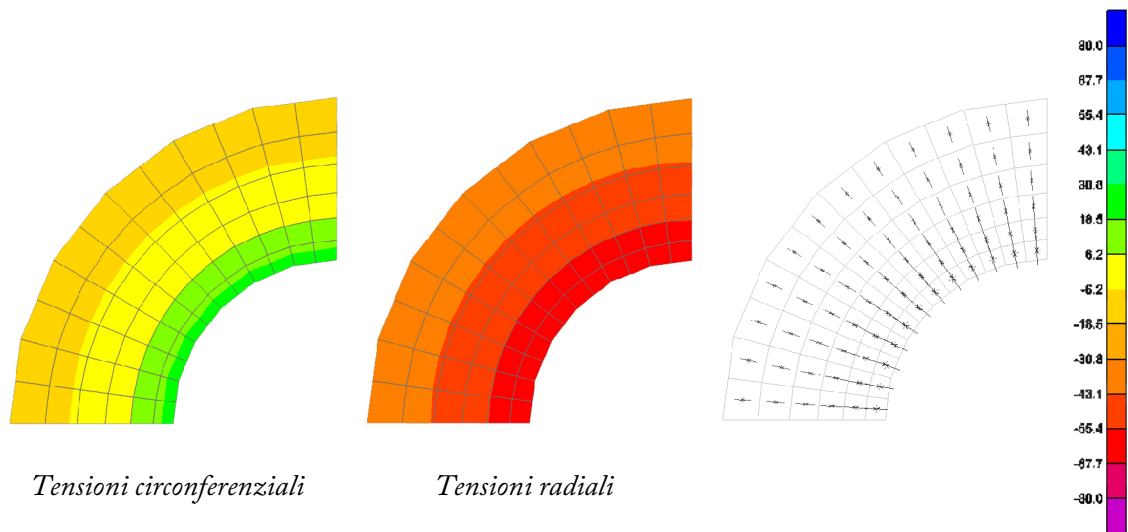


Figura 67 Modello 1 ridotto, tensioni principali (sezione orizzontale) [kN/m²]

Si è visto come l'approccio analitico consideri una distribuzione uniforme di pressioni sulle facce interne ed esterne, anziché la presenza di azioni puntuali localizzate: per verificare quale sia il cambiamento tra queste due situazioni, si è sottoposto il modello FEM sopra descritto ad azioni puntuali invece che distribuite. L'andamento delle tensioni risulta, come preventivabile, alquanto modificato, soprattutto nell'intorno dei punti di applicazione delle sollecitazioni esterne. In particolare, per quanto riguarda le tensioni radiali, si hanno valori molto maggiori in corrispondenza dei tiranti, e valori minori negli interspazi non sollecitati in modo diretto.

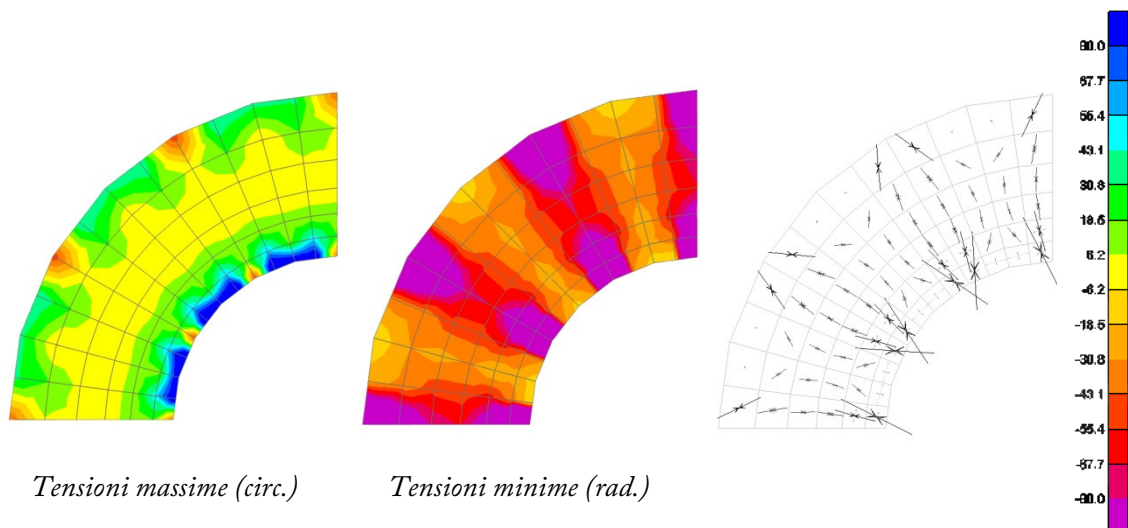


Figura 68 Modello 2 ridotto, tensioni principali (sezione orizzontale) [kN/m²]

Tuttavia per valutare l'effetto globale di confinamento trasversale della muratura, ci si riferisce ai

valori medi delle tensioni di piano. Risulta che il passaggio da pressioni distribuite ad azioni puntuali modifica anche i valori medi di tensione, portando ad una riduzione delle tensioni minime (radiali) di 15 kN (si ha un maggior confinamento radiale) e ad un aumento delle tensioni massime (circonferenziali) di 15 kN (in direzione circonferenziale si hanno quindi sollecitazioni di trazione, che riducono la resistenza ultima a compressione verticale del materiale). Se si considera la media delle tensioni principali¹⁷ per valutare il confinamento globale, si ha che nel passaggio da carichi distribuiti a carichi puntuali la situazione non varia, dato che le tensioni medie dei due casi sono equivalenti.

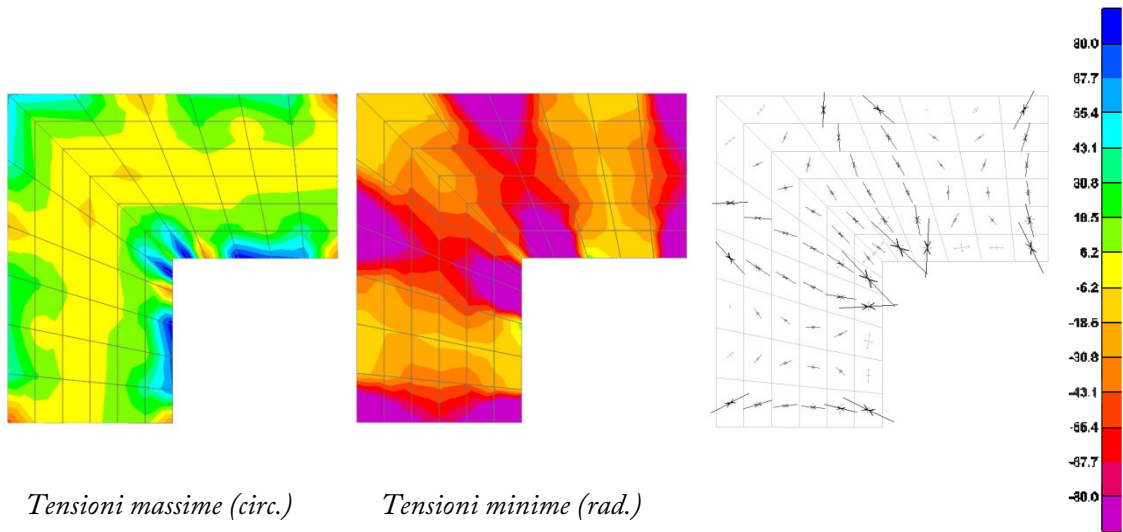
| | $\sigma_{\min,m}$ | $\sigma_{\max,m}$ | σ_m |
|--------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | [kN/m ²] | [kN/m ²] | [kN/m ²] |
| Mod 1 | -46.82 | -1.61 | -24.21 |
| Mod 2 | -61.75 | 12.80 | -24.48 |

Tabella 42 Tensioni principali medie, carichi distribuiti (Mod 1) e puntuali (Mod 2)

Una ulteriore questione riguarda la validità del passaggio dalla forma quadrata a quella circolare: è stato dunque realizzato un modello con caratteristiche geometriche analoghe a quelle del modello completo, in cui si considerando sempre carichi puntuali. I grafici di andamento delle tensioni (Figura 69) mostrano come il passaggio dalla forma quadrata a quella circolare equivalente non comporti notevoli differenze nelle caratteristiche principali dello stato tensionale del materiale costituente, sebbene si abbia un lieve aumento nei valori medi delle tensioni principali (Tabella 43, in cui si registrano scarti massimi dell'ordine del 10%). Tale semplificazione geometrica (l'utilizzo della forma circolare anziché quadrata), in fase di studio, è dunque da considerarsi legittima, ma nella valutazione del confinamento reale è opportuno tenere conto del fatto che, a parità d'azioni sollecitanti, la forma circolare garantisce un confinamento migliore (+15-20% circa nella tensione media di confinamento) rispetto a quella quadrata¹⁸.

¹⁷ Si ricorda come sia indifferente considerare la media delle tensioni principali o la media delle tensioni ortogonali associate a qualsiasi altro piano di giacitura, come facilmente mostrabile col cerchio di Mohr.

¹⁸ Tale considerazione è valida se la forma circolare equivalente è costruita a partire da quella quadrata eguagliando il lato del quadrato al diametro del cerchio.



Tensioni massime (circ.)

Tensioni minime (rad.)

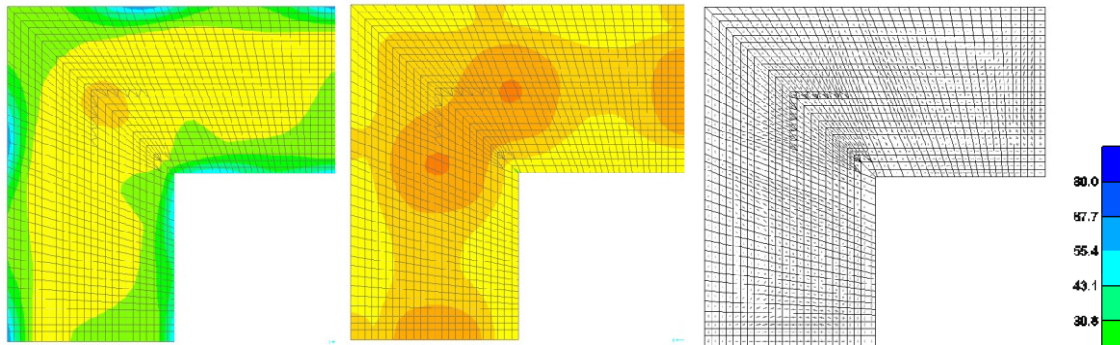
Figura 69 Modello 3 ridotto, tensioni principali (sezione orizzontale) [kN/m²]

| | $\sigma_{\min,m}$ [kN/m ²] | $\sigma_{\max,m}$ [kN/m ²] | σ_m [kN/m ²] |
|-------|---|---|------------------------------------|
| Mod 2 | -61.75 | 12.80 | -24.48 |
| Mod 3 | -54.84 | 13.25 | -20.80 |

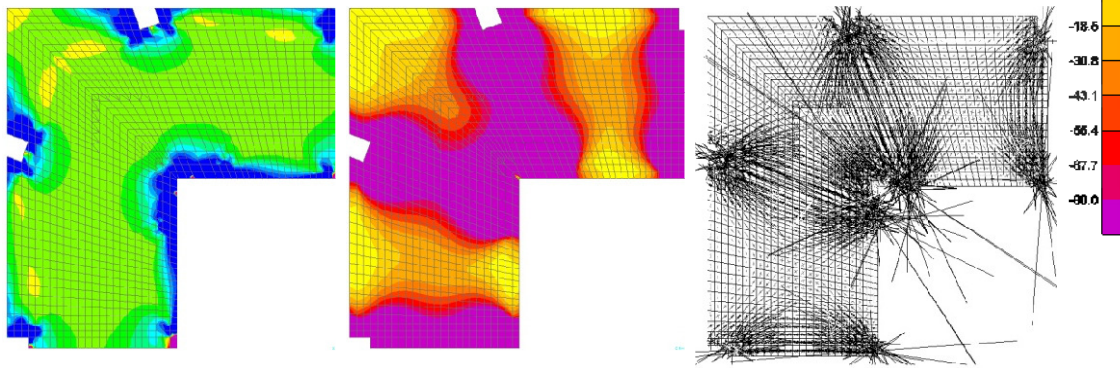
Tabella 43 Tensioni principali medie, forma circolare (Mod 2) e quadrata (Mod 3)

L'ultimo passaggio da verificare è quello dal modello tridimensionale completo, definito nel dettaglio in tutte le sue caratteristiche geometriche, a quello semplificato sopra descritto (Modello 3). A tal proposito si precisa che si considerano, ai fini del confronto, entrambi i modelli con materiale uniforme ed omogeneo (a differenza di quanto avviene nel modello reale completo, che distingue le porzioni in conglomerato cementizio, mattoni e malta di riempimento delle buche pontai). In figura sono mostrati i grafici degli andamenti delle tensioni principali, alle quote dei tiranti ($h = 0,00\text{ m}$, dove si hanno tensioni maggiori in modulo) ed intermedia tra i tiranti ($h = 0,525\text{ m}$, ricordando che l'intervallo verticale tra i tiranti è mediamente pari a $1,05\text{ m}$).

$h = 0,525 \text{ m}$ (quota intermedia)



$h = 0,00 \text{ m}$ (quota tiranti)



Tensioni massime (circ.)

Tensioni minime (rad.)

Figura 70 Modello 4 - tridimensionale, tensioni principali (sezioni orizzontali) [kN/m²]

| | $\sigma_{\min,m}$ [kN/m ²] | $\sigma_{\max,m}$ [kN/m ²] | σ_m [kN/m ²] |
|-------|---|---|------------------------------------|
| Mod 3 | -54.84 | 13.25 | -20.80 |
| Mod 4 | -41.61 | 7.31 | -17.15 |

Tabella 44 Tensioni principali medie, modello semplificato (Mod 3) e completo (Mod 4)

In figura è mostrato come gli andamenti delle tensioni nel modello tridimensionale ricalchino sostanzialmente quelli mostrati nei modelli semplificati.

Per quanto riguarda invece i valori delle tensioni medie, occorre precisare che sono state calcolate le tensioni principali nel piano xy , e non quelle riferite allo spazio tridimensionale. È stato dunque ignorato lo stato tensionale in direzione z , dato che, ai fini del confinamento trasversale, esso non ha alcun ruolo. I valori mostrano, nel passaggio dal modello 4

(tridimensionale) al modello 3 (bidimensionale), un aumento in modulo del valore medio sia delle tensioni massime, sia di quelle minime, e soprattutto una maggiore efficacia del confinamento trasversale (espressa dalla tensione media, che cresce in modulo del 15% circa), probabilmente dovuta anche al fatto che nel modello bidimensionale i vertici esterni dei tiranti non sono stati arretrati rispetto al filo esterno, come invece è stato fatto nel modello tridimensionale.

Apporto del “girello” metallico

Un ulteriore elemento di cui è interessante indagare l'apporto in riferimento allo stato tensionale indotto nella muratura, è il “girello” metallico posizionato internamente alla torre (presentato al paragrafo 4.1.2). È stato infatti visto come, per effetto delle azioni agenti sul perimetro interno della torre, vengano indotti in direzione circonferenziale sforzi di trazione, che riducono il beneficio della compressione radiale. Per contrastare, o quantomeno mitigare, tale effetto pernicioso, è stata prevista in sede progettuale l'installazione di profili metallici che collegano le teste interne dei tiranti di pari quota a formare un anello continuo, che fornisce un contrasto alle azioni che tendono ad “aprire” la sezione muraria.

Sono state dunque condotte analisi su modelli agli elementi finiti in cui sono stati opportunamente inseriti tali elementi, al fine di valutarne il comportamento in riferimento allo stato tensionale indotto nella muratura. Sono stati ottenuti i risultati mostrati in tabella, riferiti ad un modello bidimensionale (Mod 3 g) e tridimensionale (Mod 4 g), entrambi con materiale omogeneo.

| | $\sigma_{min,m}$ [kN/m ²] | $\sigma_{max,m}$ [kN/m ²] | σ_m [kN/m ²] | apporto girello |
|----------------|--|--|------------------------------------|--------------------|
| Mod 3 g | -52.01 | 8.51 | -21.75 | 4.6% |
| Mod 4 g | -41.30 | -3.87 | -22.59 | 31.7% |

Tabella 45 Tensioni principali medie, modelli con girelli

I risultati mostrano come l'apporto dei girelli non possa essere considerato marginale, in quanto la loro presenza porta a notevoli variazioni nel valore di tensione media nel piano *xy* (variazioni

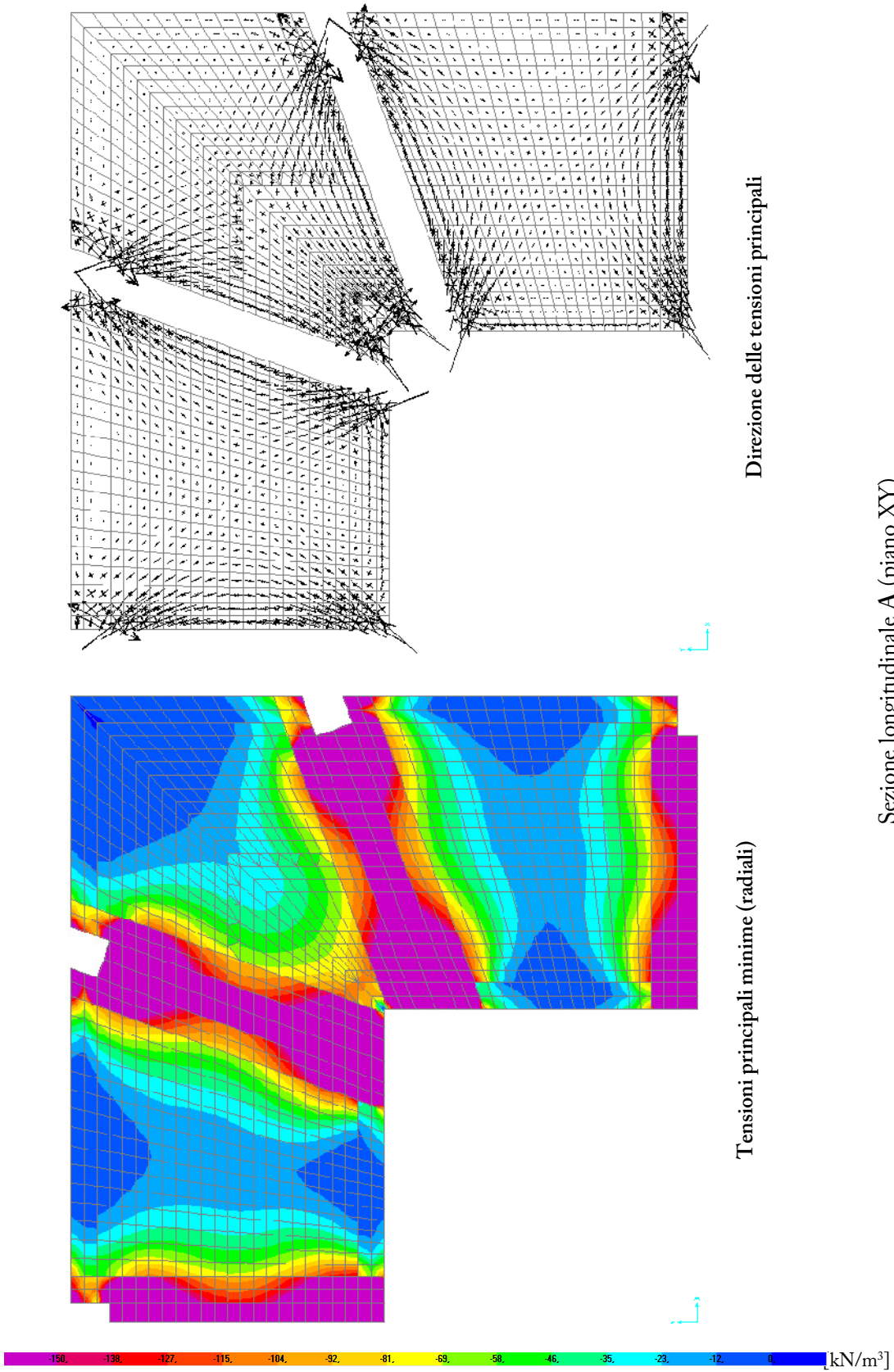
esprese nella colonna “apporto girello”, riferite ai valori assunti da σ_m nella muratura in presenza o meno del girello metallico).

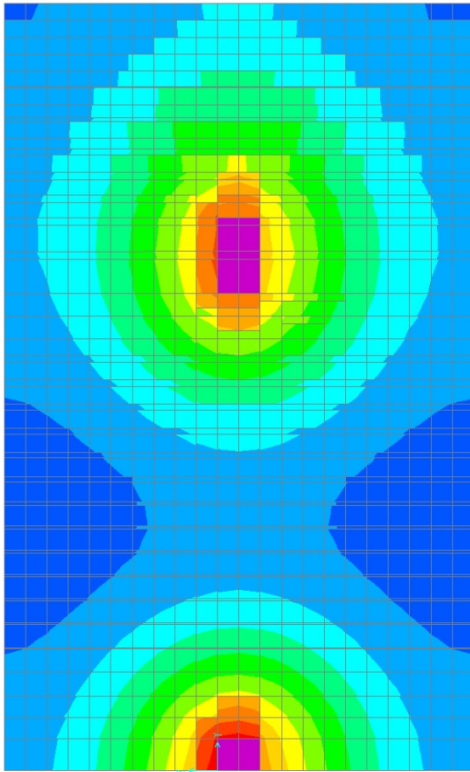
In conclusione, adottando il modello analitico semplificato per la stima della tensione di confinamento si sarebbe ottenuto un valore $\sigma'_m = -24,21 \text{ kN/m}^2$, mentre con il modello tridimensionale (con materiale omogeneo, senza girello) si ha $\sigma_m = -17,15 \text{ kN/m}^2 \cong 0,70 \sigma'_m$. L'inserimento del girello porta invece a colmare parzialmente questo *gap*, dando luogo a $\sigma_{m,g} = -22,59 \text{ kN/m}^2 \cong 0,95 \sigma'_m$. Il modello analitico semplificato può quindi essere molto utile in fase progettuale, al fine di definire la strategia di intervento, in quanto permette di ottenere in modo agile e rapido i valori delle tensioni di confinamento, e consente quindi di operare un lavoro di calibrazione volto ad individuare la soluzione ottimale di intervento. Tuttavia, per avere valori più precisi sulla effettiva tensione di confinamento, non si può prescindere dalla realizzazione di modelli più sofisticati, a maggior ragione nei casi in cui il divario nelle proprietà meccaniche dei materiali è tale da condizionare notevolmente lo stato tensionale (ed il caso in esame è tra questi, per via della forte differenza tra il modulo elastico della malta di riempimento delle buche pontai e la muratura originaria).

