L'USO DEGLI "STRALLI" NEL CONSOLIDAMENTO DI MURATURE STORICHE ISOLATE

Lorenzo Jurina, Politecnico di Milano, dip. ABC lorenzo.jurina@polimi.it www.jurina.it

ABSTRACT

Il consolidamento delle **murature verticali isolate** in complessi storici soggetti a peso proprio e a rilevanti carichi orizzontali (sisma e vento) costituisce uno degli interventi fondamentali per raggiungere un adeguato livello di sicurezza delle strutture stesse e delle loro adiacenze, così da consentire la sopravvivenza delle testimonianze storiche di cui sono portatrici.

Troppo spesso la scarsa qualità delle caratteristiche meccaniche delle murature, il degrado del mattone, l'assenza di malta con buona consistenza, oppure la perdita delle coperture e dei solai, hanno provocato crolli e gravi lesioni a strutture sollecitate da sisma. Troppo spesso un inadeguato ammorsamento tra i maschi murari e tra le pareti e gli orizzontamenti ha portato a crolli locali o globali.

Se presenti ed efficaci, gli ammorsamenti, possono consentire una adeguata risposta alle sollecitazioni dinamiche, evitando il collasso attraverso la creazione di un comportamento di tipo "scatolare". L'effetto si traduce in una riduzione della vulnerabilità sismica dell'intero corpo di fabbrica.

Esistono diverse tecniche d'intervento possibili per il consolidamento di elementi in muratura isolati, in grado di restituire monoliticità alle strutture, sia localmente che nel loro complesso, alcune più tradizionali (operazioni di "scuci e cuci" oppure "cuciture armate" delle lesioni, oppure iniezioni consolidanti) e altre più innovative.

Un possibile approccio, sulla base del principio dell'aggiunta e del principio dell'intervento attivo, prevede l'accostamento di una nuova struttura a quella esistente, a condizione che sia leggera e poco impattante. Ne sono esempi emblematici gli interventi mediante "stralli di controvento" realizzati a Forte Fuentes e al Castello di Trezzo sull'Adda, oggetto del presente articolo.

FORTE DI FUENTES, A COLICO

Il forte di Fuentes è una fortezza del XVII secolo, voluta dal governatore spagnolo di Milano, il conte di Fuentes, come luogo strategico nella difesa del territorio, all'imbocco della Valtellina e della Valchiavenna, oggi nel territorio del comune di Colico (LC). Il complesso militare a pianta irregolare misurava circa 300 metri di lunghezza e 125 metri in larghezza e vi erano edificati gli alloggiamenti dei soldati, il Palazzo del Governatore, la chiesa ed i magazzini.



Figura 1. Cartografia storica del Forte di Fuentes.

Il Forte rimase governato dagli spagnoli fino al 1735, quando il Ducato di Milano passò sotto la dominazione austriaca. Alla fine del '700 Napoleone ne ordinò la **distruzione**, ritenendo il Forte ancora pericoloso nei rapporti diplomatici con i Grigioni. Di particolare interesse è la modalità con cui il generale Rambeaud, su ordine di Napoleone, guidò la distruzione. L'opera dei genieri settecenteschi doveva essere scrupolosa ed efficace, impiegando nel modo più fruttuoso le limitate risorse a disposizione, così da "guastare" il forte in misura sufficiente a renderne impossibile il futuro riutilizzo. Il guasto venne procurato dunque con la completa demolizione delle coperture e dei solai lignei e con l'apertura di alcuni varchi nelle murature, lasciando al tempo, alla pioggia ed al gelo, il compito di terminare l'opera distruttiva iniziata da Napoleone.

La fortezza di Fuentes rimase così inalterata, subendo la lenta rovina dell'abbandono. Solo a partire dagli anni '90 del Novecento il complesso acquistò interesse per la nuova proprietà, la Provincia di Lecco, che commissionò agli arch. Treccani e Pertot, ed agli ing. Canali e Jurina un primo studio di messa in sicurezza, al fine di renderlo accessibile e visitabile quale raro monumento di architettura militare del XVII secolo.

Un cantiere ebbe inizio dal 1996, con un progetto di limitate dimensioni, volto alla conservazione del monumento come rovina, cercando di mettere in sicurezza alcune parti e di intervenire con limitate opere di restauro materico. In questa prima fase l'intervento riguardò solo una parte della antica chiesa di Santa Barbara, una volta di muratura in pietra ed uno dei muri trasversali del Palazzo del Governatore.

Le murature dell'intero complesso si presentano costituite con la tecnica dell' "opus incertum", prive di ricorsi, con i paramenti in pietre sbozzate irregolari e giunti spesso combacianti. In alcune porzioni murarie sono ancora visibili gli intonaci, particolarmente degradati dalla presenza di

vegetazione e dai cicli gelo-disgelo. I solai originali e il tetto non sono più presenti, fattore che riduce notevolmente la capacità di resistenza alle azioni orizzontali, in quanto non consente il mutuo aiuto tra le parti, prerogativa importante del cosiddetto "comportamento scatolare".

Al momento del primo progetto di consolidamento (1996) la situazione statica delle murature era piuttosto preoccupante, con importanti lacune sulle murature gravemente degradate e costantemente assoggettate all'azione del forte vento che caratterizza l'alto Lario.

L'analisi numerica giungeva alla conclusione (!!) che le murature non potevano resistere a quei carichi eppure le pareti erano ancora in piedi dopo oltre due secoli.

E' stato quindi interessante "scoprire" in che modo le murature degradate del Forte fossero riuscite a resistere ai carichi del vento, malgrado le risultanze dei calcoli di verifica.

Il merito, con tutta probabilità, è da attribuire all'**edera** che avvolgeva fittamente il Forte.

Fino al 1995, infatti, tutte le murature del Palazzo risultavano coperte da una fitta vegetazione rampicante, ammorsata negli interstizi della muratura e in grado di avvolgere l'intera struttura in una trama naturale di fibre lignee, capaci di assorbire gli sforzi dovuti all'azione del vento, in entrambe le direzioni, in una sorta di **armatura lignea**.

E' ovvio che la presenza della vegetazione rampicante non ha apportato solo benefici. Lo sviluppo delle radici all'interno delle sezioni murarie, in effetti, ha causato fratture dei giunti, distacchi di porzioni murarie e degrado chimico delle malte, legato al rilascio di sostanze acide. Resta il fatto che, senza questo involontario apporto strutturale, non previsto dai genieri napoleonici, il degrado sarebbe stato ben più veloce. Il Forte è dunque rimasto in questa situazione fino al 1995, anno in cui la vegetazione rampicante è stata rimossa, lasciando le murature prive della loro "armatura vegetale". Questa situazione ha reso necessario un intervento immediato. Le fotografie, che evidenziano le pareti poco connesse tra loro, le vaste lacune presenti ed i tronchi delle piante rampicanti ormai secchi, si riferiscono al periodo successivo al diserbo.





Figura 2-6. Viste del Forte di Fuentes prima degli interventi del 1996.

Il progetto di consolidamento del 1996 è stato sviluppato con l'obiettivo di incrementare la sicurezza delle strutture del Forte, senza alterarne la condizione di rudere, quale documento del "guasto" della tecnica militare settecentesca, come anticipato.

