

Intervento di adeguamento di un edificio in C.A. con realizzazione di una sopraelevazione in acciaio ad uso residenziale

Marco Peroni¹, Irene Fabbi² ■



Nome dell'opera:

Adeguamento sismico di fabbricato residenziale in c.c.a. con sopraelevazione in acciaio

Ubicazione:

Piazza Martiri della Libertà, 16 - Faenza (RA)

Committente:

Privato

Progettazione strutturale:

Ing. Marco Peroni (collaboratori: Ing. Irene Fabbi, Ing. Denis Dalle Fabbriche)

Progettazione architettonica:

Arch. Tiziano Conti

Consulenza software:

AMV S.r.l.

Fine lavori:

Prevista per fine 2016

Periodo completamento progetto:

In fase di assegnazione

1. Introduzione

Con il presente contributo intendiamo condividere l'esperienza maturata in relazione alla richiesta di un nostro cliente di sopraelevare, aggiungendo un piano abitato, un edificio esistente del centro storico di Faenza. Il fabbricato in esame, costituito da due piani fuori terra in cemento armato, risale agli anni '70 ed è stato calcolato per sopportare staticamente due piani aggiuntivi in elevazione (in Figura 1 è rappresentato lo stato di fatto prima dell'intervento).

L'edificio, pur se di buona fattura e costruito con i migliori accorgimenti possibili, non è stato verificato dal punto di vista sismico perché antecedente al 1984 (anno in cui Faenza è stata classificata sismica). Tra l'altro, e questo è l'aspetto più rilevante, il fabbricato si trova all'interno di un aggregato edilizio del centro storico della città a contatto con edifici caratterizzati da strutture portanti in c.a. a telaio miste a muratura portante. In particolare, sulla base dei documenti storici reperiti e dei rilievi eseguiti in situ, si ritiene che in generale i tre edifici adiacenti siano in aderenza, in quanto il fabbricato

¹ Ingegnere Titolare Marco Peroni Ingegneria
Via S. Antonino, 1 - 48018 Faenza (RA)
✉ peroni@marcoperoni.it

² Ingegnere Marco Peroni Ingegneria
✉ fabbi@marcoperoni.it

Figura 1
La costruzione oggetto di studio: stato di fatto prima dell'intervento.



oggetto di intervento è stato realizzato per ultimo in ordine di tempo. Di tale fabbricato si dispone dei disegni esecutivi strutturali e della relazione di collaudo.

2. Antefatto alla progettazione finale

Il progetto di adeguamento è stato inizialmente condizionato dall'estremo interesse, da parte degli Autori, per i sistemi di smorzamento passivi come i tuned mass dampers (TMD), quelle rilevanti masse oscillanti applicate sulla sommità dei grattacieli. D'altro canto l'idea era di trovare un modo intelligente e poco invasivo per intervenire sull'edificio, considerando il fatto che il piano terra è utilizzato da locali commerciali. Si è pensato, quindi, di usare lo stesso volume e peso della nuova sopraelevazione, "tarandolo" opportunamente come massa che controbilanciasse il movimento sismico del telaio inferiore e quindi creasse in qualche modo quello che si potrebbe definire "sistema TMD abitato". Forse la sua efficienza non sarebbe molto elevata, data la scarsa altezza dell'edificio sottostante ed il periodo proprio troppo piccolo per trarre elevati vantaggi. Nonostante questo, però, si sarebbe trattato pur sempre di un beneficio in termini sia di comportamento sismico, sia di riduzione delle sollecitazioni sugli elementi esistenti, tali da giustificare il ricorso al solo consolidamento nei nodi strutturali (con fasce di CFRP) coinvolgendo il

meno possibile gli ambienti già abitati.

Come già accennato, l'edificio in esame è costruito in adiacenza a quelli limitrofi senza giunto sismico. È su questo importante punto che sono nate le richieste restrittive degli organi di controllo, in particolar modo sull'interpretazione normativa di quella parte della circolare C8A.3 (Aggregati edilizi) riguardante l'interazione tra edifici limitrofi da valutarsi nel caso di adeguamento sismico.

Nel caso specifico era possibile dimostrare che con il sistema a "TMD abitato" si riducevano gli spostamenti sismici della struttura rispetto a quelli che si avevano prima della sopraelevazione e che quindi si aveva effettivamente un "miglioramento", ma questo non è stato sufficiente, dato che il progetto riguardava un adeguamento sismico e non un semplice miglioramento.

È stato necessario, quindi, prendere in considerazione e valutare attentamente l'interazione con gli edifici limitrofi, in particolare stimando in modo preciso ed accurato anche la loro rigidità da inserire nel modello numerico. Purtroppo, però, il reperimento dei dati relativi alle caratteristiche strutturali di tali edifici è stato ostacolato dal fatto che anch'essi fossero abitati: per forza di cose la schematizzazione del loro comportamento poteva essere fatta solo in modo approssimato.

Poiché l'interpretazione normativa degli uffici di controllo è stata la più restrittiva possibile, è risultato dunque obbligatorio individuare una soluzione più tradizionale che permettesse di

staccare completamente la struttura del nostro edificio da quelli adiacenti, comprese le superfetazioni del retro appartenenti ad un complesso edilizio più vecchio molto vasto. Purtroppo questa nuova soluzione è risultata molto invasiva e devastante per il nostro telaio che pure era ben dimensionato e costruito. È stato necessario, in particolare, prevedere di tagliare una porzione dei pilastri in cemento armato adiacenti alle costruzioni laterali in modo da ricreare il giunto sismico dimensionato con le azioni delle NTC2008 (quindi creare un giunto di circa 12 cm) e poi staccare una porzione di struttura dei solai dall'appoggio che avevano su un muro in comune con un edificio sul retro.

A questo punto, per riuscire a rientrare nel budget che il nostro committente aveva a disposizione, è stato necessario rinunciare alla tecnologia degli isolatori sismici e dirottare verso l'ancoraggio diretto della nuova struttura in sopraelevazione con la parte sottostante.

Infine, non in ultimo, è stato indispensabile introdurre una serie di controventature in acciaio ai piani inferiori cercando di gestire al meglio anche l'aspetto legato alla disposizione architettonica degli ambienti e prevedere un serie di interventi locali sui nodi della struttura per ottemperare alle verifiche normative previste.

Insomma, rispetto all'idea del TMD abitato, purtroppo l'intervento è risultato molto invasivo e costoso, al limite della convenienza considerando quanto il committente potrà ricavare dalla vendita della nuova superficie ricavata in elevazione.

3. Descrizione della struttura esistente - stato di fatto

Il fabbricato esistente, di cui si dispongono gli elaborati grafici originali di progetto, attual-

mente adibito ad uso commerciale a piano terra e ad uso uffici al primo piano, è stato costruito intorno al 1970. La struttura è situata nel comune di Faenza (RA), classificato in Zona Sismica 2 secondo le NTC2008. Dal punto di vista topografico il sito di costruzione è pianeggiante (categoria topografica T1) e il profilo stratigrafico appartiene alla categoria di sottosuolo di tipo "C". La conformazione planimetrica dell'edificio nel suo complesso è pressoché rettangolare, caratterizzata da dimensioni in pianta di circa 19 x 9.5 m.

I calcoli statici originali delle strutture in c.a. del fabbricato sono stati eseguiti prendendo in considerazione la possibilità di una sopraelevazione, cioè di quattro piani fuori terra con altezza alla gronda di 14.3 m. In realtà il fabbricato è stato realizzato con soli due piani fuori terra fino a una quota alla gronda di 7.6 m a partire dal piano campagna. È inoltre presente un piano interrato di altezza $H = 2.4$ m con muri perimetrali in c.c.a. di spessore 30 cm. Il fabbricato è in buone condizioni di conservazione, senza particolari evidenze di degrado strutturale che rimandino a cedimenti fondali o dissesti. Non si segnalano meccanismi di danno attivati e non sono presenti fessurazioni, né lesioni negli elementi strutturali.

La struttura portante è costituita da tre telai resistenti lungo la direzione maggiore (Figura 2), posti ad interasse di 4.9 m e 3.7 m, costituiti da pilastri in c.a. gettati in opera e travi in altezza. I pilastri del telaio centrale, rastremati in elevazione, sono caratterizzati da sezioni 50×40 cm (armata con barre $4 \phi 20 + 2 \phi 18$ mm), 35×40 cm ($4 \phi 18$ mm) e 30×35 cm ($4 \phi 16$ mm). I pilastri del telaio frontale, anch'essi rastremati in elevazione, hanno sezioni 30×35 cm ($4 \phi 18$ mm) e 30×30 cm ($4 \phi 16$ mm). L'armatura a

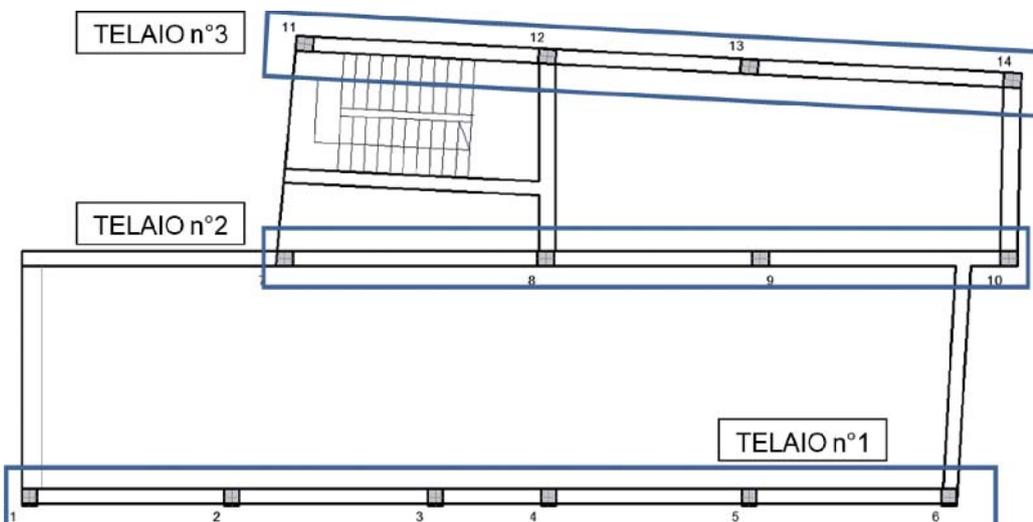


Figura 2
Telai principali.

taglio dei pilastri è costituita da staffe $\phi 5/15''$ (passo pressoché costante su tutta l'altezza). Per quanto riguarda le travi, invece, è necessario distinguere tra telaio centrale e telai di estremità:

- nel primo caso le travi in c.a., opportunamente collegate ai relativi pilastri, sono caratterizzate, dal piano terra al piano secondo, da sezioni: in altezza 40×60 cm, in spessore 100×20 cm e in altezza 30×50 cm;
- per il telaio frontale, invece, le travi di piano primo e di piano secondo in c.a. sono in spessore di sezione 30×45 cm.

