

Adeguamento sismico del Liceo Varano di Camerino mediante sistema a Torri Dissipative

Seismic retrofitting of a RC school building through the “Damping Towers” system

Alessandro Balducci^{1,2}, Maria Gabriella Castellano³ ■

Sommario

Il lavoro riguarda l'adeguamento sismico di una struttura scolastica esistente mediante l'applicazione del sistema innovativo di protezione sismica a Torri Dissipative. L'edificio, situato nel centro della città di Camerino (MC), è stato realizzato negli anni '60 e da allora ospita il Liceo Classico e Scientifico “Varano”. Il fabbricato è composto da due corpi di fabbrica staticamente indipendenti; entrambi sono realizzati con struttura in c.a. caratterizzata da telai con travi emergenti e pilastri di forma romboidale ovvero ruotati di 45° rispetto alla direzione dei telai. Vista la particolare geometria degli elementi strutturali, i telai di entrambi i corpi sono classificabili come “shear type”, ossia telai con travi estremamente più rigide dei pilastri il che comporta una maggior vulnerabilità di questi ultimi per effetto delle azioni sismiche.

Il progetto prevede la solidarizzazione degli impalcati di piano dei due corpi di fabbrica e la realizzazione di n. 2 torri sismo-resistenti dissipative (Figura 1). I lavori di adeguamento sismico del Liceo sono stati completati in tempi brevi, circa 7 mesi, e senza interrompere le attività scolastiche.

L'efficacia dell'intervento è garantita dalla notevole dissipazione di energia fornita dalle nuove torri dissipative a cui consegue una sensibile riduzione della domanda negli elementi strutturali. Le analisi svolte sono di tipo dinamico non lineare (time history), inoltre viene operato un confronto dei risultati ottenuti con un'analisi modale che impiega uno spettro di risposta che tiene conto dello smorzamento apportato dal sistema a torri dissipative.

Nell'articolo vengono descritti il sistema di protezione sismica brevettato e il progetto di adeguamento del Liceo, inoltre vengono riportati le verifiche e i particolari costruttivi più significativi.

Parole chiave: Torri dissipative, edifici esistenti, adeguamento sismico, dissipazione energetica, analisi dinamiche non lineari.

Abstract

The paper describes the seismic retrofit of an existing school building through an innovative and patented seismic protection system, named Damping Towers. The building, located in the historical centre of the city of Camerino, in the centre of Italy, was built in the 1960s and hosts the “Varano” High School. The building consists of two separate structures. Both are reinforced concrete frames with downstand beams and square columns with sides rotated 45° about the axes of the frames. Being the frames “shear type”, they have a very high vulnerability to earthquake.

The retrofit project consists of fastening the floors of the two buildings and installing two new damping Towers (Figure 1). The retrofit intervention was completed in about 7 months, without interruption of the school activities.

The intervention effectiveness is guaranteed by the big amount of energy dissipated by the new towers, that allows the r.c. structural elements to remain elastic. The analyses carried out are non linear time-history analyses; a modal analysis with equivalent viscous damping that takes into account the energy dissipated in the damping towers is also performed in order to compare the results.

The paper describes the Damping Towers seismic protection system, the results of the analyses, and the most important construction details.

Keywords: Damping towers, existing buildings, seismic retrofitting, energy dissipation, non-linear dynamic analyses

¹ Libero Professionista e Direttore tecnico SeiTec Seismotechnologies srl - balducci@seitec-srl.it

² Structural protection system for buildings – Alessandro Balducci - Patent application n. WO2010EP62748 20100831 - Classification International E04H9/02 concessione italiana n. 0001395591 class. E04H

³ Coordinatore Ufficio Ricerca e Sviluppo, FIP Industriale S.p.A. - maria.gabriella.castellano@fip-group.it

Figura 1
Vista dell'intervento
realizzato.



1. Il sistema di protezione sismica con "torri dissipative"

Il sistema a torri dissipative sismo-resistenti consiste nella realizzazione di torri molto rigide, solitamente in carpenteria metallica, collegate rigidamente alla struttura a livello di solaio ed incernierate alla base, equipaggiate lungo il perimetro della base con dissipatori di energia che si attivano a seguito della rotazione della torre indotta dagli spostamenti orizzontali della struttura. Tale sistema è nato proprio per rispondere alle esigenze di adeguare complessi edilizi di pubblica utilità, quali scuole o ospedali, eliminando i costi ed i disagi connessi all'interruzione ed al trasferimento delle attività in altre sedi, richiesti dai tradizionali sistemi di adeguamento sismico. La volumetria delle torri va inoltre ad aggiungersi a quella esistente e, quando possibile, può essere sfruttata per la realizzazione di scale, ascensori, cavedi per il passaggio degli impianti o nuovi spazi utilizzabili, consentendo la rivalutazione del patrimonio.

Il sistema a torri dissipative consente di sfruttare al massimo la capacità dei dispositivi di dissipazione; infatti grazie alla loro collocazione alla base delle torri, i dissipatori non lavorano in funzione degli spostamenti relativi d'interpiano, come in un classico sistema a controventi dissipativi posti all'interno delle maglie dei telai, bensì in funzione dello spostamento assoluto che si manifesta all'ultima elevazione.

Per evidenziare la maggiore efficienza in termini di energia dissipata si riporta un confronto tra un sistema classico di controventi dissipativi di-

sposti nelle maglie dei telai ed il sistema a torri dissipative.

Nella Figura 2 è riportato il caso di un edificio a quattro piani con dissipatori inseriti all'interno del telaio. Nell'ipotesi semplificativa di deformata trasversale lineare (δ costante), l'energia dissipata vale:

$$E_{ft} = F\delta \cdot (1 + 1 + 1 + 1) = 4F\delta \quad (1)$$

Nella Figura 3 è riportato il caso di protezione sismica con torri dissipative. Nell'ipotesi di torri infinitamente rigide, lo spostamento δ_v , che si manifesta sul dissipatore viscoso è funzione dello spostamento di sommità δ_o e del rapporto B/H , dove B ed H sono rispettivamente la base e l'altezza della torre. Come mostrato in figura l'energia dissipata E_{ft} è pari a:

$$E_{ft} = 2 \cdot 10FB\delta / (B2h) = 10F\delta \quad (2)$$

Dal confronto dei due sistemi di protezione sismica degli edifici, emerge che il sistema a torri, per un edificio di quattro piani, ha un'efficienza, in termini di energia dissipata e quindi di protezione sismica, 2.5 volte superiore rispetto a quella di un sistema tradizionale.

L'efficienza del sistema proposto è garantita non solo dalla rigidità delle torri, ma anche dal *manovellismo* utilizzato alla base delle torri per il collegamento delle stesse ai dissipatori.

Il *sistema meccanico di manovellismo* introdotto alla base di ogni torre ha la funzione di amplificare gli spostamenti δ_v , così da ottenere un mi-

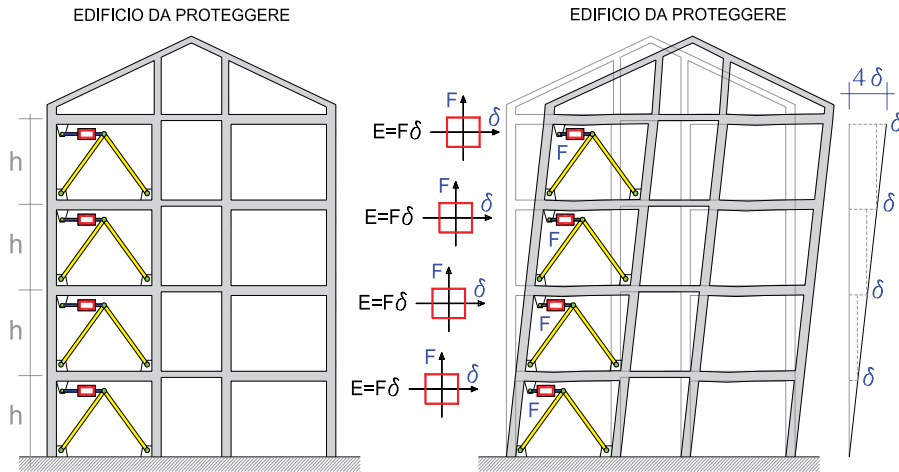


Figura 2
Controventi dissipativi all'interno delle maglie dei telai.

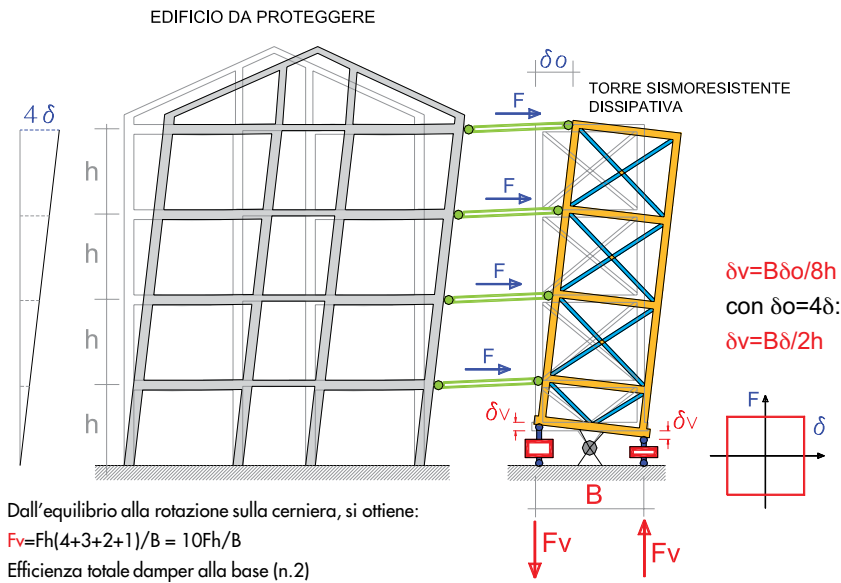


Figura 3
Torri dissipative.

Dall'equilibrio alla rotazione sulla cerniera, si ottiene:
 $F_v = Fh(4+3+2+1)/B = 10Fh/B$
 Efficienza totale damper alla base (n.2)

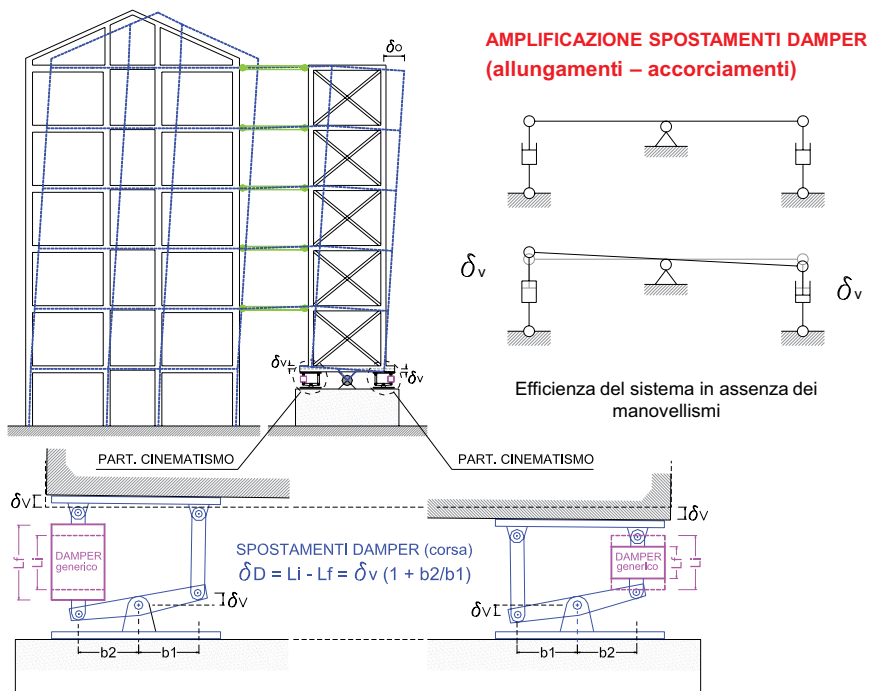


Figura 4
Il manovellismo alla base delle torri.

glioramento generalizzato dell'efficienza dell'intervento con torri dissipative (Figura 4). A parità di spostamento in sommità δ_o , con il sistema di manovellismo si ottiene uno spostamento sul dispositivo δ_v di gran lunga superiore a quello ottenuto in assenza di manovellismo. I dispositivi sono attivi sia a trazione che a compressione.

L'organizzazione planimetrica dei dispositivi è studiata in modo da garantire la massima efficienza al sistema. Per ottenere il massimo valore di spostamento δ i dissipatori vengono disposti in senso radiale sul perimetro esterno della torre, in modo da risultare efficaci per ogni movimento oscillatorio della torre.

Il ricentrimento del sistema torre-edificio è garantito dalla forza di richiamo che l'edificio esistente può trasmettere grazie all'energia potenziale elastica immagazzinata.

L'applicazione del sistema a torri dissipative sismo-resistenti presenta numerosi vantaggi rispetto alle tecniche convenzionali di adeguamento sismico, quali:

- incremento sostanziale della capacità delle strutture esistenti nei confronti delle azioni sismiche, che si traduce in un notevole abbattimento sia degli spostamenti che delle accelerazioni, preservando così non solo la struttura, ma anche i componenti non strutturali (murature, infissi, controsoffitti, impianti, ecc..) e le attrezzature, sensibili sia agli spostamenti che alle accelerazioni;
- contenimento degli spostamenti orizzontali fino a pervenire a soluzioni strutturali in grado di fronteggiare i terremoti previsti dalle norme allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) mantenendo la struttura in campo elastico e quindi senza importanti danneggiamenti ed interruzioni d'uso;
- la disposizione ottimale delle torri in pianta

consente di regolarizzare il comportamento delle strutture in situazione sismica;

- la creazione alla base di ciascuna torre, di una zona completamente dedicata alla dissipazione di energia, permette di massimizzare l'efficienza dei dispositivi (nello specifico di tipo viscoso), nonché la loro facile ispezione e manutenzione, rispetto alle consuete applicazioni all'interno delle maglie strutturali di edifici esistenti;
- la piena rispondenza ai criteri di reversibilità dell'intervento, poiché intervenendo in esterno è possibile rimuovere le torri senza interferire con le strutture esistenti.