L'approccio progettuale si è basato sul principio del "minimo intervento"; le scelte d'intervento sono state effettuate a partire dall'analisi numerica del comportamento statico e dinamico del Forte, effettuata mediante una modellazione agli elementi finiti che ne ha messo in luce le maggiori criticità. In accordo con la Soprintendenza il progetto di conservazione ha previsto l'utilizzo di materiali compatibili con l'esistente ma esterni e distinguibili, capaci di connotarsi come contemporanei e, allo stesso tempo, in grado di lasciar leggere la tessitura originale senza sovrapporsi ad essa in modo eccessivo.

Una prima modellazione numerica dello stato di fatto ha evidenziato la preoccupante condizione statica dei ruderi sotto carico da vento. In assenza di solai-diaframma in grado di ripartire il carico orizzontale agli elementi di maggiore rigidezza e resistenza, la struttura è stata schematizzata come una serie di mensole, solo parzialmente collegate tra loro, soggette a carichi orizzontali. Le murature, incastrate al suolo, risultano soggette a pressoflessione.

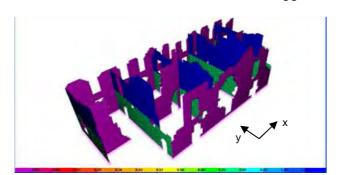


Figura 7 - Modellazione numerica dello stato di fatto: pressione del vento in direzione X (longitudinale)

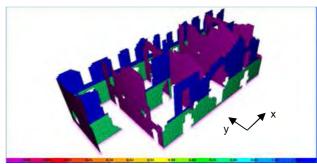


Figura 8 - Modellazione numerica dello stato di fatto: pressione del vento in direzione Y (trasversale)

Nelle figure 7 e 8 il colore viola indica le pareti non sollecitate dalla pressione del vento; il colore verde indica un carico da vento uniformemente distribuito pari a 0,84 kN/mq (fino ad un'altezza di 4,00 m, come previsto da normativa); il colore blu indica le pareti investite dal vento con pressione, distribuita uniformemente, pari a 1,10 kN/mq.

Muratura armata ... dal legno all'acciaio

Nel cantiere pilota del 1996 venne messa in sicurezza una sola parete del Palazzo del Governatore. L'intervento di consolidamento delle murature, memori della azione stabilizzante offerta dalle piante rampicanti, è stato battezzato in gergo "edera hi-tech" (EHT), ed è stato realizzato con la posa di quattro coppie di barre in acciaio Dywidag, disposte verticalmente su entrambi i lati della muratura, collegate puntualmente alla parete lungo l'altezza e messe in leggera tensione.

Ciascuna delle pareti del Forte è schematizzabile come una trave a mensola, incastrata al terreno e parzialmente vincolata ai lati da murature trasversali, che costituiscono un ritegno nella direzione ortogonale. L'elemento murario, soggetto al peso proprio e ai carichi orizzontali quali il sisma e il vento, risulta sollecitato a pressoflessione. Essendo la muratura un materiale non resistente a trazione, la pressoflessione può dare luogo ad una pericolosa parzializzazione della sezione resistente.

Le barre di consolidamento, esterne alla parete, verticali e post-tesate, sono state introdotte con l'obiettivo di incrementare il carico assiale agente sulla muratura, così da portare la maggior parte della sezione a lavorare in compressione. Le barre parallele al paramento (e ad esso ben collegate "a taglio" così da non consentire lo scorrimento relativo) comportano un benefico incremento nel momento di inerzia della sezione mista.

Più in dettaglio, il sistema di consolidamento EHT è costituito da coppie di barre filettate Dywidag Φ26mm contrapposte, tesate a 50 kN a coppia, ancorate alla muratura su tre livelli con piastre in acciaio che le distanziano di circa 20 cm dal paramento. Le barre migliorano la risposta in entrambe le direzioni del vento e del sisma. Alla base, le barre sono ancorate al terreno, oppure alle sottostanti volte in muratura, ove presenti. In sommità la coppia di barre è ancorata a due profili metallici UPN, trasversali rispetto al muro. I collegamenti tra i vari spezzoni di Dywidag, così come i bloccaggi in corrispondenza delle piastre intermedie e al profilo sommitale, sono stati realizzati con manicotti di serraggio in modo da poter ri-tesare o modificare il carico applicato oppure, in un'ottica di intervento reversibile, da poterlo rimuovere completamente. Notiamo che le barre filettate vengono inserite facilmente nel loro insediamento, dopo aver posto in opera le piastre intermedie, le piastre di base e le UPN di sommità. Le Dywidag vengono tesate e, solo nell'ultima fase, due manicotti, uno superiore ed uno inferiore, vengono serrati contro ciascuna delle piastre intermedie, impedendo lo scorrimento relativo tra barra e piastra.

In sommità a tutte le murature del Forte è stata realizzata una **protezione delle teste**, particolarmente degradate, utilizzando un sottile strato di malta fibrorinforzata, armata con una fine reticella inox, così da conferire resistenza a trazione. Questa sottile cappa consente un benefico collegamento delle murature e permette una parziale distribuzione delle pressioni puntuali esercitate dai profili metallici UPN sommitali.

I vantaggi del sistema EHT sono legati alla leggerezza, che è il principio ispiratore dell'intervento di consolidamento. L'utilizzo delle barre in tensione non porta ad un aumento della massa muraria, evitando così maggiori danni nel caso di azione sismica. L'acciaio, inoltre, ha ottime capacità di resistenza a trazione, risultando capace di assorbire grandi carichi impiegando strutture di ridotte dimensioni.



Figura 9. Sistema EHT in opera.

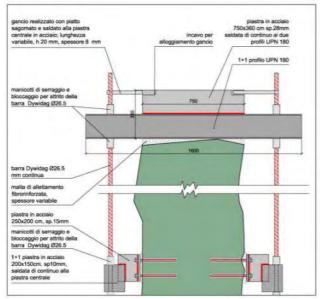


Figura 11. Dettagli costruttivi del sistema EHT: parte sommitale e ancoraggio inferiore.



Figura 10. Dettaglio della piastra che ancora la barra Dywidag alla muratura, impedendo lo scorrimento

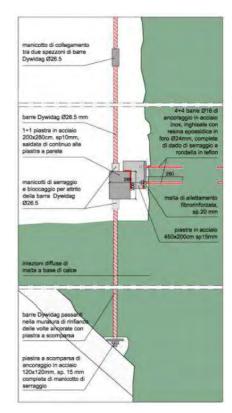




Figura 12 . Protezione delle teste delle muratura con malta fibrorinforzata e rete in acciaio inox



Figura 13 . Dettaglio della realizzazione del sistema EHT

Il buon funzionamento strutturale della sezione mista acciaio-muratura e l'accettabile aspetto estetico risultante hanno reso il sistema gradito sia alla Soprintendenza che alla committenza, la quale, nel 2006, ha affidato all'ing.L.Jurina e all'arch.M.Dezzi Bardeschi un ulteriore lotto di lavori riguardanti il consolidamento di una parte dei restanti muri interni del Palazzo del Governatore.