Le fondazioni, di tipo superficiale, sono costituite da travi rovesce di larghezza 130 cm e altezza totale 100 cm (telai frontale e posteriore), oppure 180 cm e 100 cm (telaio centrale), con piano di posa a 3.4 m di profondità dal piano campagna, sottofondate da uno strato di calcestruzzo magro di ghiaia mista a sabbia e cemento di spessore 10 cm.

I muri perimetrali dell'interrato, dalle travi rovesce al solaio di piano terra, sono realizzati in calcestruzzo magro di spessore 30 cm impermeabilizzati esternamente.

I solai di piano sono in latero-cemento con travetti tipo bausta di spessore $16 + 2 = 18$ cm, in particolare costituiti da un sistema di nervature di travetti paralleli in c.a. ad interasse 40 cm con funzione strutturale, alternati ad elementi in laterizio. I travetti hanno luce 4.75 m (armati con 1 $\phi 10$ dritto e 1 $\phi 12$ sagomato) e 3.6 m (1 $\phi 8$ dritto e 1 $\phi 10$ sagomato).

Il coperto esistente del vano scala in c.a. è in travi tipo Varese e tavelloni in laterizio forato da 6 cm con tegole marsigliesi (spessore 20 cm).

Attualmente adibito a terrazzo, è impermeabilizzato e rifinito con pavimentazione in cemento riquadrato, che verrà rimossa.

4. Progetto dell'adeguamento del fabbricato esistente e della sopraelevazione

4.1 Criteri di progetto

Per realizzare la sopraelevazione è stato necessariamente valutare preliminarmente il livello di sicurezza della costruzione esistente per adeguarla sismicamente. Nel caso in esame, in particolare, come anticipato nelle pagine precedenti, la scelta progettuale finale è stata indirizzata ad introdurre sia un giunto sismico, sia un sistema strutturale integrativo in acciaio vincolato all'esistente ed in grado di resistere all'azione sismica di progetto.

La sopraelevazione, inoltre, è stata realizzata ricorrendo anche in questo caso ad un sistema in acciaio rigidamente vincolato alla struttura originaria.

Di seguito si riportano i dettagli costruttivi riguardanti l'intervento nella sua globalità, giustificati più avanti nelle sintesi riguardanti le analisi e le verifiche sismiche.

- **Il giunto sismico**, di spessore $d = 12$ cm, ha permesso di separare le unità strutturali in modo da eliminare il problema del martellamento tra i fabbricati adiacenti e da assicurare il moto relativo delle strutture durante il verificarsi di eventi sismici importanti senza interazioni reciproche. Per la sua realizzazione è stato necessario sacrificare i pilastri in c.a. in aderenza tagliandoli parzialmente per ripristinarne poi la loro resistenza



Figura 3
Problemi di interferenza: il telaio è a contatto con gli edifici confinanti e con le superfetazioni del retro della stessa proprietà. Una porzione di solaio poggia su un muro in comune tra due fabbricati.



mediante profili metallici HEA240 collegati con barre M16/50" e resine epossidiche. A causa dell'assenza di collegamenti trasversali tra i telai esistenti (Figura 2) sono stati inseriti controventi in acciaio e cordoli in c.a. di sezione 30 x 20 cm in corrispondenza dello spessore dei solai di piano. È da segnalare, in questa fase del lavoro, la presenza di una evidente criticità in uno spigolo in adiacenza all'edificio vicino, data dalla mancanza di un pilastro di estremità del telaio resistente centrale, che è stata risolta mediante l'inserimento di due profili in acciaio HEA240 (pilastro 7 in Figura 3) e di una trave metallica per l'appoggio del relativo campo di solaio esistente. Sulla base delle indagini svolte è stato inoltre riscontrato che i solai dei due edifici non sono collegati tra loro in quanto realizzati in diverse tipologie costruttive.

Poiché ai piani primo e secondo del fabbricato adiacente non era presente alcun cordolo, è stato necessario un intervento di consolidamento poco invasivo sul muro di confine mediante l'applicazione di una striscia di tessuto unidirezionale in fibre di carbonio di altezza 40 cm vincolata alla muratura con fiocchi in fibra di carbonio. Tale intervento ha permesso di incrementare la resistenza a flessione del pannello murario.

Ai fini dell'adeguamento sismico della struttura, i pilastri del piano interrato e del piano terra hanno richiesto un ulteriore rinforzo a flessione e taglio mediante fasciatura in fibra di CFRP di larghezza 200 mm e spes-

sore a secco 0.23 mm.

Per quanto riguarda le interferenze con le strutture retrostanti in muratura in corrispondenza della chiostrina, è stato ritenuto necessario provvedere alla realizzazione di un giunto in modo analogo a quanto fatto nei confronti delle altre strutture adiacenti al fabbricato.

- L'intervento ha comportato inoltre la realizzazione di un **nuovo telaio in acciaio di "chiusura"** della struttura muraria retrostante al fine di garantire un comportamento d'insieme "scatolare" e un efficace collegamento tra i paramenti murari, che altrimenti sarebbero stati scollegati in direzione trasversale. Il telaio metallico, realizzato in acciaio S235, è costituito da pilastri HEA240 e travi IPE300 di collegamento al livello del solaio (collocate al di sotto dei solai di piano primo e secondo) (Figura 4).
- Come ampiamente giustificato, anche l'**intervento di sopraelevazione** ha dovuto essere realizzato mediante un nuovo telaio in acciaio di altezza 385 cm (al di sotto della trave di colmo). Esso è composto da profili HEA200 (pilastri), HEA200 e IPE200 (travi principali) e HEA100 (travi secondarie). Sono stati previsti inoltre controventi in acciaio diagonali in barre tonde $\phi 20$ mm, progettati e orientati in modo tale da ripartire il più uniformemente possibile le rigidità. La copertura della struttura di sopraelevazione è stata realizzata in travi sia in acciaio HEA200, sia in legno (sezione 20 x 24 cm) con doppio tavolato incrociato di spessore complessivo pari a 6 cm.

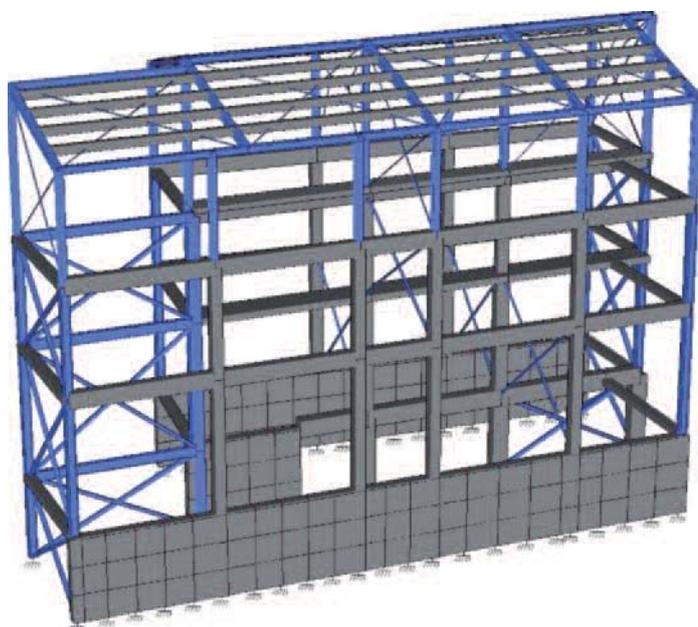


Figura 4
Il nuovo telaio in acciaio (elementi di colore blu) per assicurare un comportamento "scatolare" e per realizzare la sopraelevazione.

4.2 Carichi gravitazionali

I carichi gravitazionali sono stati applicati prevedendo le combinazioni allo S.L.U. (fondamentale) e S.L.E. (rara, frequente, quasi permanente) più sfavorevoli agenti sulla struttura. In particolare sono stati considerati, oltre al peso proprio degli elementi, considerato automaticamente dal programma di calcolo, il carico permanente strutturale dei solai "G₁", il carico permanente non strutturale dei solai "G₂" e il carico variabile "Q_k" di categoria A per ambienti ad uso residenziale e categoria D1 per ambienti ad uso commerciale. I dettagli sono riportati nelle Tabelle da 1 a 4 (in accordo con le indicazioni della Tabella 3.1.11 delle NTC2008).

4.3 Azione sismica

L'edificio in esame è situato nel Comune di Faenza (RA) alle coordinate geografiche:

· Latitudine	44° 17' 5.460" N
· Longitudine	11° 53' 4.632" E

Sono stati considerati una classe d'uso II (opera suscettibile di normale affollamento), vita nominale pari a $V_N = 50$ anni e coefficiente d'uso $C_U = 1$.

I valori dei parametri sismici, valutati in relazione ad un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 50$ anni, sono riportati nelle Tabelle 5 e 6 e nelle Figure 5 e 6.