Stato della muratura nell'intervento reale

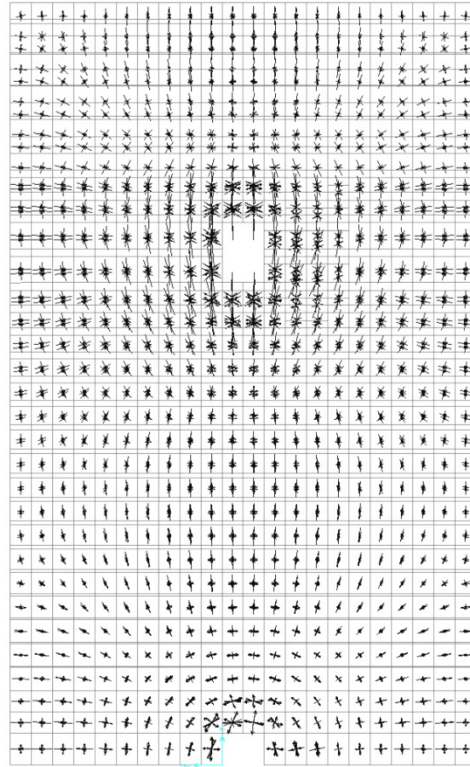
Il primo passo consiste nell'individuazione e nello studio dello stato tensionale indotto nella muratura con l'intervento reale, adottato nei lavori di consolidamento della torre San Dalmazio, che ha previsto l'utilizzo di malta di modulo $E_m = 8 \text{ GPa}$ per il riempimento delle buche pontai, tiranti sottoposti a un tiro di $F_t = 5 \text{ kN}$ e in cui non è stata adottata la tecnica dell'inserimento nelle buche di un manicotto per la segmentazione del getto.

Il paragrafo precedente ha mostrato come, per la tipologia di intervento utilizzata (che agisce sulla muratura con azioni agenti sia sul perimetro esterno, sia su quello interno), il confinamento trasversale sia principalmente dovuto alle tensioni radiali, che approssimativamente coincidono con le tensioni principali di minimo. Il loro andamento ed i valori assunti nei diversi punti della muratura sono mostrati nei grafici seguenti.



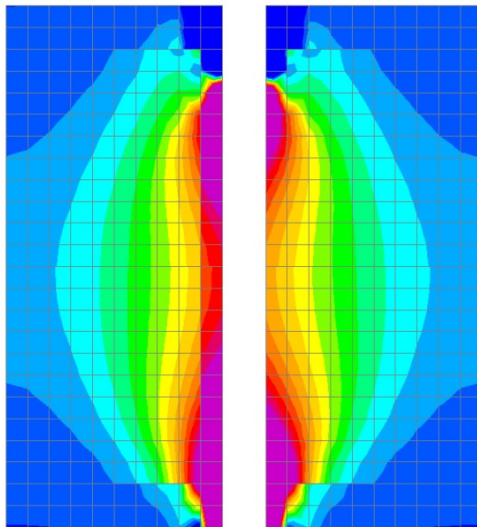


Tensioni principali minime (radiali)

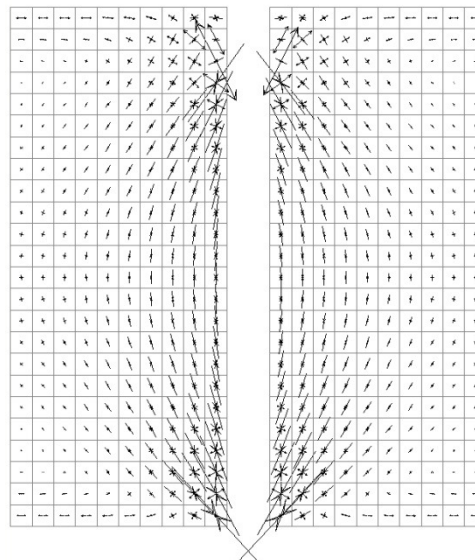


Direzione tensioni principali

Sezione trasversale di mezzeria C (piano YZ)

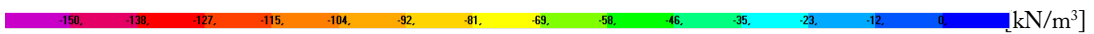


Tensioni principali minime (radiali)



Direzione tensioni principali

Sezione longitudinale B (piano XZ)



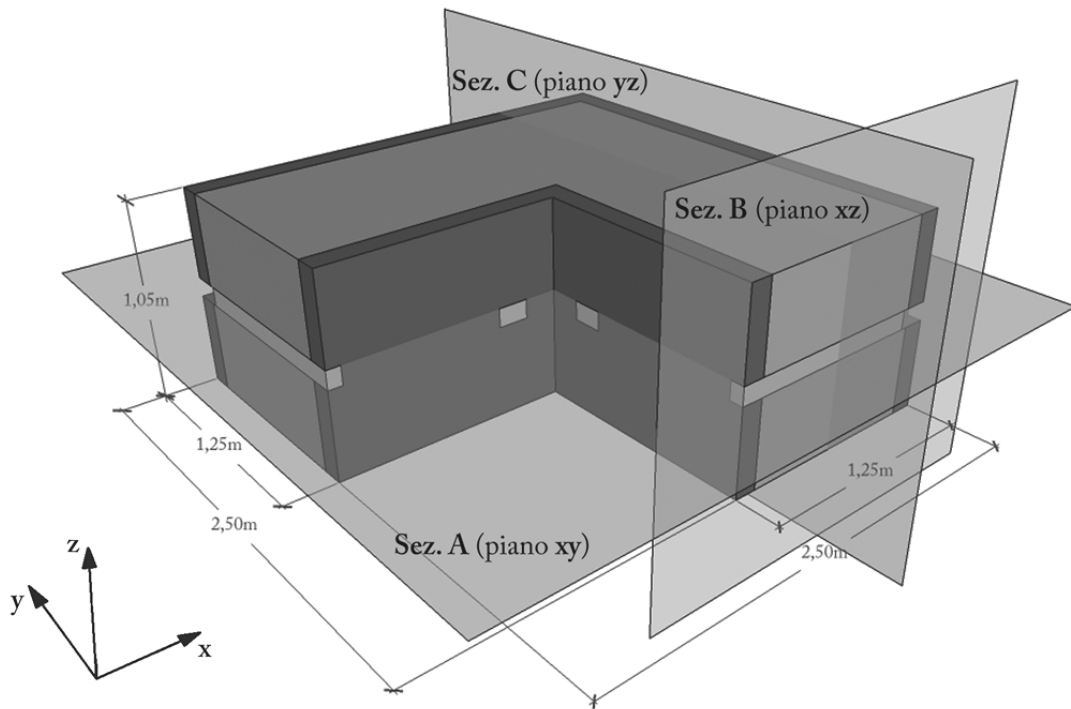


Figura 71 Piani di sezione considerati

I diagrammi delle tensioni si riferiscono alle sezioni del modello indicate in Figura 71, e presentano esclusivamente l'effetto delle azioni derivanti dai tiranti (non è considerato il peso proprio). Si osserva come la concentrazione delle tensioni in corrispondenza dei tiranti sia, in questo modello, ancora più marcata rispetto a quanto avveniva nei modelli omogenei del paragrafo precedente: le buche pontaaie sono infatti riempite con malta di modulo elastico superiore rispetto a quello della muratura, per cui, aumentando la loro rigidezza, cresce anche la quota di azione che si scarica su di esse a discapito della muratura circostante.

Nel grafico seguente è mostrata la variazione in intensità delle tensioni orientate secondo la direzione del tirante, nella sezione trasversale di mezzeria del tirante stesso (linea "reale"). La curva presenta due gradini, alle distanze corrispondenti ai cambiamenti di materiale (fino a 7,5 cm: malta di intasamento della buca; da 7,5 a 17,5 cm: mattoni; oltre i 17,5 cm: conglomerato di riempimento della parete a sacco; ogni materiale è caratterizzato da un modulo elastico differente). In particolare la malta della buca pontaaia presenta il modulo elastico di gran lunga maggiore, e di conseguenza risulta sollecitata maggiormente rispetto agli altri materiali, così come i mattoni rispetto al conglomerato cementizio.

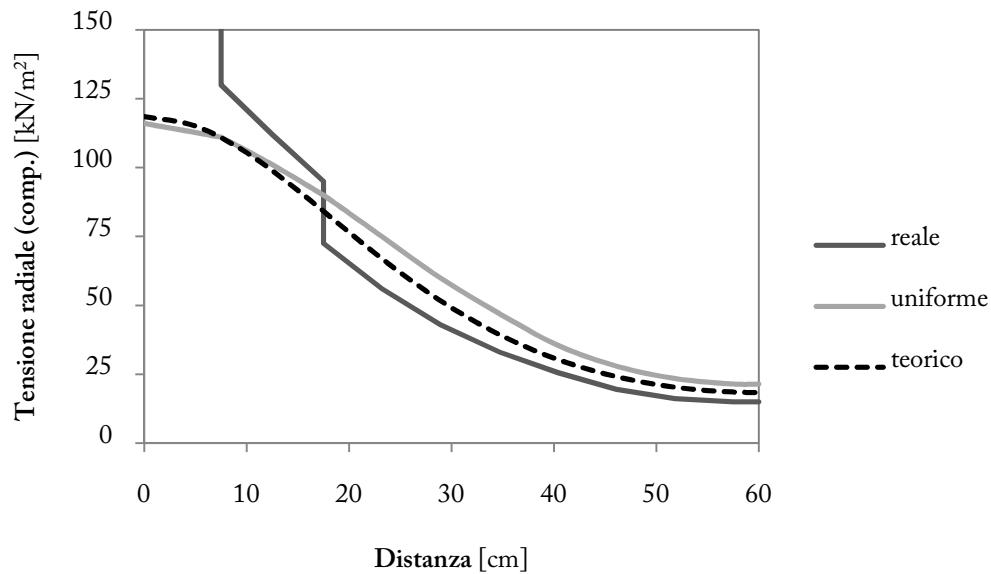
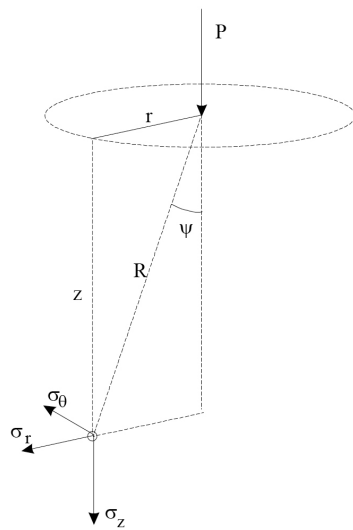


Grafico 43 Tensioni trasversali indotte dal tirante nella muratura

Al di là delle anomalie prodotte dalla diversa rigidezza dei materiali costituenti l'apparato murario, l'andamento delle tensioni si trova in buona sintonia rispetto a quanto prevedibile. Si ha infatti una curva decrescente con pendenza che progressivamente si riduce fino ad annullarsi nel punto di equidistanza tra i due tiranti consecutivi, dove si individua una tangente orizzontale. Al fine di avere una conferma della bontà dei risultati, tale curva è stata confrontata nel grafico con:

- L'andamento delle tensioni che si sarebbe avuto con materiali di pari modulo elastico (linea "uniforme");
- L'andamento delle tensioni calcolato con l'approccio di Boussinesq, che si riferisce ad un semispazio omogeneo, isotropo, elastico e privo di peso, soggetto ad una forza concentrata superficiale (linea "teorica").

Come previsto, per distanze superiori ai 17,5 cm le tensioni nel caso con materiale omogeneo sono superiori rispetto a quelle reali, poiché non si ha la differenza di rigidezza che porta nel modello disomogeneo ad una concentrazione degli sforzi in corrispondenza della buca pontata.



$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right]$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5}$$

Figura 72 Problema di Boussinesq ed equazioni risolutive

L'andamento di questa curva è inoltre molto prossimo a quello calcolato con le relazioni di Boussinesq; in particolare si sono calcolati i valori delle σ_z , per $z = 45 \text{ cm}$ (distanza della sezione dalla testa esterna del tirante) e per valori di r fino a 60 cm , sommando anche il contributo proveniente dal tirante adiacente. La vicinanza delle due curve va a dimostrare la correttezza della modellazione agli elementi finiti.

Per valutare l'effetto della tensione di confinamento sul comportamento della muratura, in termini di aumento di resistenza e di duttilità, ci si riferisce alle indicazioni presenti all'interno delle Istruzioni CNR-DT 200/2004 - *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati*. Tale norma contiene infatti al suo interno un paragrafo riguardante il confinamento di colonne in muratura (mediante FRP): il nostro tema risulta analogo ad esso, in quanto in entrambi i casi il miglioramento delle proprietà della muratura è dovuto all'imposizione di uno stato di compressione trasversale¹⁹.

L'incremento di resistenza ultima dovuto al confinamento laterale viene espresso sommando alla resistenza ordinaria di progetto un termine aggiuntivo, funzione della pressione trasversale:

¹⁹ Nel caso di studio lo stato tensionale è indotto in modo attivo, tramite la post-tensione dei tiranti; gli interventi con FRP si configurano invece come passivi, poiché creano uno stato di compressione trasversale solo in seguito ad incrementi dei carichi verticali.

$$f_{mcd} = f_{md} + k' \cdot f_{1,eff}$$

dove

f_{mcd} è la resistenza di progetto “confinata”;

f_{md} è la resistenza di progetto ordinaria, senza confinamento;

k' è un coefficiente adimensionale di incremento della resistenza, valutabile come $k' = g_m/1000$ (g_m densità della muratura [kg/m^3]);

$f_{1,eff}$ è la pressione efficace di confinamento, per la quale la norma indica dei metodi di calcolo in riferimento agli interventi con FRP.

Nel nostro caso la pressione efficace $f_{1,eff}$ può essere uguagliata al valore medio delle tensioni medie nel piano xy , calcolabile a partire dai risultati del modello agli elementi finiti. La pressione media di confinamento assume dunque il valore

$$f_{1,eff} = |\sigma_m| = 16,41 \frac{kN}{m^2} = 0,016 MPa$$

Dati i valori $f_{md} = 1,9 MPa$ e $k' = 1,8$, si ottiene la resistenza ultima, in assetto confinato,

$$f_{mcd} = 1,9 + 1,8 \times 0,01 = 1,930 MPa$$

corrispondente ad un incremento di circa l'1,5% della resistenza ultima rispetto al caso non confinato.

Per valutare l'apporto del confinamento trasversale in termini di **incremento di duttilità** ci si riferisce invece ad una relazione sempre contenuta all'interno della norma CNR-DT 200/2004, ma propria di strutture in c.a., che però, con le dovute cautele, può essere estesa anche ad elementi in muratura:

$$\varepsilon_{mcd} = \varepsilon_{mu} + 0,015 \sqrt{\frac{f_{1,eff}}{f_{md}}}$$

dove ε_{mu} e ε_{mcd} sono le deformazioni ultime a compressione della muratura non confinata e

confinata. Le prove con doppio martinetto piatto inducono a valutare $\varepsilon_{mu} = 0,0033$.

Nel nostro caso si ha dunque

$$\varepsilon_{m_{cu}} = 0,0033 + 0,015 \sqrt{\frac{0,016}{1,9}} = 0,0047$$

pari ad un incremento del 42%.

La tesatura dei tiranti in acciaio inossidabile inseriti all'interno delle buche puntaie porta dunque ad un miglioramento delle proprietà meccaniche del materiale muratura non tanto in riferimento alla resistenza ultima, quanto in termini di possibilità deformative in stato di compressione. Del resto il Grafico 44 mostra come l'obiettivo primario di un intervento di confinamento su di un elemento murario difficilmente possa essere l'aumento della resistenza ultima, dato che tale parametro cresce in modo molto ridotto all'aumentare della tensione trasversale. Al contrario invece con sollecitazioni orizzontali relativamente ridotte rispetto a quelle sostenute in direzione verticale, si possono ottenere considerevoli miglioramenti in termini di duttilità, grazie al veloce aumento della deformazione ultima a compressione.

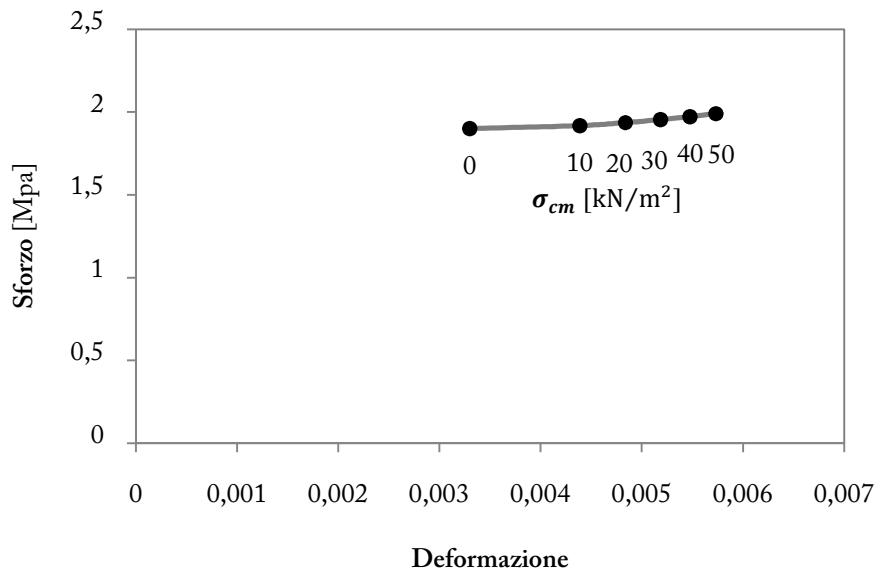


Grafico 44 Rottura della muratura al variare della pressione di confinamento

Le valutazioni riguardanti gli incrementi di resistenza ultima e duttilità sono state condotte

riferendosi a una media delle tensioni medie presenti nella muratura. Il reale comportamento del materiale, tuttavia, è correlato agli stati tensionali presenti localmente nei diversi punti della parete muraria. Sono pertanto state calcolate le pressioni di confinamento locali per diversi punti, individuati in figura, per due quote corrispondenti al piano dove sono presenti le buche pontai (quota tiranti), e a quello intermedio tra due buche (quota intermedia).

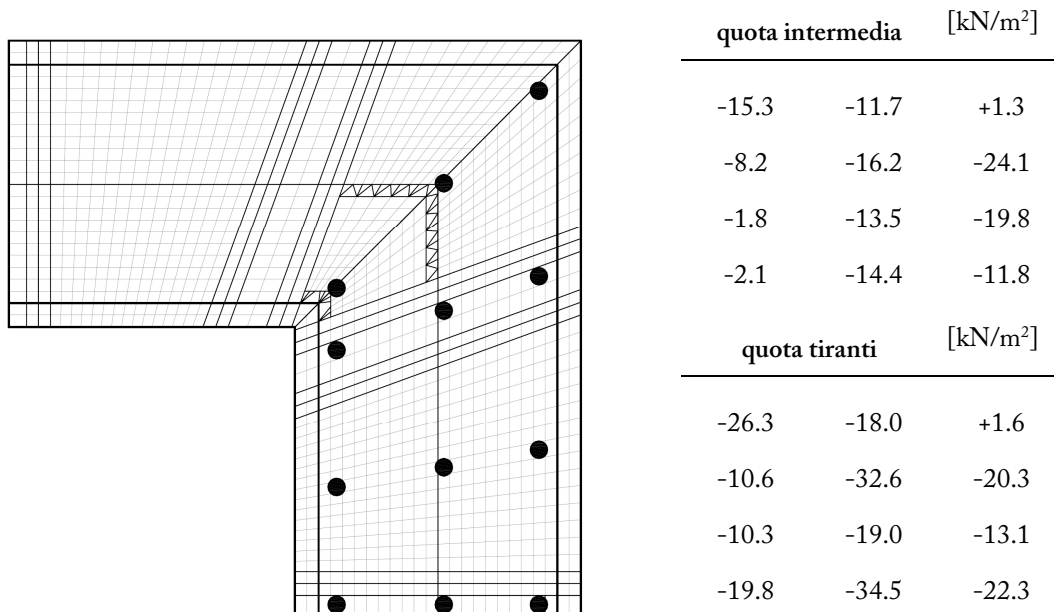


Figura 73 Pressioni di confinamento locali (piano xy)

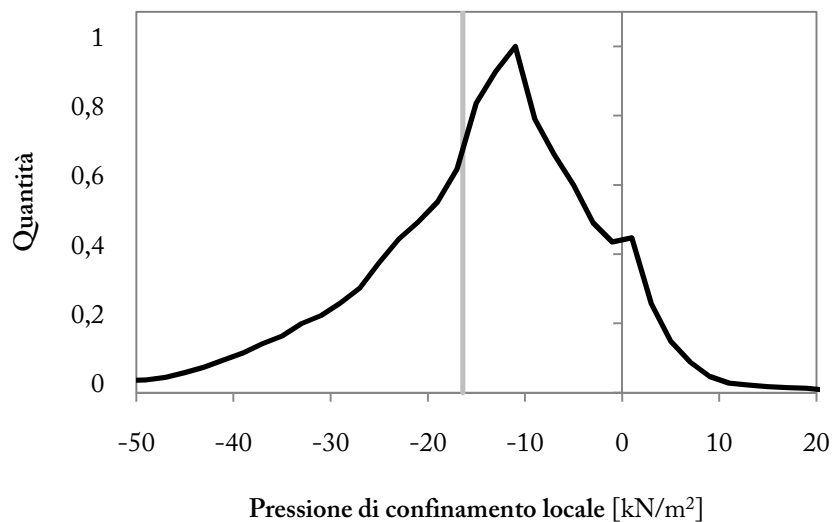


Grafico 45 Distribuzione delle pressioni di confinamento (piano xy) nel volume della muratura

Le rilevazioni mostrano come la dispersione dei valori sia relativamente limitata; si possono individuare come estremi significativi i valori

$$\sigma_{m,min} = -35 \text{ kN/m}^2 \qquad \sigma_{m,max} = +1 \text{ kN/m}^2$$

cui corrispondono le variazioni in resistenza ultima e duttilità mostrate in tabella:

| | Limite inferiore | Media | Limite superiore | |
|-------------|------------------|--------|------------------|-------------------|
| $f_{1,eff}$ | -35 | -16.41 | +1 | kN/m ² |
| f_{med} | 1.963 | 1.930 | 1.898 | MPa |
| $e_{m,cu}$ | 0.0053 | 0.0047 | 0.0030 | |

Tabella 46 Incremento di resistenza e duttilità, valori locali

Nei casi peggiori, dunque, sono presenti sollecitazioni nel piano xy che lasciano invariate le proprietà del materiale, mentre nei punti dove il confinamento laterale è più efficace si hanno lievi incrementi rispetto ai miglioramenti delle caratteristiche meccaniche della muratura calcolati con i valori medi. Pertanto, data la limitata variabilità nel volume di muratura degli stati tensionali indotti dal confinamento, si può ritenere soddisfacente il calcolo che fa uso dei valori medi di tensione nel piano xy .