Utilizzando il medesimo metodo di consolidamento con barre Dywidag esterne, già sperimentato dieci anni prima, è stata condotta una ulteriore analisi numerica non lineare, accompagnata da una analisi dinamica di tipo lineare, in cui si è applicato lo spettro di risposta di progetto caratteristico del sito.

Lo schema analizzato è composto da una mensola muraria, di lunghezza 6 m, altezza 9 m e spessore 0,75 m, incastrata al suolo e vincolata alle estremità da due porzioni di muro trasversale. Il carico applicato è quello del sisma (più gravoso rispetto al vento) e l'analisi è stata condotta allo stato limite di collasso. Il sistema di consolidamento è stato schematizzato inserendo nel modello numerico quattro coppie di tiranti verticali, collegati alla muratura e messi in tensione a 50 kN a coppia, valore pari a quello realmente applicato.

I risultati della modellazione risultano evidentemente influenzati dal rapporto tra i moduli elastici delle due pareti trasversali (E_T) e di quella longitudinale (E_L), ossia dalla efficacia della connessione muraria tra pareti ortogonali. Al tendere a zero di tale rapporto E_T/E_L lo schema di calcolo si riduce a <u>una mensola</u> semplicemente incastrata al suolo. Quando invece il rapporto tende ad uno (ossia utilizzando valori di modulo elastico molto prossimi tra loro) lo schema di calcolo è assimilabile ad <u>una piastra</u>, vincolata su tre lati. Nella modellazione condotta sono stati assunti moduli elastici pari a E_L =3000 N/mm² e E_T =500 N/mm², simulando quindi un ammorsamento debole tra le pareti ortogonali.

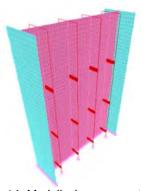


Figura 14- Modellazione geometrica della mensola muraria consolidata con coppie di barre

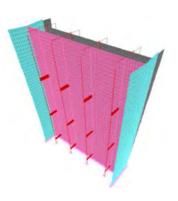


Figura 15 – Deformazione del modello sotto carichi sismici

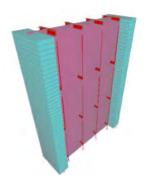


Figura 16 – Vista del modello estruso

I risultati dell'analisi vengono riassunti in Tab.1, al variare del tiro nelle barre.

	Spostamento	Riduzione	Azione	Momento	Eccentricità		Sezione			
Tiro	trasversale	spostamento	assiale N _{Ed}	Med	$e=M_{Ed}/N_{Ed}$	u=B/2-e	Reagente		Sforzo o	
[kN]	[mm]	[%]	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[mm]	Descrizione	[N/mm ²]	Verifica
no	9,14		891,00	304,02	341	34	101	senza cavi	2,93	NO
0	7,94	-13,13%	891,00	252,91	284	91	273	cavi scarichi	1,09	verifica
10	7,94	-13,13%	923,04	252,91	274	101	303	cavo in bando	1,02	verifica
20	7,94	-13,13%	955,07	252,91	265	110	331	cavo in bando	0,96	verifica
30	7,94	-13,13%	987,11	252,91	256	119	356	cavo in bando	0,92	verifica
40	7,22	-21,01%	1019,14	200,58	197	178	535	cavi sempre tesi	0,64	verifica
50	7,22	-21,01%	1051,18	200,58	191	184	553	cavi sempre tesi	0,63	verifica
60	7,22	-21,01%	1083,20	200,58	185	190	569	cavi sempre tesi	0,63	verifica
70	7,22	-21,01%	1115,25	200,58	180	195	585	cavi sempre tesi	0,63	verifica
80	7,22	-21,01%	1147,28	200,58	175	200	601	cavi sempre tesi	0,64	verifica
90	7,22	-21,01%	1179,32	200,58	170	205	615	cavi sempre tesi	0,64	verifica
100	7,22	-21,01%	1211,35	200,58	166	209	628	cavi sempre tesi	0,64	verifica
230	7,22	-21,01%	1627,81	200,58	123	252	750	cavi sempre tesi	0,72	verifica

Tabella 1 – Analisi numerica su una mensola muraria soggetta all'azione sismica.

I risultati possono essere così sintetizzati:

a) riduzione degli spostamenti: l'introduzione delle coppie di tiranti, anche in assenza di tesaggio, comporta una riduzione degli spostamenti (misurata alla sommità della mensola, in mezzeria). Dal Grafico 1 si nota che i benefici non crescono linearmente con l'incremento del tesaggio. Infatti un tiro modesto imposto alle barre (inferiore a 30 kN a coppia), sotto carico orizzontale porta una delle due barre a lavorare in compressione, con conseguente fenomeno di instabilità e perdita di efficienza della barra stessa. Per carichi superiori ai 40 kN a coppia, invece, entrambe le barre risultano sempre tese, così che la sezione e la sua inerzia restano costanti, come pure lo spostamento massimo in sommità.

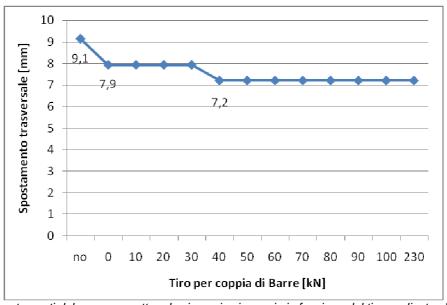


Grafico 1 – Lo spostamenti del muro soggetto ad azione sismica varia in funzione del tiro applicato alle barre

b) aumento della sezione reagente: la sollecitazione di pressoflessione, se elevata, causa la "parzializzazione della sezione reagente". Incrementando il tesaggio delle barre Dywidag, si riducono gli sforzi di trazione e si limita la parzializzazione (con un conseguente aumento della sezione reagente). Senza barre Dywidag l'estensione della sezione reagente, nel punto più sollecitato, è pari a soli 100 mm su 750. Quando il nuovo carico applicato raggiungesse i 230 kN a coppia, la sezione risulterebbe completamente reagente, ossia pari a 750 mm.

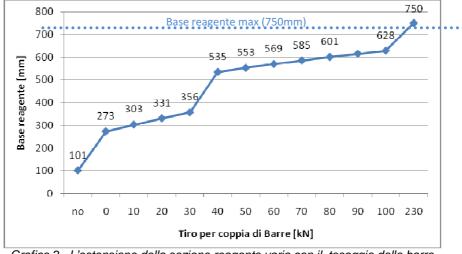


Grafico 2 –L'estensione della sezione reagente varia con il tesaggio delle barre

c) riduzione dello sforzo interno: incrementando il tiro nelle barre Dywidag si riduce l'eccentricità e, in una prima fase, si riduce anche lo sforzo massimo all'interno della sezione muraria. Superato tuttavia un valore limite, che nel caso esaminato è pari a 70 kN a coppia, gli sforzi riprendono ad aumentare, seppure lentamente, a causa del forte contributo della azione assiale.

