

Progetto

Costruzione di un edificio industriale prefabbricato mediante elementi esistenti e di nuova produzione

Roberto Cesarini¹, Francesca Rao² ■



Nome dell'opera/progetto:

Costruzione di un edificio prefabbricato con l'utilizzo di elementi prefabbricati (pilastrini, travi-canale di bordo, tegoli "Y") prodotti precedentemente alle NTC 2008

Ubicazione:

Guidonia Montecelio (RM)

Committente:

Consorzio Cosvedil Soc. Coop.

Progettazione Strutturale:

Coordinatore: Ing. Francesca Rao

Supporto alla progettazione:

Ing. Roberto Cesarini

Anno completamento lavori:

2015

1. Introduzione

L'edificio oggetto del presente contributo è situato presso il Centro Agroalimentare di Roma, all'interno del Comune di Guidonia Montecelio (RM). La particolarità dell'opera risiede nella necessità di costruire un nuovo edificio industriale con la possibilità di utilizzare elementi prefabbricati preesistenti (prodotti nel 2007 da una ditta di prefabbricazione non più attiva) costituiti da pilastrini, travi di gronda (o trave-vela) a sezione "H", tegoli "Y" di copertura, già nella disponibilità della Committenza. Queste parti già prodotte, che costituivano l'ossatura di due edifici distinti (uno di mq 525.00 di superficie coperta con altezza sotto tegolo da piano finito ml 4.00; l'altro di mq 400.00 di superficie coperta con altezza sotto tegolo da piano finito ml 8.46 e travi di bordo per soppalco a quota ml 4.50) vengono integrate con

¹ Tecnico specializzato in diagnosi strutturale. Certificato Livello 2 Bureau Veritas indagini non distruttive per metodi MG-SC-UT-MO. Direttore Tecnico della Soc. Cesarini Costruzioni Industriali S.r.l. – www.cesarinicostruzioni.it - ingcesarini@gmail.com

² Ingegnere strutturista - www.frprogetti.it - francesca.rao@frprogetti.it

gli elementi portanti e le pannellature di tamponamento di nuova produzione, dopo una preliminare verifica effettuata sullo stato di degrado dei materiali (carotaggi per estrazione di campioni e successiva prova a rottura per la determinazione della resistenza a compressione in sito; prove alla carbonatazione per determinare il degrado del conglomerato cementizio) e dopo una opportuna verifica delle armature lente e di precompressione mediante il reperimento delle schede di produzione di ogni singolo elemento.

2. Descrizione dell'intervento

2.1 L'analisi Economica

La possibilità di riutilizzare elementi strutturali prefabbricati già prodotti è stata vagliata anche sulla scorta di un'attenta analisi economica, valutando nel dettaglio il costo che il cliente avrebbe dovuto sostenere per la demolizione, la movimentazione ed infine lo smaltimento degli elementi già acquisiti per commesse non più realizzate, oltre che il risparmio avuto nell'acquisto non più di un edificio completo ma della sola fornitura a piè d'opera di elementi prefabbricati. Delegando all'Ufficio Tecnico dell'Impresa e al Progettista incaricati l'onere della progettazione globale del manufatto, il coordinamento e l'organizzazione del montaggio degli elementi strutturali ed il completamento della copertura si è riscontrato un risparmio in termini economici di circa il 7% sul costo preventivato per la fornitura di una struttura nuova completa equivalente. L'analisi economica ha valutato anche i costi che il cliente avrebbe dovuto sostenere per lo smaltimento degli elementi già acquisiti. Per poter smaltire correttamente gli elementi prefabbricati sarebbe stato necessario demolire il conglomerato cementizio, effettuare una accurata cernita del materiale differente dall'inerte, armatura lenta e trefoli di precompressione nonché il manto bituminoso di impermeabilizzazione presente all'estradosso delle travi perimetrali e dei tegoli di copertura (per uno sviluppo complessivo di impermeabilizzazione su compluvi e canali di raccolta acque meteoriche di mq 380.00), e infine procedere con il trasporto del materiale cernito e catalogato a discarica autorizzata. Considerando una quantità complessiva da demolire pari a 150 mc di elementi in CAV e CAP eseguita mediante martello demolitore meccanico, ricorrendo anche a demolizioni manuali e puntuali per la distinzione e la successiva classificazione merceologica, il costo complessivo relativo alla demolizione degli elementi prefabbricati facendo riferimento ai prezzi unitari riportati nel prezzario Regione Lazio avrebbe incrementato i costi generali di circa il 7%. Successivamente a tale fase si sarebbe dovuto classificare i rifiuti prodotti da smaltire distinguendoli in inerti contenenti cemento (codice CER 17.01.01), materiale ferroso (ferro e acciaio, codice CER 17.04.05), miscele bituminose (codice CER 17.03.01). Ad ogni gruppo merceologico corrisponde difatti un diverso costo di smaltimento che va indicativamente dai 20€/Ton per rifiuti non pericolosi (inerti) a circa 0.90€/kg per miscele bituminose. Se consideriamo che il 65% (in volume) degli elementi prefabbricati esistenti, trattandosi di elementi di copertura già impermeabilizzati in stabilimento, presentano manto bituminoso già applicato all'estradosso, facendo una valutazione qualitativa sul peso stimabile di tali rifiuti pericolosi in circa il 20% del volume (membrana bituminosa e parte corticale del conglomerato cementizio all'estradosso) il costo per gli oneri complessivi di discarica avrebbe incrementato il costo complessivo per la nuova fornitura di circa l'11%. Includendo anche il maggior costo per la cernita il carico e trasporto a discarica del materiale demolito per una quantità stimabile in circa 2500 q.li il costo totale sarebbe stato incrementato di un ulteriore 2%. A conclusione dell'analisi economica fatta si riscontra pertanto un risparmio sui costi di realizzazione, a favore della soluzione tecnico-operativa di recupero e riutilizzo, di circa il 27% (come risulta riassunto in Tabella 1).