2. Descrizione dell'edificio

L'edificio oggetto dell'adeguamento è situato a Camerino in largo Feliciangeli (Figura 5), risale agli anni 60 ed è frutto del rifacimento del precedente Liceo-Ginnasio Napoleonico del 1833, sistemato nei locali dell'ex convento di Santa Elisabetta.

Particolarità del fabbricato è proprio quella di essere stato edificato sulle mura storiche dell'ex convento, come visibile nell'immagine di Figura 6. L'immobile si sviluppa planimetricamente secondo un impianto a forma di L (Figura 7), formata da due ali, identificate rispettivamente come i corpi "A" e "B", separati tra loro da un giunto di costruzione di circa 2 cm costante a tutti i piani e quindi, non adeguato sismicamente.

In pianta le dimensioni sono: ala inferiore (corpo A) 25x19 m e ala superiore (corpo B) 13x27 m. In elevazione il corpo A si estende per quattro piani (tre fuori terra ed uno seminterrato) più il sottotetto per una altezza totale al colmo di 20.40 m; il corpo B, intestato per intero sulle massicce mura storiche, si estende fuori terra per

Figura 5
Vista aerea ed ubicazione
del fabbricato.



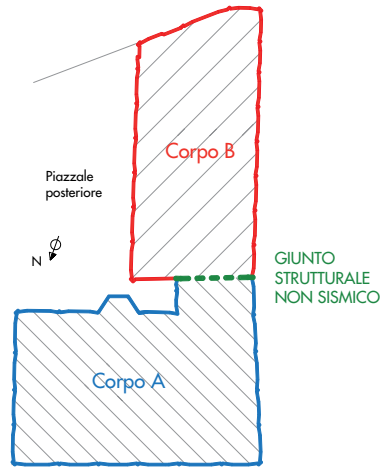


Figura 6
Vista del fabbricato poggiate sulle mura storiche dell'ex convento (a sinistra).

Figura 7
Geometria dell'edificio (a destra).

tre piani più il sottotetto per una altezza totale al colmo di 14.05 m. Il corpo A ha altezza di interpiano costante di 3.80 m ai piani intermedi, di 3.60 m all'ultimo piano e ben maggiore al piano seminterrato con la parte lato nord-ovest di 6.00 m e la parte opposta lato nord-est di 4.80 m; il corpo B complanare ai piani intermedi del corpo A, ha altezza di interpiano costante di 3.80 m (Figura 8).

La struttura dell'edificio è in c.a. ed è composta da pilastri che, per motivi strettamente architettonici, sono tutti di forma romboidale (quadrati e ruotati di 45° rispetto alla direzione dei telai) di sezione 35x35 cm costante per tutte le elevazioni, fanno eccezione solo un paio di pilastri cen-

trali del corpo A che hanno dimensioni di 42x42 cm. Le travi sono tutte emergenti e in particolare quelle perimetrali sono a sezione variabile sia nell'altezza che negli spessori, così da formare una superficie poliedrica (Figura 9).

La particolare geometria degli elementi strutturali principali rende i telai dell'edificio classificabili come "shear type", ossia telai con travi estremamente più rigide dei pilastri; ciò comporta sicuramente una maggior vulnerabilità dei pilastri per effetto delle azioni sismiche. I solai in laterocemento di spessore totale pari a 20+4 cm, sono considerabili rigidi per quanto concerne il trasferimento dei carichi sismici. La tamponatura perimetrale del fabbricato è costituita da un paramento

Figura 8
Sezioni trasversali corpo A e corpo B.

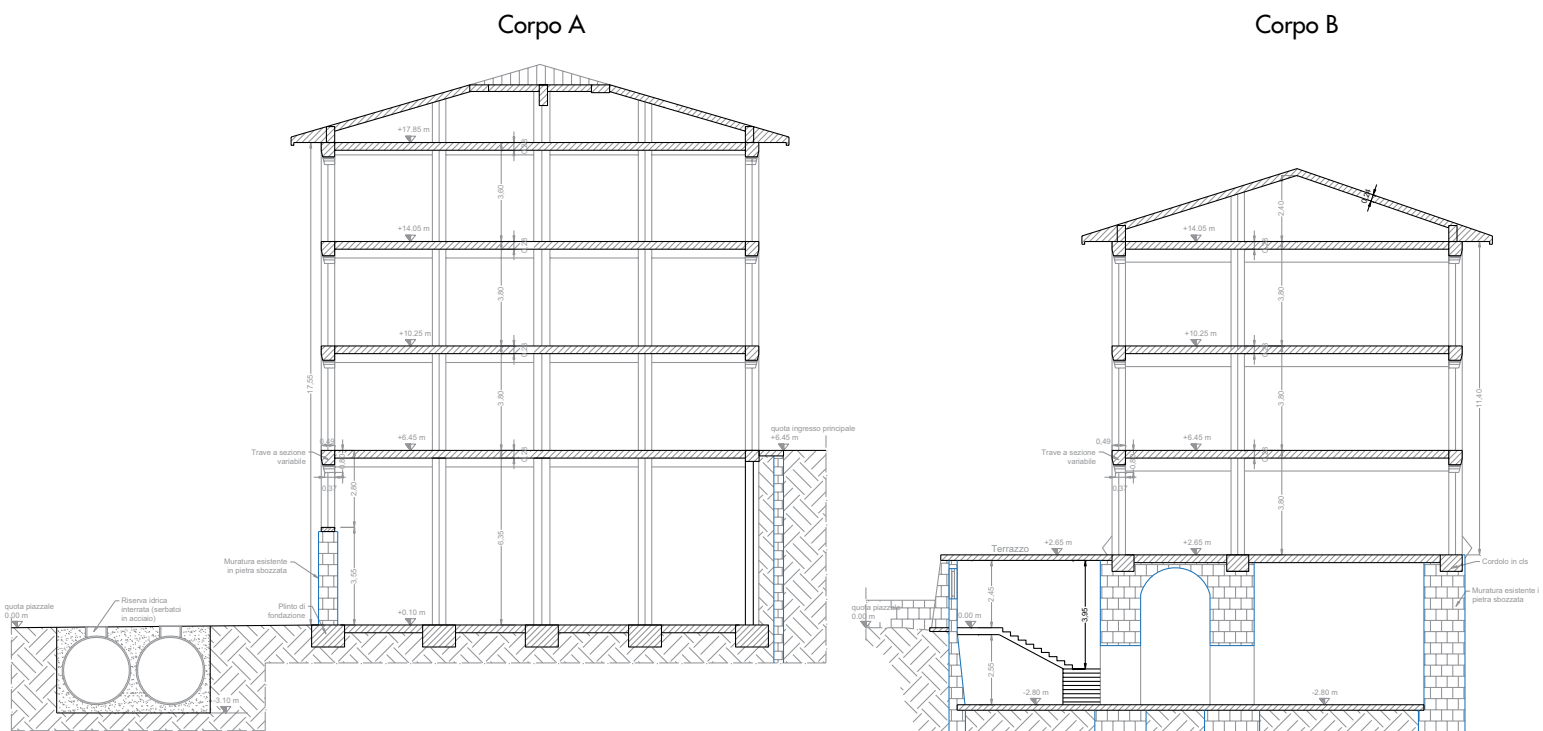
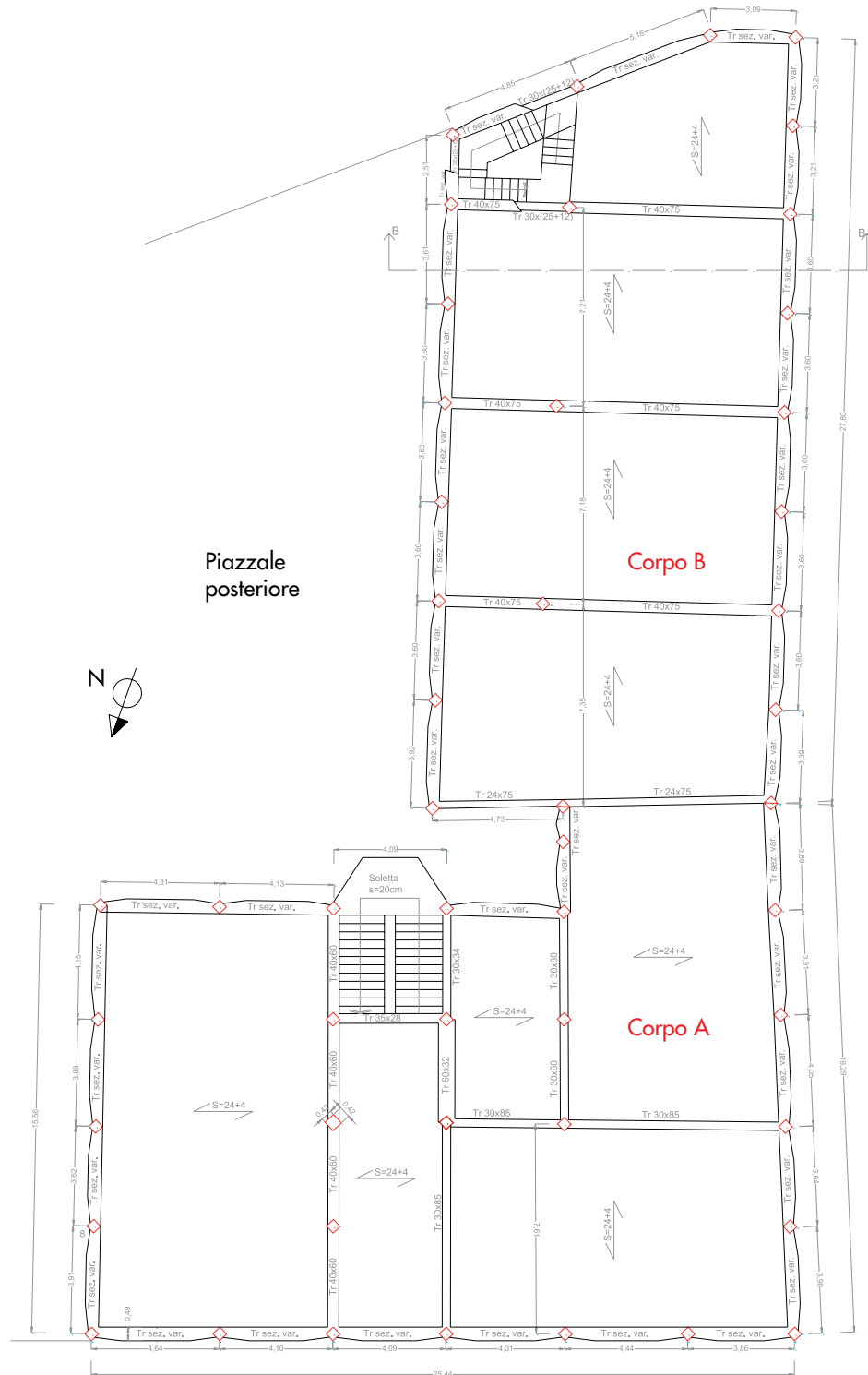


Figura 9
Vista anteriore del corpo A
con evidenziata la geometria
di travi e pilastri.



murario alto circa 1.20 m realizzato con muratura a cassetta esternamente a faccia vista, sormontato da infissi sagomati come le travi perimetrali. L'unica differenza si ha al piano seminterrato del corpo A, dove la tamponatura è costituita da un paramento in mattoni pieni e pietra dello spessore di 40 cm. Le ampie vetrate presenti su quasi tutte le specchiature rendono minima l'interferenza dei tamponamenti con la struttura.

Figura 10
Carpenteria relativa alla
prima elevazione del corpo
A e alla seconda del B.



3. Vulnerabilità stato di fatto

L'edificio costruito negli anni '60, è stato realizzato in assenza di normativa sismica per cui non risulta adeguato agli attuali standard normativi. Tali carenze si sono manifestate per la prima volta in occasione dell'attività sismica che ha interessato la zona a partire dal settembre del 1997. Infatti con l'ordinanza n. 292 del 15/10/1997 il Comune ordina la chiusura temporanea dell'Istituto e, insieme alla Provincia di Macerata, affida l'incarico di valutazione dei danni e di redazione del progetto di intervento all'Ing. Sauro Liberati di Camerino. In seguito ad un sopralluogo più approfondito, il 17/10/1997 i tecnici del C.O.M. redigono la scheda n. 2648 di "1° livello di rilevamento del danno" e dichiarano l'edificio agibile ma con provvedimenti di pronto intervento. In seguito a questa prescrizione alcuni nodi travi-pilastro sono stati rinforzati mediante l'inserimento di staffature aggiuntive e la ricostruzione del copriferro. Le maggiori vulnerabilità dell'edificio sono rappresentate:

- dai pilastri di sezione quadrata ruotati di 45°, che conducono ad un comportamento non ottimale per la sollecitazione di flessione composta, con la concentrazione delle sollecitazioni sugli spigoli del pilastro stesso;
- dalle travi emergenti di dimensioni considerevoli che conducono ad un comportamento dei telai di tipo "shear-type" con ulteriore aggravio per i pilastri;
- dal giunto tecnico fra i due corpi di soli 2 cm di ampiezza e quindi non adeguato sismicamente, inoltre i pilastri a cavallo del giunto sono di forma triangolare (metà rombo di lato 35x35 cm).

Dalla verifica sismica è emersa una accentuata vulnerabilità soprattutto dei pilastri con il non sod-

disfacimento delle verifiche allo SLV, nonché il manifestarsi del fenomeno dei battimenti tra i corpi.