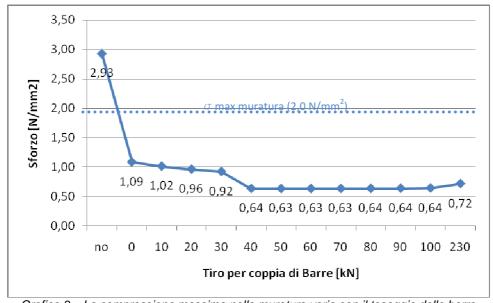


Grafico 3 – La compressione massima nella muratura varia con il tesaggio delle barre

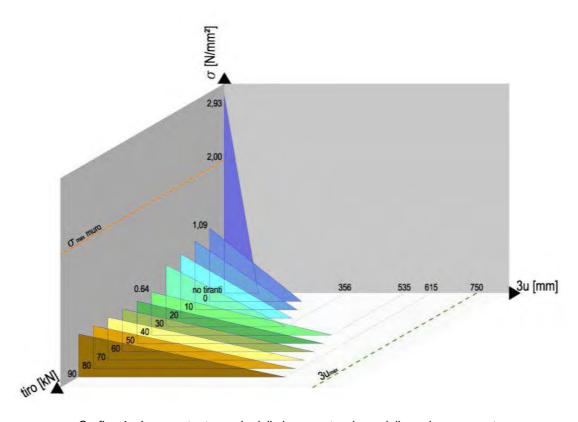


Grafico 4 – Legame tra tesaggio delle barre, estensione della sezione reagente e distribuzione delle compressioni nella muratura

Irrigidimento globale con "diaframmi a diamante"

In aggiunta agli interventi *locali* sulle murature trasversali, realizzati con il sistema EHT, il progetto approvato del 2006 prevedeva un intervento di collegamento *globale* tra le pareti.

La finalità era quella di ricostituire nell'edificio un "comportamento scatolare", riportando in essere la funzione a suo tempo svolta dai solai, eliminati durante le opere di guasto del Forte, nel 1735.

La particolarità del monumento, che si intendeva lasciare a rudere, ha condotto ad escludere l'utilizzo di nuovi solai lignei, che avrebbero trasformato indelebilmente l'immagine del complesso architettonico, rendendo opaco quel che si voleva restasse trasparente.

E' stato proposto, in alternativa, un sistema che facesse uso di sottili cavi in acciaio inox, perseguendo l'obiettivo della leggerezza ed evitando di gravare con nuove masse le murature già degradate.

La soluzione, approvata dalla Soprintendenza, si propone di collegare tutte le murature con una sorta di *diaframma virtuale* di piano, che abbiamo denominato "*diaframma a diamante*" (DaD), . A differenza dei solai, la rete di cavi risulta pressoché trasparente, essendo costituita solo da trefoli, collocati all'altezza di 4 metri, ossia nella posizione degli originari solai lignei seicenteschi. La tensostruttura di contrasto interessa tutte le stanze e si propone di impedire il collasso delle pareti fuori del loro piano, in entrambe le direzioni.

Ciascun "diamante" è in grado di collegare mutuamente le pareti longitudinali e trasversali, senza alterare la percezione dello spazio interno. Nella parte centrale dell'edificio, più alta e vulnerabile, si è previsto di predisporre un sistema analogo anche a quota +8 metri.

In presenza di carico orizzontale il sistema consente di chiamare a collaborazione le murature di maggiore inerzia, riducendo globalmente l'effetto flessionale sulle pareti soggette a carichi perpendicolari al loro piano. Come rilevato dalla modellazione numerica, il nuovo orizzontamento virtuale apporta anche benefici locali alle singole murature, in quanto costituisce una sorta di vincolo cedevole a metà altezza della parete. Il nuovo vincolo intermedio consente di ridurre notevolmente le deformazioni flessionali della muratura, limitando le sollecitazioni di trazione.

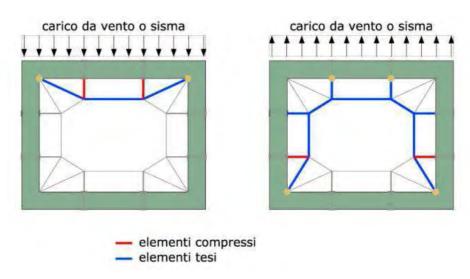


Figura 17. Schema di funzionamento del "diaframma a diamante" sotto carichi da vento e sisma.

Il sistema di cavi "a diamante", (DaD), è costituito da tiranti e puntoni capaci di limitare le deformazioni flessionali in entrambe le direzioni perpendicolari alle murature. Se su una parete agisce una spinta orizzontale, diretta <u>verso l'esterno</u> della stanza, i trefoli in tensione, collegati alla parete in due punti intermedi e vincolati ai due spigoli della stanza più lontani dalla parete, ne impediscono il collasso. Se sulla parete agisce invece una spinta orizzontale diretta <u>verso l'interno</u> della stanza, sono i due puntoni, posti ai terzi della parete, che impediscono il collasso, lavorando "a trave" assieme al tirante che collega i puntoni alle estremità del muro caricato.

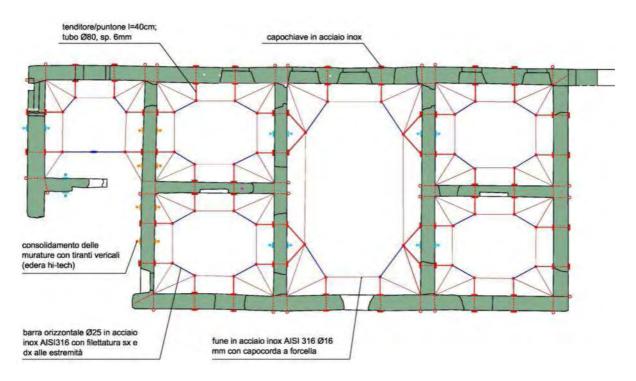
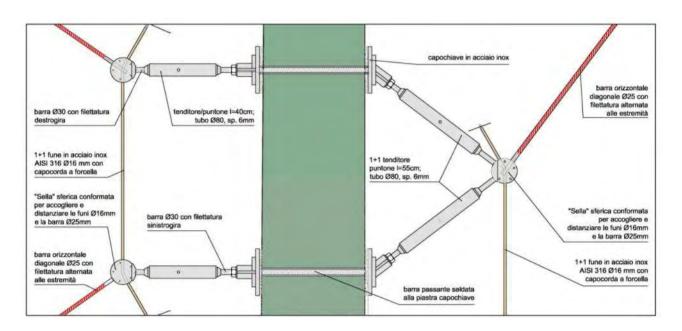


Figura 18. Disposizione planimetrica dei "diamanti" a livello +4 m.

Nella progettazione esecutiva i tiranti sono costituiti da trefoli in acciaio inox, Φ 16 mm e da barre filettate Φ 25mm. I puntoni telescopici, anch'essi in acciaio inox, sono costituiti da spezzoni di tubo Φ 80mm con barra filettata destrogira-sinistrogira alle estremità, che allungandosi, mettono in tensione i trefoli.

L'utilizzo di questo **sistema attivo** ha il vantaggio di collaborare da subito nella "cerchiatura" del Forte, senza dover attendere ulteriori deformazioni o incrementi di carico, cosa che si verifica nei tradizionali sistemi di consolidamento passivi.