Tabella 3 - Analisi dei carichi – solaio piano terra

CAT.	Tipo di carico	Valore Caratt. (kN/m ²)	γ	ψ_2	Carico SLU (kN/m ²)
G1	Peso proprio solaio	1.50	1.3	1.0	1.95
G2	Pavimento e intonaco	1.00	1.3	1.0	1.30
G2	Tramezzi	0.80	1.3	1.0	1.04
	Totale Permanenti Gk	3.30			4.29
Qk1	Uso negozi	4.00	1.5	0.6	6.00
	Totale Variabili Qk	4.00			6.00
Fd	Totale Carichi	7.30			10.29

Tabella 4 - Analisi dei carichi – solaio piano primo

CAT.	Tipo di carico	Valore Caratt. (kN/m ²)	γ	ψ_2	Carico SLU (kN/m ²)
G1	Peso proprio solaio	1.50	1.3	1.0	1.95
G2	Pavimento e intonaco	1.00	1.3	1.0	1.30
G2	Tramezzi	0.80	1.3	1.0	1.04
	Totale Permanenti Gk	3.30			4.29
Qk1	Uso uffici	3.00	1.5	0.3	4.50
	Totale Variabili Qk	3.00			4.50
Fd	Totale Carichi	6.30			8.79

Tabella 5 - Analisi dei carichi – solaio piano secondo

CAT.	Tipo di carico	Valore Caratt. (kN/m ²)	γ	ψ_2	Carico SLU (kN/m ²)
G1	Peso proprio solaio	1.50	1.3	1.0	1.95
G2	Pavimento e intonaco	0.50	1.3	1.0	0.65
G2	Tramezzi	0.60	1.3	1.0	0.78
	Totale Permanenti Gk	2.60			3.38
Qk1	Uso residenziale	2.00	1.5	0.3	3.00
	Totale Variabili Qk	2.00			3.00
Fd	Totale Carichi	4.60			6.38

Tabella 6 - Analisi dei carichi – copertura della struttura di sopraelevazione in acciaio

CAT.	Tipo di carico	Valore Caratt. (kN/m ²)	γ	ψ_2	Carico SLU (kN/m ²)
G1	Peso proprio travi	0.40	1.3	1.0	0.52
G2	Coppi, isolamento, impermeo	1.00	1.3	1.0	1.30
	Totale Permanenti Gk	1.40			1.82
Qk1	Neve	1.20	1.5	0.0	1.80
	Totale Variabili Qk	1.20			1.80
Fd	Totale Carichi	2.60			3.62

Tabella 7 - Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite

Stato Limite	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_C^* (s)
SLO	30	0.066	2.404	0.260
SLD	50	0.085	2.394	0.270
SLV	475	0.204	2.442	0.301
SLC	975	0.256	2.498	0.314

Tabella 8 - Parametri relativi allo Stato Limite di Salvaguardia (SLV)

Parametri indipendenti		Parametri dipendenti	
Stato Limite	SLV	S	
a_g	0.204 g		1.399
F_0	2.442	η	1.000
T_C^*	0.301 s	T_B	0.156 s
S_S	1.399	T_C	0.469 s
C_C	1.557	T_D	2.416 s
S_T	1.000		
q	1.000		

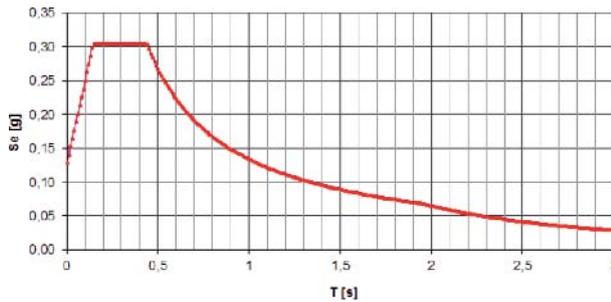


Figura 5
Spettro di risposta allo SLD.

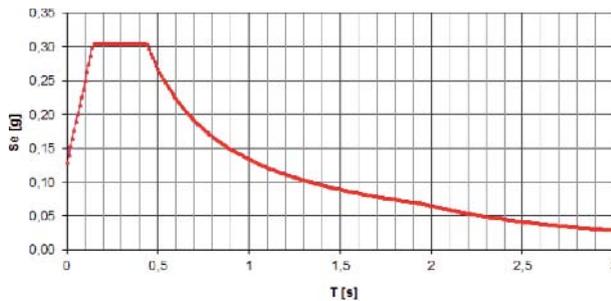


Figura 6
Spettro di risposta elastico allo SLV.

4.4 Criteri di modellazione

Il modello numerico e le successive analisi sono stati sviluppati mediante il programma di calcolo MasterSap prodotto da Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). In particolare, il modello è stato creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali, assegnando le caratteristiche geometriche e meccaniche e tenendo conto della distribuzione delle masse senza considerare rigidzze aggiuntive relative agli elementi non strutturali. Gli elementi finiti presi in considerazione sono: "beam" per pilastri e travi; "wall"

per le pareti in c.c.a. dell'interrato.

Sono stati utilizzati due modelli di riferimento, denominati come segue:

1. **Stato di progetto "senza interrato", incastrato al piano terra**, utilizzato per le verifiche della struttura in elevazione in c.a. esistente con fattore di struttura $q = 2$ (duttile) e $q = 1.5$ (fragile) e per le verifiche della nuova sovrastruttura in acciaio con $q = 1$;
2. **Stato di progetto con interrato**, utilizzato per le verifiche delle strutture di fondazione con $q = 1$.

In particolare il primo modello comprende la

sola struttura intelaiata sovrastante incastrata al piano terra per il calcolo delle strutture in c.a. e in acciaio. Il secondo modello, invece, comprende sia il piano interrato con pareti, sia la sovrastante struttura intelaiata, considerando un comportamento non dissipativo.

Ulteriori importanti proprietà del modello riguardano gli orizzontamenti, che non possono essere considerati come piani infinitamente rigidi, ed il collegamento dei pilastri alle fondazioni, simulato come incastro perfetto all'estremità inferiore dei pilastri. In aggiunta, il collegamento delle due colonne in acciaio in corrispondenza del pilastro in c.a. n° 7 (Figura 3) è stato realizzato mediante un link rigido (Figure 7 e 8), che obbliga i nodi vincolati ad avere gli stessi

spostamenti e quindi eguaglia le sollecitazioni presenti su di essi.

Si è ritenuto che tale schematizzazione rispecchiasse fedelmente il reale comportamento della struttura nella sua globalità.

Nelle ulteriori Figure da 9 a 14 sono contenute informazioni aggiuntive per una migliore comprensione del modello di riferimento.

5. Analisi

Ai fini della determinazione delle azioni di progetto, la capacità dissipativa della struttura in elevazione esistente è messa in conto attraverso il fattore q riduttivo dello spettro elastico. Il fabbricato è stato schematizzato come un telaio a più

Figura 7
Link rigido utilizzato per il collegamento dei due pilastri in acciaio.

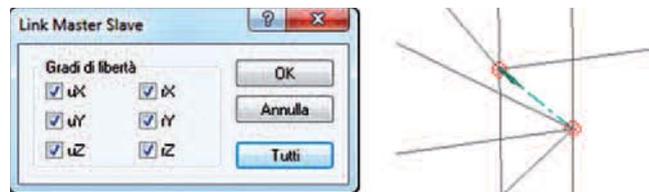


Figura 8
Posizione dei link rigidi nel modello FEM tridimensionale.

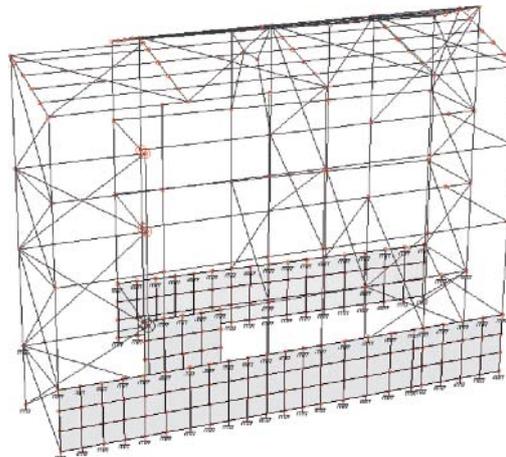
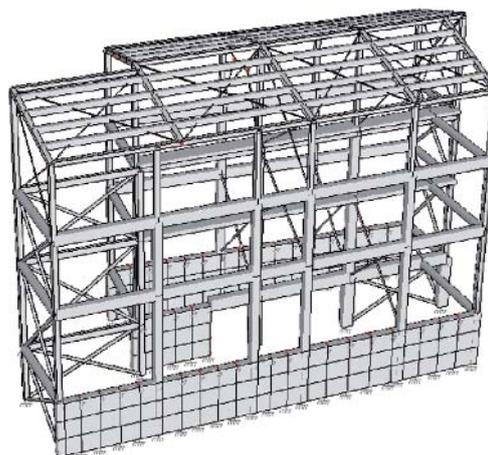


Figura 9
Modello FEM 3D della struttura post - intervento (stato di progetto).