Variazione del parametro E_m

La successiva fase d'indagine ha riguardato la correlazione tra proprietà meccaniche della malta di riempimento delle buche pontai e livello di confinamento trasversale della muratura. Per prima cosa si sono ricercati i valori assunti dalla tensione radiale nella muratura al variare del modulo elastico E_m della malta adottata per il riempimento delle buche.

Sono stati realizzati 6 modelli aggiuntivi (con $E_m = 0; 2; 4; 16; 32; \text{inf GPa}$) rispetto a quello reale con $E_m = 8 \text{ GPa}$. Le tensioni riportate in grafico sono sempre riferite alla sezione trasversale di mezzera di un tirante, da 17,5 a 60 cm di distanza dal tirante stesso²⁰, e si è inoltre

²⁰ Si è voluto infatti riferire l'analisi al solo materiale *conglomerato*, tralasciando per questo i primi 17,5 cm di distanza dal tirante, essendo costituiti da *malta* (7,5 cm, metà buca) e *mattoni* (nel modello larghi 10 cm). A 60 cm si ha invece il punto di equidistanza tra due tiranti consecutivi, nel loro piano trasversale di

rilevato l'accorciamento del tirante metallico nei diversi casi.

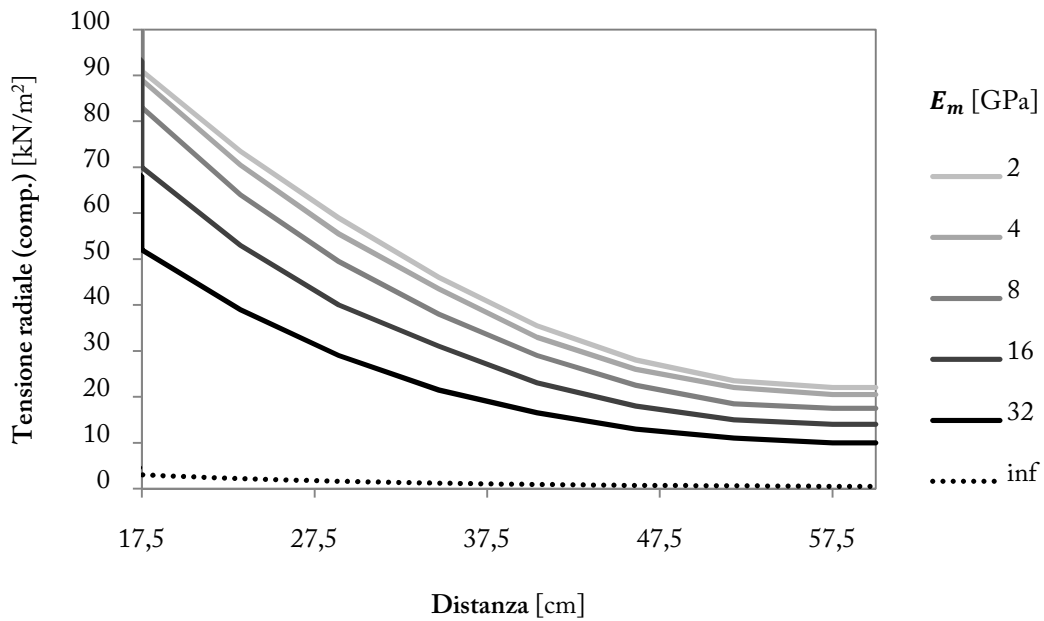


Grafico 46 Compressione trasversale della muratura al variare di D, per diversi E_m

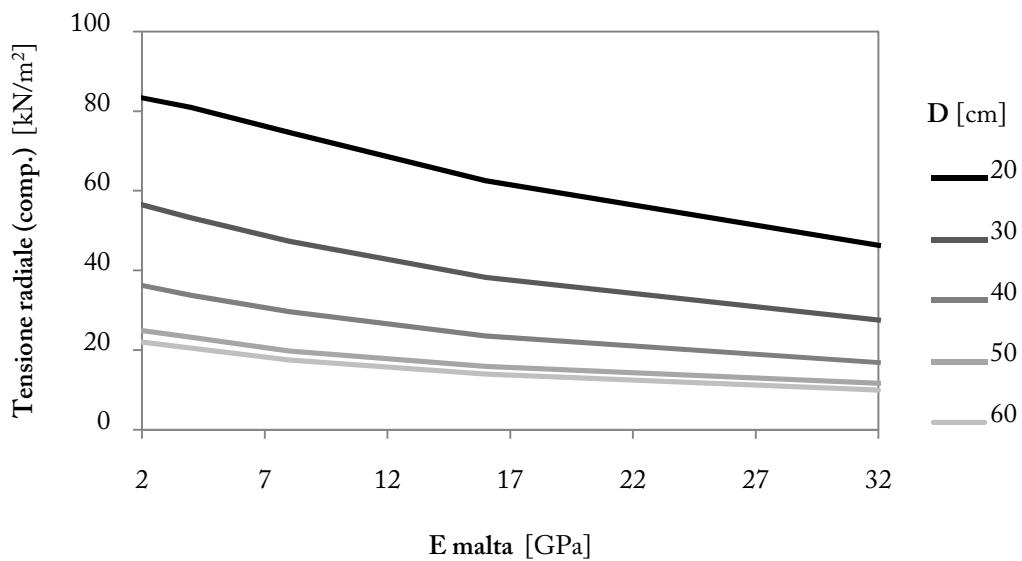


Grafico 47 Compressione trasversale della muratura al variare di E_m , per diverse D

Le rilevazioni delle tensioni trasversali rappresentate nei grafici mostrano come al variare del modulo elastico della malta di intasamento delle buche cambi il livello di confinamento della

mezzeria.

muratura. In particolare il Grafico 47 evidenzia una correlazione lineare tra modulo E_m e tensione σ_c nella muratura, con pendenza variabile a seconda della distanza dal tirante (come è individuabile anche dal Grafico 46, dove le curve si distanziano maggiormente tra loro per bassi valori di D).

La curva che mostra la variazione di lunghezza del tirante al variare del modulo elastico della malta di riempimento della buca, presenta invece una forma iperbolica: tale andamento è coerente con la crescita lineare della rigidezza assiale del sistema, dato che la rigidezza è proporzionale al modulo elastico e la contrazione è inversamente proporzionale alla rigidezza.

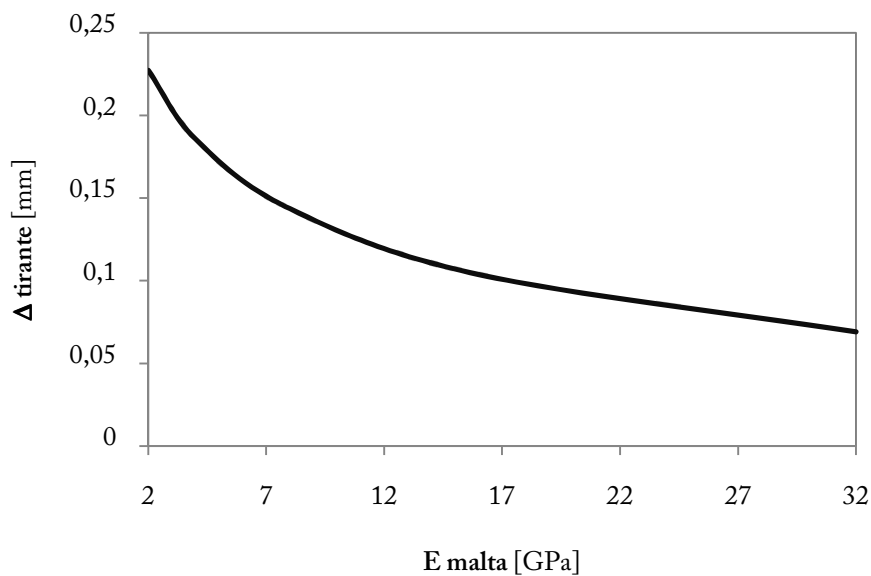


Grafico 48 Contrazione del tirante metallico

Al fine di avere i risultati di tale analisi in riferimento al miglioramento delle proprietà del materiale muratura, sono stati calcolati per i vari modelli le rispettive tensioni medie di confinamento, e quindi le resistenze e deformazioni ultime conseguite sotto il loro effetto. L'andamento delle tensioni medie di confinamento è mostrato in grafico, mentre in tabella si riportano i valori di f_{mcd} e ε_{mcd} nei vari casi, calcolati secondo le indicazioni delle istruzioni CNR-DT 200/2004.

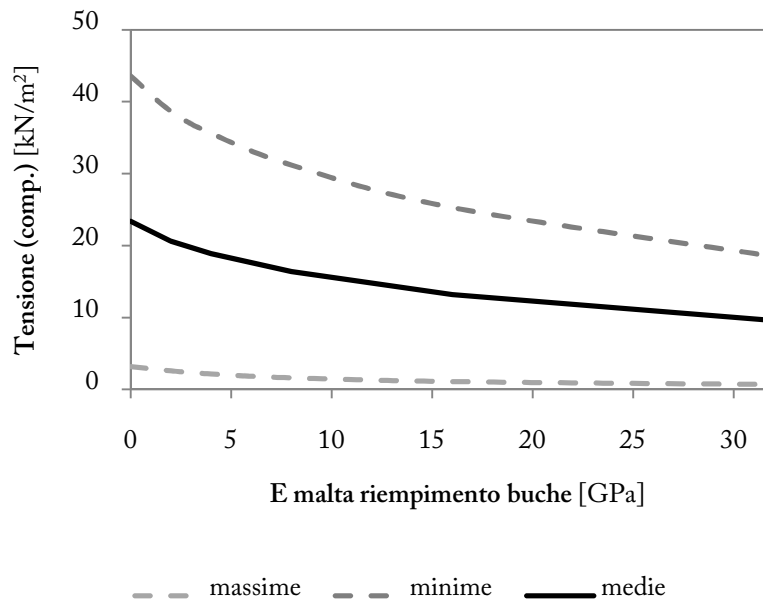


Grafico 49 Compressione trasversale media della muratura al variare di E_m

| E_m [Gpa] | $f_{1,eff}$ [kN/m ²] | f_{mcd} [MPa] | Δ | ϵ_{mccu} [-] | Δ |
|----------------|-------------------------------------|--------------------|----------|--------------------------|----------|
| 0 | 23.38 | 1.942 | +0.65% | 0.0559 | +18.0% |
| 2 | 20.63 | 1.937 | +0.39% | 0.0527 | +11.3% |
| 4 | 18.89 | 1.934 | +0.23% | 0.0505 | +6.8% |
| 8 | 16.41 | 1.930 | - | 0.0473 | - |
| 16 | 13.19 | 1.924 | -0.30% | 0.0428 | -9.6% |
| 32 | 9.58 | 1.917 | -0.64% | 0.0369 | -21.9% |

Tabella 47 Variazione dei parametri f_{mcd} e ϵ_{mccu} con E_m

I valori mostrati in tabella evidenziano come la resistenza ultima a compressione, al variare del modulo elastico della malta delle buche pontae rispetto al valore $E_m = 8 \text{ GPa}$, rimanga costante; per quanto riguarda la deformazione ultima, invece, si hanno variazioni leggermente più consistenti, ma comunque poco significative.

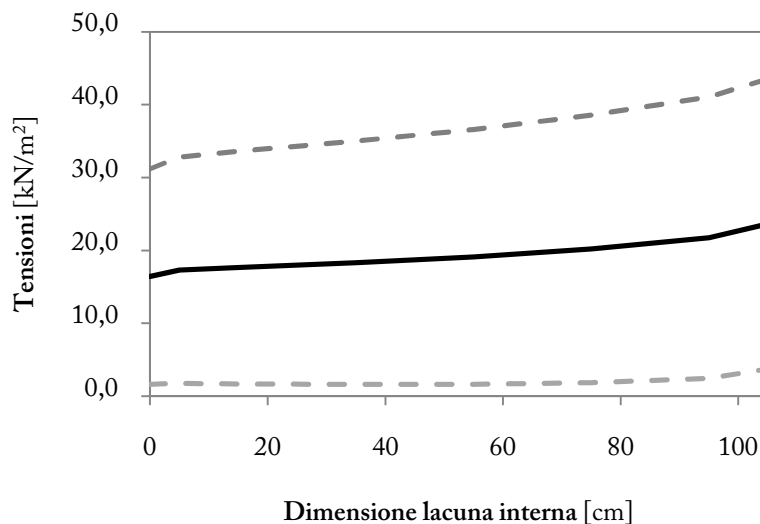
Si può quindi concludere che il valore del modulo elastico della malta E_m non costituisce un parametro di primaria importanza nell'ambito di questo tipo di intervento, dato che gli effetti benefici sulla muratura vengono scarsamente influenzati dalla sua variazione.

Variation of the parameter d_t

The further parameter that can influence the effectiveness of the confinement of the masonry is the dimension of the sleeve inserted inside the hole with the purpose of interrupting the continuity of the mortar filling. It is remembered that in the solution adopted in practice this technique (the holes are completely filled with mortar, without solution of continuity).

Several models were therefore realized, with increasing values of the length of the internal cavity generated by the sleeve, all having mortar filling with elastic modulus $E_m = 8 \text{ GPa}$. It was therefore calculated the average confinement pressure exerted on the masonry, for the different dimensions of the sleeve; the values shown in Graph 50.

The results show that the presence of the internal cavity does not significantly alter the internal stress state of the masonry, at least as long as the sleeve has a length less than 75 cm (dimension to which is associated an increase in confinement pressure of about 25% compared to the real case). On the other hand, the creation of internal cavities of such dimensions would require more specific checks to evaluate the holding offered by the mortar injections located at the ends of the holes.



Graph 50 Average transverse compression of masonry as a function of d_t

| d_t | $f_{t,eff}$ | f_{mcd} | ϵ_{mcd} | | |
|-------|----------------------|-----------|------------------|--------|----------|
| [cm] | [kN/m ²] | [MPa] | Δ | [-] | Δ |
| 0 | 16.41 | 1.930 | - | 0.0473 | - |
| 5 | 17.29 | 1.931 | +0.08% | 0.0485 | +2.5% |
| 15 | 17.64 | 1.932 | +0.12% | 0.0490 | +3.4% |
| 35 | 18.30 | 1.933 | +0.18% | 0.0498 | +5.2% |
| 55 | 19.10 | 1.934 | +0.25% | 0.0508 | +7.4% |
| 75 | 20.19 | 1.936 | +0.35% | 0.0521 | +10.2% |
| 95 | 21.76 | 1.939 | +0.50% | 0.0540 | +14.1% |
| 105 | 23.62 | 1.943 | +0.67% | 0.0561 | +18.6% |

Tabella 48 Variazione dei parametri f_{mcd} e ϵ_{mcd} con d_t

Anche in questo caso, come avveniva per la variazione del modulo elastico della malta di intasamento E_m , la tabella mostra come al variare del parametro d_t si assista ad un incremento trascurabile della resistenza a rottura della muratura (minore dell'1%), e ad un aumento più marcato della deformazione ultima, che però supera il 10% solo per $d_t = 75$ cm.

In ultima analisi si può dunque affermare che i vantaggi apportati dall'introduzione nelle buche puntaie dei manicotti, se comparati con

- le difficoltà operative e l'aumento della manodopera;
- la necessità di effettuare verifiche specifiche sulla capacità di ancoraggio della malta alle pareti della buca puntaia;
- la diminuzione nell'iniezione della compagine muraria, che costituiva un benefico "effetto collaterale" dell'intervento di consolidamento;

non risultano sufficienti per giustificare l'adozione di tale tecnica per il confinamento della sezione muraria.

Ottimizzazione del confinamento della muratura

Alla luce delle considerazioni effettuate sulla tecnica adottata per il confinamento della compagine muraria della torre San Dalmazio, è possibile formulare ipotesi alternative di intervento volte ad ottimizzare i benefici effetti sul materiale di costruzione.

Per la definizione di nuove strategie di intervento, risulta molto utile il modello analitico presentato in principio del paragrafo, che trasforma la sezione reale in una equivalente circolare bidimensionale. Con l'ausilio di tale modello è stato infatti mostrato come lo stato tensionale interno alla muratura nella soluzione tecnica adottata nei lavori sulla San Dalmazio, sia dato dalla sovrapposizione degli effetti dei carichi applicati sui perimetri interno ed esterno della sezione; la pressione interna, in particolare, tende ad "aprire" la sezione, inducendo tensioni di trazione in direzione circonferenziale che riescono ad essere contrastate solo parzialmente dai benefici effetti della pressione applicata esternamente. L'obiettivo è dunque elaborare soluzioni tecniche alternative in grado di migliorare l'intervento realizzato.

Negli interventi ordinari di confinamento, condotti per esempio su colonne o pilastri tramite sistemi di cerchiatura esterna, si consegue l'obiettivo dell'induzione di uno stato di tensione trasversale idrostatica nell'elemento confinato: in questi casi quindi, se la pressione esterna è applicata in modo continuo ed uniforme, all'interno del materiale si hanno sforzi trasversali uniformi, di intensità pari alla pressione applicata esternamente (la rappresentazione con il cerchio di Mohr dello stato tensionale nel piano xy – definita z la direzione longitudinale dell'elemento cerchiato – è un punto localizzato sull'asse delle ascisse). Per avere il medesimo effetto in una sezione cava, che presenta un vuoto interno come quella oggetto di studio, occorre che sia applicata anche sul perimetro interno la stessa pressione: quest'azione è infatti quella che si avrebbe dalla reazione del materiale stesso, in una sezione piena²¹.

²¹ Nel caso della torre San Dalmazio invece non si ottiene uno stato di tensione idrostatico, poiché la pressione equivalente applicata sul perimetro interno risulta superiore rispetto a quella esterna, avendo esse medesima risultante ma diverse superfici di applicazione (il perimetro esterno ed il perimetro interno).