Il sistema descritto non è ancora stato messo in opera ed è stato parzialmente sostituito da interventi locali di ancoraggio di alcune pareti, soprattutto nella parte sommitale, più vulnerabile, che verranno descritti nel successivo paragrafo.



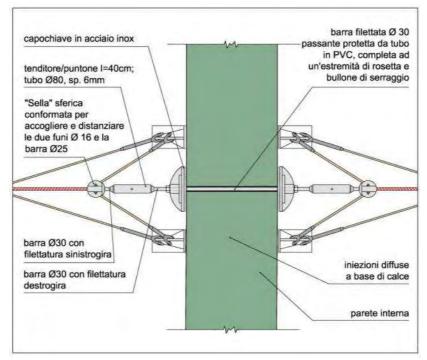
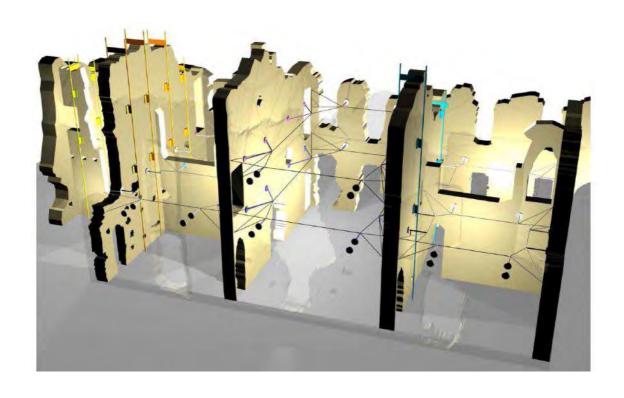


Figura 19-20. Dettagli costruttivi degli ancoraggii alla muratura.



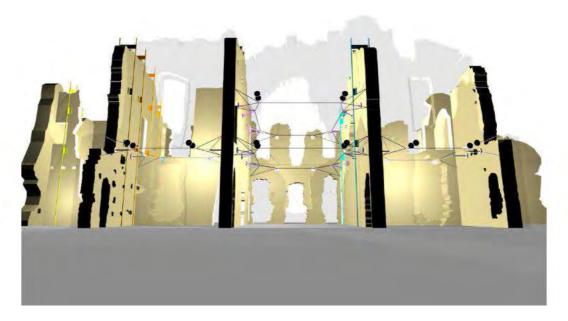


Figura 21-22. Modello tridimensionale del Forte con l'inserimento dei sistemi di consolidamento EHT e DaD

"Stralli" per l'ancoraggio delle mensole murarie

Il progetto esecutivo del 2006, in aggiunta agli interventi appena descritti (tiranti verticali, diaframmi a "diamante" e parziale ripristino della continuità muraria) prevedeva l'introduzione di tiranti inseriti verticalmente all'interno della muratura nelle zone più sollecitate dai carichi orizzontali.

Dalla analisi sismica risultavano particolarmente sollecitate le murature di sommità, spesso costituite da semplici mensole. Per tale ragione si era ipotizzato di introdurre barre verticali in acciaio inox Φ 24 mm mediante perforazioni all'interno delle mensole, così da fornire loro una minima resistenza flessionale. L'ancoraggio tra la muratura e la barra inox, da realizzare con malte da inghisaggio, aveva anche la funzione di riempire gli interstizi murari e di collegare i conci tra loro, così da incrementare la rigidezza della mensola, oltre alla sua resistenza.

Con l'inizio dei lavori e le prove di campionatura degli interventi si è constatato che la carotatura delle barre risultava difficilmente eseguibile in quanto, prima di carotare, era necessaria intervenire in modo massiccio e propedeutico sulle sigillature dei giunti, con il rischio di modificare in modo sostanziale l'aspetto formale delle murature storiche.

Nel frattempo, esaurito il budget a disposizione, l'intervento dei diaframmi a diamante è stato posticipato, inserendolo in un secondo lotto di lavori. Nel 2009 una variante ha modificato il progetto iniziale, sostituendo le barre verticali di armatura delle mensole con un sistema di "stralli" esterni, utili a impedire le oscillazioni delle mensole murarie più sollecitate, ovvero quelle affacciate a nord-est. Questo prospetto infatti risultava caratterizzato da porzioni murarie completamente libere sull'elevato e molto vulnerabili.

L'intervento di consolidamento, effettivamente realizzato, è consistito nella messa in opera di tiranti in trefolo inox, post-tesati, atti a bloccare le possibili oscillazioni della muratura. Sul *fronte esterno* al Forte i tiranti sono stati disposti a "V" rovescia, a partire dalla sommità della muratura e ancorati al terreno. Sul *fronte interno* la disposizione dei trefoli è orizzontale, così da collegare le mensole libere alle più resistenti murature trasversali adiacenti.

Rispetto alla situazione originaria, schematizzabile come una semplice mensola armata da barre interne verticali, il consolidamento con stralli esterni porta ad un efficiente schema statico, ossia una trave incastro-cerniera, che riduce drasticamente le sollecitazioni flessionali.

Un intervento simile è stato realizzato dallo scrivente nel 2003 per stabilizzare una muratura isolata del Castello di Trezzo sull'Adda (MI). Anche in quel caso si sono adottati stralli in trefoli d'acciaio, a forma di V rovescia, che ancorano a terra la muratura, agendo in modo simmetrico su entrambi i lati della parete.

L'intervento al castello di Trezzo sull'Adda viene descritto in dettaglio nella seconda parte dell'articolo.

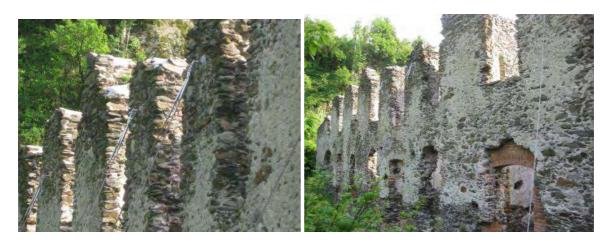


Figura 23-24. Gli stralli sul fronte esterno.

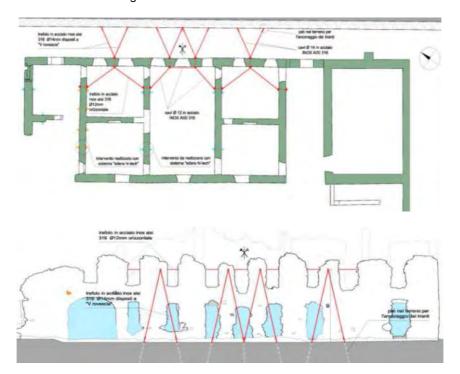


Figura 25-26. Localizzazione degli stralli in pianta e sezione.



Figura 27. Aggancio dei cavi inox alla muratura e "canaule" per la messa in trazione

Parziale ripristino della integrità muraria

Il restauro delle murature è stato condotto arrestando anzitutto i processi di degrado che interessavano gli intonaci e i giunti di malta decoesi, mediante iniezioni e ristilature, dopo aver eliminato le radici profondamente inserite tra pietra e pietra. Si è utilizzata calce idraulica al fine di ridurre la presenza dei vuoti interstiziali e migliorare il collegamento tra concio e concio.