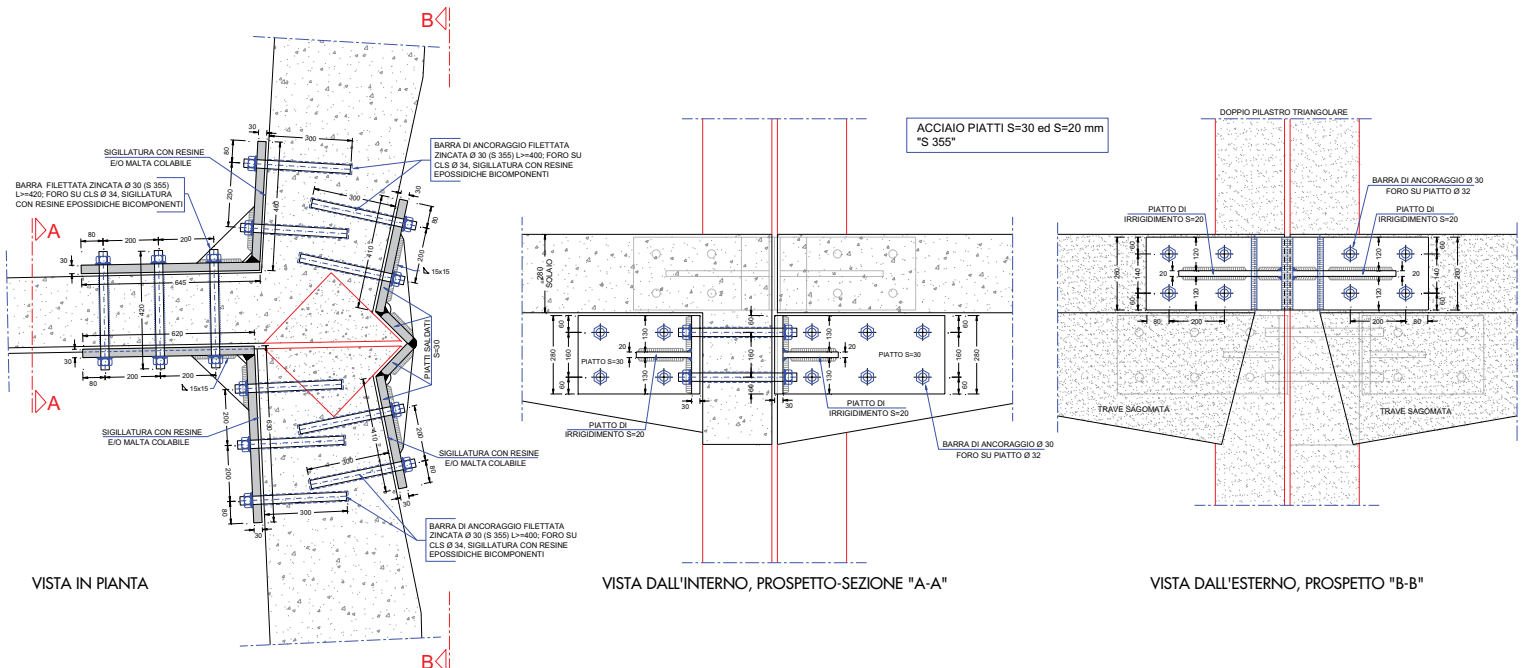
4. Descrizione generale degli interventi

L'intervento di adeguamento sismico, consiste, in prima istanza nel rendere l'edificio un tutt'uno, cucendo il giunto a cavallo dei due corpi con ancoraggi in corrispondenza degli impalcati. La cucitura dei giunti avviene con la solidarizzazione dei pilastri triangolari affiancati tramite piastre metalliche, opportunamente sagomate e saldate, fissate con ancoraggi chimici (Figura 11). Successivamente, nell'affiancare e collegare al fabbricato, a livello degli impalcati, due torri sismo resistenti dissipative, denominate, rispettivamente torre A e torre B, posizionandole sul piazzale interno posteriore (Figure 12 e 13). Il collegamento delle torri all'edificio avviene a quota impalcati tramite idonee bielle rigide in acciaio che si ancorano sulle strutture perimetrali in c.a.; per una maggior garanzia del collegamento, dove non trova una trave ortogonale di testa, vengono inserite delle tirantature in acciaio a filo soffitto degli impalcati, atte a trasferire gran parte delle sollecitazioni di trazione alle strutture principali interne dell'edificio (Figura 12).

Le strutture delle torri sono lasciate a vista; tuttavia esse sono concepite per essere utilizzate come spazi e/o volumi aggiuntivi, che possono essere chiusi e resi accessibili a livello di piano direttamente dall'edificio.

La posizione in pianta delle torri è finalizzata a contrastare il manifestarsi di possibili accoppiamenti torsionali ed a conseguire la regolarizzazione del comportamento del fabbricato da adeguare. Inoltre, la scelta è stata condizionata anche da vincoli urbanistici ed è tale da rende-

Figura 11 Particolare tipo della cucitura del giunto.



VISTA IN PIANTA

VISTA DALL'INTERNO, PROSPETTO-SEZIONE "A-A"

VISTA DALL'ESTERNO, PROSPETTO "B-B"

re l'intervento il meno invasivo possibile da un punto di vista dell'impatto visivo con il contesto (centro storico della città).

5. Descrizione delle torri dissipative

Le due torri A e B sono di grandezze diverse. La torre A di maggior grandezza, affiancata ad entrambi i corpi, si collega agli ultimi tre impalcati

del corpo A ed agli ultimi due del corpo B; mentre la torre B, più piccola, affiancata al corpo B, vi si collega agli ultimi due impalcati.

La torre A presenta quattro elevazioni, con altezza pari a 2.95 m per la prima, 3.8 m per le due intermedie e 3.5 m per l'ultima (Figura 14). La struttura in elevazione è realizzata con profili HEB 340 per i montanti, con HEB 240 per le diagonali ed i traversi, ad eccezione di quelli dell'ul-

Figura 12
Carpenteria dell'intervento,
quota +10.20 m.

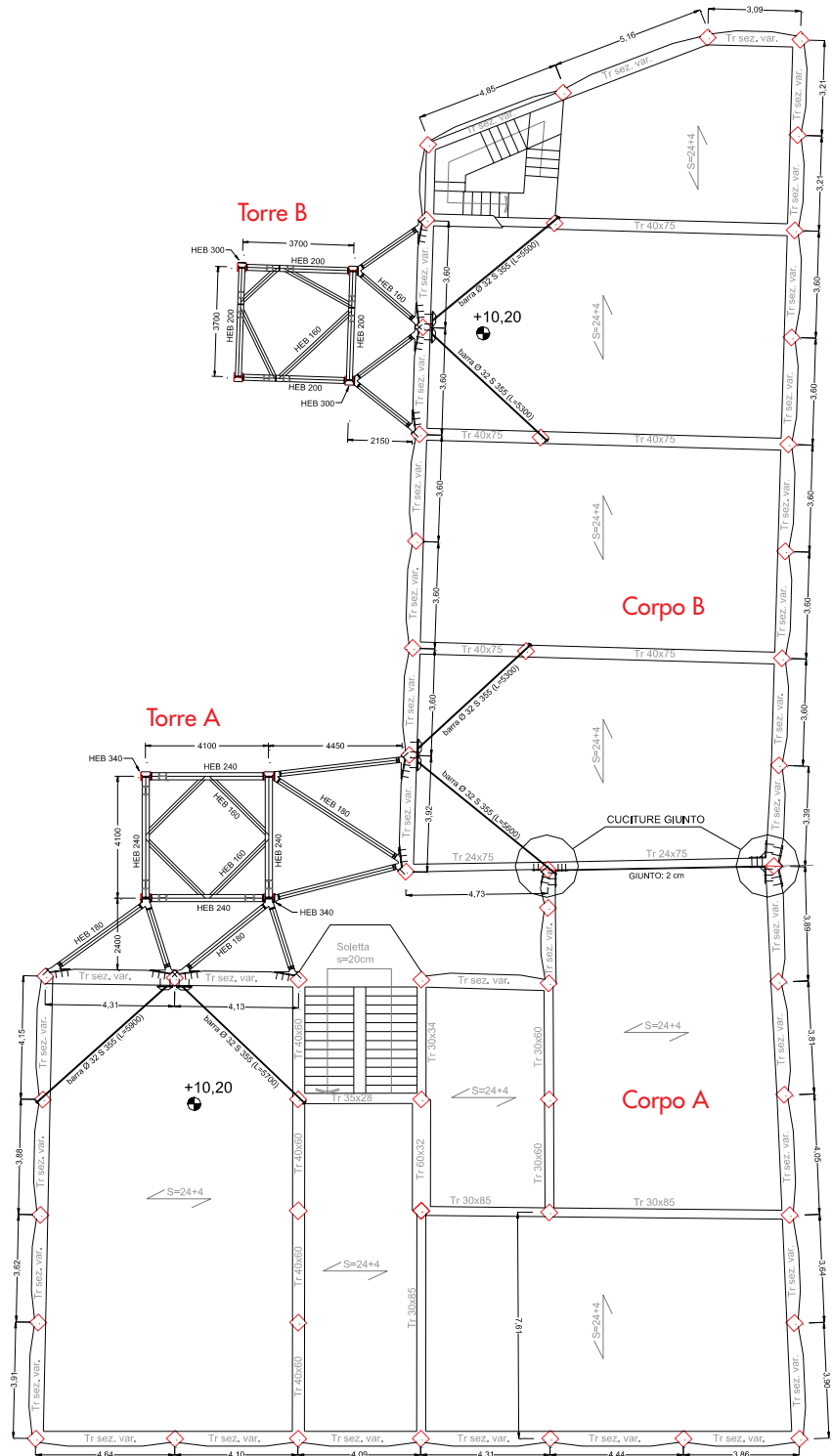


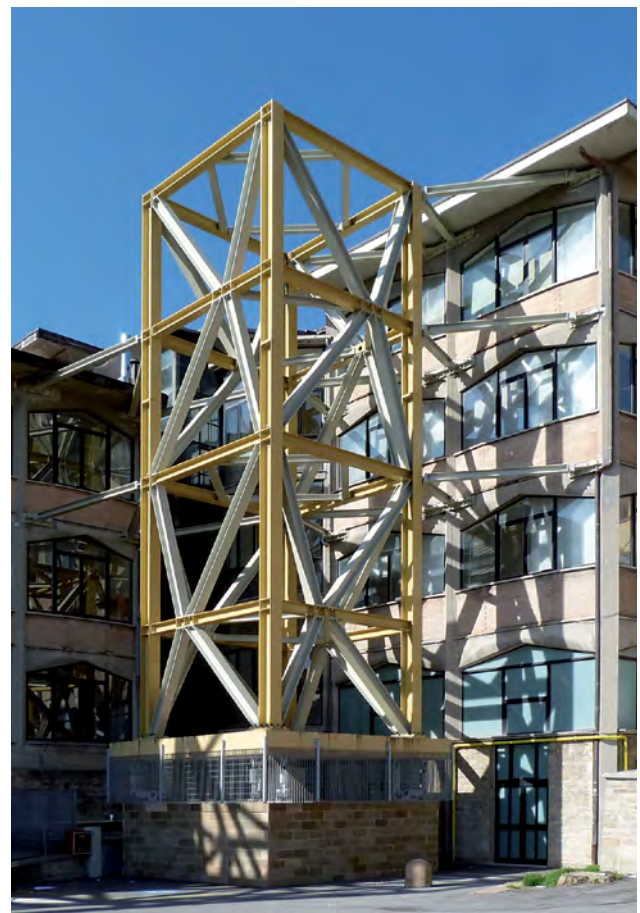
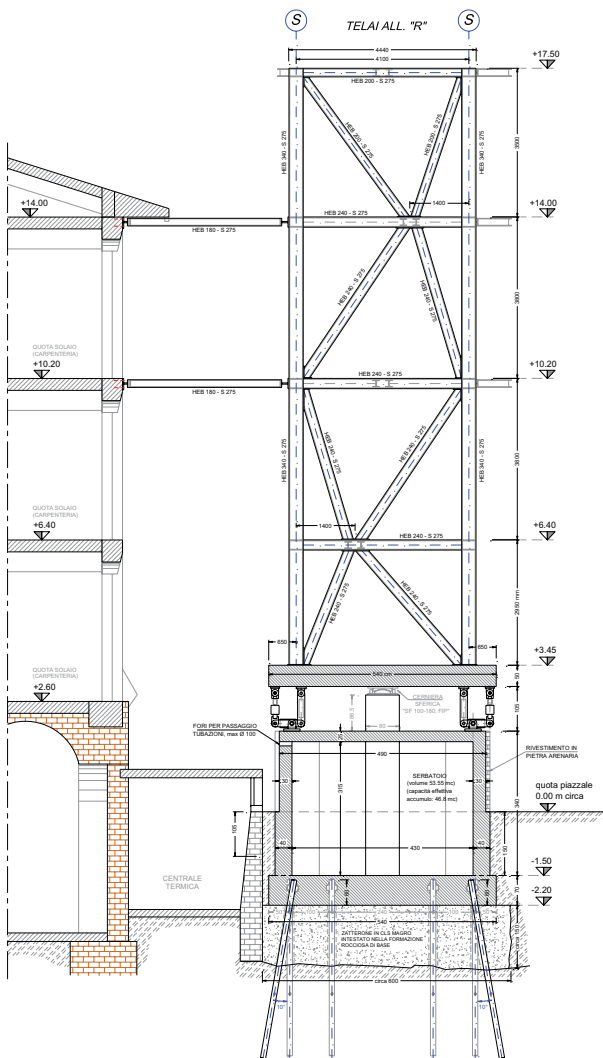
Figura 13
Render dell'intervento con
vista dal piazzale posteriore.