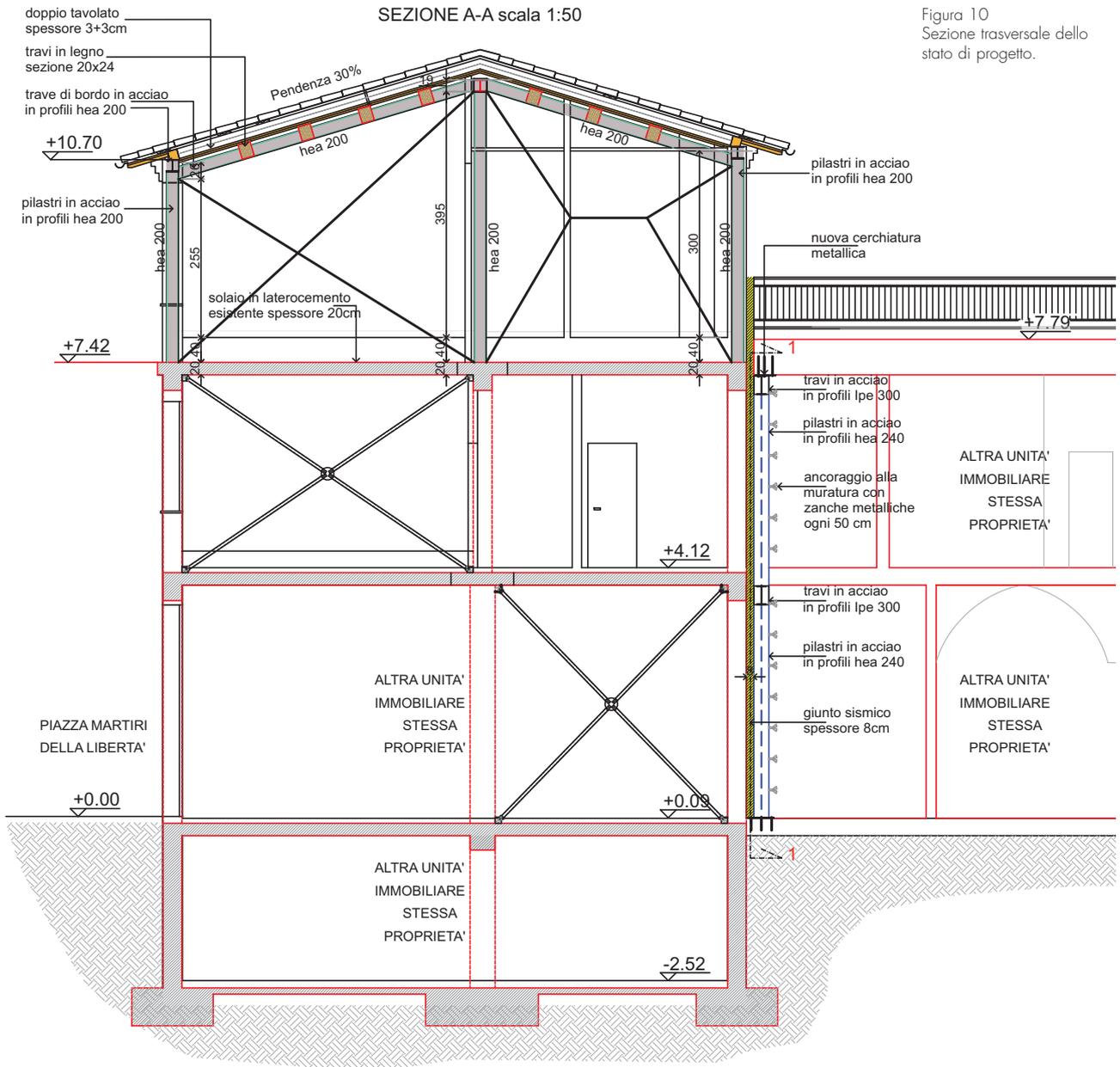


Figura 10
Sezione trasversale dello stato di progetto.



Figura 11
Materiali utilizzati nel modello FEM.

Figura 12
Sezioni dei pilastri in C.A.
(dimensioni in cm).

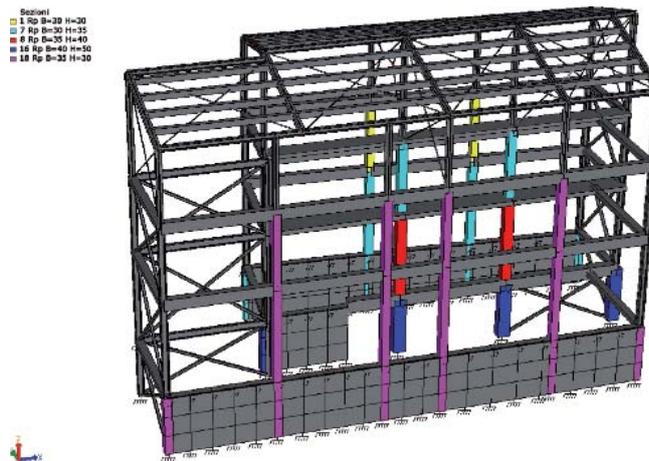


Figura 13
Sezioni delle travi in C.A.
(dimensioni in cm).

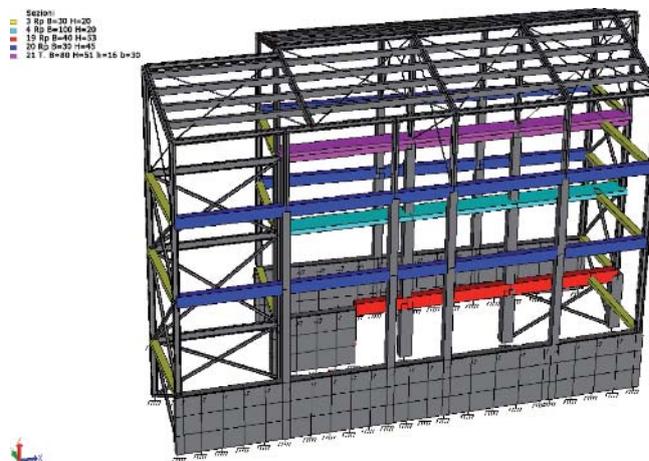
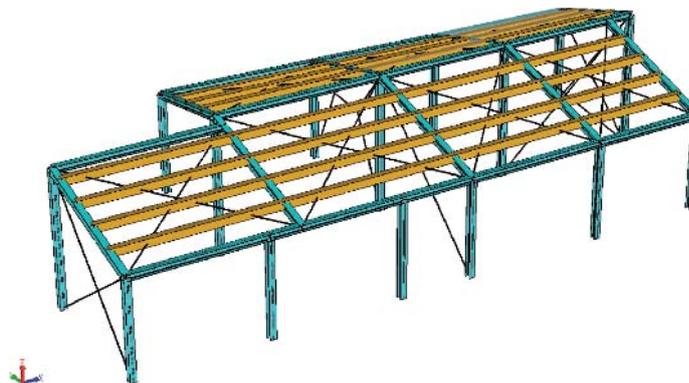


Figura 14
Estratto del modello relativo
alla sopraelevazione in
acciaio a quota 7.4 m.



piani e più campate non regolare in pianta, ma regolare in altezza. È stata imposta una classe di duttilità bassa CD"B" considerando un valore del fattore di struttura $q = 2$ nelle due direzioni per la verifica dei meccanismi duttili e $q = 1.5$ per quelli fragili. Si ricorda che a questo proposito nel paragrafo C8.7.2.4 delle NTC2008 si consiglia di scegliere per la verifica dei meccanismi duttili il valore del fattore di struttura nel campo fra 1.5 e 3.0 sulla base della regolarità e dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Per il calcolo della resistenza di elementi/mec-

canismi duttili e fragili dei materiali della parte esistente sono state impiegate le proprietà ottenute da prove in sito e da informazioni storiche reperite, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si è fatto riferimento ai valori nominali.

Per quanto riguarda la struttura in acciaio, sono stati adottati i criteri specifici di un'analisi dinamica elastica considerando un comportamento non dissipativo ($q = 1$) in entrambe le direzioni principali. Gli stessi criteri sono stati utilizzati anche per le fondazioni.

Si riportano nelle Figure 15 e 16 i grafici degli spettri di progetto allo SLV di riferimento. È stata eseguita un'analisi dinamica modale lineare con il metodo dello spettro di risposta, che secondo la normativa è il metodo standard per la definizione delle sollecitazioni di progetto e va associata ad un modello tridimensionale dell'edificio nel caso di non regolarità in pianta. Sono stati considerati tutti i modi di vibrare con

massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale fosse superiore all'85%. La combinazione dei modi di vibrare utilizzata è la CQC "Combinazione quadratica completa", tenendo conto della componente di smorzamento viscoso. Si riportano nelle Figure da 17 a 20 le viste prospettiche e in pianta dei primi due modi di vibrare, rivelatisi quelli fondamentali.

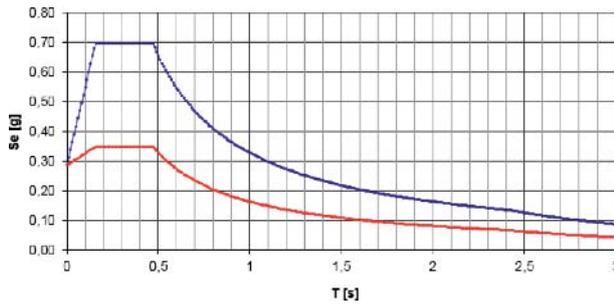


Figura 15
Spettro di risposta SLV
ridotto da un fattore $q = 2$.

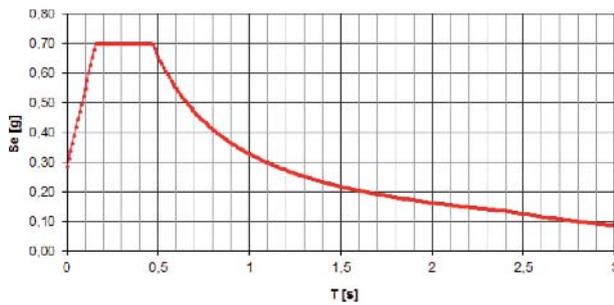


Figura 16
Spettro SLV considerato per
la progettazione delle
fondazioni.

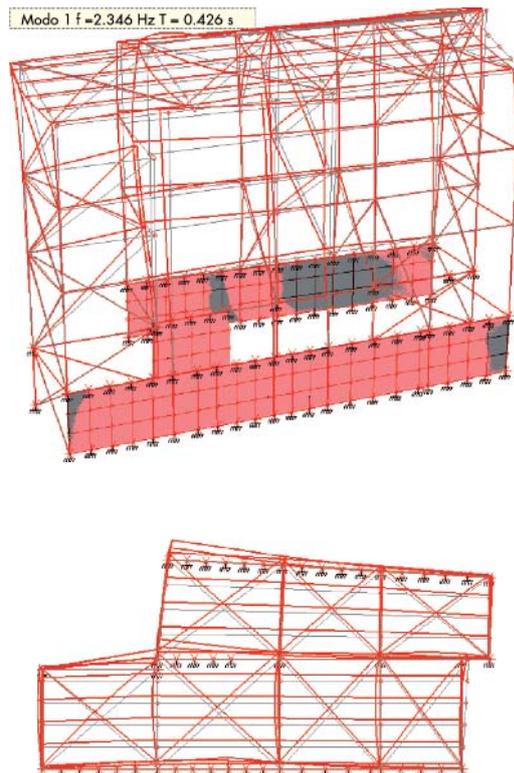


Figura 17
Immagine prospettica
relativa al primo modo di
vibrare.

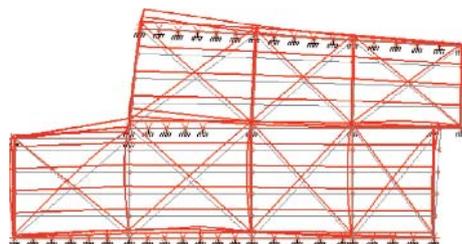


Figura 18
Vista dall'alto della struttura
nel suo primo modo di
vibrare.

Figura 19
Immagine prospettica
relativa al secondo modo di
vibrare.