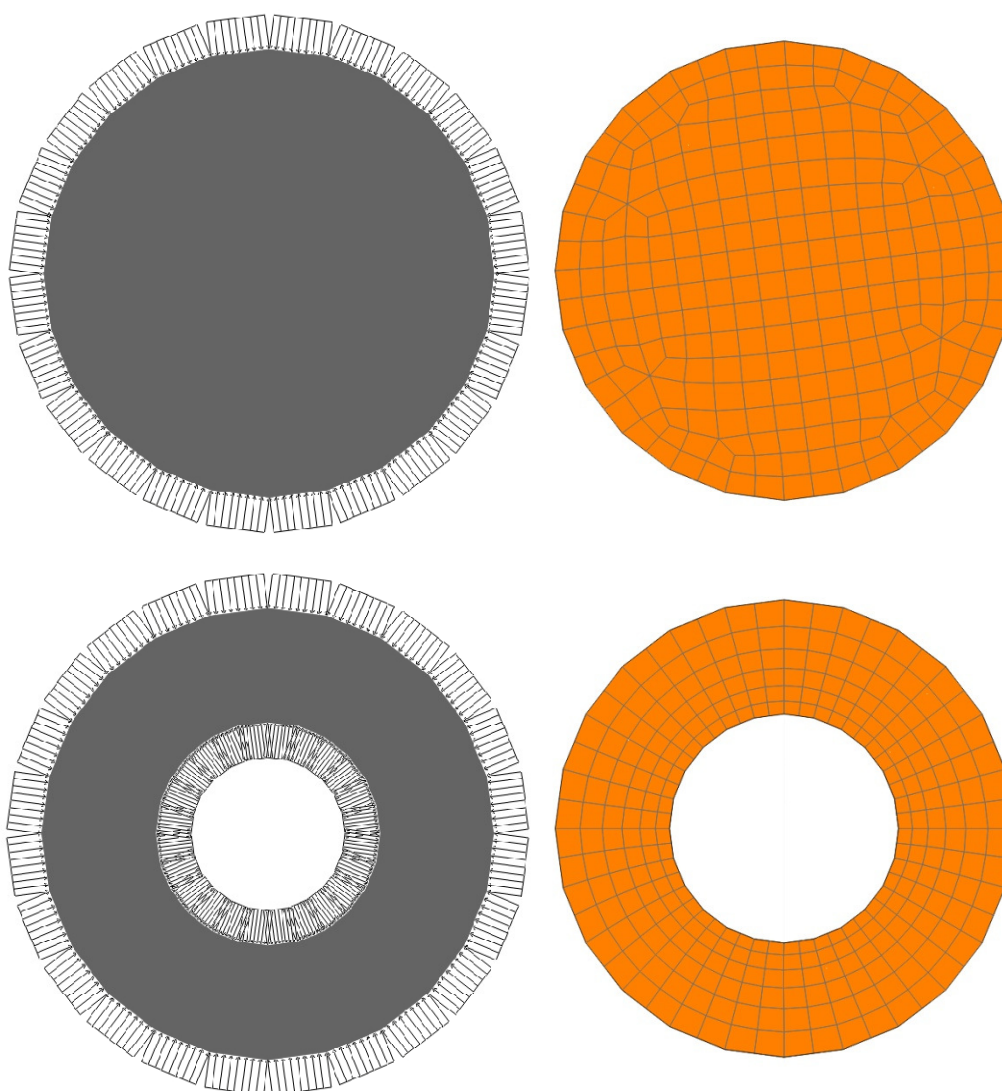
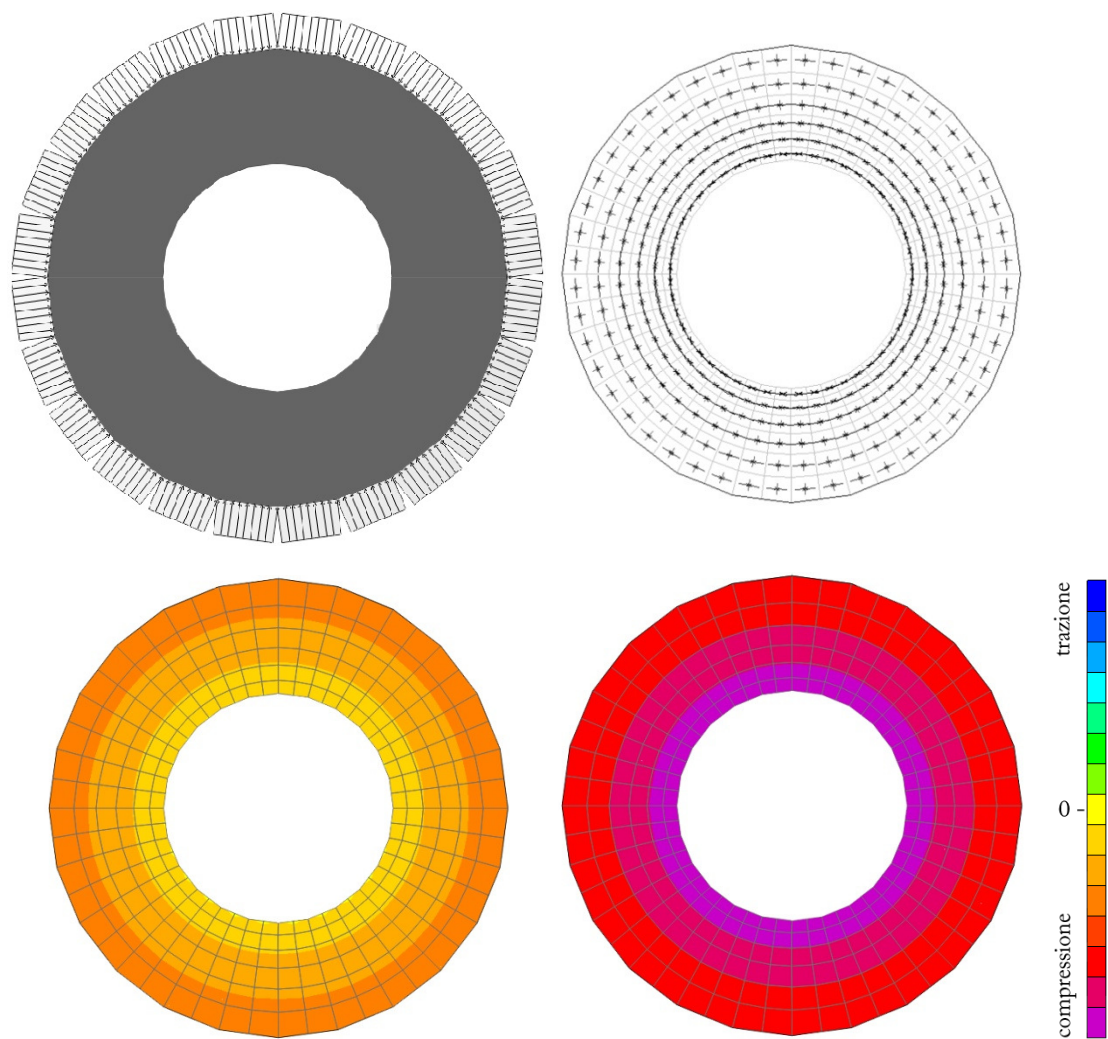


Figura 74 Confinamenti che inducono uno stato di tensione idrostatico
(schema di carico e rappresentazione delle tensioni)

Nel secondo caso presentato in Figura 74, quindi, si ha che la sovrapposizione degli effetti indotti dal carico esterno e dal carico interno porta ad avere una tensione uniforme nel materiale. In particolare, è stato mostrato nel Grafico 42 come le pressioni applicate esternamente abbiano un effetto sul materiale di sola compressione, mentre le pressioni interne inducono compressioni in direzione radiale, ma trazioni in direzione circonferenziale, andando quindi a ridurre i benefici effetti del confinamento esterno.



Tensioni radiali

Tensioni circonferenziali

**Figura 75 Confinamento con sola pressione esterna
(schema di carico e rappresentazione delle tensioni)**

Per questo motivo lo schema di confinamento che porta ad avere i migliori risultati sulla muratura è quello che prevede l'applicazione di azioni sollecitanti agenti esclusivamente sul perimetro esterno della sezione (Figura 75).

Si possono quindi formulare diverse ipotesi di consolidamento, volte a conseguire l'obiettivo di sollecitare la muratura con azioni agenti esclusivamente sul perimetro esterno della sezione. Si presentano in particolare due soluzioni:

- Una proposta di miglioramento dell'intervento esistente, tramite l'inserimento di elementi che ne modificano in parte lo schema statico (Soluzione A);

- Una proposta alternativa all'intervento realizzato, eventualmente utilizzabile in un caso analogo a quello della San Dalmazio (Soluzione B).

Soluzione A

La prima proposta è relativa ad un intervento di miglioramento dell'esistente. È stato visto come le azioni applicate sulla muratura dall'interno abbiano complessivamente un effetto pernicioso, inducendo stati di trazione. Queste conseguenze in parte sono state mitigate dalla presenza del girello metallico, che offre una resistenza nei confronti delle forze che tendono ad "aprire" la sezione muraria. In particolare nei confronti delle azioni dei tiranti d'angolo, il girello, data la giacitura delle sollecitazioni, può reagire principalmente a trazione; per quanto riguarda invece i tiranti di mezzeria, il girello offre esclusivamente la propria rigidezza flessionale, dato che le azioni sono perpendicolari al suo asse longitudinale.

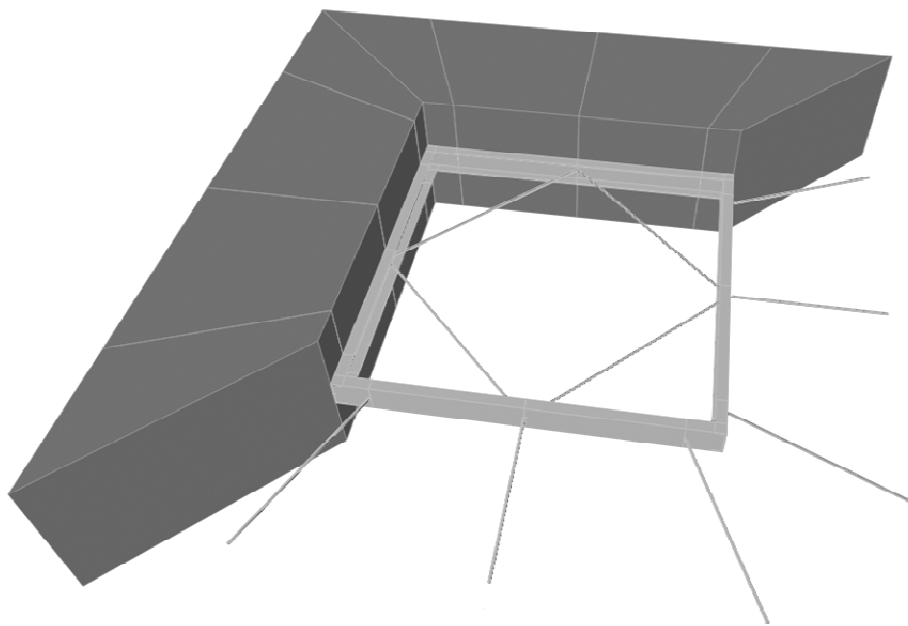


Figura 76 Soluzione A, modello tridimensionale

Si ha quindi che, mentre per i tiranti diagonali il girello riduce di molto le azioni interne scaricate sulla muratura, per i tiranti di mezzeria l'apporto del girello è alquanto ridotto, in quanto la propria rigidezza flessionale è trascurabile rispetto alla rigidezza della muratura, con la quale si trova a lavorare in parallelo.

Con un breve calcolo si possono quantificare le due rigidità del girello, che si ricorda essere realizzato con un profilo UPN 200; la rigidità assiale, riferita al tratto di profilo compreso tra le teste dei tiranti di mezzeria e diagonale ($l = 1 \text{ m}$), vale

$$k_{ass} = \frac{EA}{l} = \frac{200 \text{ GPa} \times 3220 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm}} = 644 \text{ kN/mm}$$

La rigidità flessionale invece, calcolata in via semplificata considerando una trave su due appoggi con carico concentrato in mezzeria ($l = 2 \text{ m}$), è

$$k_{fles} = \frac{48 EI}{l^3} = \frac{48 \times 200 \text{ GPa} \times 148 \times 10^4 \text{ mm}^4}{(2000 \text{ mm})^3} = 1,78 \text{ kN/mm}$$

Il fatto che vi siano due ordini di grandezza tra i due valori, evidenzia come si debba intervenire sulla rigidità associata al tirante di mezzeria al fine di migliorare il comportamento del girello.

La proposta di intervento è quella di collegare reciprocamente le quattro testate dei tiranti di mezzeria di ciascun girello con barre d'acciaio (o cavi) post-tese. L'azione assiale F_b loro associata viene calcolata in modo tale da annullare l'azione della testata interna del tirante sulla muratura ($F_t = 50 \text{ kN}$). Si ha quindi

$$F_b = \frac{F_t \sqrt{2}}{2} = 35 \text{ kN}$$

Utilizzando un acciaio ordinario (ST37-3K - DIN 17100) con carico di snervamento $f_y = 355 \text{ MPa}$, ne consegue che occorre adottare barre di diametro almeno pari a

$$d_{min} = 2 \times \sqrt{\frac{F_b \times 1,3}{f_y / 1,15}} / \pi = 13,7 \text{ mm} \rightarrow 14 \text{ mm}$$

L'ipotesi di intervento è stata quindi inserita nel modello semplificato bidimensionale a materiale omogeneo, al fine di valutare in linea di massima l'entità degli effetti sullo stato tensionale della muratura. Si sono ottenuti i risultati mostrati in Figura 77, che evidenziano in particolare una notevole riduzione delle tensioni principali di minimo lungo il perimetro interno della sezione. In termini di pressione di confinamento (valore medio delle tensioni medie nel piano xy), si ha un miglioramento del 30%, dato dai valori

$$f_{1,eff,0} = -21,81 \text{ kN/m}^2 \qquad f_{1,eff,sol A} = -28,52 \text{ kN/m}^2$$

miglioramento che corrisponde ad un aumento della deformazione ultima pari a circa il 15%.

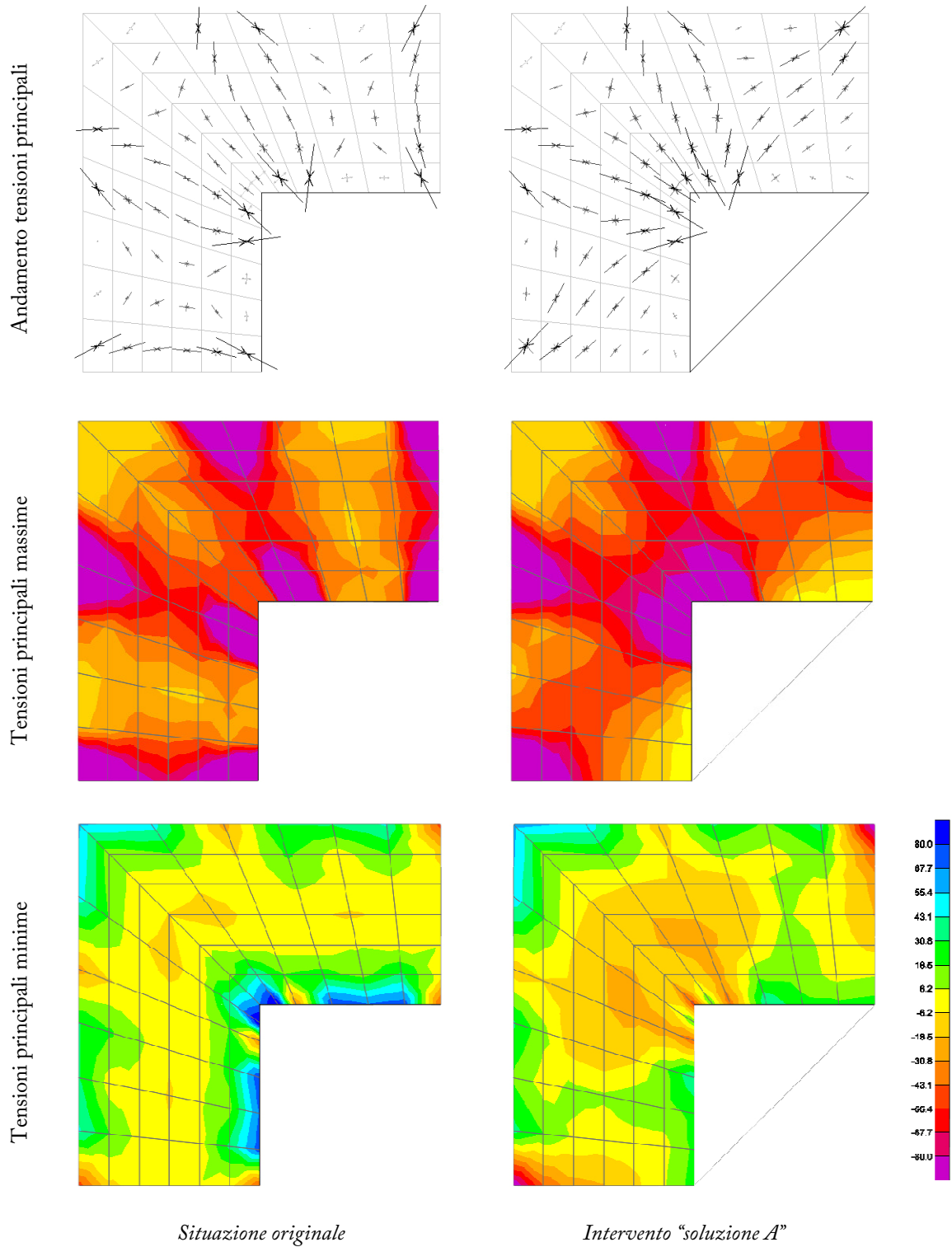


Figura 77 Stato tensionale nella muratura - stato attuale e soluzione A

Soluzione B

La seconda proposta si configura come alternativa all'intervento esistente. La soluzione prevede di spostare le piastre di contrasto interne dei tiranti, che nella torre San Dalmazio insistono in modo quasi diretto sulla muratura (la presenza del girello, come visto, mitiga questo effetto), verso un elemento rigido centrale completamente dissociato dalla sezione muraria. In questo modo le azioni agenti dall'interno sulla muratura vengono completamente eliminate.

Per la progettazione dell'anello interno è stata ricercata una geometria tale da minimizzare le sollecitazioni flessionali agenti sull'anello stesso, in modo tale da rendere possibile l'utilizzo di profili con ridotto momento d'inerzia; la forma dell'anello è stata quindi "generata" dalla posizione e dalla giacitura delle forze che lo sollecitano (le post-tensioni dei tiranti).

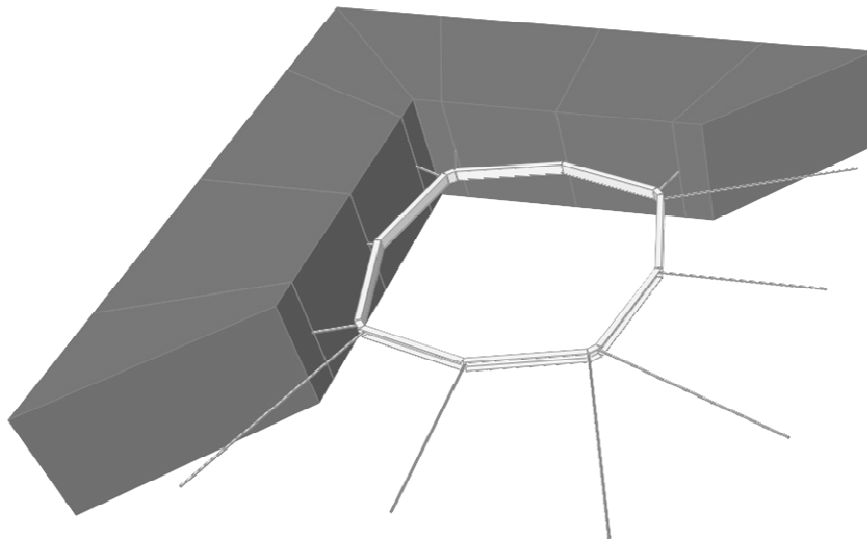


Figura 78 Soluzione B, modello tridimensionale

È stato quindi realizzato un modello semplificato bidimensionale, che considera anche in questo caso la sezione muraria come omogenea, al fine di effettuare un primo dimensionamento dei profili metallici e di stimare gli stati tensionali indotti nella muratura.

Mantenendo quindi, come nel caso originale, un'azione assiale nei tiranti $F_t = 50 \text{ kN}$, il cerchio interno risulta sollecitato da un'azione assiale $F_c \cong 100 \text{ kN}$, mentre taglio e momento flettente si mantengono su valori pressoché pari a 0. È quindi sufficiente l'adozione di profili UPN 100 in acciaio S 235 (Fe 360, $f_y = 235 \text{ MPa}$):

$$A_{s,min} = \frac{F_c \times 1,3}{f_y/1,15} = 636 \text{ mm}^2 < A_s = 1350 \text{ mm}^2$$

Lo stato tensionale indotto nella muratura è illustrato in Figura 79. Si hanno i valori medi delle tensioni principali

$$\sigma_{min,m} = -80,71 \text{ kN/m}^2 \qquad \sigma_{max,m} = -12,26 \text{ kN/m}^2$$

La pressione di confinamento registra quindi un aumento superiore al 100% rispetto alla soluzione adottata in opera:

$$f_{1,eff,0} = -21,81 \text{ kN/m}^2 \qquad f_{1,eff,sol B} = -46,49 \text{ kN/m}^2$$

Con un conseguente incremento del 40% circa della deformazione ultima a rottura.

Le problematiche legate ad un simile intervento sono le seguenti:

- Tale soluzione non consente di operare il collegamento con il traliccio metallico interno, finalizzato alla riduzione delle tensioni verticali sulla muratura ed all'incremento della duttilità globale dell'edificio soggetto ad azioni orizzontali; difatti nella soluzione originale l'adesione degli stralli alla muratura è garantita dall'attrito che si genera all'interfaccia tra il paramento murario interno e la piastra di contrasto del tirante, che nella soluzione B non sono più a contatto diretto.
- La definizione della geometria del cerchio metallico potrebbe creare problemi in sede operativa, in quanto non è dotata della flessibilità necessaria che le consenta di adattarsi alle irregolarità e alle anomalie presenti nel manufatto reale. In particolare in corrispondenza degli angoli, dove concorrono i due tiranti diagonali, i margini atti ad evitare l'interferenza reciproca delle due barre sono abbastanza ridotti. Inoltre, data la variazione in quota dello spessore murario, occorrerebbe progettare e realizzare cerchi di geometria differente per ciascuna quota.