timo piano che sono HEB 200, mentre i controventi di piano sono degli HEB 160 e le bielle di collegamento all'edificio sono degli HEB 180. Il basamento è costituito da una soletta quadrata in c.a. di lato 5.40 m e dello spessore di 50 cm. Al di sotto del basamento si trova la zona deputata alla dissipazione con n. 8 sistemi dissipativi equipaggiati con dispositivi tipo FIP "OTP28/100" (due per ogni spigolo) e un appoggio centrale a cerniera sferica tipo FIP "SF 100-180" intestato sul baggio in c.a. di sezione 80x80 cm, alto 86.5 cm. Il basamento della torre è formato da uno scatolare in c.a., in parte interrato ed in parte fuori terra, dell'altezza complessiva di 3.40 m e contiene la nuova vasca di accumulo d'acqua per l'antincendio, in sostituzione delle vecchie cisterne interrate eliminate per far posto alla torre stessa. La fondazione dello scatolare è costituita da una platea in c.a. di spessore 70 cm sottofondata con un getto di cls magro dello spessore medio di 155 cm, fino al raggiungimento della formazione di base in roccia arenaria. La fondazione, è chiodata mediante 12 micropali (3 per angolo), della lunghezza complessiva di 6 m, nella formazione rocciosa dove vi si ammorzano per una lunghezza di 4 m; il compito dei micropali è di assorbire

le sollecitazioni di trazione trasmesse dalla torre in fase di sisma, mentre quelle di compressione gravano direttamente sulla formazione tramite il sottofondo. Il taglio orizzontale alla base della torre è direttamente trasmesso dall'attrito che si esercita fra il sottofondo e formazione rocciosa. La torre B si estende per tre piani fuori terra di altezza pari a 1.9 m circa per il primo, 3.8 m e 3.7 m per gli altri due (Figura 15). È realizzata con profili HEB 300 per i montanti, con HEB 200 per le diagonali ed i traversi, mentre i controventi di piano sono degli HEB 160 così come le bielle di collegamento all'edificio. Il basamento è costituito da una soletta in c.a. da 4.40 m per 4.40 m dello spessore di 45 cm. Al di sotto del basamento si trova la zona deputata alla dissipazione con n. 4 sistemi dissipativi equipaggiati con dispositivi tipo FIP "OTP28/100" (uno per ogni spigolo), e un appoggio centrale a cerniera sferica tipo FIP "SF 60-90", intestato sul baggio in c.a. di sezione 75 x 75 cm, alto 90 cm. I dispositivi si ancorano inferiormente su di un solettone in c.a. di spessore 50 cm. La torre, ubicata sopra un corpo basso adiacente l'edificio, che si sviluppa su due piani di cui uno completamente interrato, presenta un basamento

Figura 14
Sezione e foto della torre A.



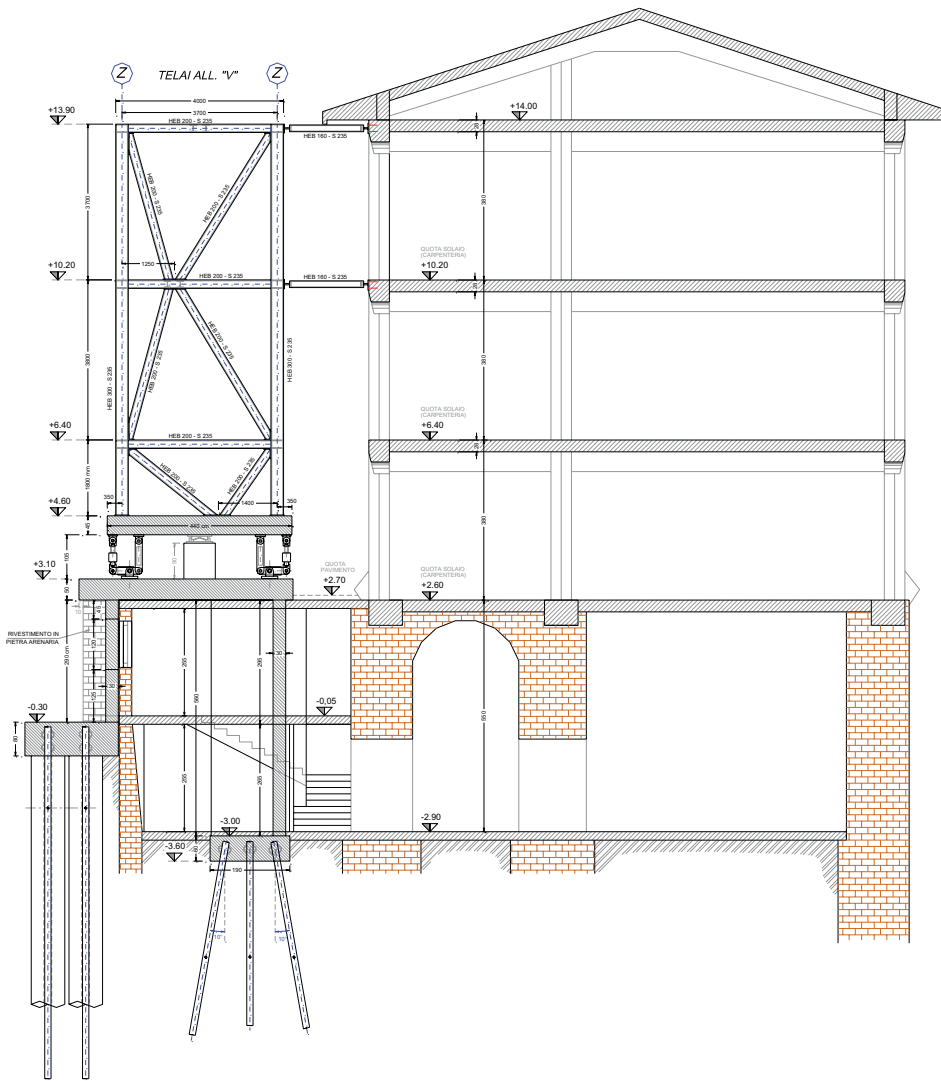


Figura 15
Sezione e foto della torre B.

appositamente studiato per riuscire a conservare gli ambienti sotto di essa. È formato da robusti e rigidi setti in c.a. opportunamente sagomati per mantenere le murature già presenti; sul lato esterno, sagomati a forma di C, si affiancano alla muratura esistente e si fondano a quota piazzale, mentre all'interno, sempre sagomati a forma di C, attraversano completamente i due piani e si fondano alla quota inferiore.

La fondazione dei setti esterni, a quota piazzale, è costituita da una zattera di spessore 80 cm intestata su 3 pali di diametro 80 cm e lunghezza 9 m fino al raggiungimento della formazione rocciosa di base; all'interno di ogni palo è inoltre presente un micropalo lungo 12 m ancorato nella formazione, con il compito di contrastare le sollecitazioni di trazione. La fondazione dei setti interni, a quota piano inferiore, è formata da una zattera di spessore 60 cm intestata su 2 gruppi da 5 micropali ciascuno della lunghezza di 8 m ammassati sempre nella formazione di roccia arenaria.

6. Modellazione ed Analisi

I modelli di calcolo impiegati per le analisi sono stati calibrati in seguito ai risultati emersi dalle misure di vibrazione ambientale eseguite sul fabbricato dall'Università Politecnica delle Marche – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura. Lo scopo principale di queste prove era la valutazione del comportamento dinamico, ovvero determinare i parametri modali della struttura (forme modali e frequenze) e capire l'effettivo funzionamento del giunto tecnico fra i due corpi. La Figura 16 riporta una sintesi dei risultati ottenuti in termini di forme modali e frequenze proprie. Le forme modali misurate evidenziano una continuità strutturale tra i corpi A e B, a testimonianza che il giunto non risulta perfettamente libero a causa delle non strutture.

Sul modello di calcolo tridimensionale è stata condotta l'analisi non lineare dinamica (time history), ritenuta la più appropriata per sistemi che contengono dispositivi dissipativi non lineari dipendenti dalla velocità. Questi ultimi, mon-

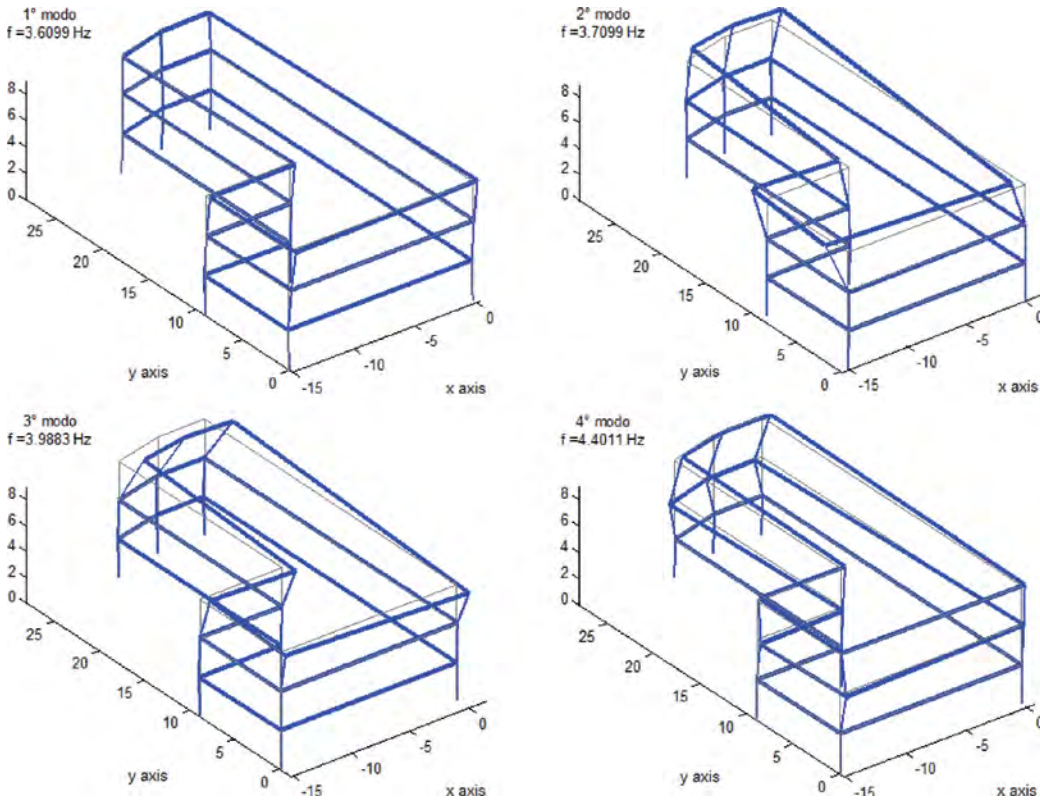


Figura 16
Risultati prove di
caratterizzazione dinamica.

tati sui manovellismi meccanici alla base delle torri, sono stati modellati con degli appropriati elementi a comportamento non lineare "link tipo damper". Inoltre solo a titolo di confronto, sono state effettuate anche delle analisi modali lineari con l'impiego dello spettro di progetto ridotto del fattore di alterazione η che tiene conto della dissipazione aggiuntiva dei dissipatori.

Uno dei criteri adottati per il dimensionamento e la calibrazione del sistema dissipativo delle torri, è stato quello di concentrare gran parte della dissipazione proprio sui dispositivi alla base delle torri stesse anche per sisma intenso allo SLV, consentendo così alla struttura dell'edificio di mantenersi in campo lineare senza subire dan-

neggiamenti significativi.

Il modello non comprende i basamenti delle torri (Figura 17), in quanto, notevolmente rigidi e robusti, ancorati in fondazione sulla formazione rocciosa, garantiscono appieno l'ipotesi di vincolo a terra. Comprende invece nella parte seminterrata del corpo A, degli elementi shell che schematizzano le pareti perimetrali, in parte controterra, in muratura di mattoni pieni e pietra listata interposte nelle maglie dei telai in c.a.

Per ciascuno stato limite di verifica, le analisi "time history" sono state effettuate con l'impiego di 3 gruppi di accelerogrammi artificiali spettro compatibili prendendo per le verifiche i valori più sfavorevoli degli effetti.

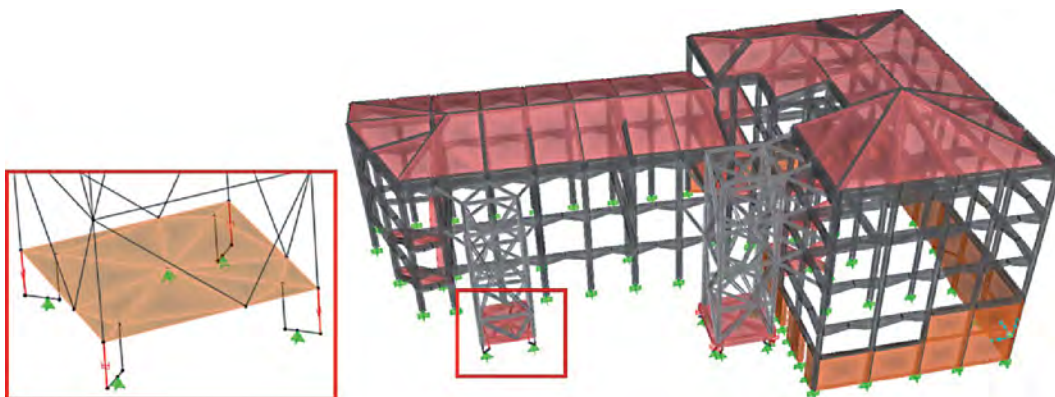


Figura 17
Vista del modello
tridimensionale con
particolare base torreB.