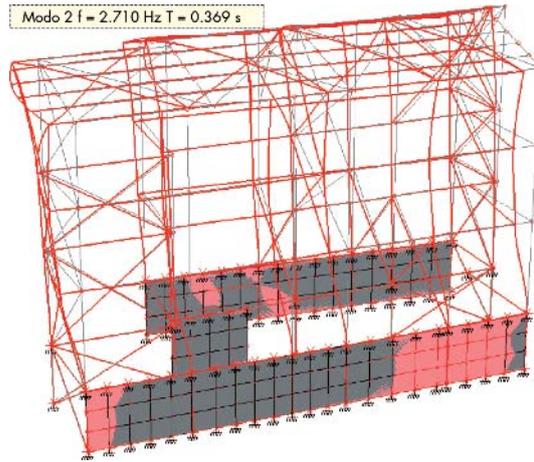
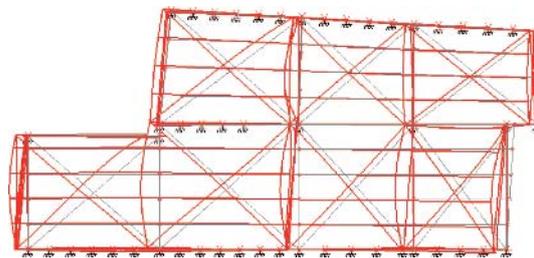


Figura 20
Vista dall'alto della struttura
nel suo primo modo di
vibrare.



6. Verifiche

6.1 Verifiche allo SLV in termini di deformazione (§8.7.2.5 NTC2008)

La verifica degli elementi duttili è eseguita valutando la capacità deformativa in termini di "rotazione di corda" della sezione d'estremità rispetto alla sezione di momento nullo situata ad una distanza pari alla luce di taglio $L_V = M/V$. La capacità di rotazione θ_{SD} di ogni elemento è stata calcolata allo SLV ad ogni piano nelle due direzioni ortogonali x ed y e moltiplicata per l'altezza d'interpiano al fine di determinare la capacità di spostamento massimo da confrontare con la domanda sismica:

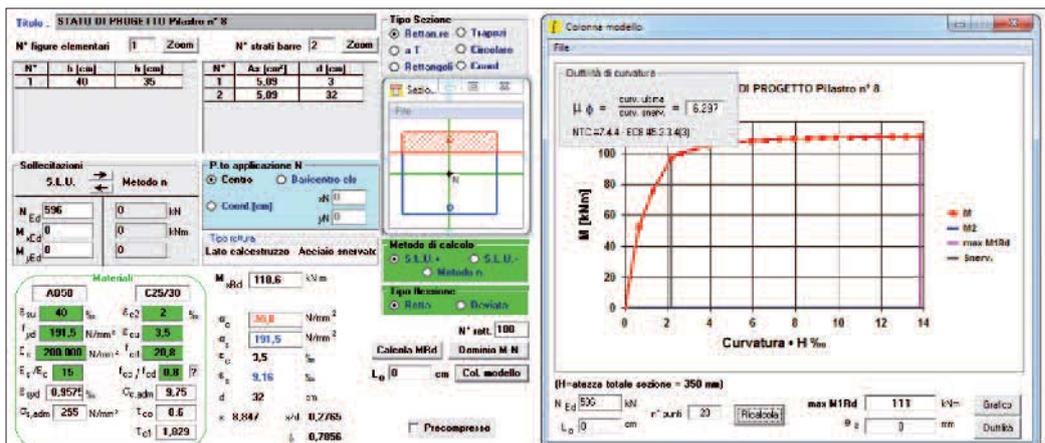
$$\theta_{SD} = 3/4 \cdot \theta_u \quad (1)$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad (2)$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_V} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (3)$$

per travi e pilastri

Figura 21
Calcolo della curvatura in
direzione y del pilastro n.8
del primo impalcato.



I valori delle curvature ϕ_y e ϕ_u sono calcolate utilizzando il programma freeware VCASLU del Prof. Gelfi. A titolo di esempio, in Figura 21 si riporta il calcolo delle curvature per il pilastro n°8 nel primo impalcato in direzione y e nelle Tabelle 7, 8 e 9 si riassumono i risultati di ogni piano per

ciascun tipo di sezione nelle due direzioni. Si potrà notare in particolare nella Tabella 9 riassuntiva, in cui si riporta il confronto fra gli spostamenti massimi a cui è soggetta la struttura allo SLV e gli spostamenti massimi che la struttura è in grado di sopportare per ogni piano e per ogni

Tabella 7 - Parametri per il calcolo degli spostamenti relativi dei pilastri di ciascun impalcato in direzione x

Primo impalcato	b (mm)	h (mm)	Lv (mm)	dbl (mm)	Lpl (mm)	N _{Ed} (N)	ϕ_y	Θ_y (rad)	ϕ_u	Θ_u (rad)	Θ_{SD} (rad)	H _{pil} (cm)	$\delta_{max,amm}$ (cm)
pil. n°2 dir.X	350	300	2000	18	432.4	332000	6.85E-06	6.83E-03	6.22E-05	0.019	0.014	400	5.63
pil. n°3 dir.X	350	300	2000	18	432.4	228000	6.24E-06	6.36E-03	8.74E-05	0.025	0.019	400	7.53
pil. n°4 dir.X	350	300	2000	18	432.4	279000	6.54E-06	6.59E-03	7.40E-05	0.022	0.016	400	6.52
pil. n°5 dir.X	350	300	2000	18	432.4	329000	6.83E-06	6.82E-03	6.27E-05	0.019	0.014	400	5.67
pil. n°8 dir.X	350	400	2000	18	449.4	596000	5.40E-06	5.82E-03	3.46E-05	0.012	0.009	400	3.5
pil. n°9 dir.X	350	400	2000	18	449.4	561000	5.29E-06	5.74E-03	3.68E-05	0.012	0.009	400	3.66
pil. n°12 dir.X	300	350	2000	18	440.9	319000	5.67E-06	5.98E-03	5.55E-05	0.017	0.013	400	5.1
pil. n°13 dir.X	300	350	2000	18	440.9	308000	5.62E-06	5.94E-03	5.74E-05	0.018	0.013	400	5.25
pil. n°2 dir.X	350	300	2000	18	432.4	177000	5.86E-06	6.08E-03	9.84E-05	0.028	0.021	400	8.35
pil. n°3 dir.X	350	300	2000	18	432.4	118000	5.49E-06	5.79E-03	1.12E-04	0.031	0.023	400	9.39
pil. n°4 dir.X	350	300	2000	18	432.4	158000	5.74E-06	5.99E-03	1.03E-04	0.029	0.022	400	8.67
pil. n°5 dir.X	350	300	2000	18	432.4	176000	5.86E-06	6.07E-03	9.86E-05	0.028	0.021	400	8.37
pil. n°8 dir.X	300	350	2000	18	440.9	347000	5.78E-06	6.06E-03	5.10E-05	0.016	0.012	400	4.76
pil. n°9 dir.X	300	350	2000	18	440.9	334000	5.72E-06	6.01E-03	5.30E-05	0.016	0.012	400	4.91
pil. n°12 dir.X	300	300	2000	18	432.4	172000	6.05E-06	6.22E-03	9.27E-05	0.026	0.020	400	7.92
pil. n°13 dir.X	300	300	2000	18	432.4	165000	6.00E-06	6.18E-03	9.42E-05	0.027	0.020	400	8.04

Tabella 8 - Parametri per il calcolo degli spostamenti relativi dei pilastri di ciascun impalcato in direzione y

Primo impalcato	b (mm)	h (mm)	Lv (mm)	dbl (mm)	Lpl (mm)	N _{Ed} (N)	ϕ_y	Θ_y (rad)	ϕ_u	Θ_u (rad)	Θ_{SD} (rad)	H _{pil} (cm)	$\delta_{max,amm}$ (cm)
pil. n°2 dir.Y	300	350	2000	18	440.9	332000	5.73E-06	6.03E-03	5.33E-05	0.016	0.012	400	4.94
pil. n°3 dir.Y	300	350	2000	19	451	228000	5.23E-06	5.67E-03	7.76E-05	0.023	0.017	400	6.93
pil. n°4 dir.Y	300	350	2000	19	451	279000	5.48E-06	5.86E-03	6.34E-05	0.019	0.015	400	5.81
pil. n°5 dir.Y	300	350	2000	18	440.9	329000	5.72E-06	6.02E-03	5.38E-05	0.017	0.012	400	4.97
pil. n°8 dir.Y	400	350	2000	18	440.9	596000	6.28E-06	6.45E-03	3.96E-05	0.013	0.010	400	3.9
pil. n°9 dir.Y	400	350	2000	18	440.9	561000	6.15E-06	6.35E-03	4.20E-05	0.014	0.010	400	4.08
pil. n°12 dir.Y	350	300	2000	18	432.4	319000	6.77E-06	6.77E-03	6.47E-05	0.019	0.015	400	5.82
pil. n°13 dir.Y	350	300	2000	18	432.4	308000	6.71E-06	6.72E-03	6.70E-05	0.020	0.015	400	6
pil. n°2 dir.Y	300	350	1600	16	380.7	177000	4.92E-06	4.78E-03	9.16E-05	0.023	0.017	320	5.41
pil. n°3 dir.Y	300	350	1600	17	390.8	118000	4.60E-06	4.61E-03	1.05E-04	0.026	0.020	320	6.27
pil. n°4 dir.Y	300	350	1600	17	390.8	158000	4.82E-06	4.74E-03	9.58E-05	0.024	0.018	320	5.76
pil. n°5 dir.Y	300	350	1600	16	380.7	176000	4.91E-06	4.78E-03	9.18E-05	0.023	0.017	320	5.43
pil. n°8 dir.Y	350	300	1600	16	372.2	347000	6.90E-06	5.95E-03	5.95E-05	0.015	0.012	320	3.72
pil. n°9 dir.Y	350	300	1600	16	372.2	334000	6.82E-06	5.90E-03	6.18E-05	0.016	0.012	320	3.84
pil. n°12 dir.Y	300	300	1600	16	372.2	172000	6.05E-06	5.42E-03	9.27E-05	0.023	0.017	320	5.42
pil. n°13 dir.Y	300	300	1600	16	372.2	165000	6.00E-06	5.39E-03	9.42E-05	0.023	0.017	320	5.51

Tabella 9 - Parametri per il calcolo degli spostamenti relativi dei pilastri di ciascun impalcato in direzione y

Primo impalcato	dir.	$\delta_{max,amm}$	δ_{SLV}	$\delta_{max,amm} > \delta_{SLV}$
Primo impalcato	dir. X	3.50	2.30	ok
	dir. Y	3.90	1.88	ok
Secondo impalcato	dir. X	4.76	3.05	ok
	dir. Y	3.72	2.91	ok

direzione, come allo stato di progetto gli spostamenti richiesti risultano compatibili con la corrispondente capacità, anche nella direzione trasversale y che, allo stato attuale, risultava essere quella maggiormente critica a causa dell'assenza di collegamenti trasversali tra i telai.