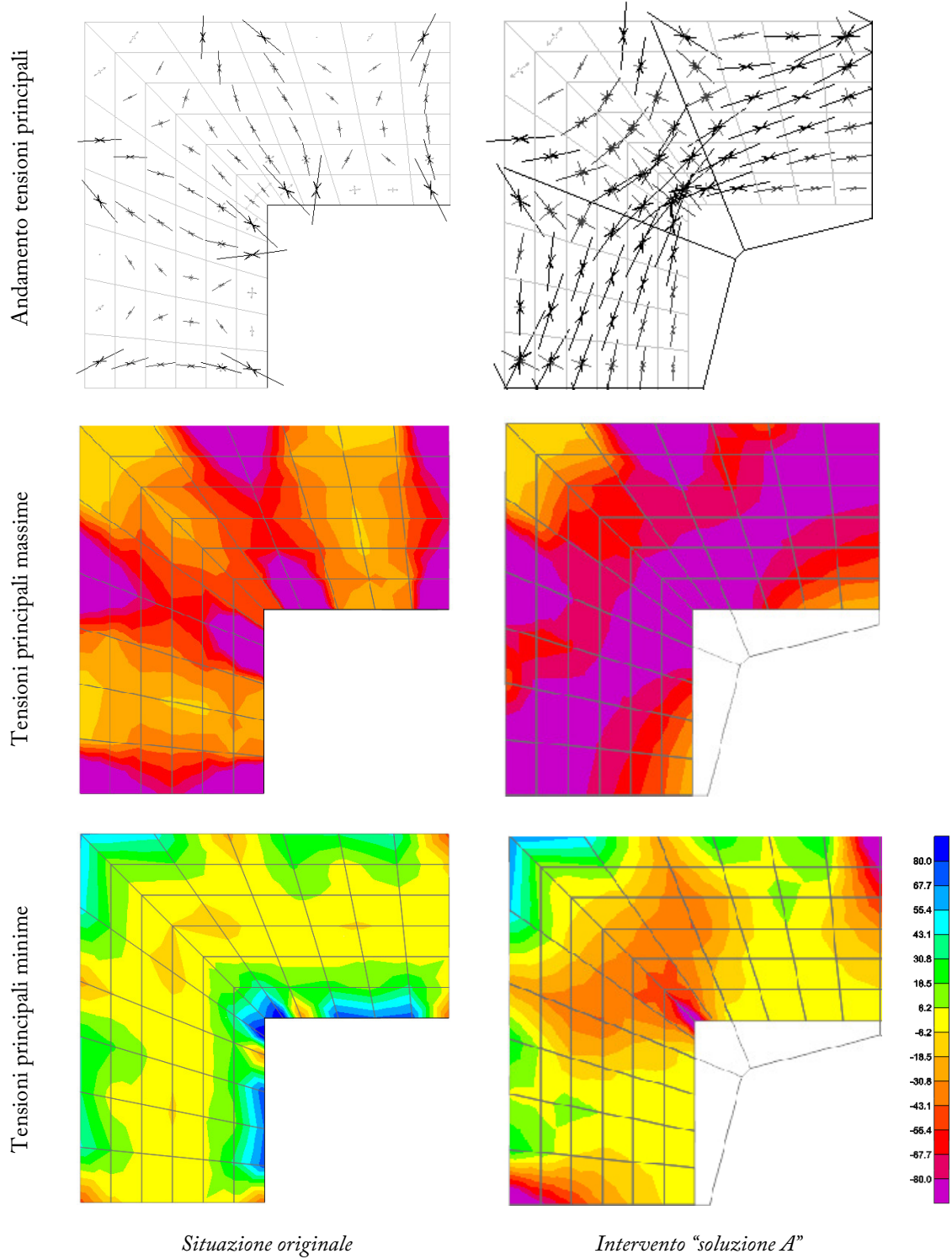


Figura 79 Stato tensionale nella muratura - stato attuale e soluzione B

- L'operazione di tesatura dei tiranti, che avviene come nella soluzione di San Dalmazio tramite dei dadi di regolazione collocati sulle teste interne di ciascun tirante, deve essere necessariamente effettuata in modo graduale, per via dell'iperstaticità del sistema; la realizzazione della tesatura in più passaggi è inoltre fondamentale per evitare di sottoporre il cerchio a sollecitazioni che non è in grado di sostenere. Occorre inoltre prevedere un opportuno sistema che sorregga il cerchio metallico durante le operazioni di tesatura dei tiranti (in esercizio il cerchio è sorretto dai tiranti stessi, sui quali si scaricano azioni di taglio di lieve entità).

Una possibile variante dell'intervento, che consentirebbe di risolvere le problematiche illustrate negli ultimi due punti, è quella di sostituire il cerchio metallico realizzato con profili UPN con un anello in fune d'acciaio, dotato esso stesso di sistemi di tensionamento. Questa alternativa consente di eliminare i dadi che nella soluzione precedente regolavano la tensione nei tiranti: il collegamento tra tiranti e anello interno avviene infatti tramite semplici terminazioni a forcella, e la realizzazione del tensionamento è affidata alla fune interna, la quale tendendosi sottopone a trazione anche i tiranti stessi. Si risolverebbero così i problemi riguardanti la flessibilità e l'adattabilità del sistema, dato che la fune può assumere di caso in caso la geometria che le viene richiesta²², oltre che le problematiche legate al tensionamento dei tiranti, dato che viene realizzato in un unico passaggio tendendo direttamente la fune metallica.

Dovendo sostenere un carico pari a $F_c = 100 \text{ kN}$, considerando i dovuti coefficienti di sicurezza, per il dimensionamento del cerchio interno risulta sufficiente una fune 7×7 di diametro 15 mm (carico di rottura minimo $f_u = 161 \text{ kN}$)

²² Occorre comunque posizionare i terminali interni dei tiranti in posizione tale da portare la fune ad una geometria che le consenta di scaricare in modo uniforme la propria tensione sui singoli tiranti, onde evitare di avere concentrazioni di sforzi in singole barre.

7.2. Effetti globali dell'intervento di consolidamento

7.2.1. Peso proprio

Verifica delle tensioni nella muratura

In fase di indagine sulle condizioni dell'edificio, sono state condotte tre prove con singolo martinetto piatto, al fine di individuare lo stato di sforzo in alcuni punti della torre. Lo stato tensionale presente all'interno della muratura è stato calcolato moltiplicando la sollecitazione di ripristino del martinetto (ovvero la pressione che annulla lo spostamento conseguente all'esecuzione del taglio) per opportuni coefficienti K_a e K_m . Le indagini sono state condotte per quote e posizioni in pianta differenti, e hanno portato ai seguenti risultati:

| | | prove | | |
|-----------|-------|-----------|-----------|-----------|
| | | <i>M1</i> | <i>M2</i> | <i>M3</i> |
| quota | [m] | 2.4 | 1.4 | 6 |
| posizione | | Ovest | Nord | Sud |
| lato | | esterno | interno | esterno |
| tensione | [MPa] | 0.72 | 0.13 | 0.78 |

Tabella 49 Prove sperimentali con singolo martinetto piatto (pre-consolidamento)

Al fine di validare il modello agli elementi finiti (allo stato "Mf", pre-consolidamento fessurato) sono state rilevate le tensioni che si hanno nelle posizioni corrispondenti a quelle di prova.

| | | prove | | |
|-----------------------|----------------------|-----------|-----------|-----------|
| | | <i>M1</i> | <i>M2</i> | <i>M3</i> |
| σ sperimentale | [kN/m ²] | -720 | -130 | -780 |
| σ modello EF | [kN/m ²] | -572 | -531 | -528 |
| scarto (base sper.) | | -21% | +308% | -32% |

Tabella 50 Tensioni nella muratura: confronto sperimentale - modello EF

I valori rilevati presentano scarti anche notevoli rispetto ai dati sperimentali, in particolare nella prova M2 dove si ha, nel modello agli elementi finiti, una tensione 4 volte superiore rispetto a quella rilevata sperimentalmente. Per quanto riguarda le altre due prove (M1 e M3), invece, si

ottengono valori inferiori di circa il 20-30%.

Tali differenza sono da imputare alle seguenti cause:

- Possibili imprecisioni nell'esecuzione delle prove con i martinetti piatti, le quali comunque intrinsecamente ammettono un certo margine di errore (in particolare nel caso di murature non regolari, caso in cui rientra il conglomerato di riempimento dell'intercapedine muraria); in [(ASTM 1991) citato in (Jurina 1992)] si indica, per martinetti di tipo semicircolare, che il possibile errore nella quantificazione dello stato di sollecitazione è inferiore al 20%;
- Disomogeneità della compagine muraria, in cui la presenza di vuoti e fessure porta a deviazioni nell'andamento delle tensioni, con la conseguenza di scaricare talune zone e caricarne delle altre;
- Eventuali aperture e scassi eseguiti durante la vita dell'edificio di cui non ci sia pervenuta documentazione.

Questo secondo aspetto evidenzia l'importanza dei benefici indotti dall'iniezione della muratura con malta: al paragrafo 3.2.2 è stato descritto come, per il riempimento delle buche pontate, sia stato necessario mediamente un apporto di materiale di volume superiore al doppio di quello della buca stessa, dato che indica un cospicuo assorbimento di miscela legante da parte della muratura. Tali iniezioni, andando a colmare le lacune presenti nella muratura, hanno quindi il benefico effetto di regolarizzare il flusso di tensioni verticali, rendendolo maggiormente uniforme e riducendone quindi i picchi di tensione locale. D'altra parte l'effetto dell'iniezione della muratura non è facilmente quantificabile, per cui resta comunque necessario, per le verifiche della struttura a consolidamento avvenuto, mantenere coefficienti di sicurezza opportuni, che contemplino anche la possibilità di concentrazioni locali degli sforzi evidenziata dal confronto tra dati sperimentali e numerici riportato in tabella.

Verifica delle tensioni nel traliccio

Un ulteriore parametro da verificare, in riferimento alle condizioni statiche di edificio soggetto esclusivamente al peso proprio, è il trasferimento dei carichi verticali sul traliccio metallico interno alla torre.

| | Δ carico |
|----------------------------|-----------------|
| obiettivo [12% M_{tot}] | -1402 kN |
| risultato modello | -1139 kN |
| scostamento (base obiet.) | -19% |

Tabella 51 Carico verticale sostenuto dal traliccio

Il confronto tra l'obiettivo dell'intervento e l'*output* del modello agli elementi finiti porta a risultati soddisfacenti (scarto del 20% circa), in particolare considerando le difficoltà operative di tensionamento degli stralli, che sicuramente non hanno consentito una calibrazione perfetta del carico trasferito dalla torre muraria al traliccio.

7.2.2. Proprietà dinamiche

È già stato detto come durante l'intervento di consolidamento siano state condotte delle prove dinamiche sulla struttura, al fine di valutarne i modi propri di vibrare. In particolare le prove sono state effettuate in due momenti distinti, prima e dopo il collegamento attraverso gli stralli della torre muraria al traliccio metallico interno. Le registrazioni si riferiscono esclusivamente alla direzione X (Ovest-Est), ed hanno portato ai seguenti risultati:

| | pre-consolidamento | | post-consolidamento | |
|---------------|--------------------|----------|---------------------|----------|
| | f [Hz] | T [s] | f [Hz] | T [s] |
| <i>modo 1</i> | 1.0625 | 0.9412 | 1.0625 | 0.9412 |
| <i>modo 2</i> | 2.3125 | 0.4324 | 2.4063 | 0.4156 |
| <i>modo 3</i> | 3.8750 | 0.2581 | - | - |

Tabella 52 Frequenze proprie - prove sperimentali

I dati sperimentali evidenziano dunque come il collegamento con il traliccio metallico lasci pressoché invariate le proprietà dinamiche globali. Non si hanno invece registrazioni riferite allo stato antecedente al riempimento delle buche puntaie e all'installazione dei girelli.

Previsione del comportamento

Una previsione sommaria della variazione del comportamento dinamico della torre nelle varie fasi dell'intervento può d'altra parte essere condotta considerando i cambiamenti di massa ed inerziali, nell'ipotesi semplificativa di planarità delle sezioni (ipotesi di Bernoulli). Considerando un oscillatore semplice ad un grado di libertà, si ha che il suo periodo proprio di vibrare è

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Il caso in esame chiaramente non è direttamente assimilabile ad un sistema ad un grado di libertà, tuttavia la variazione del parametro $\sqrt{m/k}$ nelle varie fasi d'intervento può essere comunque indicativa riguardo al cambiamento delle caratteristiche dinamiche globali. Omogeneizzando le proprietà dei diversi materiali costituenti a quelle della muratura, si ha $\sqrt{m/k} \div \sqrt{A^*/I^*}$, con A^* area e I^* momento d'inerzia sezionali omogeneizzati.

Si considerano le seguenti fasi:

- Condizioni iniziali;
- Riempimento delle buche puntaie con malta;
- Collegamento con il traliccio metallico interno.

I materiali presenti e i rispettivi coefficienti di omogeneizzazione, per il calcolo delle superfici e dei momenti d'inerzia, sono mostrati in Tabella 53, mentre le proprietà delle varie sezioni presenti nei tre casi sono in Tabella 54.

| | ρ [kN/m ³] | m [-] | E [N/mm ²] | n [-] |
|-----------------|--------------------------------|------------|-----------------------------|------------|
| <i>muratura</i> | 18 | 1 | 2500 | 1 |
| <i>malta</i> | 20 | 1.1 | 8000 | 3.2 |
| <i>acciaio</i> | 77 | 4.3 | 200000 | 80 |

Tabella 53 Proprietà dei materiali costituenti

| | A^* [m ²] | I_x^* [m ⁴] | I_y^* [m ⁴] |
|-------------------------------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------|
| <i>ordinaria</i> | 17.64 | 45.20 | 42.68 |
| <i>buche vuote</i> | 15.39 | 39.81 | 37.75 |
| <i>buche riempite</i> | 17.58 | 53.79 | 50.50 |
| <i>ordinaria con traliccio</i> | 17.77 | 51.38 | 50.22 |
| <i>buche riempite con traliccio</i> | 17.71 | 59.97 | 58.04 |

Tabella 54 Proprietà delle sezioni

Per valutare i rapporti $\sqrt{A^*/I^*}$ nelle 3 fasi, si calcolano aree e inerzie medie ponderando le proprietà delle sezioni in base alla loro presenza in termini di altezza sul totale dei 40 m di sviluppo verticale della torre. Si ha quindi

| fasi d'intervento | sezioni | perc. | A^* [m ²] | I_x^* [m ⁴] | I_y^* [m ⁴] | $\sqrt{A/I_x}$ | Δ | $\sqrt{A/I_y}$ | Δ |
|-----------------------------------|-----------------|-------|----------------------------|------------------------------|------------------------------|----------------|----------|----------------|----------|
| <i>condizioni iniziali</i> | ordinaria | 92.5% | 16.32 | 41.81 | 39.48 | 42.31 | 0.62 | 0.64 | 0.0% |
| | buche vuote | 7.5% | 1.15 | 2.99 | 2.83 | | | | |
| <i>riempimento buche</i> | ordinaria | 92.5% | 16.32 | 41.81 | 39.48 | 43.27 | 0.62 | 0.64 | -0.6% |
| | buche riempite | 7.5% | 1.32 | 4.03 | 3.79 | | | | |
| <i>collegamento traliccio</i> | ordinaria+tral. | 92.5% | 16.44 | 47.53 | 46.46 | 50.81 | 0.58 | 0.59 | -7.4% |
| | buche r.+tral. | 7.5% | 1.33 | 4.50 | 4.35 | | | | |

Tabella 55 Variazione delle proprietà dinamiche nelle fasi d'intervento – previsione

La tabella mostra come la variazione dei rapporti $\sqrt{A^*/I^*}_{x,y}$ sia molto contenuta tra le prime due fasi (condizioni iniziali e riempimento delle buche pontae), mentre risulta più consistente in seguito al collegamento della torre muraria con il traliccio metallico (6 – 7%). È quindi prevedibile che i periodi propri, subendo variazioni dello stesso livello percentuale, risultino

pressoché invariati in seguito al riempimento delle buche, e possano invece presentare variazioni – comunque di modesta entità – nell'assetto consolidato, con il traliccio collegato.

Risultati del modello agli elementi finiti

Sono state realizzate le analisi modali del modello agli elementi finiti, nelle diverse condizioni:

- Situazione originaria (*M*), al 1200;
- Condizione fessurata (*Mf*), al 1993 (prima dell'inizio dei lavori);
- Riempimento delle buche pontaiate (*Mb*);
- Installazione dei girelli metallici e dei tiranti interni alle buche (*Mbt*);
- Situazione attuale (*G*), dopo il collegamento al traliccio metallico interno.

Le analisi sono state condotte sia in condizione di *torre libera*, ovvero priva di vincoli esterni, sia in condizione di *torre vincolata* dall'interazione con gli edifici adiacenti. I risultati sono mostrati in Tabella 56 e Tabella 57, dove sono presentati i primi 3 modi di ogni caso nelle direzioni X-Y.

| <i>modello</i> | T_{U_x} [s] | <i>modo</i> | λ_i | T_{U_y} [s] | <i>modo</i> | λ_i |
|----------------|---------------|-------------|-------------|---------------|-------------|-------------|
| M | 1.574 | 1 | 0.481 | 1.534 | 2 | 0.478 |
| | 0.294 | 3 | 0.180 | 0.283 | 4 | 0.176 |
| | 0.121 | 7 | 0.063 | 0.115 | 8 | 0.063 |
| Mf | 1.579 | 1 | 0.478 | 1.562 | 2 | 0.480 |
| | 0.295 | 4 | 0.176 | 0.306 | 3 | 0.123 |
| | 0.122 | 7 | 0.061 | 0.118 | 8 | 0.076 |
| Mb | 1.572 | 1 | 0.485 | 1.532 | 2 | 0.482 |
| | 0.292 | 3 | 0.180 | 0.280 | 4 | 0.176 |
| | 0.120 | 7 | 0.062 | 0.113 | 8 | 0.062 |
| Mbt | 1.565 | 1 | 0.484 | 1.525 | 2 | 0.480 |
| | 0.292 | 3 | 0.181 | 0.280 | 4 | 0.177 |
| | 0.120 | 7 | 0.062 | 0.114 | 8 | 0.062 |
| G | 1.562 | 1 | 0.496 | 1.514 | 2 | 0.493 |
| | 0.289 | 3 | 0.181 | 0.277 | 4 | 0.177 |
| | 0.119 | 7 | 0.062 | 0.112 | 8 | 0.062 |

Tabella 56 Modi di vibrare - torre libera

| <i>modello</i> | T_{U_x} [s] | <i>modo</i> | λ_i | T_{U_y} [s] | <i>modo</i> | λ_i |
|----------------|---------------|-------------|-------------|---------------|-------------|-------------|
| M-v | 0.949 | 1 | 0.338 | 0.900 | 2 | 0.338 |
| | 0.097 | 7 | 0.093 | 0.193 | 4 | 0.121 |
| | 0.193 | 4 | 0.078 | 0.092 | 8 | 0.081 |
| Mf-v | 0.979 | 1 | 0.324 | 0.922 | 2 | 0.316 |
| | 0.099 | 7 | 0.096 | 0.201 | 4 | 0.106 |
| | 0.201 | 4 | 0.099 | 0.097 | 8 | 0.066 |
| Mb-v | 0.938 | 1 | 0.338 | 0.891 | 2 | 0.338 |
| | 0.096 | 7 | 0.094 | 0.191 | 4 | 0.124 |
| | 0.191 | 4 | 0.076 | 0.091 | 8 | 0.081 |
| Mbt-v | 0.941 | 1 | 0.338 | 0.894 | 2 | 0.338 |
| | 0.096 | 7 | 0.092 | 0.192 | 4 | 0.124 |
| | 0.192 | 4 | 0.077 | 0.091 | 8 | 0.080 |
| G-v | 0.938 | 1 | 0.344 | 0.889 | 2 | 0.345 |
| | 0.095 | 7 | 0.095 | 0.190 | 4 | 0.127 |
| | 0.190 | 4 | 0.076 | 0.090 | 8 | 0.082 |

Tabella 57 Modi di vibrare - torre vincolata

La prima considerazione riguarda la sostanziale fedeltà della modellazione al comportamento reale dell'edificio: le registrazioni sperimentali (effettuate nelle condizioni Mbt-v e G-v, in direzione X) mostravano una variazione pressoché nulla delle proprietà dinamiche, con una lieve diminuzione del periodo del secondo modo (Tabella 52). Anche nel modello si hanno i medesimi risultati, con una diminuzione dello 0,3% del periodo del primo modo e dell'1% del secondo modo.

I dati mostrati non sono completamente in linea con le previsioni formulate al paragrafo precedente, riguardanti il primo modo flessionale in condizione di torre libera: difatti i periodi propri, nei passaggi tra le varie condizioni, non subiscono variazioni significative, ma si mantengono pressoché costanti, mentre le previsioni basate sulle variazioni inerziali e di massa portavano a prevedere differenze nei periodi propri dell'ordine del 5%. Tale differenza è presumibilmente dovuta al fatto che in sede previsionale i momenti d'inerzia sono stati valutati nell'ipotesi di un perfetta collaborazione tra traliccio e muratura, mentre nella realtà il

collegamento tra le due torri ha un'efficacia solo parziale: considerando le torri muraria e metallica alla stregua di due pilastri di un portale, si può quindi affermare che la situazione reale si colloca nell'intermedio tra le due condizioni di portale incernierato ed incastrato con rigidità infinita (Figura 80)²³.

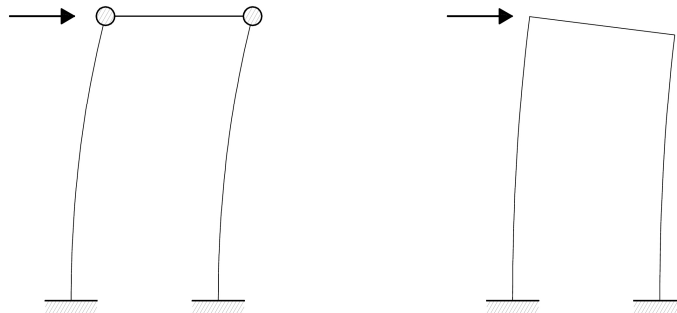


Figura 80 Portali incernierato ed incastrato

La variazione delle proprietà dinamiche dei diversi casi può essere espressa con il parametro Δ , definito in modo analogo alla variabile e adottata nel paragrafo 4.1.1, ovvero come

$$\Delta_j = \frac{\sum_i \left| \frac{T_{ji} - T_{Mi}}{T_{Mi}} \right| \cdot \lambda_i}{\sum_i \lambda_i}$$

dove con j si indicano le diverse condizioni (Mf, Mb, Mbt, G). Si ottengono i risultati mostrati in Grafico 51 e Grafico 52, riferiti alle condizioni di *torre libera* e *torre vincolata*.

I grafici mostrano come le maggiori variazioni, rispetto alla condizione originaria (1200), si abbiano per il modello che simula la presenza delle fessure. In particolare, riferendosi alla *torre libera*, tale scarto riguarda solamente la direzione Y (Nord-Sud): difatti le fessure inserite nel modello sono quelle principali, presenti sui fronti Ovest ed Est, che disaccoppiano la torre in direzione Y, consentendo lo scorrimento reciproco delle due metà, mentre non hanno particolari conseguenze in direzione X.

²³ Nel primo caso il momento d'inerzia globale della base (nella direzione di sollecitazione) è dato dalla semplice somma delle inerzie principali dei due pilastri, mentre nel secondo caso ci si riferisce all'asse baricentrico ed è presente anche il contributo di Steiner.