Successivamente si sono inserite *integrazioni murarie*, in corrispondenza delle più importanti lacune, che rischiavano di compromettere la stabilità globale. In accordo con il progettista architettonico, prof. M.Dezzi Bardeschi, le integrazioni sono state realizzate con mattoni d'argilla, che dichiarano la propria contemporaneità senza ostacolare la lettura dell'esistente. Va peraltro ricordato che elementi strutturali in mattoni erano già presenti nella struttura, sia come integrazioni antiche, sia nella realizzazione di voltini ed architravi.

Nella scelta della tecnologia si è preferita l'adozione di mattoni con caratteristiche decisamente differenti rispetto a quelle in opera, per forma, colore e tessitura, lasciando così l'esistente in evidenza. I nuovi inserti hanno consentito la salvaguardia statica delle murature dichiarandosi interventi contemporanei, capaci tuttavia di integrarsi all'esistente per funzione e tecnologia costruttiva. Il nuovo è stato qui inteso come segno positivo che non cancella i segni della storia.

Un aspetto interessante, dal punto di vista strutturale, riguarda le zone di interfaccia tra le due tipologie murarie. Per garantire un buon funzionamento statico ed evitare separazioni tra i due materiali, la nuova muratura in mattoni pieni contiene armature orizzontali, realizzate con sottili barre di acciaio inox inserite nei giunti, ogni tre corsi, inghisate a loro volta nelle murature in pietra esistente, lungo i bordi della integrazione.



Figura 28-29. Integrazioni murarie.

Come descritto e commentato, il progetto esecutivo è stato solo realizzato solo in parte.

Ad oggi gli interventi in opera consentono al Forte di Fuentes una risposta adeguata nei confronti delle normali condizioni di esercizio, anche caratterizzate da forte vento, ma la struttura presenta ancora debolezze nei confronti degli stati limite ultimi, rispetto ai quali gli interventi hanno portato ad un miglioramento, ma non ad un adeguamento.

Una serie di analisi numeriche condotte sulla intera struttura sotto carico sismico, in coerenza con le NTC2008, permette di confrontare la risposte (si veda la Tabella 3) analizzando tre situazioni successive: la situazione del 1996, ossia prima dell'intervento, la situazione in essere dal 2006 ad oggi, con interventi parziali, e la situazione che si potrebbe ottenere con la adozione dei DaD (diaframmi a diamante), evidenziando i miglioramenti ottenuti e quelli ottenibili.

Nel modello numerico, le barre verticali del sistema EHT e gli stralli diagonali che ancorano le mensole di sommità sono state tesate a 25 kN ciascuna.

	Spostamento trasversale max [mm]	Riduzione spostamento [%]
Situazione originaria	5,73	
Interventi realizzati ad oggi	4,14	-27,75%
Aggiunta del diamante		
singolo (quota 4 m)	2,64	-53,93%
Aggiunta del secondo		
diamante (quota 8 m)	2,24	-60,91%

Tabella 3. Riduzione dello spostamento trasversale a seconda delle fasi di intervento.

Il valori degli spostamenti massimi riportati in Tabella 3 sono conseguenti all' ipotesi di considerare le pareti come ben ammorsate ed i relativi moduli elastici come identici tra loro.

Modificando tale ipotesi i valori degli spostamenti massimi, ottenuti numericamente, si modificano ma restano praticamente costanti le percentuali di riduzione degli spostamenti, a seconda delle varie fasi di intervento. I medesimi miglioramenti percentuali si ottengono anche quando, all'origine, le pareti vengano ipotizzate non perfettamente ammorsate tra loro.

Di seguito si riporta la tabella 4 che riassume la riduzione di tensioni massime nelle pareti del modello al variare del livello di consolidamento.

	assiale N _{Ed} [kN]	Momento M _{Ed} [kNm]	à e=M _{Ed} /N _{Ed}	u=B/2-e [mm]	Reagente [mm]	Sforzo σ [N/mm²]	Verifica	sforzo σ [%]
Situazione originaria	560,62	193,03	344	31	92	2,03	NO	
Interventi realizzati ad oggi	593,47	163,50	275	100	299	0,66	verifica	-67,35%
Aggiunta del diamante singolo (quota 4 m)	593,47	145,50	245	130	389	0,51	verifica	-74,98%
Aggiunta del secondo diamante (quota 8 m)	593,47	143,00	241	134	402	0,49	verifica	-75,77%

Tabella 4. Riduzione dello sforzo massimo di compressione nelle pareti al variare del livello di intervento

Ad oggi l'efficacia degli interventi di consolidamento messi in opera (costituiti da stralli e EHT) si è dimostrata <u>considerevole</u> sia in termini deformativi che tensionali (con riduzioni rispettivamente del 40% del 65%).

La realizzazione dei diaframmi di controvento piani ("a diamante") porterebbe ulteriori miglioramenti, conseguenti alla realizzazione di vincoli mutui tra le pareti ortogonali, così da garantire una vita utile più lunga a questo particolare e prezioso oggetto architettonico, anche nel caso di eventi eccezionali.

Progetto e D.L. prof. ing. Lorenzo Jurina e prof. arch. Marco Dezzi Bardeschi

Committente: Provincia di Lecco

RUP arch. Raffaella Ferrario, U.T. Provincia di Lecco

Imprese: I.V.I.E.S. Spa - Pont-Saint-Martin (AO)

ENGECO Srl – Erba (CO)



Figura 30. I progettisti prof. L.Jurina e prof. M. Dezzi Bardeschi







Figura 31-32-33. parete di Forte Fuentes a Colico consolidata con barre verticali e stralli

MURATURA DEL CASTELLO DI TREZZO SULL'ADDA (MI)

Il Castello di Trezzo sull'Adda è una delle principali fortificazioni lombarde, non tanto per dimensione quanto per importanza strategica. La sua possente struttura ha subito numerose trasformazioni col passare dei secoli e, purtroppo, cospicue manomissioni e asportazioni.

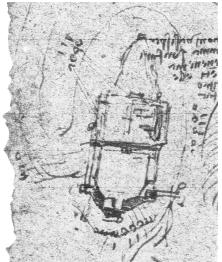


Figura 34. Schizzo del Castello di Trezzo di Leonardo Da Vinci, 1513 (Windsor, Royal Library).



Figura 35-36. Ricostruzione del Castello di Trezzo (Castelnuovo) secondo l'Ing. P. Brunati, 1898; il castello oggi.

Il Castello Vecchio, probabilmente nato nel XII secolo come baluardo difensivo nelle lotte tra comuni e Federico Barbarossa, fu poi rivisitato e ampliato attorno al 1370 con la costruzione del Castel Nuovo e del ponte fortificato sul fiume Adda (demolito già nel 1416).

Durante l'epoca viscontea e sforzesca costituiva infatti un avamposto importante per la difesa del Ducato Milanese verso i territori della Serenissima.

Utilizzato come caserma e residenza signorile nei secoli successivi, subì la sua maggiore rovina nel XIX secolo, quando fu utilizzato dai proprietari come cava di ceppo e puddinga (i suoi materiali furono utilizzati addirittura nell'Arena di Milano e nella Villa Reale di Monza).