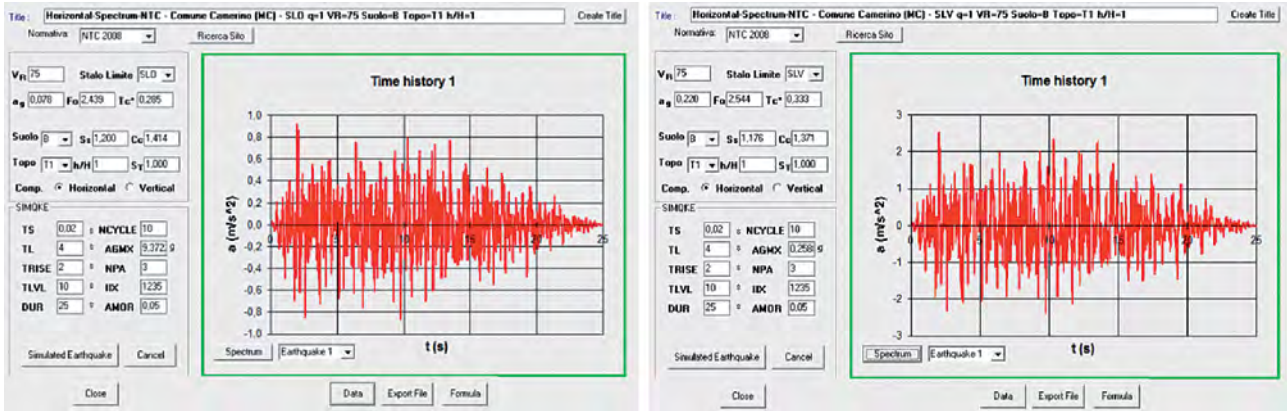


Figura 18
Accelerogrammi tipo
- SLO e SLV.

I parametri impiegati per la definizione dell'azione sismica sono:

Vita nominale:	$V_N = 50$ anni
Classe d'uso:	III
Coefficiente d'uso:	$C_U = 1.5$
Periodo di riferimento:	$V_R = V_N \cdot C_U = 75$ anni
Categoria di sottosuolo:	C

Le verifiche sono state effettuate sia per gli stati limite di esercizio che ultimi; in particolare, la struttura in elevazione delle torri, compresi gli ancoraggi dei collegamenti pendolari all'edificio e le loro fondazioni, in via cautelativa, nei confronti dello stato limite di collasso (SLC).

7. Efficienza del sistema - Capacità dissipativa

Per valutare la capacità dissipativa fornita dalle torri, nonché effettuare analisi modali lineari di confronto, viene determinato il coefficiente di smorzamento equivalente ξ_d dato dai 8+4 dissipatori posti alla base delle torri stesse.

I dispositivi impiegati sono dissipatori viscosi non lineari, caratterizzati da un legame costitutivo $F = c \cdot v^\alpha$ con $\alpha = 0.15$ e costante di smorzamento $C_j = 300 \frac{kN}{(m/s)^\alpha}$

Il loro contributo in termini di smorzamento è derivabile dalla seguente formula:

$$\xi_d = \frac{T^{2-\alpha} \sum_j C_j \lambda \phi_{ij}^{1+\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (3)$$

dove

- T è il periodo del modo di vibrare in esame
- C_j è la costante del j-esimo dispositivo
- α è l'esponente che caratterizza il comportamento dei dispositivi viscosi
- m_i è la massa dell'i-esimo piano del fabbricato
- ϕ_i è lo spostamento modale dell'i-esimo piano per il modo di vibrare considerato
- ϕ_{ij} è lo spostamento modale tra le due estremi-

tà del j-esimo dispositivo

λ è un parametro che può essere calcolato come

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma(1 + \alpha/2)}{\Gamma(2 + \alpha)}$$

A è l'ampiezza dell'ultimo piano relativa allo spostamento modale normalizzato.

La formula di cui sopra deriva dalla più generale, valida per il sistema classico a controventi dissipativi posti diagonalmente all'interno delle maglie dei telai.

$$\xi_d = \frac{T^{2-\alpha} \sum_j C_j \Gamma \cos^{1+\alpha} \theta_j \phi_{ij}^{1+\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (4)$$

dove θ_j è l'angolo di inclinazione rispetto l'orizzontale, del j-esimo controvento dissipativo.

Determinato ξ_d , per i primi due modi fondamentali di vibrare, prevalentemente traslazionali nelle due direzioni principali (Figura 19 e 20), si procede per ciascuno, alla valutazione del fattore η di alterazione dello spettro di progetto elastico, relativamente allo SLV, per coefficienti di smorzamento viscoso convenzionale ξ diversi dal 5%.

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (5)$$

in cui lo smorzamento effettivo è dato dalla somma di due contributi:

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \xi_d \text{ con } \xi_0 5\% \quad (6)$$

Primo Modo

Spostamenti modali di piano U1 - modo n. 1 direzione X ($T = 0.691$) Mpart. 64%

Per il primo modo si ottiene:

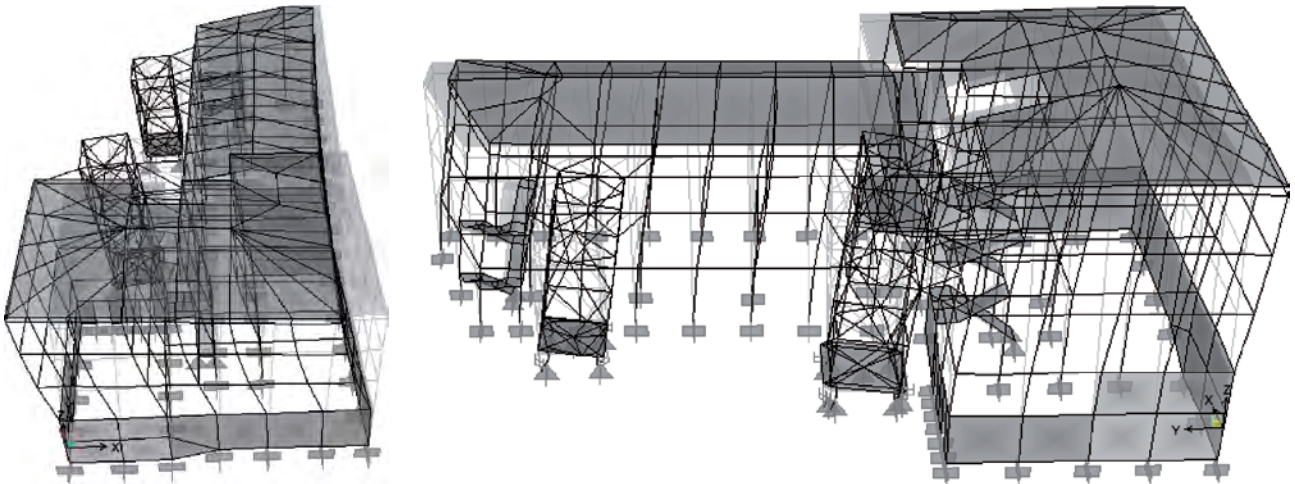
$$\xi_d = 0.1618$$

$$\xi_{eff} = 0.2118$$

$$\eta = 0.6180$$

Secondo Modo

Spostamenti modali di piano U2 - modo n. 2 di-



reazione Y (T = 0.57) Mpart. 73%

Per il secondo modo si ottengono valori molto simili a quelli del primo modo:

$$\zeta_d = 0.1756$$

$$\zeta_{eff} = 0.2256$$

$$\eta = 0.6023$$

In Figura 21 sono riportati i grafici degli spettri elastici e di quelli abbattuti del fattore mediato $\eta = 0.61$ in accelerazione e spostamenti, relativi allo SLV.

Il criterio utilizzato ha consentito di stimare, seppur approssimativamente, valori dello smorzamento aggiuntivo abbastanza coerenti, in quanto il comportamento dinamico dell'edificio più le torri, presenta i primi due modi fondamentali di vibrare regolari e con masse partecipanti associate rilevanti.

8. Risultati delle analisi

La verifica allo SLO in termini di spostamenti effettuata sia in campo lineare con l'impiego dello spettro abbattuto dal coefficiente di smorzamento aggiuntivo, sia in campo non lineare, eviden-

zia una sensibile riduzione nella situazione di progetto rispetto a quella di fatto. Ciò è riportato per la parte più deformabile, che è la zona d'angolo del corpo A più distante dal posizionamento della torre A (Figura 22), nei grafici sovrapposti delle deformate trasversali della parte fuori terra, nelle due direzioni principali, ottenuti dalle analisi in campo lineare (Figura 23). Le time-histories di spostamento di un nodo sommitale per uno dei tre casi di time history (Figura 24), mostrano una sensibile convergenza numerica dei risultati di analisi.

Le verifiche allo SLV, espresse in termini di capacità deformativa, mostrano un sensibile miglioramento nella situazione di progetto; i grafici riportati in Figura 25 evidenziano il confronto fra la situazione ante e post intervento della pilastri di base (parte fuori terra) maggiormente sollecitata, sempre relativa alla zona d'angolo del corpo A più deformabile, per tutti e tre i casi di time history allo SLV. I pilastri, tutti di sezione quadrata, sono gli elementi strutturali più vulnerabili, sia per la particolarità di essere ruotati di 45°, sia per la loro snellezza rispetto alle travi, quest'ultime prevalentemente calate e di dimensioni rilevanti, tali

Figura 19
Deformata Modo 1
(a sinistra).

Figura 20
Deformata Modo 2
(a destra).

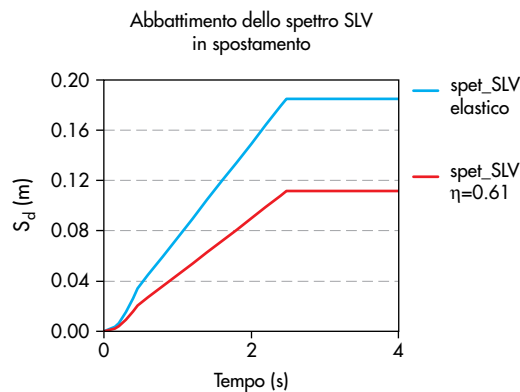
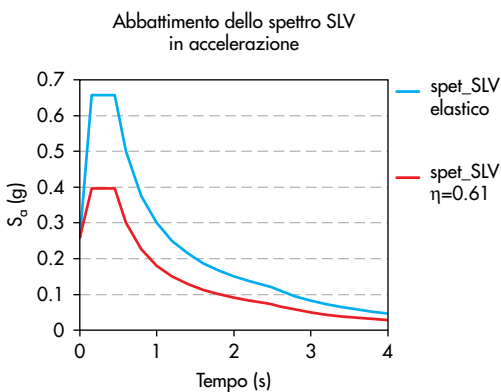


Figura 21
Spettri abbattuti in accelerazione e spostamento relativi allo SLV.

Figura 22
Individuazione pilastrata esaminata.

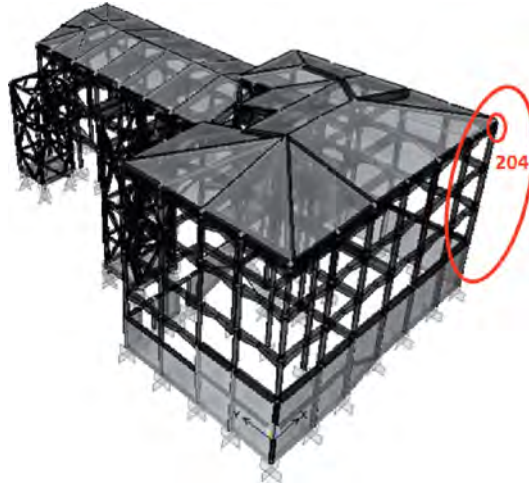


Figura 23
Confronto deformate SLO ante e post intervento - analisi modali lineari.

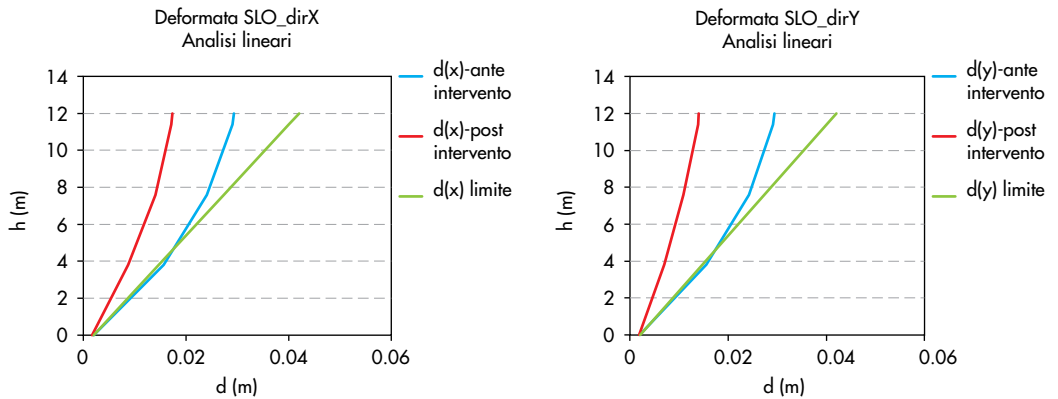
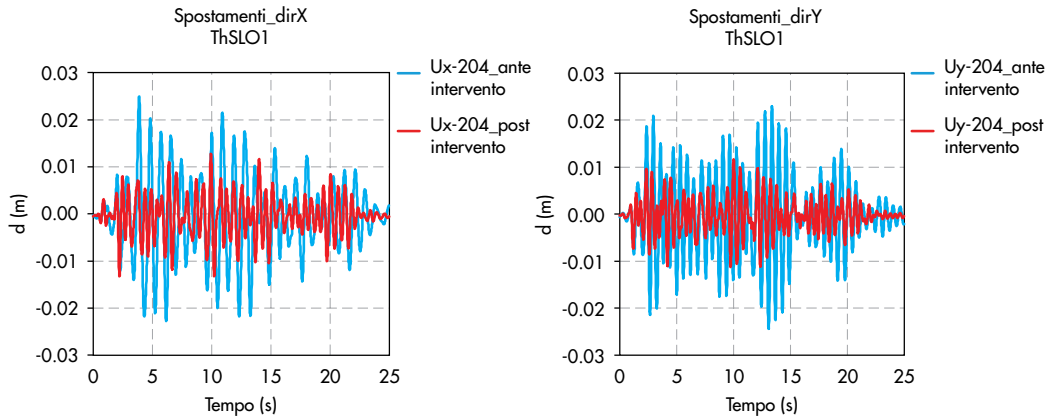