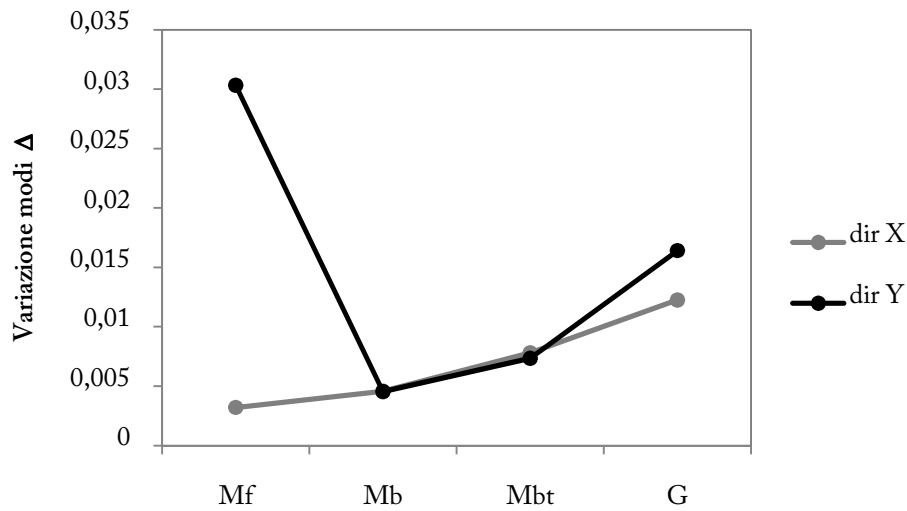


Grafico 51 Variazione modi Δ - torre libera

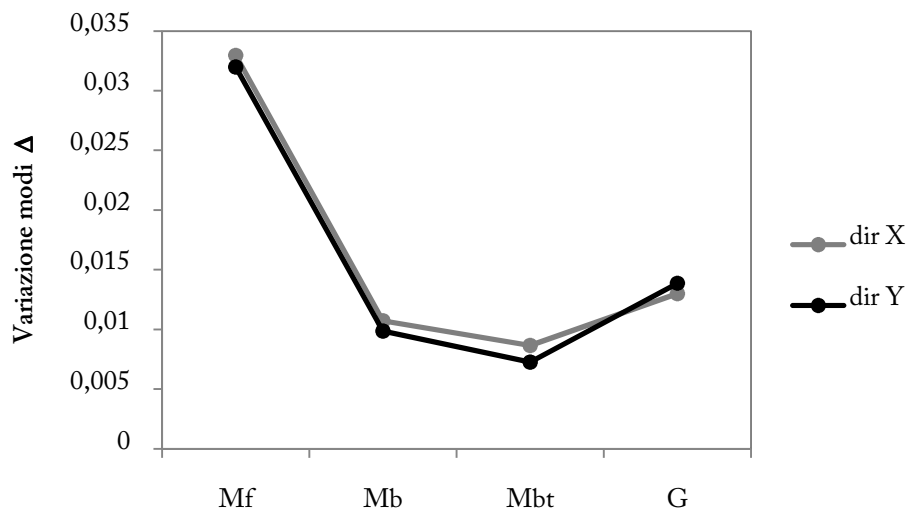


Grafico 52 Variazione modi Δ - torre vincolata

Nel caso di *torre vincolata*, sempre riferendosi a Mf, la differenza nei modi la si riscontra invece in entrambe le direzioni X e Y. Per Y è valido lo stesso discorso della torre libera, mentre per X la differenza è dovuta al fatto che l'unico vincolo in direzione Ovest-Est insiste sulla parte inferiore (Sud) della torre: l'inserimento delle fessure provoca dunque un disaccoppiamento delle due porzioni Nord e Sud, che invece nel modello libero non avevano ragione di muoversi in modo differenziato.

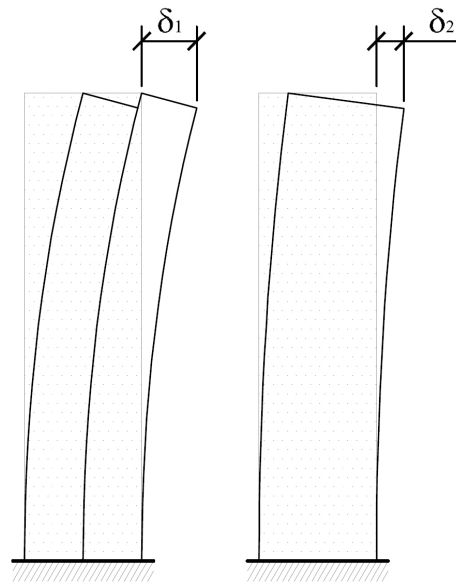


Figura 81 Effetto della fessurazione sulla deformazione flessionale

Incidenza delle aperture

Un aspetto ingegneristicamente interessante, per quanto riguarda l'ambito pratico-operativo, è quello costituito dall'importanza in fase di modellazione dell'inserimento delle aperture e delle buche puntaie all'interno del modello agli elementi finiti. È stata dunque effettuata un'analisi modale su di un modello privo di aperture nella compagine muraria (finestre e buche puntaie), al fine di valutare, tramite un confronto con i risultati del modello "corretto", l'incidenza sui parametri dinamici. È stata invece mantenuta la variabilità in quota dello spessore della muratura, valutando tale caratteristica come imprescindibile per una corretta modellazione.

| <i>modello</i> | T_{U_x} [s] | <i>modo</i> | λ_i | T_{U_y} [s] | <i>modo</i> | λ_i |
|----------------|---------------|-------------|-------------|---------------|-------------|-------------|
| M | 1.574 | 1 | 0.481 | 1.534 | 2 | 0.478 |
| | 0.295 | 3 | 0.180 | 0.283 | 4 | 0.176 |
| | 0.121 | 7 | 0.063 | 0.115 | 8 | 0.062 |
| Msa | 1.534 | 1 | 0.499 | 1.491 | 2 | 0.499 |
| | 0.284 | 3 | 0.178 | 0.276 | 4 | 0.177 |
| | 0.116 | 7 | 0.063 | 0.113 | 8 | 0.062 |

Tabella 58 Modi di vibrare - torre reale e semplificata (priva di aperture)

Per realizzare il confronto è stata considerato il fabbricato nelle sue condizioni originarie (M), ovvero prima dell'esecuzione di qualunque intervento e prima dell'insorgere delle fessurazioni verticali sui fronti Ovest ed Est. È stato inoltre preso in esame esclusivamente l'assetto di "torre libera", priva di vincoli laterali. I risultati sono mostrati in Tabella 58.

Il mancato inserimento delle aperture ha due effetti principali:

- La diminuzione dei periodi propri (riduzione contenuta entro il 3-4%), imputabile all'irrigidimento della torre; si nota in particolare come le aperture di dimensioni maggiori fossero localizzate in prossimità della base della torre, dove la loro presenza o assenza ha gli effetti massimi sul comportamento globale dell'edificio (in quanto la base è la zona maggiormente sollecitata sia a momento sia a taglio, e inoltre le deformazioni alla base si ripercuotono in termini di spostamenti sull'intero fabbricato);
- L'aumento dei valori di massa partecipante per i modi principali (circa il 4% per i primi modi in X e Y), dovuta alla più regolare distribuzione di rigidità nella struttura, che porta ad avere deformate di maggiore pulizia.

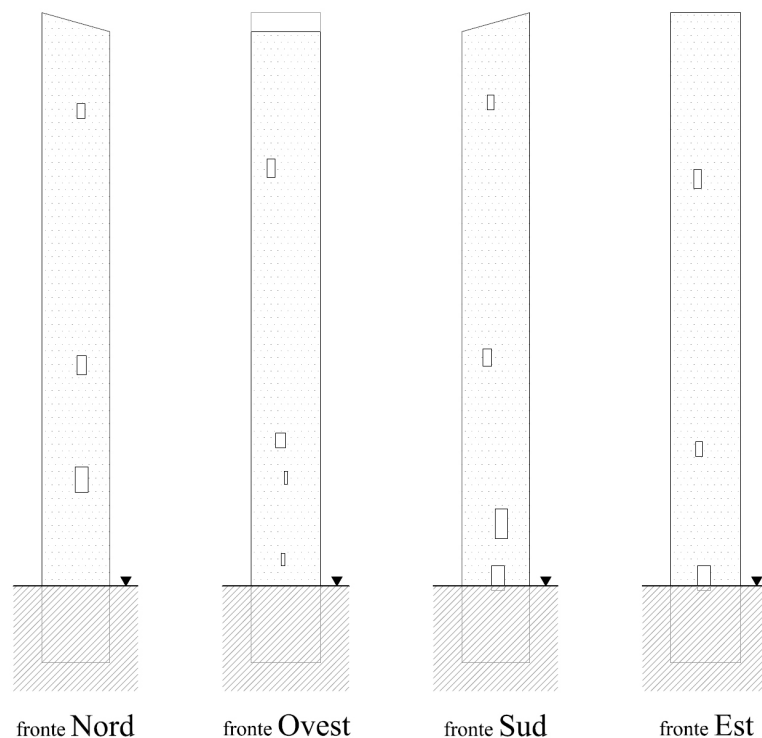


Figura 82 Posizione delle aperture

Validazione dell'ipotesi di Bernoulli nel modello previsionale

Nel formulare le previsioni sulla variazione delle proprietà dinamiche, era stata assunta l'ipotesi del mantenimento delle sezioni piane nel comportamento globale della torre, in particolare in riferimento al movimento reciproco tra muratura e traliccio metallico interno.

Al fine di verificare la correttezza di tale ipotesi, sono stati analizzati gli spostamenti dei nodi principali di muratura e traliccio, nel caso di torre libera soggetta all'azione del vento in direzione X. In grafico sono rappresentati 4 punti, corrispondenti ai bordi estremi della muratura e ai montanti del traliccio metallico, nelle condizioni di sollecitazione nulla e di vento in direzione X (accompagnato all'effetto del peso proprio). Gli spostamenti in Y sono stati ignorati, dato che per la sollecitazione considerata risultano sempre pressoché nulli, per cui i grafici proposti si riferiscono ad un piano XZ con Y uniformata. Sono state prese in esame 5 sezioni trasversali della torre (piano XY), posizionate a quote differenti: 3,503 m; 12,45 m; 20,85 m; 30,0 m; 37,2 m. I risultati sono mostrati nei grafici seguenti.

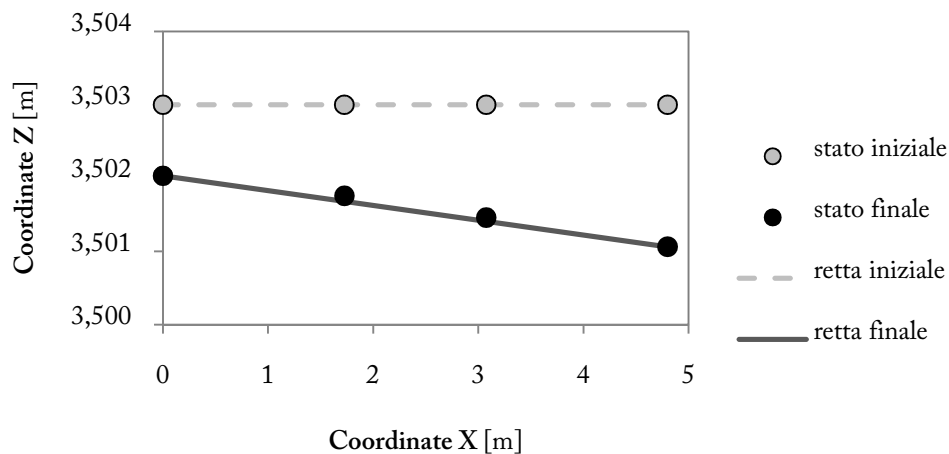


Grafico 53 Spostamento dei nodi - sez. A ($z_0=3,503$ m)

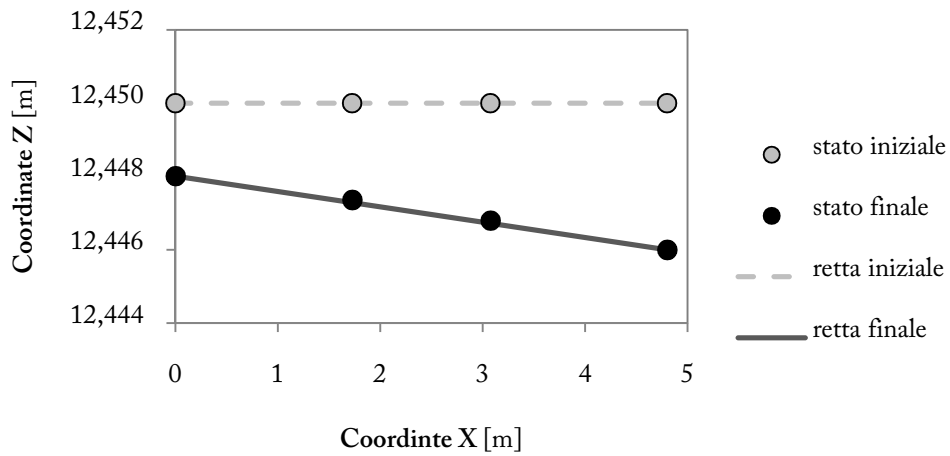


Grafico 54 Spostamento dei nodi - sez. B ($z_0=12,45$ m)

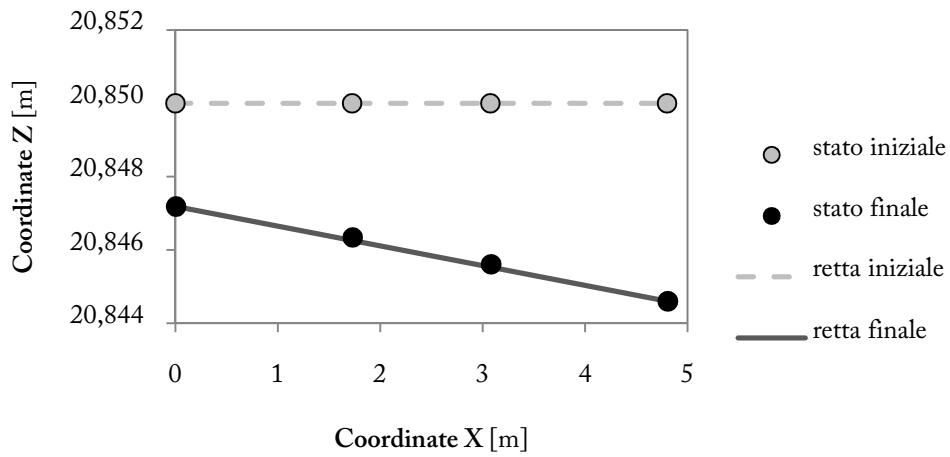


Grafico 55 Spostamento dei nodi - sez. C ($z_0=20,85$ m)

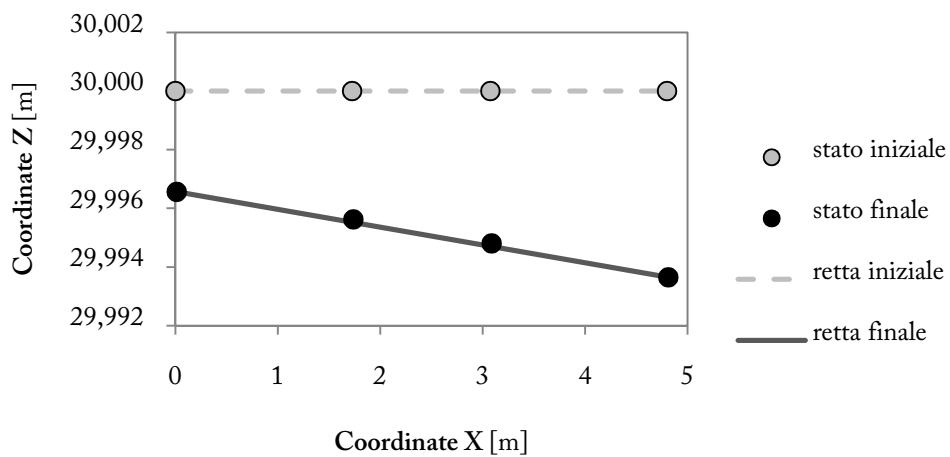


Grafico 56 Spostamento dei nodi - sez. D ($z_0=30,0$ m)

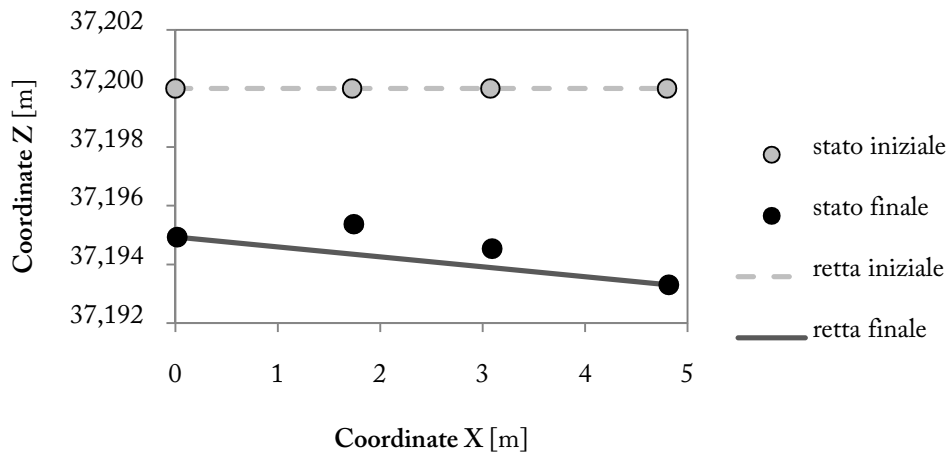


Grafico 57 Spostamento dei nodi - sez. E ($z_0=37,2$ m)

Nei grafici proposti, oltre alle posizioni dei punti considerati, sono indicate due rette che rappresentano il piano di sezione, in condizioni completamente scariche e quindi cariche (peso proprio + vento). Queste sono state definite come la congiungente dei due punti estremi della muratura, nell'ipotesi che gli elementi della struttura muraria rispettino Bernoulli.

Se la struttura nella sua globalità (muratura + traliccio) rispettasse l'ipotesi di Bernoulli, i punti interni che rappresentano il traliccio metallico si localizzerebbero per ogni sezione sulla retta che congiunge i due estremi. Per quantificare lo scostamento si è dapprima calcolato la distanza tra i punti dei montanti e il piano definito dalla muratura, con la relazione della geometria cartesiana

$$d = \frac{|ax_0 + bz_0 + c|}{\sqrt{a^2 + b^2}}$$

dove a, b, c sono i coefficienti che definiscono la retta che identifica il piano di traslazione ($ax + bz + c = 0$) e (x_0, z_0) sono le coordinate del punto situato sul traliccio metallico. Per valutare l'incidenza di tali distanze sul comportamento del traliccio, i valori calcolati sono stati divisi per la contrazione totale di ciascun montante, considerato fino alla quota z di sezione. Le contrazioni totali alle varie altezze sono state ricavate integrando i carichi dei montanti in z , e dividendo per l'area di sezione (profilo HE 200B) e per il modulo elastico del materiale:

$$\delta_i = \frac{\int_0^{z_i} N(z) dz}{EA}$$

Gli scostamenti percentuali sono dunque calcolati come d/δ , e sono stati rappresentati in Grafico 58. Sono stati ottenuti valori pressoché costanti nelle sezioni B, C, e D, mentre le sezioni estreme A ed E presentano scostamenti percentuali maggiori. Infatti E si trova in posizione prossima alla sommità della torre ($z_E = 37,2 m$), dove il collegamento tra traliccio e muratura può contare solo su un numero esiguo di stralli, per cui è normale che in questa sezione l'ipotesi di Bernoulli non venga rispettata. Invece A è la sezione avente quota minore: si trova nella zona di base, dove non vi sono stralli e la muratura è unita al traliccio dai prolungamenti dei tiranti (che hanno efficacia esclusivamente nel piano orizzontale, ma non offrono alcun contributo di rigidità in direzione z): per questo motivo si registrano scostamenti superiori alla media anche in sezione A.

Concentrandosi sulle sezioni mediane B, C, e D, si hanno scostamenti percentuali pressoché costanti sia tra Est e Ovest, sia per le diverse quote considerate, dato che i valori registrati sono tutti inclusi nell'intervallo $2 \div 3\%$. Questo scarto è dovuto al fatto che il post-tensionamento imposto agli stralli ha portato a gravare il traliccio metallico con un carico verticale pari a circa il 10% del totale.

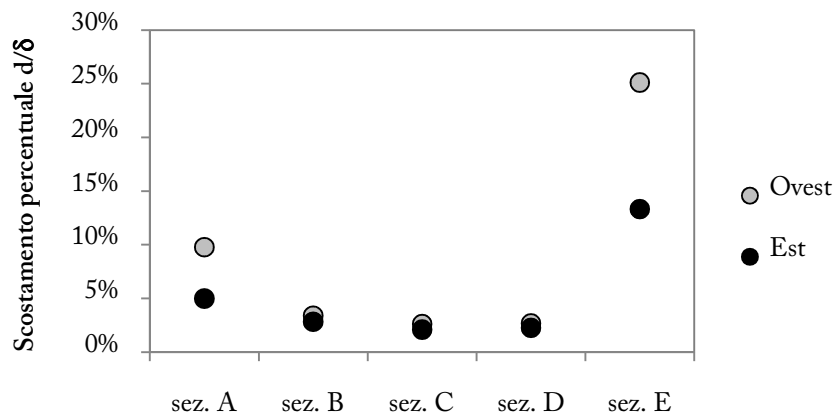


Grafico 58 Scostamento percentuale dei montanti del traliccio dal piano di sezione

Se invece fosse rispettata l'ipotesi di traslazione piana delle sezioni, il traliccio sarebbe stato gravato di un carico verticale percentuale pari al rapporto

$$N\% = \frac{(EA)_t}{[(EA)_t + (EA)_m]}$$

con $(EA)_t$ ed $(EA)_m$ riferiti rispettivamente al traliccio e alla muratura (E modulo elastico, A area di sezione).

| | $(EA)_m$ | $(EA)_t$ | N% |
|---------------|----------------------|----------------------|-----|
| | [kN]x10 ³ | [kN]x10 ³ | |
| <i>sez. D</i> | 35775 | 6248 | 15% |
| <i>sez. C</i> | 40175 | 6248 | 13% |
| <i>sez. B</i> | 44100 | 6248 | 12% |

Tabella 59 Carichi percentuali sul traliccio (sezioni piane)

I valori teorici sono mostrati in Tabella 59: si nota come i carichi percentuali necessari per avere sezioni piane siano maggiori di quello ottenuto col tensionamento degli stralli realizzato nel modello (10%), e tale differenza è l'unica causa dello scarto mostrato in Grafico 58. Al netto di tale scostamento – imputabile esclusivamente all'azione assiale – si ha invece un'ottima sintonia negli spostamenti di muratura e traliccio, per cui si può affermare che, nella parte centrale del traliccio, il sistema adottato rispetta l'ipotesi di Bernoulli.