Solo verso la fine del XIX secolo e l'inizio del XX secolo si pose nuovamente attenzione all'importante testimonianza storica del luogo.

Ad oggi, accanto alla massiccia torre sovrastante il lato d'ingresso e ad alcuni fabbricati recenti, restano numerosi ruderi dei fabbricati e delle mura difensive.

Tra essi un muro verticale (che anticamente era incluso nei fabbricati e sosteneva lo scalone d'onore) era rimasto quasi completamente isolato: Si tratta di una parete sottile, molto snella e "libera" per circa 18 mt di altezza e 23 mt di larghezza, con tratti sbrecciati e sporgenze isolate.

Il muro è stato messo in sicurezza dall'autore nel 2002, permettendo una completa fruibilità degli spazi verdi circostanti, oggi destinati a parco pubblico comunale.

Inizialmente l'intervento è stato pensato come "provvisorio", ma la sua realizzazione è stata ritenuta adeguata dal committente, cosicché è rimasto in opera, non sostituito da alcun intervento definitivo.

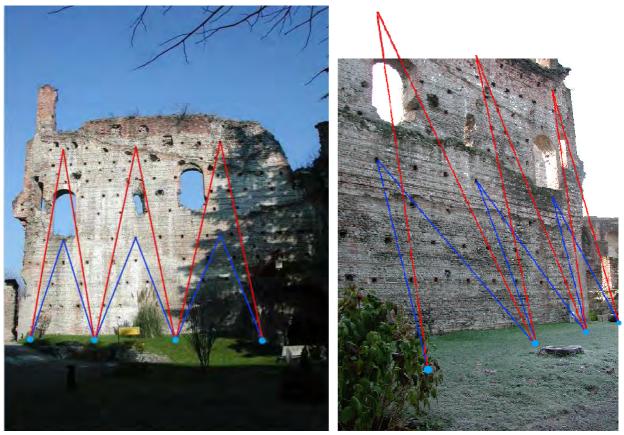


Figura 38-39. Muratura verticale da consolidare medianti stralli realizzati con trefoli di acciaio su entrambe i lati del muro.









Figura 40-41-42. Strallatura della parete del Castello di Trezzo sull'Adda, con micropali di ancoraggio a terra.

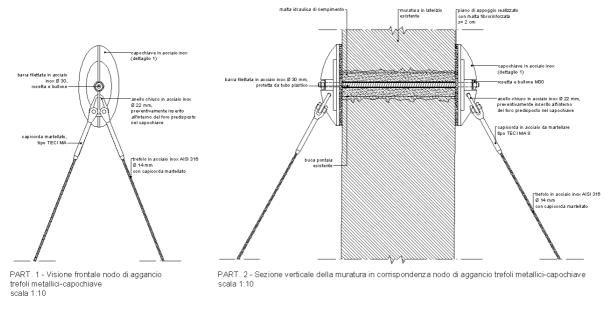
La "strallatura" del muro

L'intervento ha avuto lo scopo di stabilizzare il muro mediante la posa in opera di stralli in trefoli d'acciaio zincati a caldo, ancorati da un lato alla muratura e dall'altro a terra. Sono stati messi in opera 12 stralli inclinati per ogni lato, collegati alla muratura a due livelli diversi, secondo lo schema mostrato nelle immagini.

I dispositivi di aggancio degli stralli alla muratura sono stati realizzati inserendo una barra filettata di acciaio Φ 30mm all'interno delle *buche pontaie* esistenti, evitando così di danneggiare ulteriormente la muratura. Alle estremità della barra sono state infilate due piastre inox ellittiche, forate al centro, di diametro massimo 350 mm e spessore 15+15 mm, posta ciascuna su un lato della muratura. Le due piastre sono state serrate tra loro, in modo da comprimere la muratura tra esse compresa. Alla piastra ellittica è stato saldato una costolatura centrale, alla quale sono stati agganciati, a loro volta, gli stralli costituiti da trefoli zincati Φ 14mm. Alle estremità dei trefoli sono stati inseriti tenditori a canaula, SX-DX, per il tensionamento.

Il tesaggio è stato operato per fasi, rispettando le simmetrie, sotto stretto monitoraggio e controllo della DL onde evitare ulteriori dissesti al muro.

L'ancoraggio a terra è realizzato per mezzo di micropali verticali in acciaio, tipo Tubfix, valvolati, inseriti nel terreno fino a una profondità minima di 7 m.



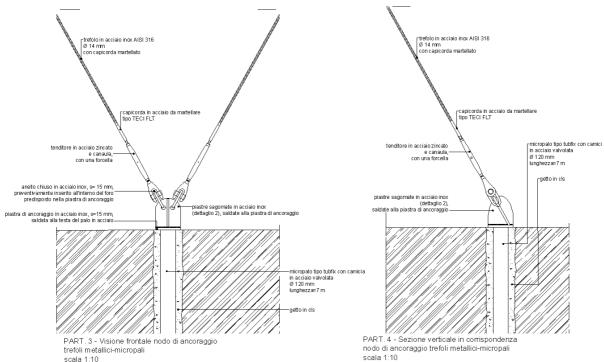


Figura 43. Dettagli costruttivi degli ancoraggi dei trefoli alla muratura e al terreno tramite micropali.



Figura 44-45. Dettagli degli ancoraggi dei trefoli.

Dal punto di vista statico lo schema analizzato è costituito da una mensola muraria, di lunghezza 23,00 m ed altezza 18,00 m (escluso lo "sperone" che arriva a quota 22 m) e spessore 1,20 m, incastrata al suolo. Il carico applicato è quello del sisma (più gravoso rispetto al vento) e l'analisi è stata condotta allo stato limite di collasso. Il sistema di consolidamento è stato schematizzato inserendo nel modello 6+6 coppie di tiranti inclinati, ancorati alla muratura.

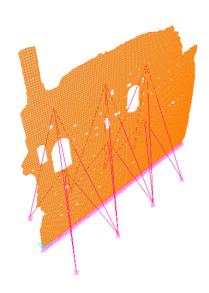


Figura 46 - Modellazione geometrica della mensola muraria consolidata con coppie di trefoli

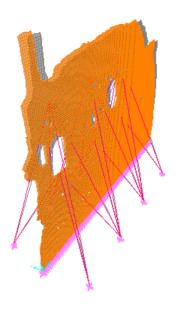


Figura 47 – Deformazione del modello sotto carichi sismici

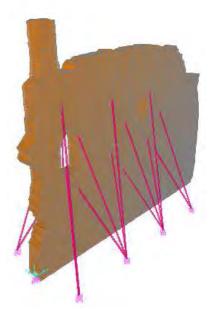


Figura 48 – Vista del modello estruso

I risultati dell'analisi vengono riassunti in Tab.5, al variare del tiro nelle barre.