Figura 24
Confronto spostamenti ante e post intervento nodo sommitale 204 - caso di analisi non lineare "Th SLO1".



da formare telai tipo shear type. Il confronto delle rotazioni alla corda per tutti e tre i casi di time history allo SLV post intervento, con le capacità di rotazioni al limite dello snervamento θ_y , sempre per la pilastrata di riferimento maggiormente sollecitata a tutti e tre i piani fuori terra, mostra sempre rispettata la permanenza in campo elastico (Figura 26). Il confronto fra i risultati delle "time history" con una analisi modale con spettro di risposta di progetto è apprezzabile dai grafici di Figura 27, in

cui nella situazione post intervento, per ciascuna delle due direzioni principali, sono riportati i tagli complessivi alla base "base shear" per i tre casi di Th allo SLV registrati dalle analisi nel periodo di 25 secondi, nonché il valore ottenuto dall'analisi modale in campo lineare con associato lo spettro elastico allo SLV abbattuto del fattore η . L'efficacia dell'intervento è inoltre apprezzabile dai bilanci energetici che si ottengono dai risultati delle "time history"; a titolo indicativo viene

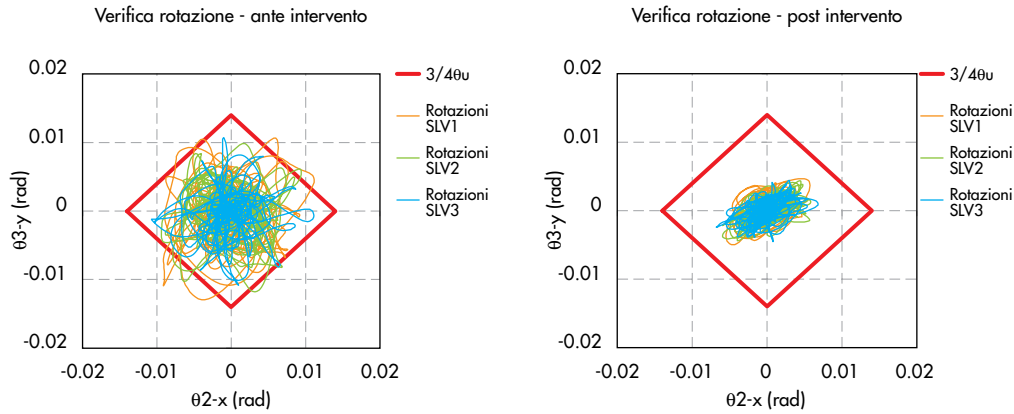


Figura 25
Confronto delle rotazioni allo SLV (ottenute con le tre terne di accelerogrammi SLV1, SLV2, SLV3) con il valore $\frac{3}{4} \cdot \theta_u$ - ante e post intervento.

Figura 26
Confronto delle rotazioni allo SLV post intervento con il valore γ - prima, seconda e terza elevazione fuori terra corpo A.

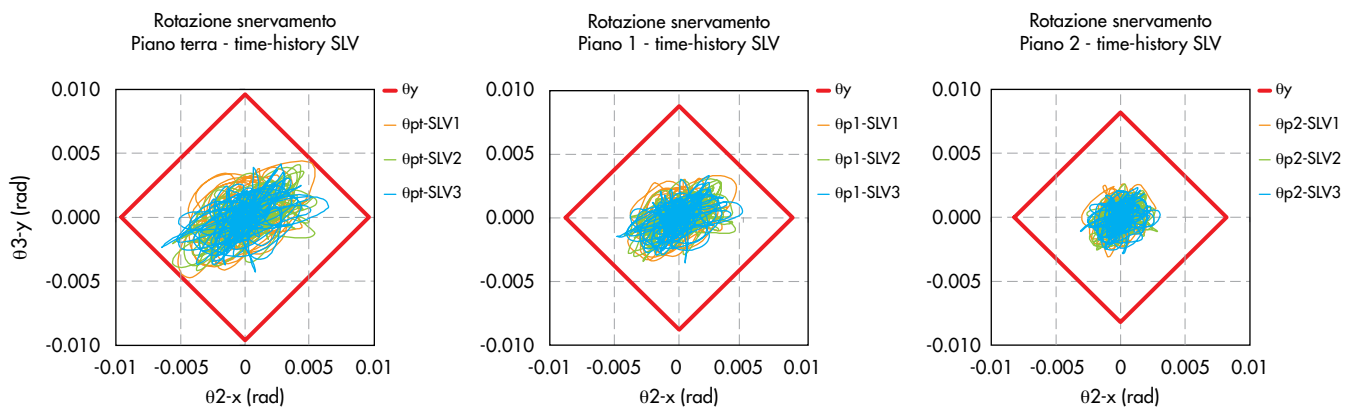


Figura 27
Confronto tagli globali alla base allo SLV - post intervento.

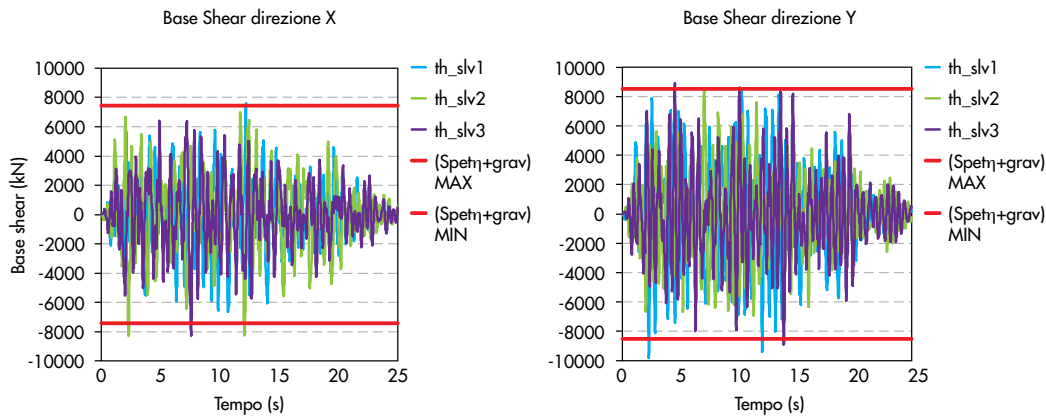
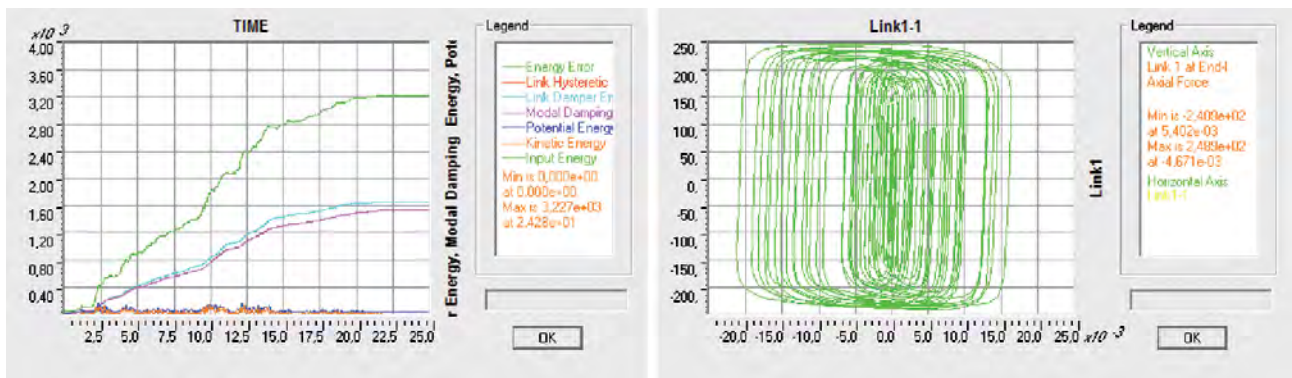


Figura 28
Caso di analisi: Time history SLV1 - a sinistra bilancio energetico, a destra cicli isteretici di un dissipatore.



riportato in Figura 28 a sinistra quello relativo ad un caso di analisi allo SLV. L'energia dissipata dai dispositivi viscosi (Link Damper Energy) risulta il 50% circa dell'energia in ingresso trasmessa dal sisma alla struttura (input energy).

In Figura 28 a destra sono mostrati i cicli di isteresi registrati su di un dissipatore tipo alla base delle torri nelle analisi con gli accelerogrammi SLV1.

Dai cicli d'isteresi dei dissipatori si può dedurre l'ampiezza degli allungamenti e degli accorciamenti massimi dei dissipatori, nonché la massima forza di lavoro. Per il progetto degli stessi, si è fatto riferimento ai cicli più severi ottenuti dalle analisi per lo SLC.

9. Caratterizzazione sperimentale dei dissipatori viscosi

In accordo alla normativa europea sui Dispositivi Antisismici EN 15129:2009, un dissipatore

viscoso (Figura 29) è stato sottoposto a prove di qualifica, effettuate presso il laboratorio della FIP Industriale con la supervisione del Laboratorio Sperimentale per le Prove dei Materiali da Costruzione del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale dell'Università degli Studi di Padova.

Qui di seguito sono riportati i risultati più significativi di tali prove.

In Figura 30 sono riassunti i risultati della prova di determinazione della legge costitutiva, prova ciclica sinusoidale effettuata con ampiezza pari allo spostamento di progetto d_{bd} allo SLV (in questo caso 30 mm) e velocità massime pari all'1%, 25%, 50%, 75% e 100% della velocità massima di progetto (450 mm/s). In Figura A i punti verdi rappresentano le coppie forza-velocità misurate nel terzo ciclo di una di queste cinque prove, e sono messi a confronto con la curva teorica (curva rossa) e le tolleranze ammesse dalla normativa ($\pm 15\%$).

Figura 29
Svolgimento delle prove di qualifica su un dissipatore viscoso.

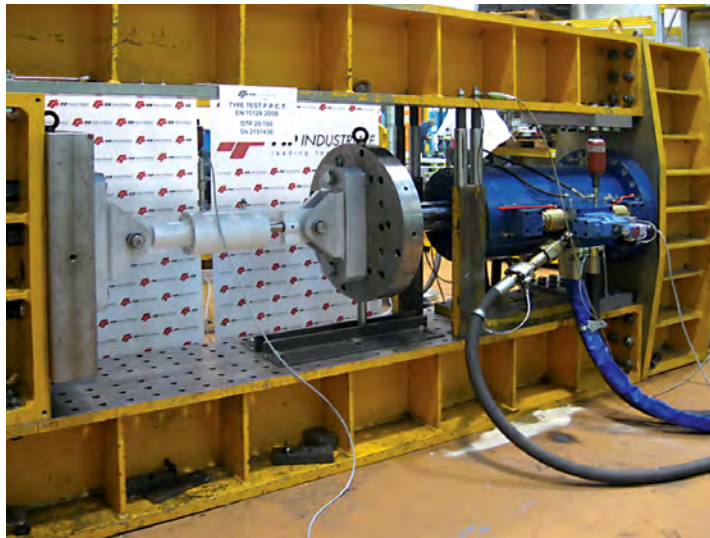
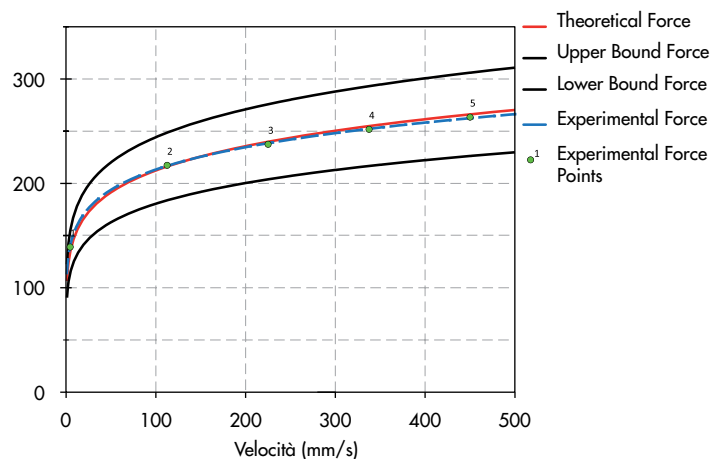


Figura 30
Legame costitutivo forza-velocità: confronto tra curva teorica e risultati sperimentali.



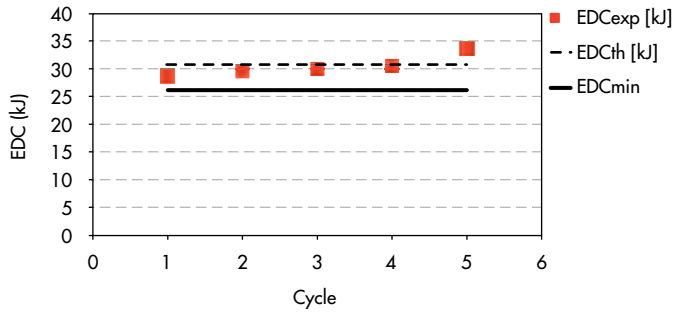


Figura 31
Risultati della prova di efficienza dissipativa: confronto tra valore teorico, valori sperimentali, e tolleranza ammessa dalla normativa, dell'Energia Dissipata per Ciclo (EDC).