7.2.3. Variante progettuale

Al paragrafo 6.1 (Verifiche dell'edificio soggetto ad azioni termiche) è stato mostrato che, per particolari variazioni di temperatura, gli stralli diretti verso l'alto ed originariamente post-tesi a 2 kN possono perdere completamente la propria tensione, instabilizzandosi e quindi compromettendo la loro efficacia. In un caso del genere si avrebbe dunque una situazione in cui il collegamento tra traliccio metallico interno e torre muraria è affidato ai soli stralli rivolti verso il basso. Si vuole verificare se, in presenza dei soli stralli portanti, la collaborazione tra le torri metallica e muraria sia comunque garantita. È stato pertanto realizzato un modello in cui sono stati eliminati gli stralli stabilizzanti, mentre a quelli rivolti verso il basso è stata assegnata (tramite applicazione di variazioni termiche fittizie) una tensione media di 3 kN , in modo da caricare il traliccio con il 12% del peso proprio della torre.

L'obiettivo pertanto è duplice: valutare se la soluzione adottata nella torre San Dalmazio

garantisca un comportamento ottimale anche in presenza di determinate sollecitazioni termiche, ma anche verificare l'efficacia di una possibile variante progettuale, che consentirebbe in un eventuale intervento analogo di ridurre i costi ed i tempi di realizzazione.

Peso proprio

In condizioni statiche, come prevedibile, l'eliminazione degli stralli diretti verso l'alto non comporta alcuna variazione nel comportamento della torre. Agli stralli presenti è stato associato un tiro di 3 kN (come mostrato nel grafico di distribuzione delle azioni assiali), che porta al trasferimento di parte del peso proprio della torre sul traliccio interno.

| Azioni traliccio | | [kN] | |
|--------------------|----------------------------------|------|------|
| NW | -354 | NE | -337 |
| SW | -374 | SE | -364 |
| tot | -1429 kN | | |
| obiettivo | -1402 kN [12% M _{tot}] | | |
| scostamento | 2% | | |

Tabella 60 Azioni nel traliccio - condizioni statiche

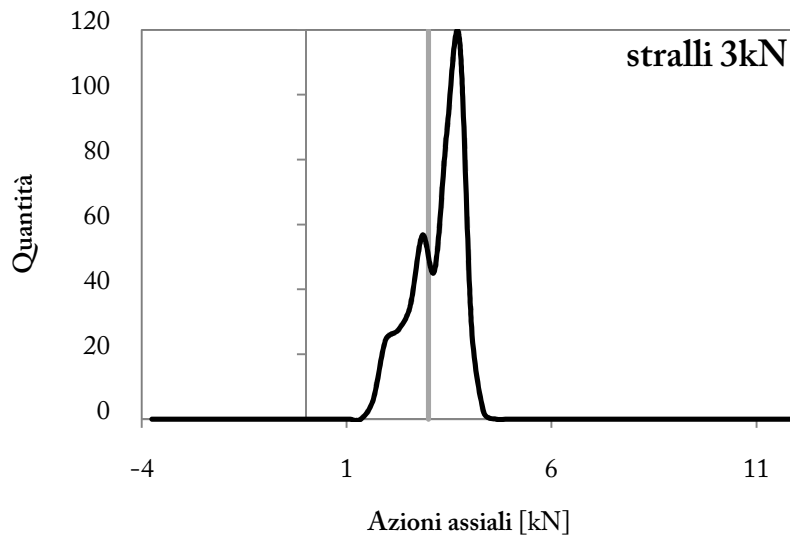


Grafico 59 Stralli portanti, tensionati a 3 kN - dispersione dei valori

Proprietà dinamiche

Al fine di valutare le proprietà dinamiche della struttura priva degli stralli stabilizzanti, è stata

condotta l'analisi modale del modello agli elementi finiti, in configurazione di torre libera (non si considera l'interazione con gli edifici circostanti). Il confronto dei risultati con quelli del caso esistente (che presenta entrambe le tipologie di stralli) evidenzia una sostanziale consonanza nelle proprietà dinamiche, in riferimento sia ai periodi propri sia alle masse partecipanti: la rimozione degli stralli rivolti verso l'alto non altera, quindi, le proprietà dinamiche della struttura consolidata.

| Caso esistente (San Dalmazio) | | | | Variante (solo stralli portanti) | | | |
|-------------------------------|----------------|------------------|------------------|----------------------------------|----------------|------------------|------------------|
| Modo | Periodo [s] | λ_x - | λ_y - | Modo | Periodo [s] | λ_x - | λ_y - |
| 1 | 1.562 | 0.496 | 0.017 | 1 | 1.561 | 0.495 | 0.017 |
| 2 | 1.514 | 0.017 | 0.493 | 2 | 1.515 | 0.017 | 0.492 |
| 3 | 0.289 | 0.181 | 0.000 | 3 | 0.290 | 0.181 | 0.000 |
| 4 | 0.277 | 0.000 | 0.177 | 4 | 0.278 | 0.000 | 0.177 |
| 5 | 0.240 | 0.000 | 0.000 | 5 | 0.240 | 0.000 | 0.001 |
| 6 | 0.126 | 0.000 | 0.000 | 6 | 0.128 | 0.000 | 0.000 |
| 7 | 0.118 | 0.062 | 0.000 | 7 | 0.119 | 0.062 | 0.000 |
| 8 | 0.112 | 0.000 | 0.062 | 8 | 0.112 | 0.000 | 0.062 |

Tabella 61 Analisi modale modello consolidato (torre libera) - caso esistente e variante progettuale

Azioni sismiche

Si è infine sottoposta la torre, nella configurazione definita dalla variante progettuale e in assetto di torre libera, alle azioni sismiche associate allo SLV (sempre con $q = 1,24$, per la valutazione delle azioni sul traliccio) e allo SLD (per la verifica delle tensioni negli stralli). Dato che la massa totale resta pressoché invariata, e, come visto in Tabella 61, le proprietà dinamiche non variano, si hanno le medesime azioni del caso esistente.

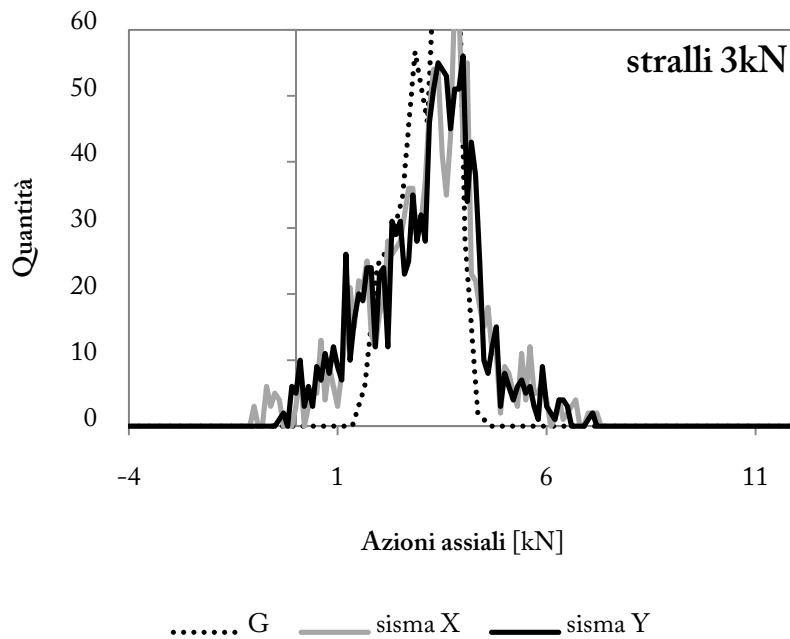


Grafico 60 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli - carico sismico in X,Y

| | Stralli portanti (3 kN) | | | |
|-----------------------|-------------------------|-------|------|------|
| | medio | min | max | |
| <i>Cond. Iniziale</i> | 3.21 | 1.66 | 4.37 | [kN] |
| <i>Sisma X</i> | 3.19 | -0.94 | 7.25 | [kN] |
| <i>Sisma Y</i> | 3.16 | -0.30 | 7.13 | [kN] |

Tabella 62 Azioni assiali negli stralli - carico sismico in X,Y

Si registrano le azioni assiali negli stralli mostrate in Tabella 62. L'analisi elastica lineare porta ad avere sforzi di compressione in alcuni stralli, che conseguentemente nella realtà si instabilizzerebbero, perdendo di efficacia. Si nota d'altra parte che la quota parte di stralli compressi è alquanto limitata, come evidenzia il grafico di distribuzione delle azioni assiali; inoltre il modello adottato presenta già una discreta dispersione dei risultati in presenza dei soli carichi verticali, per cui è lecito supporre che, con una modellazione più raffinata, si sarebbe registrata una percentuale ancora minore di stralli compressi. Si ritengono pertanto affidabili i risultati dell'analisi elastica, per la valutazione della collaborazione tra torre muraria e traliccio metallico.

La presenza dei carichi orizzontali che simulano l'azione del sisma porta ad una variazione nelle

sollecitazioni dei montanti del traliccio metallico; si ricava dunque il momento flettente che viene sostenuto dalla torre metallica per le due direzioni di sollecitazione (Tabella 64). Dal confronto con i valori che si ottengono nella soluzione esistente (che presenta entrambi i tipi di stralli), ne risulta una sostanziale coincidenza dei momenti. Si può dunque affermare che, in ambito elastico, le due soluzioni (esistente e variante, che elimina gli stralli stabilizzanti) portano ai medesimi risultati, garantendo un pari livello di collaborazione tra la torre muraria ed il traliccio metallico inserito al suo interno.

| | Azione assiale [kN] | | | | | | | |
|-----------------------|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| | NW | | NE | | SW | | SE | |
| <i>Cond. Iniziale</i> | -354 | - | -337 | - | -374 | - | -364 | - |
| <i>Sisma X</i> | -221 | +132 | -576 | -239 | -119 | +255 | -484 | -120 |
| <i>Sisma Y</i> | -501 | -147 | -589 | -252 | -99 | +275 | -189 | +175 |

Tabella 63 Azioni assiali nei montanti del traliccio (z=-1,1 m) - carico sismico (variante progettuale)

| | Momento | | | [kNm] |
|-----------------------|-----------|----------|--------|-------|
| | traliccio | | totale | |
| | esistente | variante | | |
| <i>Cond. Iniziale</i> | - | - | - | kNm |
| <i>Sisma X</i> | 507 | 504 | 23851 | kNm |
| <i>Sisma Y</i> | 684 | 680 | 23734 | kNm |

Tabella 64 Momento sostenuto dal traliccio - carico sismico

In conclusione, quindi, si hanno due risultati:

- L'intervento realizzato nelle torre San Dalmazio garantisce la propria efficacia nei confronti delle azioni orizzontali (carichi da vento e sismici) in ogni condizione di temperatura, anche quando le variazioni termiche portano gli stralli diretti verso l'alto ad instabilizzarsi;
- Un ipotetico intervento di consolidamento che presenti esclusivamente gli stralli portanti rivolti verso il basso, post-tesi a 3 kN, garantirebbe la stessa efficacia della soluzione adottata nella torre San Dalmazio.

Conclusioni

Il consolidamento strutturale di edifici storici è un ambito d'attività nel quale raramente è possibile ricorrere a soluzioni *standard* di validità universale, ma al contrario occorre formulare strategie d'intervento che siano frutto dell'attento studio del singolo caso in esame. Di conseguenza, se è vero che i lavori di consolidamento condotti sulla torre di San Dalmazio a Pavia si collocano all'interno del più ampio ambito del restauro di strutture snelle in muratura, tuttavia la loro definizione si è dovuta basare sull'analisi delle caratteristiche proprie del fabbricato. La torre di San Dalmazio presenta due caratteristiche geometriche di particolare interesse:

- La presenza di un cavedio interno continuo, che non viene interrotto da alcun elemento di partizione orizzontale;
- La presenza diffusa di fori nelle quattro pareti del fabbricato (buche puntaie), realizzati con intervallo regolare e buona precisione geometrica.

Queste due particolarità dell'edificio sono state utilizzate dal progettista delle opere fuori terra di consolidamento strutturale, il Prof. Ing. L. Jurina, che è riuscito a trovare una soluzione creativa al problema della messa in sicurezza della torre tenendo conto in modo intelligente delle possibilità che la struttura esistente offriva.

Il cavedio interno è stato difatti utilizzato per inserire un traliccio metallico all'interno della torre muraria, ad essa collegato tramite una fitta rete di stralli post-tesi in acciaio. La presenza delle buche puntaie è risultata invece utile per operare una iniezione diffusa della compagine muraria con malta idraulica, senza dover ricorrere alla perforazione delle pareti, e per realizzare un intervento di cerchiatura attiva della muratura tramite l'inserimento all'interno delle buche di

tiranti in acciaio, reciprocamente collegati da un profilo in acciaio disposto sul perimetro interno della sezione muraria. Un ulteriore vantaggio offerto dalle buche è poi la possibilità di collegare alla muratura gli stralli provenienti dal traliccio senza dover procedere con interventi invasivi, ma semplicemente utilizzando le piastre di contrasto interne dei tiranti cerchianti.

Si è visto come il collegamento della torre muraria con la torre metallica inserita al suo interno porti ad una diminuzione del 12% delle sollecitazioni verticali di compressione gravanti sulla muratura, e ad un aumento del carico orizzontale globale di collasso pari a circa il 35% (Paragrafo 6.5.1). Le iniezioni con malta idraulica hanno invece migliorato in omogeneità il conglomerato interno delle pareti a sacco, originariamente caratterizzato da numerose lacune e discontinuità; l'effettiva diffusione – e quindi efficacia – delle iniezioni è stata confermata dal fatto che durante le operazioni di getto si è assistito a fuoriuscite della miscela in corrispondenza di fughe dei due paramenti in mattoni posizionate anche a 2 metri di distanza dalla buca oggetto d'intervento. L'installazione dei giarelli, oltre ad aver contribuito al confinamento della muratura, ha garantito il ripristino della monoliticità della torre precedentemente compromessa dalle lesioni presenti sulle quattro pareti, conferendo una buona resistenza alle sollecitazioni di trazione orizzontali. Infine il confinamento trasversale indotto nella muratura grazie al post-tensionamento dei tiranti metallici inseriti all'interno delle buche puntaie ha portato ad un notevole miglioramento della duttilità del materiale, facendo stimare un incremento del 40% della deformazione ultima di rottura rispetto alla situazione originaria (Paragrafo 7.1).

Si registra quindi come i provvedimenti adottati per il consolidamento della torre di San Dalmazio esercitino la loro efficacia in particolar modo nell'ambito degli Stati Limite Ultimi, influenzando sui limiti di collasso locale e globale in termini di resistenza e duttilità. Interferiscono invece in modo ridotto per quanto riguarda il comportamento elastico della struttura, caratteristico delle normali situazioni di Esercizio (eccezion fatta per la riduzione dei carichi verticali gravanti sulla muratura tramite trasferimento sulla torre metallica, sistema che risulta sempre attivo). Di conseguenza il consolidamento della torre di San Dalmazio si configura come un aiuto alla struttura, un presidio che ne impedisce il collasso, ma senza stravolgere l'assetto statico originario del fabbricato. Il sistema portante della torre non è stato sostituito, la struttura

globale infatti non risulta irrigidita (le proprietà dinamiche globali dopo il consolidamento restano pressoché immutate, in base ai dati forniti sia dalle rilevazioni sperimentali sia dalle analisi del modello agli elementi finiti); il risultato principale dell'intervento è stato invece il miglioramento dell'esistente in termini di resistenza ultima e duttilità, nel comportamento locale e nel comportamento globale.

Si è inoltre mostrato come la presenza di sollecitazioni termiche (variazioni di temperatura estive o invernali) e di carichi orizzontali da vento o sisma non pregiudichi la funzionalità e l'efficacia dell'intervento di consolidamento, che al contrario mantiene in ogni condizione i benefici indotti sulle condizioni statiche della torre muraria.

L'intervento risponde poi al requisito di reversibilità, in quanto risulta quasi completamente rimovibile e poco invasivo; in questo senso, il confronto con i lavori effettuati sui campanili delle chiese di Sant'Ambrogio a Milano, San Martino a Burano e San Michele ad Albenga (descritti nel Capitolo 2) mostra come questo principio sia stato un riferimento importante nella definizione delle soluzioni tecniche di consolidamento della San Dalmazio.

Al contempo, l'intervento ha il pregio ulteriore di risultare "invisibile" ad un osservatore esterno, in quanto i prospetti non sono stati intaccati dall'opera di consolidamento: i progettisti hanno infatti mostrato una particolare attenzione per il rispetto dell'estetica originaria della torre, che si è tradotta in una soluzione che ha evitato il posizionamento di nuovi elementi sulle quattro facciate esterne (a differenza di quanto avvenuto nei lavori sulla Torre Civica di Ravenna e sulla Torre Fraccaro di Pavia, Capitolo 2).

Un ulteriore pregio dei lavori condotti sulla torre di San Dalmazio è quello di aver favorito la piena accessibilità, tramite l'installazione di un ascensore che consente di raggiungere facilmente ogni punto interno all'edificio. Tale caratteristica è di primaria importanza, in quanto consente di realizzare un effettivo monitoraggio dello stato di salute delle murature, ed eventualmente, qualora lo si ritenesse opportuno, anche di regolare l'intervento di consolidamento (tramite la tesatura degli stralli di collegamento tra torre metallica e torre muraria).

Vi sono inoltre alcuni interventi specifici del programma di consolidamento portato a termine

sul complesso di San Dalmazio sui quali non ci si è soffermati in modo puntuale, ma dei quali è comunque utile ricordare l'efficacia in relazione alle condizioni statiche della torre:

- Il masso di fondazione della torre è stato consolidato con l'introduzione di micropali, operazione che ha avuto il duplice vantaggio di riportare il carico della torre su strati di terreno maggiormente consistenti, e di realizzare un'iniezione diffusa della muratura che presentava lacune e discontinuità;
- È stato realizzato uno schermo di protezione dalle infiltrazioni provenienti da una vicina fognatura romana, che minacciavano la fondazione della torre;
- Si è proceduto alla desolidarizzazione della torre dalla volta della chiesa (oggi palestra) adiacente, le cui dilatazioni termiche inducevano carichi orizzontali di entità non trascurabile sulla torre.

La valutazione dell'intervento di consolidamento realizzato sulla torre di San Dalmazio ha contemplato l'esplorazione di eventuali ipotesi alternative, migliorative dell'esistente. È stato verificato come l'eliminazione degli stralli stabilizzanti, diretti verso l'alto, non comporti differenze apprezzabili nel comportamento dinamico della torre e nella sua resistenza ultima ai carichi orizzontali. In riferimento invece alla cerchiatura della muratura con tiranti inseriti nelle buche pontaaie, reciprocamente collegati da un profilo metallico interno alla torre, si è visto come l'utilizzo di diverse malte di riempimento o l'inserimento nelle buche di un cuscinetto comprimibile non avrebbero comportato significativi miglioramenti rispetto a quanto realizzato. Sono state invece studiate soluzioni alternative che consentirebbero un incremento della deformazione ultima della muratura notevolmente superiore rispetto alla soluzione adottata (+40% rispetto al risultato del consolidamento realizzato); tuttavia tali soluzioni non sono compatibili con il collegamento con il traliccio metallico collocato nel cavedio interno, in quanto non presentano le piastre interne di contrasto che nella soluzione reale costituiscono un aggancio sicuro per gli stralli che si innestano nella muratura (l'unione è garantita dall'attrito che si genera tra la piastra e la muratura a causa della post-tensione del tirante inserito nella buca pontaaia). Per cui l'adozione di un migliore sistema di cerchiatura della torre, comporterebbe la rinuncia all'intervento della torre metallica, i cui plurimi benefici sono stati ampiamente mostrati.

La pregevolezza dell'opera di consolidamento strutturale portata a termine sulla torre di San Dalmazio consiste quindi anche nell'aver saputo accostare ed armonizzare diversi singoli interventi, i quali nel progetto definitivo risultano reciprocamente correlati ed interdipendenti.

Bibliografia

- [1] ASTM, American Society for Testing and Materials. *Standard test method for in situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flatjack measurements*. 1991.
- [2] Balatroni, I., C. Moscardi, e P. Pozzati. «Rapporto finale del gruppo di lavoro - Torre Civica di Ravenna» 2004.
- [3] Bertini, M. *Il cemento nel restauro : uno sguardo al passato come lezione per l'oggi*. Politecnico di Milano, Facoltà di Architettura - Tesi di laurea, relatore prof. L.Jurina, 2000.
- [4] Calvi, G. M. «Relazione e certificato di collaudo – Torre San Dalmazio di Pavia.» Pavia, 1995.
- [5] Jurina, L. «Il confinamento laterale delle pareti in muratura mediante tiranti inseriti nelle "buche pontae"» *La meccaniche delle murature tra teoria e progetto*. Messina, 1996.
- [6] Jurina, L. «Il consolidamento strutturale della torre San Dalmazio a Pavia.» *Giornate italiane della costruzione in acciaio C.T.A.* Riva del Garda, 1995. 1329 - 1342.
- [7] Jurina, L. «Valutazione della risposta strutturale mediante martinetti piatti.» *Diagnostica strutturale e strumentazione di cantiere*. Genova, 1992.
- [8] Jurina, L., e P. Colombo. «Relazione tecnica e allegati al pre-progetto di massima – Torre San Dalmazio di Pavia» Pavia, 1990.
- [9] Jurina, L., e P. Colombo. «Relazione tecnica e relazione di calcolo allegata al progetto definitivo – Torre San Dalmazio di Pavia» Pavia, 1993.