Il giunto sismico di spessore 12 cm è giustificato da un confronto fra gli spostamenti massimi delle strutture adiacenti e di quella in esame ipotizzate oscillanti in controfase. Nel primo caso tali spostamenti sono stati valutati in accordo con il § 7.2.2 delle NTC2008 (Eq. 4), nel secondo caso lo spostamento massimo discende dai risultati dell'analisi allo SLV con spettro ridotto ($d_{max} = 3.5$ cm), ma moltiplicati per il fattore di struttura q .

$$d_{esist} = \frac{h}{100} \frac{a_{g,SLV} \cdot S}{0.5 \cdot g} = \frac{1150}{100} \frac{0.2g \cdot 1.4}{0.5 \cdot g} = 6.4 \text{ cm} \quad (4)$$

6.2 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali Pilastri

I pilastri tagliati in corrispondenza del giunto sono stati rinforzati con profili metallici HEA240, ad essi collegati con barre M16/50" e resine

epossidiche. In fase di verifica a pressoflessione e a taglio è stato considerato, a favore di sicurezza, il solo contributo del profilo metallico. Tutti gli altri pilastri esistenti sono stati verificati come elementi in calcestruzzo armato.

Si riportano di seguito alcuni esempi di verifica a pressoflessione (Figure 22 e 23) e a taglio dei pilastri più sollecitati, ricordando che la geometria delle sezioni e le armature sono state specificate nel §3.

Nei casi di verifica negativa, i pilastri sono stati consolidati mediante fasciature in fibra di carbonio (CFRP) di larghezza 200 mm e spessore a secco 0.23 mm.

Per quanto riguarda la verifica a taglio, si mostrano i casi dei pilastri 8 e 9, armati con staffe $\phi 5$ disposte a passo 17 cm e, più sotto, dei pilastri 2, 3, 4 e 5, armati con staffe $\phi 5$ a passo 15 cm: Pilastri 8 e 9:

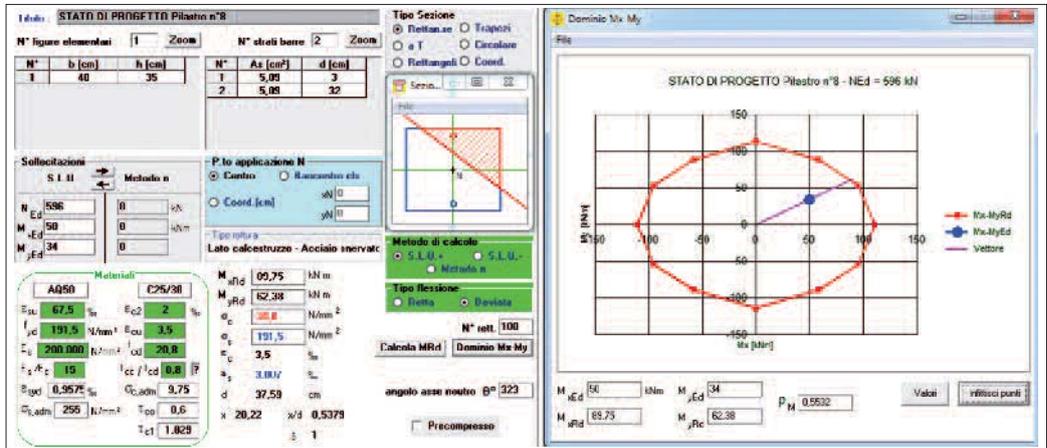
Resistenza di calcolo a "taglio trazione":

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} = 0.9 \cdot 27 \text{ cm} \cdot \frac{0.39 \text{ cm}^2}{15 \text{ cm}} \cdot 16.66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 10.50 \text{ kN} \quad (5)$$

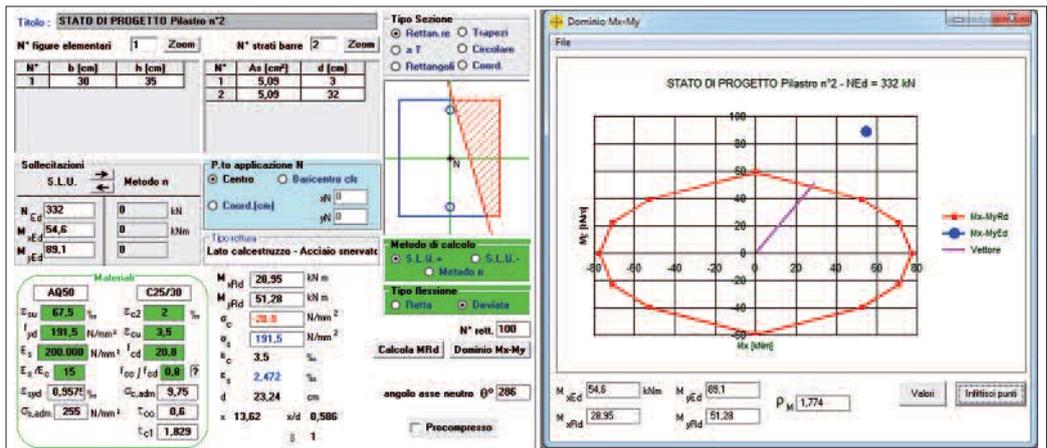
Figura 22 Risultati della verifica a pressoflessione del pilastro n° 8 del secondo telaio (primo impalcato).

Figura 23 Risultati della verifica a pressoflessione del pilastro n° 2 del primo telaio. In questo caso la verifica non è soddisfatta, per cui è necessario prevedere un intervento mediante fasciatura in CFRP, come indicato nel testo.

$N_{Rd} = 596 \text{ kN}$,
 $M_{y,Rd} = 50 \text{ kNm}$,
 $M_{z,Rd} = 34 \text{ kNm}$,
 $V_{y,Ed} = 15 \text{ kN}$,
 $V_{z,Ed} = 14.5 \text{ kN}$.



$N_{Rd} = 332 \text{ kN}$,
 $M_{y,Rd} = 54.6 \text{ kNm}$,
 $M_{z,Rd} = 89.1 \text{ kNm}$,
 $V_{y,Ed} = 43.9 \text{ kN}$,
 $V_{z,Ed} = 18.3 \text{ kN}$.



Resistenza di calcolo a "taglio compressione":

$$V_{Rcd} = \frac{1}{2} \cdot 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}^* = 0.5 \cdot 0.9 \cdot 32 \text{cm} \cdot 40 \text{cm} \cdot 1.25 \cdot (0.5 \cdot 1.40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}) = 504 \text{kN} \quad (6)$$

dove σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione σ_{cp}

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{561.50 \text{kN}}{40 \text{cm} \cdot 35 \text{cm}} = 0.40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (7)$$

da cui si ricava il coefficiente maggiorativo $\alpha_c = 1.25$ per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$.

La verifica non è soddisfatta in quanto il valore di calcolo dello sforzo di taglio $V_{Ed} = 15 \text{ kN}$ è maggiore della resistenza a "taglio trazione" riferita all'armatura trasversale $V_{Rsd} = 12.50 \text{ kN}$.
Pilastri 2, 3, 4, 5:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} = 0.9 \cdot 32 \text{cm} \cdot \frac{0.39 \text{cm}^2}{15 \text{cm}} \cdot 16.66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 12.50 \text{kN} \quad (8)$$

$$V_{Rcd} = \frac{1}{2} \cdot 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}^* = 0.5 \cdot 0.9 \cdot 27 \text{cm} \cdot 35 \text{cm} \cdot 1.16 \cdot (0.5 \cdot 1.18 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}) = 291.04 \text{kN} \quad (9)$$

Ancora, la verifica non è soddisfatta, e in questo caso più largamente rispetto a quello dei precedenti pilastri, in quanto il valore di calcolo dello sforzo di taglio $V_{Ed} = 45 \text{ kN}$ è superiore alla resistenza a "taglio trazione" riferita all'arma-

tura trasversale $V_{Rsd} = 10.50 \text{ kN}$. In entrambi i casi, quindi, è stato necessario ricorrere al consolidamento mediante fibre di carbonio.

Travi

Le travi sono state verificate a flessione ed a taglio. Anche per questi elementi, nei casi di verifica negativa, è stato necessario ricorrere ad un intervento di consolidamento mediante fasciature in fibra di carbonio (CFRP) di larghezza 200 mm e spessore a secco 0.23 mm.

Verifica a flessione della trave di secondo piano tra i pilastri 7 e 8:

- sezione a T (B = 80 cm, b = 30 cm, h = 16 cm, H = 51 cm);
- armatura: 5 barre $\phi 18 \text{ mm}$ longitudinali inferiori e 2 $\phi 8 + 2 \phi 6 \text{ mm}$ longitudinali superiori.

Come mostrato in Figura 24, la verifica è soddisfatta in quanto l'azione sollecitante $M_{Ed} = 79 \text{ kNm}$ è inferiore alla resistenza di calcolo $M_{Rd} = 115 \text{ kNm}$.