Tiro a coppia	Spostamento	Riduzione	Azione assiale	Momento	Eccentricità			Sforzo	
[kN]	trasversale [mm]	spostamento [%]	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	e=M _{Ed} /N _{Ed} [mm]	u=B/2-e [mm]	Descrizione	σ [N/mm²]	Verifica
no	84,15		26023,00	11040,00	424	326	senza cavi	2,32	NO
0	62,27	-26,00%	26023,00	9163,20	352	398	cavi scarichi	1,90	verifica
10	61,34	-27,11%	26452,00	9163,20	346	404	cavi in compressione	1,90	verifica
20	60,88	-27,65%	26881,00	9163,20	341	409	cavi in compressione	1,90	verifica
30	60,05	-28,64%	27310,00	9163,20	336	414	cavi in compressione	1,91	verifica
40	59,55	-29,23%	27739,00	6163,00	222	528	cavi sempre tesi	1,52	verifica
50	58,06	-31,00%	28168,00	6163,00	219	531	cavi sempre tesi	1,54	verifica
60	58,06	-31,00%	28597,00	6163,00	216	534	cavi sempre tesi	1,55	verifica
70	58,06	-31,00%	29026,00	6163,00	212	538	cavi sempre tesi	1,56	verifica
80	58,06	-31,00%	29455,00	6163,00	209	541	cavi sempre tesi	1,58	verifica
90	58,06	-31,00%	29884,00	6163,00	206	544	cavi sempre tesi	1,59	verifica
100	58,06	-31,00%	30313,00	6163,00	203	547	cavi sempre tesi	1,61	verifica

Tabella 5 – Analisi numerica della mensola muraria soggetta all'azione sismica.

I risultati possono essere così commentati:

- a) riduzione degli spostamenti: l'introduzione delle coppie di tiranti, anche in assenza di tesaggio, comporta una riduzione degli spostamenti (misurata nel punto più alto della mensola). Nella colonna "spostamento" si osserva che i benefici crescono linearmente con l'incremento del tesaggio. Un tiro modesto imposto ai trefoli (inferiore a 50 kN cadauno), sotto carico orizzontale porterebbe uno dei due trefoli a lavorare in compressione, con conseguente fenomeno di instabilità e perdita di efficienza del trefolo stesso. Per carichi superiori ai 50 kN cadauno, invece, entrambi i trefoli risultano sempre tesi, così che la sezione e la inerzia restano costanti, come pure lo spostamento massimo in sommità.
- **b)** aumento della sezione reagente: la sollecitazione di pressoflessione consente la "parzializzazione della sezione reagente". Incrementando il tesaggio dei trefoli, si riducono gli sforzi di trazione e si limita la parzializzazione (con un conseguente aumento della sezione reagente).
- c) riduzione dello sforzo interno: incrementando il tiro dei trefoli si riduce l'eccentricità e, in una prima fase, si riduce anche lo sforzo massimo all'interno della sezione muraria.

Progetto e D.L. Prof. Ing. Lorenzo Jurina,

Committente: Comune di Trezzo sull'Adda (MI)

RUP arch. Libero Corrieri, Soprintendenza di Milano

Imprese: S.I.C.E.M. di Enrico Pasta – Mazzo di Bergamo (BG)



Figura 49. Prof. Lorenzo Jurina e geom. Enrico Pasta

CONCLUSIONI GENERALI

Interventi di strallatura e controventatura con cavi in acciaio, inox o zincati a caldo, risultano particolarmente appropriati per il consolidamento di murature e ruderi isolati.

L'adeguatezza è evidente sia da un punto di vista statico, in quanto i modelli di calcolo hanno confermato un miglioramento delle strutture, sia da un punto di vista compositivo, in quanto limitano le modifica dell'esistente, spesso in situazione di precarietà, e costituiscono una alternativa ai classici interventi che frequentemente necessitano di perforazioni e iniezioni armate oppure la esecuzione di invasive puntellazioni e contrafforti esterni.

Si vuole sottolineare l'incremento di sicurezza nei confronti di carichi orizzontali (vento e sisma), particolarmente dannosi per questi elementi assimilabili a "mensole verticali".

Nel caso di singole murature isolate, sono state proposte quindi due alternative: <u>l'intervento con barre verticali tesate,</u> parallele alle murature, oppure <u>la strallatura delle stesse con trefoli diagonali.</u> In entrambi i casi si è riscontrato il risultato di ridurre gli spostamenti in sommità e di indurre una benefica compressione nelle "mensole murarie", riducendo la eccentricità e quindi la parzializzazione della sezione reagente, sotto carichi orizzontali.

La differenza tra le due soluzioni non si manifesta quindi dal punto di vista statico, ma compositivo. Le due proposte presentano ingombri differenti e possono quindi essere scelte in funzione delle caratteristiche del contesto in cui sono localizzate.

Nel caso di ruderi più articolati, con la presenza di murature perpendicolari tra loro, alle soluzioni precedenti si può affiancare l'inserimento di cavi orizzontali disposti "a diamante", che tendono a ripristinare il comportamento scatolare e a riproporre l'azione di controventamento a suo tempo esercitata dei solai.

In tutte le situazioni proposte è comunque auspicabile una integrazione delle lacune murarie più importanti, con tamponamenti ben connessi alle murature esistenti.

Oltre alla messa in sicurezza del singolo bene, questa tipologia di interventi permette di rendere agibili gli spazi adiacenti alle strutture superstiti, spesso incluse in aree di grande interesse storico-paesaggistico o inserite in percorsi aperti all'ingresso del pubblico.

Articoli tratti da:

Jurina L., Forte Fuentes a Colico. Un consolidamento in itinere, in Structural n. 175, Febbraio 2013. DeLettera WP.

Jurina L., *Tecniche di consolidamento dei monumenti: una panoramica attuale*, Convegno "IF CRASC'12", Pisa, 15/17 Novembre 2012

Riferimenti bibliografici:

Jurina L., Strutture in elevazione, in Almanacco dell'Architetto a cura di Renzo Piano, Proctor Edizioni, 2012, ISBN 978 88 902 4670 8

Fior M., Fuentes: manutenzione e restauro del forte tra passato e presente (1661-2011), in «Archivi di Lecco», XXXIV, 2011, n. 1, pp. 80-95.

Jurina L., La possibilità dell'approccio reversibile negli intervento di consolidamento strutturale, Atti del XIX Convegno Scienza e Beni Culturali "La reversibilità nel restauro. Riflessioni, Esperienze, percorsi di ricerche, Bressanone, 1-4 luglio 2003

Jurina L., Treccani G.P., *Archeologia del costruito. Interventi di consolidamento*, Atti del convegno "Il progetto di restauro architettonico. Dall'analisi all'intervento", Trento, 2002 pp.89-98.

Canali P., Jurina L., Pertot G., Treccani G.P., Un documento del guasto come tecnica, Militare: lacune e progetto di conservazione al Forte Fuentes di Colico.XIII Conv. Naz.di Scienza e Beni Culturali, Bressanone, 1997

De Santis D.; Salicetti F., Architettura fortificata del XVII secolo: il forte di Fuentes a Colico. Ananke, n. 47, 2006.

Medolago G., Macario F., Relazione storico, archivistico, stratigrafica sul Castello di Trezzo sull'Adda, 2007.

Tinelli R., *Trezzo sull'Adda cartografia e vedute dal Cinque all'Ottocento*, Alfea Rare Books, Milano, 2002.

www.jurina.it