All'importante valore economico sopra menzionato, non meno interessante è da considerare il valore in termini di sostenibilità ambientale e di Life Cycle Assessment della strutture in funzione dei suoi elementi strutturali costituenti.

2.2 Il Progetto Architettonico in Relazione agli Elementi Esistenti e alla Nuova Produzione di Completamento

L'edificio da realizzare prevede la localizzazione di una zona adibita a officina meccanica con altezza interna superiore ai 6.00 ml ed una zona destinata alla vendita (showroom, uffici commerciali, magazzino ricambi) e alla parte direzionale (uffici, servizi e sala riunioni). In base alle esigenze rappresentate si è deciso di edificare in aderenza i due edifici (Figura 1), composti dagli

Tabella 1 - Analisi economica dei costi di intervento

Analisi dei costi		
Voci economiche	% Incremento di costo	% Risparmio
Nuova struttura	10%	7%
Demolizioni e cernita	9%	7%
Oneri di discarica	15%	11%
Trasporto a discarica	2%	2%
Totale	36%	27%

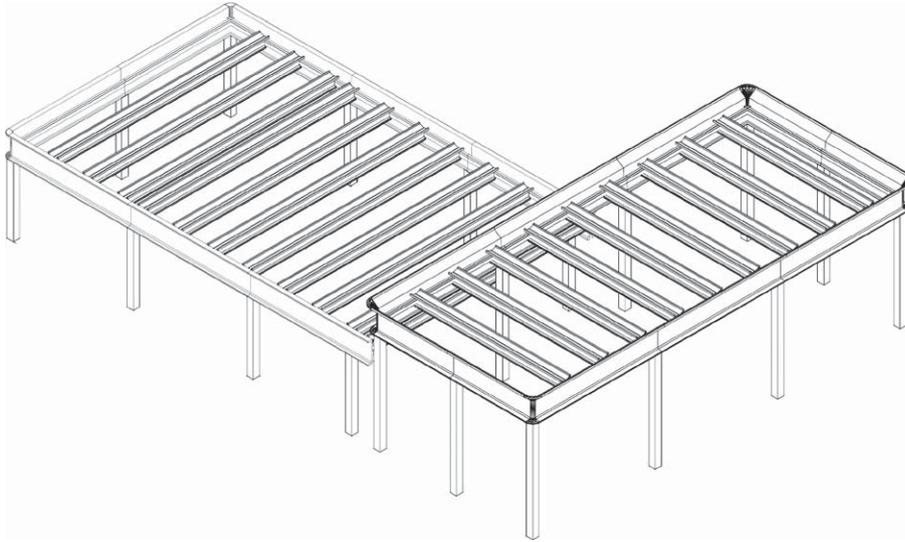


Figura 1
Vista Assometrica dei due edifici composti da elementi prefabbricati già presenti in cantiere: configurazione finale stabilita in aderenza al fine di definire un unico edificio.

Figura 2
Edificio 2, struttura in C.A.P. prodotta precedentemente alle NTC 2008.