Verifica a taglio:

Agli appoggi sono disposte staffe $\phi 6/15''$ e almeno 3 barre piegate $\phi 18 \text{ mm}$, dove agisce uno sforzo di taglio massimo pari a $V_{Ed} = 98 \text{ kN}$. La resistenza di calcolo a "taglio trazione" è:

$$V_{Rsd,1} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} = 0.9 \cdot 48 \text{cm} \cdot \frac{0.57 \text{cm}^2}{15 \text{cm}} \cdot 16.66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 27.50 \text{kN} \quad (10)$$

$$V_{Rsd,2} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} = 0.9 \cdot 48 \text{cm} \cdot \frac{7.63 \text{cm}^2}{25 \text{cm}} \cdot 16.66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \sqrt{2} = 155.30 \text{kN} \quad (11)$$

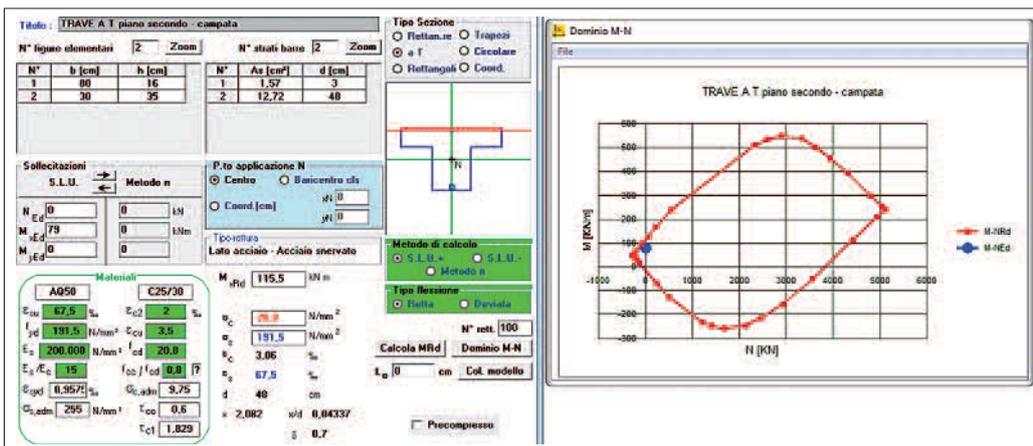


Figura 24 Verifica a flessione della trave a T del secondo impalcato compresa fra i pilastri 7 e 8.

Da cui si ha:

$$V_{Rsd} = 27.50\text{kN} + 155.30\text{kN} = 182.80\text{kN} \quad (12)$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione":

$$V_{Rcd} = \frac{1}{2} \cdot 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}^* = 0.5 \cdot 0.9 \cdot 48\text{cm} \cdot 30\text{cm} \cdot (0.5 \cdot 1.40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}) = 453.60\text{kN} \quad (13)$$

La verifica è soddisfatta in quanto il valore di calcolo dell'azione di taglio di progetto $V_{Ed} = 122.70 \text{ kN}$ è inferiore alla minima resistenza di calcolo $V_{Rsd} = 155.30 \text{ kN}$.

Verifica a flessione della trave di secondo piano tra i pilastri 1 e 2:

- sezione rettangolare $B = 30 \text{ cm}$, $H = 45 \text{ cm}$
- armatura: 4 barre $\phi 16 \text{ mm}$ longitudinali inferiori e 2 $\phi 8 \text{ mm}$ longitudinali superiori.

Anche in questo caso la verifica è soddisfatta ($M_{Rd} = 63 \text{ kNm} > M_{Rd} = 48 \text{ kNm}$, Figura 25).

Verifica a flessione della trave di bordo al secondo piano in corrispondenza del pilastro 2:

- sezione rettangolare $B = 30 \text{ cm}$, $H = 45 \text{ cm}$
- armatura: 5 $\phi 16 + 2 \phi 8 \text{ mm}$ barre longitudinali superiori e 2 $\phi 16$ barre longitudinali inferiori.

Anche in questo caso la verifica è soddisfatta ($M_{Rd} = -85 \text{ kNm} > M_{Rd} = -33 \text{ kNm}$, Figura 26).

Per quanto riguarda la verifica a taglio, considerando che agli appoggi sono disposte staffe $\phi 6/15''$ e almeno 3 barre piegate $\phi 16$, quest'ultima è soddisfatta in quanto la resistenza di calcolo è superiore alla domanda ($V_{Rsd} = 95.55 \text{ kN}$

$> V_{Ed} = 57 \text{ kN}$). In particolare le resistenze di calcolo a taglio trazione e a taglio compressione sono rispettivamente pari a:

$$V_{Rsd,1} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} = 0.9 \cdot 42\text{cm} \cdot \frac{0.57\text{cm}^2}{15\text{cm}} \cdot 16.66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 23.95\text{kN} \quad (14)$$

$$V_{Rsd,2} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} = 0.9 \cdot 42\text{cm} \cdot \frac{4.02\text{cm}^2}{25\text{cm}} \cdot 16.66 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \sqrt{2} = 71.60\text{kN} \quad (15)$$

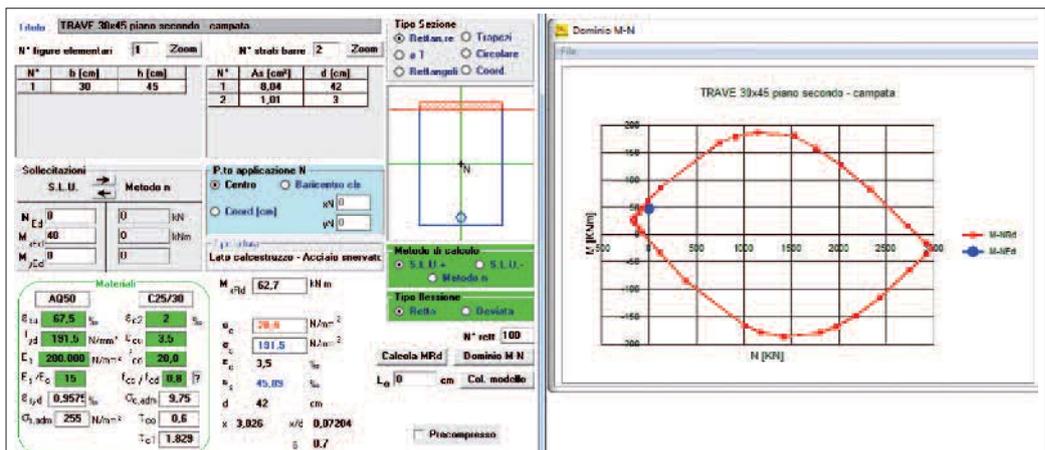
$$V_{Rsd} = 27.50\text{kN} + 155.30\text{kN} = 182.80\text{kN} \quad (16)$$

$$V_{Rcd} = \frac{1}{2} \cdot 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}^* = 0.5 \cdot 0.9 \cdot 42\text{cm} \cdot 30\text{cm} \cdot (0.5 \cdot 1.40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}) = 396.90\text{kN} \quad (17)$$

6.3 Alcuni dettagli sugli interventi di consolidamento

Come già spiegato, una volta ricavate le sollecitazioni di progetto sui pilastri e sulle travi, si è proceduto al consolidamento di quelli non verificati mediante applicazione di fasce di fibre in CFRP. Questo è stato fatto lungo il fusto dei pilastri e nei nodi delle travi per incrementare la loro resistenza a taglio. In particolare per i pilastri esterni è stato necessario fasciare per tutta l'altezza mentre per le travi si è reso necessario (per la maggior parte delle travi) il solo intervento negli angoli per migliorare la resistenza a taglio.

Figura 25
Verifica a flessione della trave a T del secondo impalcato compresa fra i pilastri 1 e 2.



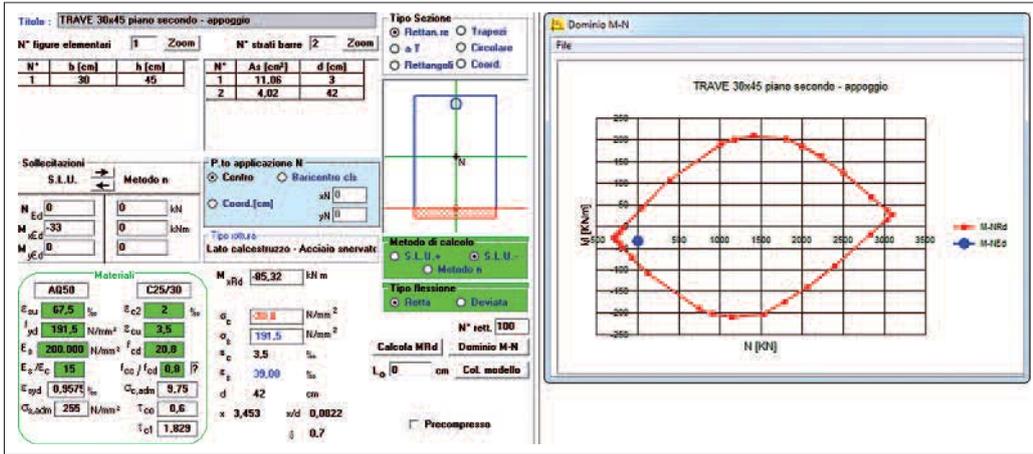


Figura 26
Verifica a flessione della trave di bordo del secondo impalcato in corrispondenza del pilastro 2.

Per ottenere un confinamento efficace sono state disposte fibre in direzione perpendicolare all'asse dell'elemento in modo da esercitare un confinamento passivo. In particolare, ci si è accertati che fosse soddisfatta la seguente limitazione:

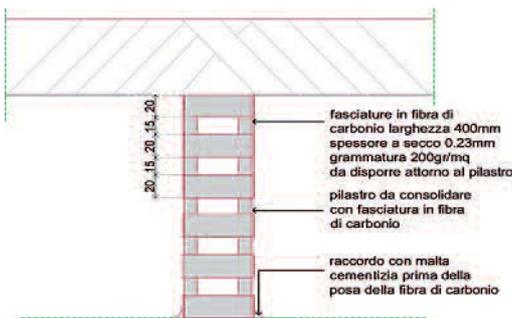
$$N_{Sd} \leq N_{Rec,d} \quad (18)$$

dove:

$$N_{Rec,d} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot A_c \cdot f_{ccd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (19)$$

Nelle Figure da 27 a 29 sono mostrate le modalità di intervento con le fibre di carbonio proposte in fase di progetto.