- [10] Lizzi, F. *The static restoration of monuments*. Genova: Sagep publisher, 1982.
- [11] Macchi, G. «Indicazioni e raccomandazioni relative alle metodologie di intervento per il consolidamento delle torri pavese» Pavia, 1990.
- [12] Petrucci, G. *Lezioni di Costruzioni di Macchine*. Università degli Studi di Palermo - Dipartimento di Meccanica, 2010.
- [13] Pileri, M.C. *Le torri di Albenga: proposta per un consolidamento*. Politecnico di Milano, Facoltà di Architettura - Tesi di laurea, relatore prof. L.Jurina, 1996.
- [14] Priestley, M.J.N., G.M. Calvi, and M. Kowalsky. *Displacement-based seismic design of structures*. Pavia: IUSS Press, 2007.
- [15] Stabile, I. *Il massacro di un monumento - La torre di S. Dalmazio in Pavia*. Pavia: Il cerchio edizioni, 1995.
- [16] Zaccheo, F. *Il consolidamento della torre San Dalmazio nel contesto della conservazione delle torri di Pavia*. Politecnico di Milano, Scuola di specializzazione in restauro dei monumenti - Tesi di diploma, relatori proff. M.Dezzi Bardeschi e L.Jurina, 1995.
- [17] Zuradelli, C. *Le torri di Pavia*. Pavia: Premiata tipografia fratelli Fusi, 1888.
- [18] *CSI Analysis Reference Manual for SAP 2000* - Computers and Structures, Inc., Berkeley California USA, 2009.
- [19] <http://www.jurina.it>, "Torre di San Dalmazio a Pavia"

Indice delle figure

| | |
|--|----|
| Figura 1 Estratto della pianta in alzato di Pavia del 1599 con il monastero di San Dalmazio (81) [16]..... | 2 |
| Figura 2 A. Lorenzetti, "Effetti del Buon Governo" - Palazzo pubblico di Siena (particolare) ... | 3 |
| Figura 3 Torre di San Dalmazio, vista del fronte meridionale [18]..... | 6 |
| Figura 4 Planimetria del monastero di San Dalmazio in Pavia del 1790 (Archivio di Stato di Milano) e veduta aerea dello stato attuale..... | 7 |
| Figura 5 Pianta del monastero di San Dalmazio dopo la soppressione del 1785 - Musei Civici di Pavia | 9 |
| Figura 6 Pianta della torre e della chiesa (ora palestra) di San Dalmazio [16] | 12 |
| Figura 7 Campanile dei Canonici (basilica di Sant'Ambrogio) a Milano..... | 14 |
| Figura 8 Campanile di Sant'Ambrogio: sezione e pianta del telaio interno in c.a. [3] | 16 |
| Figura 9 Campanile della chiesa di San Martino a Burano (VE) | 17 |
| Figura 10 Campanile di San Martino: reticolo di pali "Radice" in fondazione [10] | 19 |
| Figura 11 Campanile di San Martino: distribuzione delle perforazioni armate [10]..... | 20 |
| Figura 12 Campanile della cattedrale di San Michele ad Albenga (sulla destra; a fianco le torri civili)..... | 21 |
| Figura 13 Campanile di San Michele: cerchiatura interna in c.a. con tirantini nelle buche | |

| | |
|--|----|
| pontaie [13]..... | 22 |
| Figura 14 Torre Civica di Ravenna (fine XIX secolo e oggi)..... | 23 |
| Figura 15 Messa in sicurezza della Torre Civica a Ravenna: prospetto, pianta e particolare [2] | 24 |
| Figura 16 Torre Fraccaro a Pavia - aspetto attuale | 25 |
| Figura 17 Torre Fraccaro: sezioni verticale ed orizzontale dell'intervento [16]..... | 27 |
| Figura 18 Torre Fraccaro: assonometria dell'intervento di consolidamento [16]..... | 28 |
| Figura 19 Quadro fessurativo della torre..... | 33 |
| Figura 20 Progetto preliminare di consolidamento: sezione orizzontale della torre a quota 1.00 m [8]..... | 36 |
| Figura 21 Tirantature radiali eseguite all'interno delle buche puntaie [9]..... | 38 |
| Figura 22 Piastra esterna di contrasto all'interno di una buca puntaia [18]..... | 39 |
| Figura 23 Girello metallico interno alla torre muraria [18] | 40 |
| Figura 24 Traliccio metallico e stralli di collegamento con la muratura [18] | 42 |
| Figura 25 Disposizione dei raggi in una ruota di bicicletta..... | 43 |
| Figura 26 Progetto di consolidamento San Dalmazio: sezione verticale traliccio [9]..... | 45 |
| Figura 27 Progetto di consolidamento San Dalmazio: tronco A, sezioni verticale ed orizzontale [9]..... | 46 |
| Figura 28 Progetto di consolidamento San Dalmazio: tronco A, dettagli [9]..... | 47 |
| Figura 29 Progetto di consolidamento San Dalmazio: tronco B, sezioni verticale ed orizzontale [9]..... | 48 |
| Figura 30 Progetto di consolidamento San Dalmazio: tronco B, dettagli [9] | 49 |

| | |
|--|-----|
| Figura 31 Progetto di consolidamento San Dalmazio: ascensore monocolonna su base fissa da inserire all'interno del traliccio [9] | 50 |
| Figura 32 Vista del modello globale..... | 52 |
| Figura 33 Basi di misurazione della prova con doppio martinetto piatto | 58 |
| Figura 34 Posizioni di rilevamento delle velocità di vibrazione [4] | 59 |
| Figura 35 Spettri di Fourier delle velocità registrate nei 4 punti di rilevamento [pre-consolidamento] [4] | 60 |
| Figura 36 Spettri di Fourier delle velocità registrate nei 4 punti di rilevamento [post-consolidamento] [4] | 61 |
| Figura 37 Collegamento diretto del traliccio con la muratura – dettaglio tecnico [9]..... | 65 |
| Figura 38 Collegamento diretto del traliccio con la muratura – fotografia [16]..... | 65 |
| Figura 39 Tensioni verticali (S33) - terreno modellato con elementi <i>solid</i> o molle | 72 |
| Figura 40 Vista del modello locale | 73 |
| Figura 41 Parametri meccanici delle murature [OPCM 3431 Allegato 11.D] | 74 |
| Figura 42 Definizione della categoria di esposizione [NTC Fig. 3.3.2]..... | 78 |
| Figura 43 Direzioni del vento di progetto per le verifiche globali [CNR-DT 207/2008 Fig. 3.9] | 84 |
| Figura 44 Coefficienti di pressione per edifici rettangolari [CNR-DT 207/2008 Fig. G.2] | 85 |
| Figura 45 Vento, azioni sollecitanti - direzioni X,Y e diagonale D..... | 91 |
| Figura 46 Rigidezza equivalente [14]..... | 103 |
| Figura 47 Convergenza del procedimento | 104 |

| | |
|--|-----|
| Figura 48 Punti di verifica delle tensioni verticali nella sezione A ($z=0,23$ m)..... | 110 |
| Figura 49 Punti di verifica delle tensioni verticali nella sezione B ($z=15,6$ m)..... | 110 |
| Figura 50 Tensioni verticali sez. B ($z=15,6$ m) - vento direzione Y [MPa] | 115 |
| Figura 51 Tensioni verticali sez. A ($z=0,23$ m) - vento direzione X [MPa] | 116 |
| Figura 52 Modello semplificato per la stima degli effetti delle variazioni termiche | 119 |
| Figura 53 Stato tensionale della base della torre muraria ($z=0,23$ m) - variazioni termiche [MPa] | 134 |
| Figura 54 Tensioni verticali massime e minime: combinazioni vento - variazioni termiche [MPa]..... | 139 |
| Figura 55 Tensioni verticali sez. B ($z=15,6$ m) - sisma direzione Y [MPa] | 141 |
| Figura 56 Tensioni verticali sez. A ($z=0,23$ m) - sisma direzione X [MPa] | 142 |
| Figura 57 Tensioni verticali stato consolidato sez. A ($z=0,23$ m) - sisma direzione Y [MPa] | 148 |
| Figura 58 Tensioni verticali stato consolidato sez. B ($z=15,6$ m) - sisma direzione Y [MPa]. | 149 |
| Figura 59 Verifica a collasso - modello semplificato (originale e consolidato)..... | 151 |
| Figura 60 Analisi sezionale SLU - caso originale | 152 |
| Figura 61 Analisi sezionale SLU - caso consolidato..... | 153 |
| Figura 62 Sezione di base soggetta a pressoflessione e taglio (caso originario) | 156 |
| Figura 63 Sezione di base soggetta a pressoflessione e taglio (caso consolidato)..... | 158 |
| Figura 64 Modellino del manicotto da inserire all'interno della buca pontaiata [5]..... | 161 |
| Figura 65 Equilibrio dell'elementino di volume nel piano $r-\theta$ [12]..... | 163 |
| Figura 66 Modello 1, tensioni principali (sezione orizzontale) [kN/m^2]..... | 167 |

| | |
|--|-----|
| Figura 67 Modello 1 ridotto, tensioni principali (sezione orizzontale) [kN/m ²]..... | 168 |
| Figura 68 Modello 2 ridotto, tensioni principali (sezione orizzontale) [kN/m ²]..... | 168 |
| Figura 69 Modello 3 ridotto, tensioni principali (sezione orizzontale) [kN/m ²]..... | 170 |
| Figura 70 Modello 4 - tridimensionale, tensioni principali (sezioni orizzontali) [kN/m ²]..... | 171 |
| Figura 71 Piani di sezione considerati..... | 176 |
| Figura 72 Problema di Boussinesq ed equazioni risolutive | 178 |
| Figura 73 Pressioni di confinamento locali (piano xy)..... | 181 |
| Figura 74 Confinamenti che inducono uno stato di tensione idrostatico (schema di carico e rappresentazione delle tensioni)..... | 189 |
| Figura 75 Confinamento con sola pressione esterna (schema di carico e rappresentazione delle tensioni)..... | 190 |
| Figura 76 Soluzione A, modello tridimensionale..... | 191 |
| Figura 77 Stato tensionale nella muratura - stato attuale e soluzione A..... | 193 |
| Figura 78 Soluzione B, modello tridimensionale..... | 194 |
| Figura 79 Stato tensionale nella muratura - stato attuale e soluzione B | 196 |
| Figura 80 Portali incernierato ed incastrato | 205 |
| Figura 81 Effetto della fessurazione sulla deformazione flessionale | 207 |
| Figura 82 Posizione delle aperture | 208 |

Indice dei grafici

| | |
|--|-----|
| Grafico 1 Prova con doppio martinetto piatto [16] | 58 |
| Grafico 2 Valutazione del modulo elastico della muratura | 59 |
| Grafico 3 Stralli portanti (5 kN) - dispersione dei valori..... | 68 |
| Grafico 4 Stralli stabilizzanti (2 kN) - dispersione dei valori..... | 69 |
| Grafico 5 Coefficiente di esposizione c_e e pressione cinetica di picco q_p | 79 |
| Grafico 6 Pressione cinetica di picco | 81 |
| Grafico 7 Incidenza del termine quadratico della pressione cinetica di picco..... | 82 |
| Grafico 8 Coefficiente P_v nei due metodi | 82 |
| Grafico 9 Coefficiente g_v nei due metodi..... | 83 |
| Grafico 10 Approssimazione dell'andamento delle pressioni - direzione X-Y, sopravento..... | 86 |
| Grafico 11 Approssimazione dell'andamento delle pressioni - direzione D, sopravento | 86 |
| Grafico 12 Pressioni agenti, direzioni X-Y..... | 91 |
| Grafico 13 Pressioni agenti, direzione diagonale D..... | 91 |
| Grafico 14 Spettri di progetto, SLD e SLV ($q=1,5$)..... | 95 |
| Grafico 15 Approssimazione bilineare dell'andamento del moltiplicatore del carico M..... | 100 |
| Grafico 16 Forma di spostamento per carico sismico | 100 |

| | |
|--|-----|
| Grafico 17 Spettri di spostamento elastico e smorzato | 103 |
| Grafico 18 Andamento della temperatura (regime estivo)..... | 107 |
| Grafico 19 Valori medi mensili della temperatura media giornaliera dell'aria esterna – Pavia [UNI 10349] | 107 |
| Grafico 20 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) - ΔT su muratura ... | 121 |
| Grafico 21 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli stabilizzanti (2 kN) - ΔT su muratura | 121 |
| Grafico 22 Spostamenti verticali traliccio e torre - carico termico sulla sola muratura..... | 122 |
| Grafico 23 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) - ΔT su traliccio | 124 |
| Grafico 24 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli stabilizzanti (2 kN) - ΔT su traliccio | 124 |
| Grafico 25 Spostamenti verticali traliccio e torre - carico termico sul solo traliccio..... | 125 |
| Grafico 26 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) - ΔT su traliccio e stralli | 127 |
| Grafico 27 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli stabilizzanti (2 kN) - ΔT su traliccio e stralli..... | 127 |
| Grafico 28 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) - ΔT sull'intera struttura | 128 |
| Grafico 29 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli stabilizzanti (2 kN) - ΔT sull'intera struttura | 128 |
| Grafico 30 Spostamenti verticali traliccio e torre - carico termico sull'intero edificio..... | 129 |
| Grafico 31 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) - ΔT sull'intera struttura, caso estivo (iterazione)..... | 131 |

| | |
|---|-----|
| Grafico 32 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) - combinazioni | 136 |
| Grafico 33 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli stabilizzanti (2 kN) – combinazioni | 136 |
| Grafico 34 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli portanti (5 kN) – combinazioni - iterazione | 137 |
| Grafico 35 Azioni sismiche sollecitanti, torre libera | 141 |
| Grafico 36 Distribuzione delle azioni negli stralli portanti (5 kN) - carico sismico | 143 |
| Grafico 37 Distribuzione delle azioni negli stralli stabilizzanti (2 kN) - carico sismico..... | 144 |
| Grafico 38 Azioni sismiche sollecitanti - confronto torre libera/vincolata | 146 |
| Grafico 39 Apporto del traliccio per la resistenza alle azioni orizzontali..... | 155 |
| Grafico 40 Tensioni tangenziali (caso originario)..... | 158 |
| Grafico 41 Tensioni tangenziali (caso consolidato) | 159 |
| Grafico 42 Andamento delle tensioni radiali e circonferenziali, modello teorico semplificato | 166 |
| Grafico 43 Tensioni trasversali indotte dal tirante nella muratura | 177 |
| Grafico 44 Rottura della muratura al variare della pressione di confinamento..... | 180 |
| Grafico 45 Distribuzione delle pressioni di confinamento (piano xy) nel volume della muratura | 181 |
| Grafico 46 Compressione trasversale della muratura al variare di D , per diversi E_m | 183 |
| Grafico 47 Compressione trasversale della muratura al variare di E_m , per diverse D | 183 |
| Grafico 48 Contrazione del tirante metallico | 184 |
| Grafico 49 Compressione trasversale media della muratura al variare di E_m | 185 |
| Grafico 50 Compressione trasversale media della muratura al variare di d_t | 186 |

| | |
|--|-----|
| Grafico 51 Variazione modi Δ - torre libera | 206 |
| Grafico 52 Variazione modi Δ - torre vincolata..... | 206 |
| Grafico 53 Spostamento dei nodi - sez. A ($z_0=3,503$ m) | 209 |
| Grafico 54 Spostamento dei nodi - sez. B ($z_0=12,45$ m)..... | 210 |
| Grafico 55 Spostamento dei nodi - sez. C ($z_0=20,85$ m) | 210 |
| Grafico 56 Spostamento dei nodi - sez. D ($z_0=30,0$ m)..... | 210 |
| Grafico 57 Spostamento dei nodi - sez. E ($z_0=37,2$ m)..... | 211 |
| Grafico 58 Scostamento percentuale dei montanti del traliccio dal piano di sezione..... | 212 |
| Grafico 59 Stralli portanti, tensionati a 3 kN - dispersione dei valori | 214 |
| Grafico 60 Distribuzione delle azioni assiali negli stralli - carico sismico in X,Y..... | 216 |

Indice delle tabelle

| | |
|---|----|
| Tabella 1 Proprietà meccaniche dei materiali - elementi SOLID | 56 |
| Tabella 2 Parametri dinamici sperimentali della torre - pre-consolidamento [4]..... | 61 |
| Tabella 3 Variazione del parametro e per le diverse combinazioni di E_t e E_v | 62 |
| Tabella 4 Parametri dinamici del modello agli elementi finiti definitivo..... | 63 |
| Tabella 5 Proprietà meccaniche dei materiali - tiranti..... | 64 |
| Tabella 6 Proprietà meccaniche dei materiali – girelli | 64 |
| Tabella 7 Proprietà meccaniche dei materiali – traliccio..... | 66 |
| Tabella 8 Proprietà meccaniche dei materiali – piastra in c.a. | 67 |
| Tabella 9 Proprietà meccaniche dei materiali – stralli | 67 |
| Tabella 10 Proprietà dei materiali – muratura pareti laterali | 70 |
| Tabella 11 Proprietà dei materiali – terreno | 71 |
| Tabella 12 Tensioni nel dado di fondazione - terreno modellato con elementi <i>solid</i> o molle | 71 |
| Tabella 13 Proprietà dei materiali - muratura (modello locale)..... | 73 |
| Tabella 14 Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a [NTC Tab. 3.3.I] | 77 |
| Tabella 15 Coefficienti di pressione dell'edificio | 84 |
| Tabella 16 Altezze di riferimento | 85 |

| | |
|---|-----|
| Tabella 17 Analisi modale della torre - parte libera..... | 88 |
| Tabella 18 Analisi modale - modi di vibrare in X,Y..... | 96 |
| Tabella 19 Calcolo del taglio alla base - sisma in X,Y..... | 98 |
| Tabella 20 Stati tensionali di picco nella muratura, direzioni X-Y-D – carico da vento..... | 113 |
| Tabella 21 Stati tensionali di picco nella muratura, valori estremi – carico da vento..... | 114 |
| Tabella 22 Valori estremi delle tensioni verticali nella muratura, peso proprio..... | 116 |
| Tabella 23 Azioni assiali negli stralli - carico da vento..... | 117 |
| Tabella 24 Azioni assiali nei montanti del traliccio ($z=-1,1$ m) - carico da vento..... | 118 |
| Tabella 25 Momento sostenuto dal traliccio - carico da vento..... | 118 |
| Tabella 26 Azioni assiali negli stralli - sollecitazioni termiche..... | 130 |
| Tabella 27 Azioni assiali negli stralli - sollecitazioni termiche estive..... | 131 |
| Tabella 28 Variazione del carico sostenuto dal traliccio metallico - variazioni termiche..... | 132 |
| Tabella 29 Azioni assiali negli stralli, combinazioni vento-carico termico..... | 135 |
| Tabella 30 Azioni assiali negli stralli, combinazioni - iterazione..... | 137 |
| Tabella 31 Azioni assiali nei montanti del traliccio ($z=-1,1$ m) – combinazioni..... | 138 |
| Tabella 32 Valori estremi delle tensioni verticali nella muratura, combinazioni..... | 138 |
| Tabella 33 Stati tensionali di picco nella muratura, direzioni X-Y – carico sismico..... | 140 |
| Tabella 34 Azioni assiali negli stralli - carico sismico..... | 143 |
| Tabella 35 Azioni assiali nei montanti del traliccio ($z=-1,1$ m) - carico sismico..... | 144 |
| Tabella 36 Momento sostenuto dal traliccio - carico sismico..... | 145 |

| | |
|--|-----|
| Tabella 37 Calcolo dell'azione sismica - caso consolidato (torre libera e torre vincolata) | 147 |
| Tabella 38 Stati tensionali di picco nella muratura, direzioni X-Y – carico sismico (interazione edifici)..... | 148 |
| Tabella 39 Analisi sezionale: proprietà considerate | 152 |
| Tabella 40 Confronto azione sollecitante – azione resistente (sisma Y) | 154 |
| Tabella 41 Apporto del traliccio per la resistenza alle azioni orizzontali | 154 |
| Tabella 42 Tensioni principali medie, carichi distribuiti (Mod 1) e puntuali (Mod 2)..... | 169 |
| Tabella 43 Tensioni principali medie, forma circolare (Mod 2) e quadrata (Mod 3)..... | 170 |
| Tabella 44 Tensioni principali medie, modello semplificato (Mod 3) e completo (Mod 4) | 171 |
| Tabella 45 Tensioni principali medie, modelli con girelli..... | 172 |
| Tabella 46 Incremento di resistenza e duttilità, valori locali..... | 182 |
| Tabella 47 Variazione dei parametri f_{mcd} e ε_{mcd} con E_m | 185 |
| Tabella 48 Variazione dei parametri f_{mcd} e ε_{mcd} con d_t | 187 |
| Tabella 49 Prove sperimentali con singolo martinetto piatto (pre-consolidamento)..... | 198 |
| Tabella 50 Tensioni nella muratura: confronto sperimentale - modello EF | 198 |
| Tabella 51 Carico verticale sostenuto dal traliccio | 200 |
| Tabella 52 Frequenze proprie - prove sperimentali | 200 |
| Tabella 53 Proprietà dei materiali costituenti | 202 |
| Tabella 54 Proprietà delle sezioni | 202 |
| Tabella 55 Variazione delle proprietà dinamiche nelle fasi d'intervento – previsione | 202 |

| | |
|---|-----|
| Tabella 56 Modi di vibrare - torre libera | 203 |
| Tabella 57 Modi di vibrare - torre vincolata | 204 |
| Tabella 58 Modi di vibrare - torre reale e semplificata (priva di aperture) | 207 |
| Tabella 59 Carichi percentuali sul traliccio (sezioni piane)..... | 213 |
| Tabella 60 Azioni nel traliccio - condizioni statiche..... | 214 |
| Tabella 61 Analisi modale modello consolidato (torre libera) - caso esistente e variante progettuale..... | 215 |
| Tabella 62 Azioni assiali negli stralli - carico sismico in X,Y | 216 |
| Tabella 63 Azioni assiali nei montanti del traliccio ($z=-1,1$ m) - carico sismico (variante progettuale) | 217 |
| Tabella 64 Momento sostenuto dal traliccio - carico sismico | 217 |