La Figura 31 mostra invece i risultati della prova di efficienza dissipativa, che consiste in una prova ciclica sinusoidale, con ampiezza pari allo spostamento d_{bd} e frequenza tale da raggiungere la velocità massima, per 5 cicli. L'energia dissipata in ciascuno dei cinque cicli viene messa a confronto con il valore teorico, e deve risultare superiore all'85 % del valore teorico. Tutti i risultati sperimentali hanno evidenziato un pieno soddisfacimento delle richieste della normativa, confermando quindi l'elevata affidabilità dei dissipatori viscosi.

10. Dettagli Costruttivi

Le foto in Figura 32 e 33 mostrano alcuni particolari di realizzazione della fondazione e basamento della torre A; in particolare sono evidenziate le teste dei micropali di chiodatura della fondazione nella formazione arenaria e lo scatolare completo di base in c.a. contenente la vasca di accumulo d'acqua per l'antincendio. Lo schema progettuale di Figura 34 e la foto di Figura 35 mostrano le armature del solettone inferiore, costituente il vincolo di base della torre TB.



Figura 32
Teste dei micropali di fondazione torre A.



Figura 33
Basamento scatolare torre A.

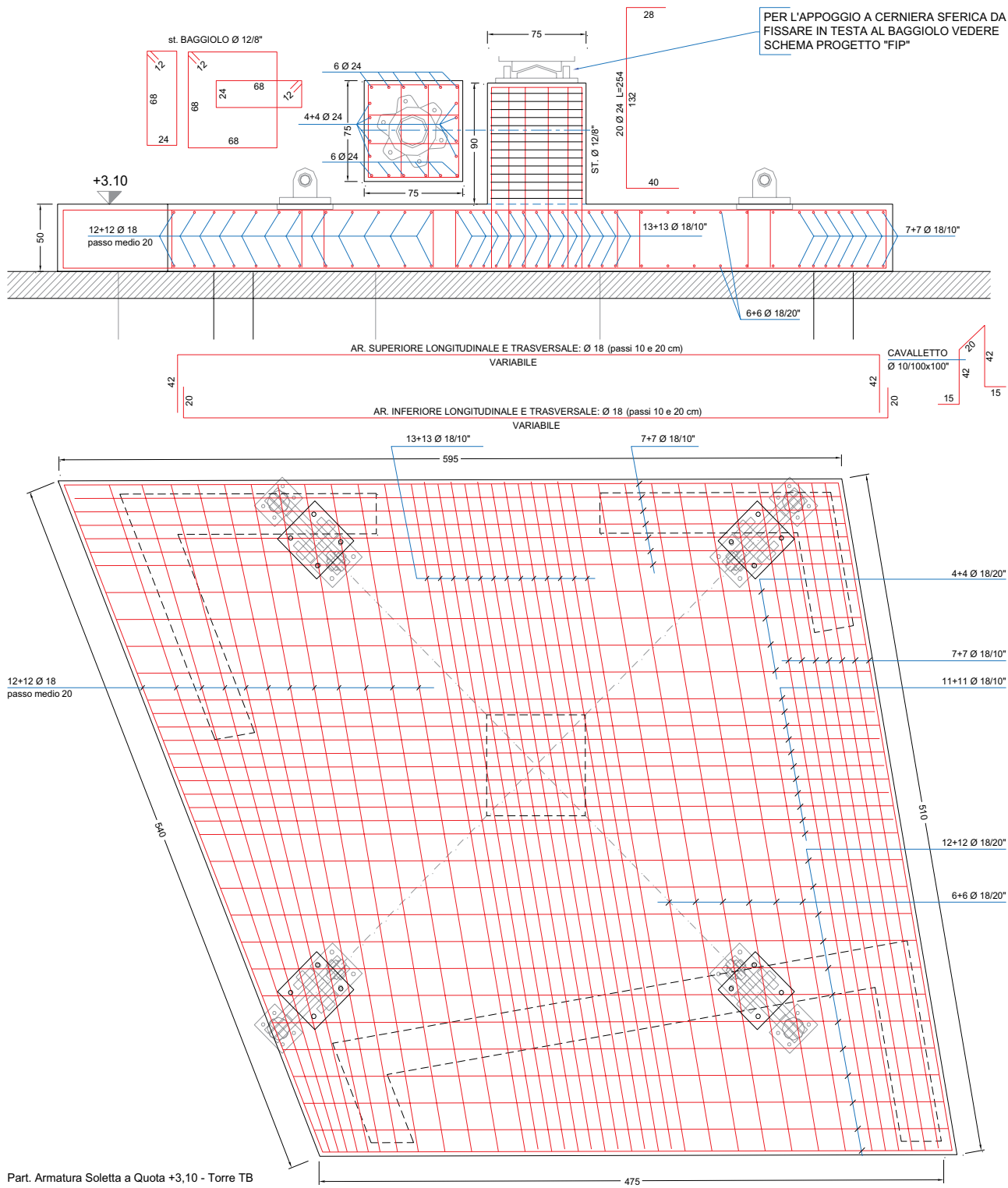


Figura 34
Dettaglio armature base
torre B.

Figura 35
Foto in fase di realizzazione.



Le foto in Figura 36, 37, 38 e 39 mostrano invece alcuni dettagli delle lavorazioni in officina e delle fasi di lavorazione in cantiere.

La parte più specializzata del sistema a torri dissipative è costituita dai componenti meccanici alla base delle torri stesse.

Nella torre A (Figura 40), si hanno un appoggio centrale e n. 8 manovellismi meccanici radiali con altrettanti dissipatori viscosi a doppio effetto. L'appoggio è un dispositivo a cerniera sferica della serie Sferopol® della FIP Industriale, tipo fisso, individuato dalla sigla SF 100-180, caratterizzato da un carico verticale massimo di 1000 kN e da una forza orizzontale massima di 1800 kN, quasi doppia del carico verticale. Gli apparecchi d'appoggio della serie Sferopol® sono cerniere sferiche nelle quali le rotazioni attorno a qualsiasi asse orizzontale avvengono tramite lo scorrimento relativo tra un elemento in acciaio convesso, rivestito di acciaio inossidabile, e un elemento concavo rivestito in SMF, uno speciale materiale di

scorrimento sostitutivo del PTFE, composto da polietilene ad altissimo peso molecolare (UHMWPE - Ultra High Molecular Weight Polyethylene), la cui peculiarità sta nell'alta resistenza all'usura e nell'alta resistenza a compressione.

I dissipatori viscosi sono individuati dalla sigla OTP 28/100, e caratterizzati da una forza massima di 280 kN ed uno spostamento massimo di ± 50 mm.

Nella torre B (Figura 41), si hanno un appoggio centrale e N.4 manovellismi meccanici radiali con dissipatori viscosi a doppio effetto.

L'appoggio a cerniera sferica è sempre della serie Sferopol® della FIP Industriale, tipo fisso, individuato dalla sigla SF 60-90, caratterizzato da un carico verticale massimo di 600 kN e da una forza orizzontale massima di 900 kN. Anche in questo caso il rapporto tra forza orizzontale e carico verticale è molto diverso da quello tipico dell'utilizzo di questi appoggi nei ponti, in cui la forza orizzontale varia solitamente tra il 10 ed

Figura 36
Assemblaggio manovellismi meccanici.

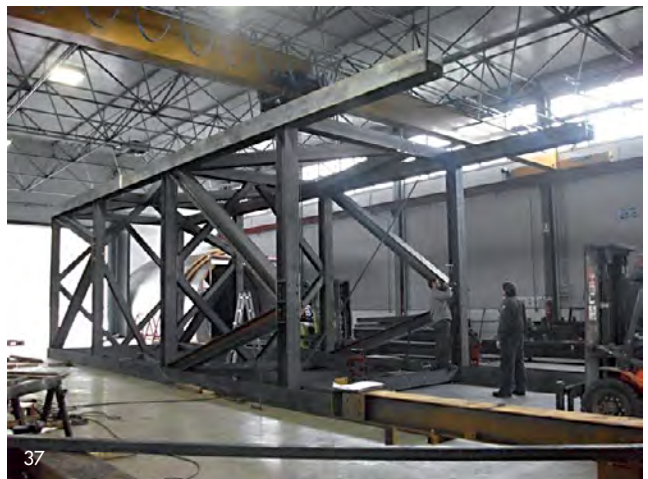
Figura 37
Premontaggio struttura in acciaio torre A.

Figura 38
Montaggio componenti di base torre B.

Figura 39
Movimentazione dell'appoggio centrale a cerniera sferica.



36



37



38



39

Figura 40
Componenti meccanici alla base della torre A.

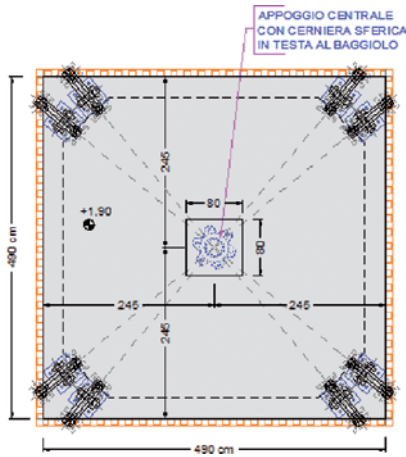
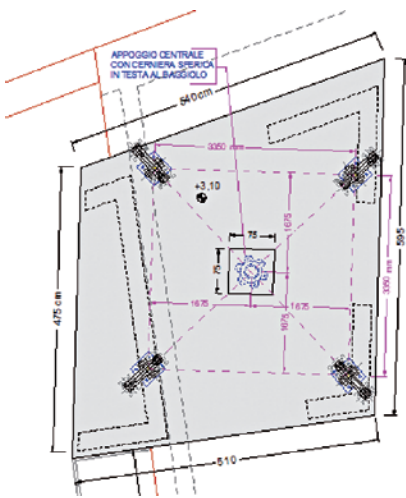


Figura 41
Componenti meccanici alla base della torre B.



il 30 % del carico verticale. I dissipatori viscosi sono identici a quelli utilizzati nella torre A.

Il dettaglio di Figura 42 riporta il manovellismo meccanico dissipativo con relativo schema di comportamento in termini di forze massime assolute. I collegamenti fra i vari componenti sono effettuati con snodi sferici radiali atti a garantire movimenti ribaltanti e oscillanti, di alta resistenza, elevata precisione ed esenti da manutenzione; alle estremità del braccio verticale del manovellismo ed a sostegno del braccio orizzontale di leva, sono del tipo SKF "GE 6O TXE-2LS" (Di = 60 mm; De = 90 mm) - carico massimo dinamico radiale pari a 695 KN. Inoltre i giochi fra perni e snodi, seguono le tolleranze della meccanica con valori inferiori ad 1/10 di mm; ciò consente di rendere subito attivi i dissipatori anche per piccole oscillazioni.

Si evidenzia infine un altro particolare costruttivo di primaria importanza, che è il collegamento pendolare torre edificio a quota degli impalcati di piano, in grado di garantire con adeguato margine di sicurezza il trasferimento delle azioni fra edificio e torre in condizioni cinematiche. La Figura 43 evidenzia la rotazione della biella a seguito

di uno spostamento orizzontale; pertanto i collegamenti sia alla torre che all'edificio devono essere con vincolo a cerniera e ciò avviene mediante piatti in acciaio S 355, disposti nel piano, in grado di assorbire elasticamente l'inflessione dovuta alla rotazione cinematica e trasferire le massime sollecitazioni mutue di trazione e compressione ottenute dalle analisi per le condizioni più sfavorevoli allo SLC. Il collegamento all'edificio a quota impalcato è stato realizzato mediante ancoraggi chimici in barre filettate zincate opportunamente dimensionati con idoneo margine di sicurezza e per testarne l'efficacia sono state effettuate prove di estrazione in corrispondenza di entrambe le torri.

I collegamenti pendolari sono stati realizzati con profili HEB 180 per la torre A e HEB 160 per la torre B, entrambi opportunamente calibrati in funzione delle massime sollecitazioni; le immagini in Figura 44 riportano i particolari costruttivi delle connessioni lato torre e lato edificio, opportunamente studiate per garantire il vincolo di cerniera nel piano verticale e le regolarizzazioni nel montaggio.

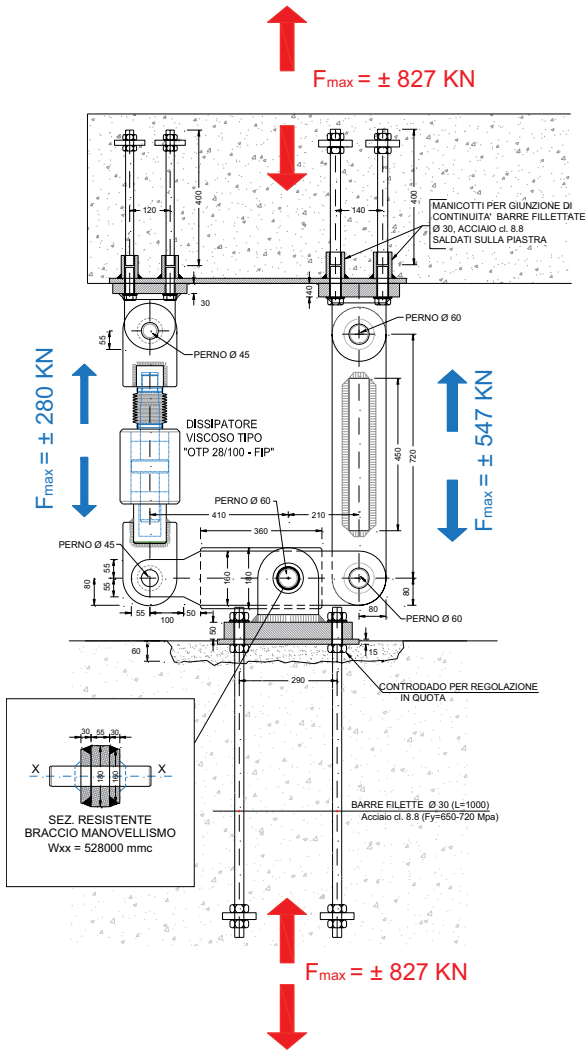


Figura 42
Particolare manovellismo meccanico base torri.