In Figura 30 e 31, invece, sono riportati alcuni dettagli rispettivamente del collegamento dei controventi metallici al telaio e dell'intervento sui



4) DISPOSIZIONE TIPICA DELLA FASCIATURA A TAGLIO NELLA TRAVE DI BORDO

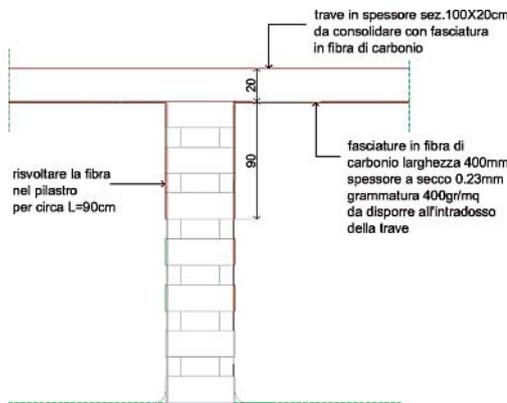
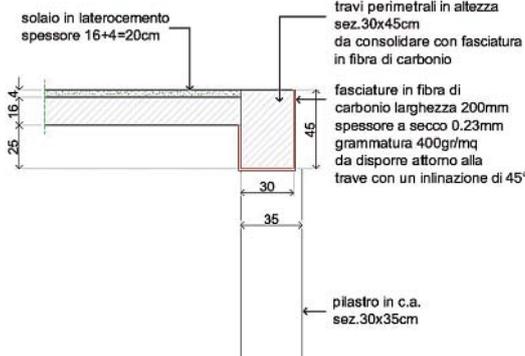


Figura 27
Particolare del rinforzo dei pilastri in c.a (a sinistra).

Figura 28
Fasciature in fibra di carbonio a flessione delle travi in c.a. (a destra).

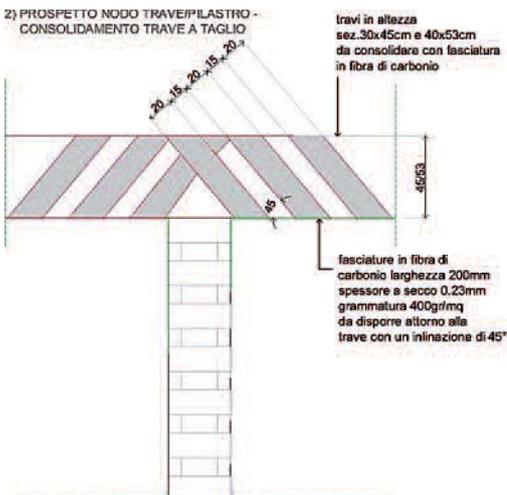


Figura 29
Particolare del rinforzo a taglio delle travi in c.a.

Figura 30
 Dettaglio dell'ancoraggio
 dei controventi metallici al
 telaio in c.a.

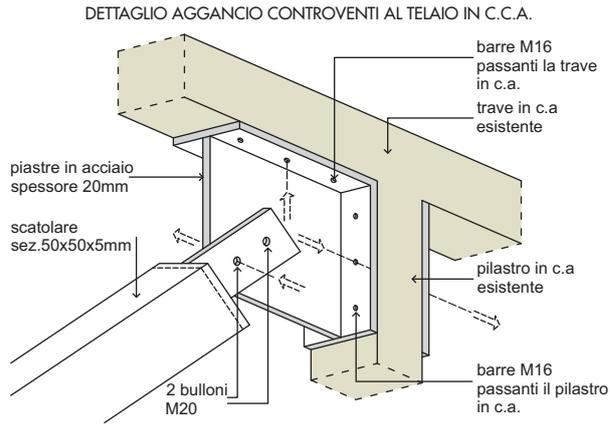
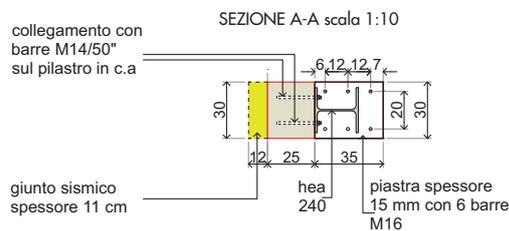
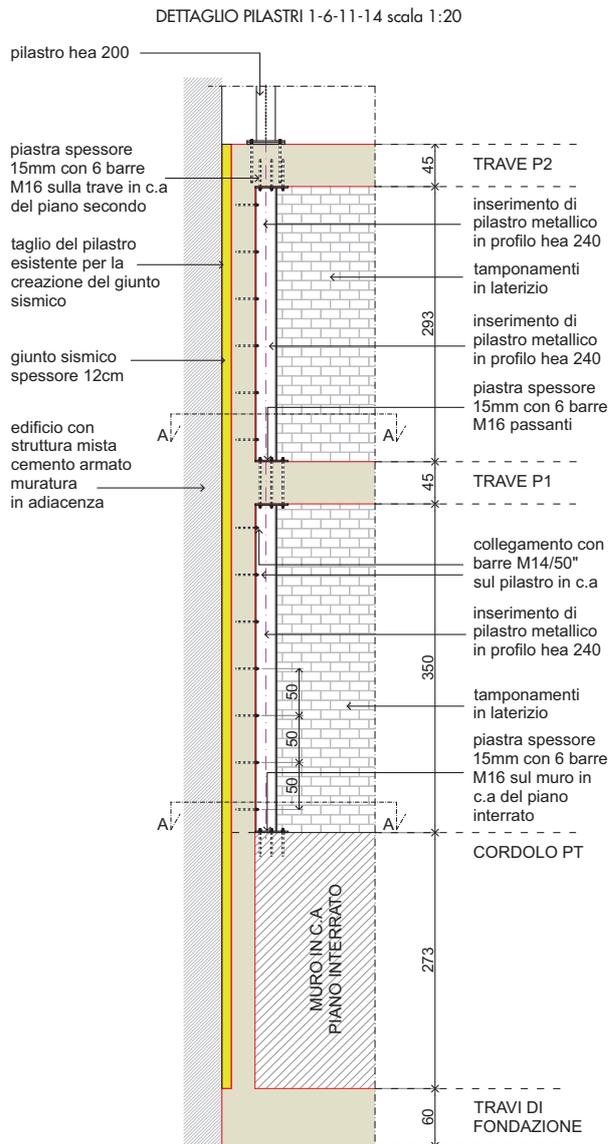


Figura 31
 Dettaglio degli interventi
 sulle pilastrate per la
 realizzazione del giunto
 sismico da 12 cm.



pilastri adiacenti alle costruzioni limitrofe, per i quali, dopo averli parzialmente tagliati per ricavare il giunto sismico, è stato realizzato un sistema di rinforzo mediante profili metallici.

7 Appendice

7.1 Livello di conoscenza e fattore di confidenza (§8.5.4 del D.M. 14.01.2008)

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- **caratteristiche geometriche** degli elementi strutturali, ricavati dai disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione;
- **dettagli costruttivi**, parzialmente noti dai disegni strutturali originali e da una limitata verifica in situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti;
- **caratteristiche dei materiali**, note dalle specifiche originali di progetto con limitate prove in situ.

Sulla base delle informazioni complessivamente acquisite sul fabbricato, è stato assunto un livello di conoscenza adeguato LC2 (§ C8A.1.A Circ. n. 617 2/2/09), che ha portato all'adozione di un fattore di confidenza $FC = 1.20$ (tabella C8A.1.1) da applicare alle proprietà dei materiali.

I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali sono stati tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale. In particolare la valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata può essere eseguita mediante analisi dinamica lineare.

7.2 Caratteristiche meccaniche dei materiali (§8.7.2 del D.M. 14-01-2008)

Come indicato al §8A.1.B.4 della Circolare n. 617, i valori di calcolo delle resistenze da utilizzare sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza.

Per le verifiche del comportamento "duatile" di una singola sezione è stato utilizzato come valore di calcolo il valore medio sperimentale diviso per il fattore di confidenza (f_m/FC), mentre nel caso del comportamento "fragile" di una singola sezione, il valore sperimentale è stato diviso anche per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale ($f_m/(FC \cdot \gamma_m)$).

Per quanto riguarda le informazioni acquisite sui materiali strutturali dalla relazione di calcolo delle strutture, sono stati considerati i seguenti valori caratteristici delle resistenze di progetto del calcestruzzo (resistenza compressione) e dell'acciaio di armatura (resistenza a trazione):

- Opere in elevazione

$$f_{cd} = \frac{\sigma_c}{FC} = 20.8 \text{ N/mm}^2,$$

(Rotture duttili)

$$f_{cd} = \frac{\sigma_c}{\gamma_c \cdot FC} = 14.0 \text{ N/mm}^2,$$

(Rotture fragili)

dove γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo pari a 1.50.

- Opere di fondazione

$$f_{cd} = \frac{\sigma_c}{FC} = 18.0 \text{ N/mm}^2,$$

(Rotture duttili)

$$f_{cd} = \frac{\sigma_c}{\gamma_c \cdot FC} = 12.0 \text{ N/mm}^2,$$

(Rotture fragili)

- Armatura di travi, pilastri e fondazioni tipo A.Q.42 (barre del tipo liscio)

$$f_{cd} = \frac{\sigma}{FC} = 191.5 \text{ N/mm}^2,$$

(Rotture duttili)

$$f_{cd} = \frac{\sigma}{\gamma_c \cdot FC} = 166.6 \text{ N/mm}^2,$$

(Rotture fragili)

dove γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio pari a 1.15.

- Acciaio d'armatura per solai tipo A.Q.50 (barre del tipo liscio)

$$f_{cd} = \frac{\sigma}{FC} = 225 \text{ N/mm}^2,$$

(Rotture duttili)

$$f_{cd} = \frac{\sigma}{\gamma_c \cdot FC} = 196 \text{ N/mm}^2,$$

(Rotture fragili)

La stima sperimentale della resistenza del calcestruzzo, invece, è stata effettuata mediante prova sclerometrica sul manufatto in conglomerato cementizio armato. In particolare sono state eseguite 3 serie di misurazioni da 3 battute ciascuna in corrispondenza di alcuni pilastri selezionati (1, 2 e 3 del piano terra). Le battute sono state effettuate su un'area del diametro di 10 cm previa pulizia dei residui superficiali. Scartati i valori massimo e minimo, la media della resistenza R_{ck} è risultata essere pari a 36.6 N/mm². In tutti i casi sopra riportati il valore medio della resistenza R_{ck} è compatibile con il valore 30 N/mm², per cui il calcestruzzo è conforme alle caratteristiche meccaniche assunte in fase di analisi.

7.3 Normativa e riferimenti tecnici utilizzati

Nella progettazione e nelle verifiche sono state utilizzate le NTC2008 (D.M. 14 Gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e la relativa "Circolare del 2 Febbraio 2009), e le "Istru-

zioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati" CNR-DT 200/2004.