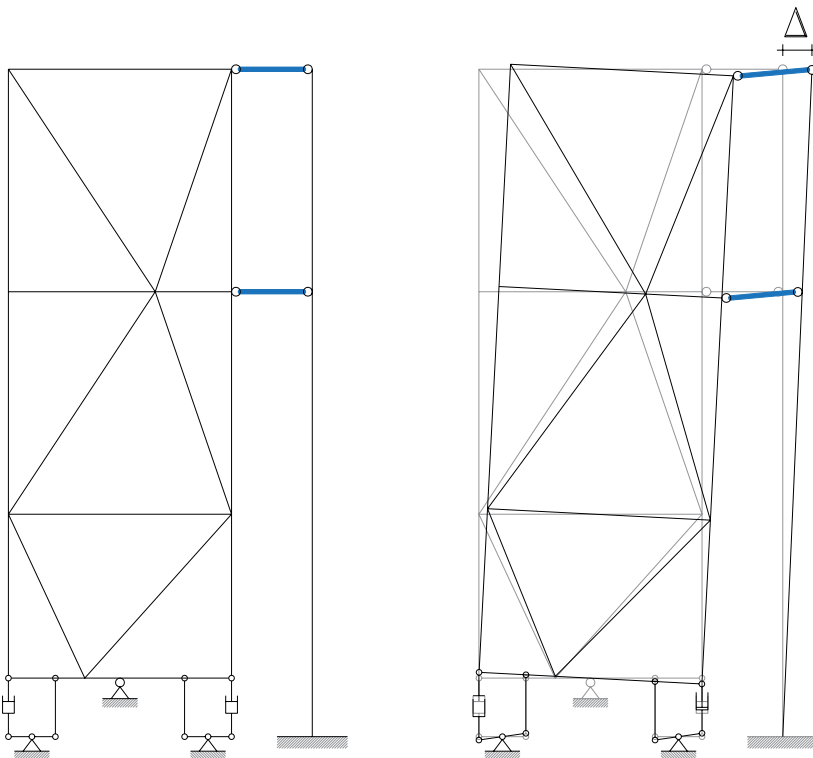
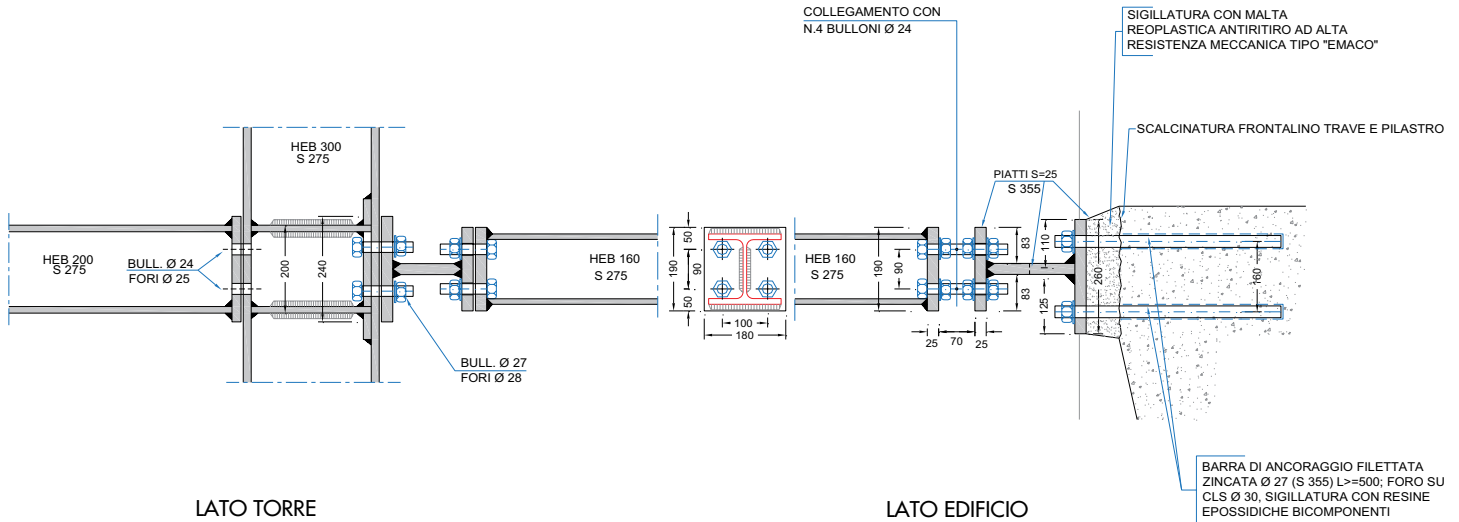
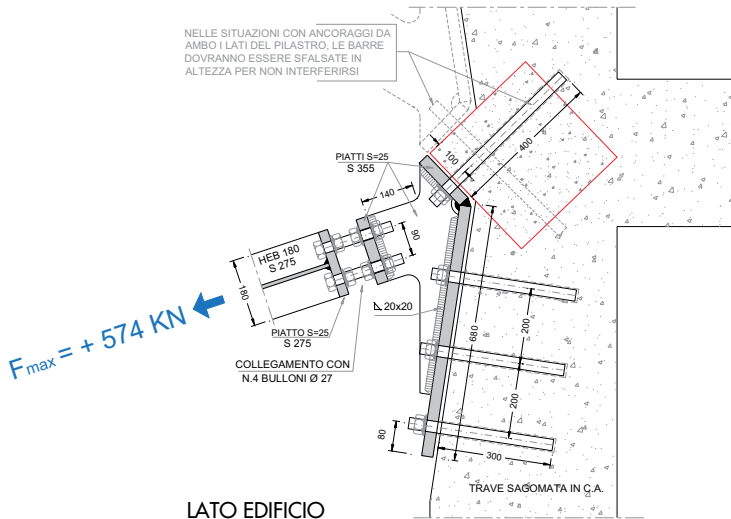


Figura 43
Il collegamento tra la torre e l'edificio esistente.



LATO TORRE

LATO EDIFICIO



LATO EDIFICIO

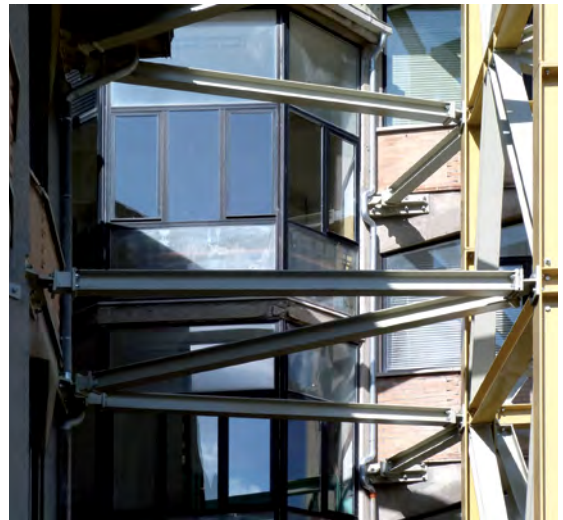


Figura 44
Particolare collegamento
pendolare torre - edificio.

11. Conclusioni

L'applicazione del sistema innovativo di protezione sismica detto a "Torri Dissipative" sul Liceo Varano di Camerino (MC) dimostra di essere una valida e conveniente alternativa ai sistemi più tradizionali che sfruttano la dissipazione di energia per la riduzione della domanda. È particolarmente conveniente in quegli edifici con struttura a telaio in c.a. dotati di una sufficiente capacità statica per carichi verticali ma vulnerabili alle azioni orizzontali e che, trovandosi in buone condizioni di agibilità, non necessitano di pesanti interventi di rifunzionalizzazione ed ammodernamento. Inoltre la possibilità di utilizzare le torri per scopi diversi ed aggiuntivi, quali scale emergenze, ascensori, nuovi spazi utilizzabili, etc..., rende ancor più interessante il sistema; si pensi ad esempio all'adeguamento di plessi scolastici ed ospedalieri costruiti nel periodo del boom edilizio. L'efficienza del sistema è notevole. Ottenendo

riduzioni significative della domanda, la calibrazione dimensionale e dissipativa delle torri è tale da raggiungere livelli di protezione sismica superiori ai limiti stabiliti dalle norme per l'adeguamento, con l'obiettivo di mantenere la struttura in campo elastico anche per terremoti severi allo SLV. Nel caso del Liceo Varano di Camerino (MC) i bilanci energetici post intervento, registrati allo SLV, evidenziano una percentuale di energia dissipata dalle torri pari a circa il 50% dell'energia in ingresso.

Inoltre, molto importante, è il notevole vantaggio economico. Oltre ai minori costi diretti, operando dall'esterno sono quasi o completamente nulli i costi indiretti, l'esecuzione dei lavori avviene senza l'interruzione delle attività. Nel caso del Liceo Varano di Camerino (MC), i lavori interni, contenuti e molto poco invasivi, sono stati effettuati in tempi molto brevi, fuori dagli orari di servizio e senza arrecare disagi.

Bibliografia

Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617 (2009) - Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. G.U. n. 47 del 26 febbraio.

Hwang J., Huang Y., Yi S., Ho S. (2008) - Design Formulations for Supplemental Viscous Dampers to Building Structures. J. Struct. Eng. 134, SPECIAL

ISSUE: Design and Analysis of Structures with Seismic Damping Systems, 22-31.

NTC 2008 (2008) - Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008. Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. G.U. n. 29 del 4 febbraio.

Roia D., Gara F., Balducci A., Dezi L. (2013) - *Dynamic tests on an existing r.c. school building retrofitted with "dissipative towers"*. Proc. of 11th Int. Conf. on Vibration Problems, Lisbon, Portugal.

Dati del progetto

Progetto/Nome dell'opera:	Adeguamento Sismico Liceo Classico e Scientifico "Varano" di Camerino
Ubicazione:	Largo Feliciangeli, Camerino (MC)
Committente:	Provincia di Macerata, Settore IX Patrimonio Edilizia Scolastica
Rup:	Ing. Giordano Cappella
Progettazione e DL:	Ing. Alessandro Balducci
Periodo di progettazione:	Da febbraio 2011 a maggio 2011
Durata lavori:	Da luglio 2012 a febbraio 2013
Importo netto dei lavori:	337.739,19 €
Superficie utile complessiva:	2762 mq
Incidenza costo a mq:	125,00 €
Impresa appaltatrice:	Sea Infissi S.r.l., Fano (PU);
Imprese sub-appaltatrici:	A.L.F.A. Costruzioni Metalmeccaniche S.r.l., Piobbico (PU); Sardellini Costruzioni S.r.l., Macerata (MC)
Fornitura dissipatori viscosi ed appoggi a cerniera sferica:	FIP Industriale S.p.a.

Gli Autori

Alessandro Balducci

Si è laureato in Ingegneria Civile Edile nel 1989 presso l'Università degli Studi di Ancona e da allora svolge attività professionale nel campo dell'edilizia, civile ed industriale e nel settore dell'ingegneria strutturale. Attualmente è anche Direttore Tecnico della "Seitec Seismotecnologies srl" società di Ingegneria nata come Spin off accademico dell'Università Politecnica delle Marche (UNIVPM). Dal 1997 svolge attività didattica presso la Facoltà di Ingegneria dell'UNIVPM, inizialmente in qualità di *Coadiutore Didattico* e successivamente in qualità di *Professore a Contratto*; attualmente è *Docente* del corso di "Riabilitazione Strutturale". È stato inoltre *Docente* a diversi corsi di aggiornamento e formazione professionale. È inventore e titolare di due brevetti nel settore dell'ingegneria strutturale: il primo relativo ad un sistema costruttivo per la realizzazione di strutture reticolari spaziali ed il secondo relativo ad un sistema innovativo per la protezione sismica degli edifici detto a "torri dissipative".

Maria Gabriella Castellano

Laurea in Ingegneria Civile Edile all'Università di Ancona, Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture all'Università di Firenze. Dal 1996 lavora nell'Ufficio Ricerca e Sviluppo della FIP Industriale spa, di cui attualmente è coordinatore. Ha specifica esperienza nella gestione di progetti di ricerca cooperativi, come i progetti europei ISTECH, INDEPTH, SILER, ecc., nel cui ambito sono stati sviluppati dispositivi antisismici per diverse tipologie di strutture, dagli edifici monumentali ai serbatoi di gas naturale liquefatto ed alle centrali nucleari. È autore o coautore di più di 70 pubblicazioni scientifiche, per lo più su isolamento sismico e dissipazione di energia. È stata membro di due Gruppi di Lavoro del Comitato Tecnico del CEN n° 340, incaricato della stesura della normativa europea sui dispositivi antisismici (EN 15129). Tiene regolarmente seminari e corsi su isolamento sismico e dissipazione di energia.



EUCENTRE
Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica



DICAr

Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura
Università degli Studi di Pavia

VERSIONE 3.1

ANDILWALL

SOFTWARE DI CALCOLO STRUTTURALE DI EDIFICI
IN MURATURA ORDINARIA, ARMATA O MISTA

**UN SOFTWARE
TUTTO NUOVO**

INTERFACCIA EVOLUTA

MOTORE 3D AVANZATO

ANALISI SISMICHE

ANALISI NON SISMICHE

**PRESTAZIONI MIGLIORATE
DI OLTRE IL 50%**

DOWNLOAD TRIAL
VERSIONE COMPLETA VALIDA 30gg



VERSIONE Full 800€
VERSIONE Upg 450€

POTENZIATO NEL CALCOLO E VERIFICA DI EDIFICI ESISTENTI E NUOVI

ANDILWall utilizza il solutore numerico **SAM II**, sviluppato presso **EUCENTRE** in collaborazione con l'**Università di Pavia**

www.andilwall.it