elementi prefabbricati, già nella disponibilità della Committenza. L'edificio con altezza massima ml 8.46 da piano finito (individuato come Edificio 2; Figura 2) verrà destinato a officina meccanica, e verranno escluse dal montaggio le travi L di bordo per il solaio di soppalco (non necessario alla nuova configurazione). L'edificio con altezza sotto tegolo da piano finito pari a ml 4.00 (Edificio 1) verrà destinato a zona vendita-showroom e uffici direzionali. Data l'altezza utile limitata e la necessità di recuperare una zona soppalco per gli uffici direzionali si è deciso di non recuperare i pilastri già prodotti. La produzione di nuovi pilastri e nuove travi ad L ha permesso così di predisporre una zona soppalco in lastre alveolari (dimensionate per carichi accidentali non superiori a 300 kg/mq) di c.a. 165.00 mq. La peculiarità tecnica degli elementi in C.A.P. presenti in cantiere, peraltro comune a molti prefabbricatori, risiede nella tipologia di trave-vela di bordo che, oltre ad assolvere alla funzione di canale di raccolta e convogliamento delle acque meteoriche ai pluviali presenti all'interno dei pilastri, assume valore architettonico di finitura per il coronamento perimetrale. Il sistema di connessione trave-pilastro è risolto mediante cunei troncoconici dotati di perni, presenti alle estremità dei pilastri, su cui trovano alloggiamento le travi-vela precedentemente descritte. Tale sistema, a seguito dell'analisi sull'edificio, è stato oggetto di intervento di adeguamento, come esplicitato nei paragrafi successivi.

2.3 L'analisi sui materiali, lo stato di degrado del calcestruzzo, le schede di produzione per la modellazione strutturale

Il punto di partenza per la progettazione strutturale del nuovo edificio è rappresentato dall'analisi conoscitiva sugli elementi esistenti, da mettere in opera. Tale analisi ha seguito due distinti percorsi operativi: l'indagine documentale (ossia il reperimento delle schede di produzione di ogni singolo elemento in cui sono riportate le tipologie di armatura, lenta e di pre-compressione, finalizzata alla verifica delle sezioni secondo le sollecitazioni date dalla nuova configurazione) e l'indagine conoscitiva sui materiali. Quest'ultima è stata articolata secondo le seguenti fasi.

1. Indagine visiva preliminare: verifica del quadro defectologico e fessurativo (se presente) su ogni elemento, con particolare attenzione alla eventuale presenza di fessurazione dovuta a taglio eventualmente verificatesi per errato stoccaggio, alla presenza di eventuali lesioni dovute ad urti, alla linearità degli elementi e l'assenza (soprattutto riferito ai tegoli "Y" di copertura) di deformazioni torsionali visibili.
2. Verifica del grado di carbonatazione degli elementi (pilastri, travi H, tegoli Y) mediante sistema di prelievo non invasivo Carbonest® (vista la necessità di effettuare una campagna estesa a numerosi elementi rappresentativi: n. 2 tipologie di travi H, n. 2 tipologie di tegoli Y, pilastri, travi TL), idoneo per la tipologia dei tegoli di copertura a parete sottile.
3. Verifica della resistenza del calcestruzzo in situ, mediante carotaggio Ø64 eseguito su n. 2 pilastri campione e successivo schiacciamento presso Laboratorio Prove Certificato. Tale campione è stato prelevato durante l'intervento di adeguamento progettuale su perni di fissaggio pilastro-trave, come meglio descritto dei paragrafi successivi.

L'indagine visiva non ha rilevato particolari anomalie dimensionali degli elementi né quadri defectologici allarmanti. Sono stati rilevati solo locali distacchi della parte corticale dovuti presumibilmente ad urti nella movimentazione e stoccaggio, frequenti in elementi prefabbricati da movimentare in stabilimento, trasportare e mettere in opera in cantiere. Su tali parti si interverrà, una volta messi in opera, con ricostruzione della superficie mediante utilizzo di malte fibro-rinforzate per ripristini strutturali. Quanto ottenuto dalla campagna sperimentale effettuata in sito ci permette di valutare lo stato di conservazione del calcestruzzo e nello specifico il grado di penetrazione della carbonatazione e di conseguenza il tempo residuo all'aggressione delle barre d'armatura.

La carbonatazione inizia sulla superficie esterna del calcestruzzo e successivamente interessa le regioni più interne. La sua penetrazione nel tempo segue una legge del tipo:

$$s = K^n \sqrt{t} \quad (1)$$

dove nel tempo (t) lo spessore dello strato carbonatato (s), avanza in funzione di un coefficiente K, indice della velocità di penetrazione. Nella maggior parte dei calcestruzzi l'esponente n vale circa 2 pertanto si ottiene un andamento parabolico. Nel caso di strutture esistenti è possibile misurare nelle diverse parti dell'opera la penetrazione della carbonatazione e quindi, nota l'età della struttura, determinare sperimentalmente il coefficiente K prevedendo con precisione l'andamento futuro della carbonatazione. Il diagramma, ricostruito risalendo al valore del coefficiente di propagazione (K), rispecchia l'andamento reale nell'ipotesi di:

- Assenza di variazioni di esposizione rispetto al passato;
- Omogeneità del calcestruzzo su tutto lo spessore;
- Umidità relativa costante (U.R. = 65%).

La presenza di precipitazioni maggiori di 2.5 mm, convenzionalmente individua periodi di momentaneo arresto del processo di carbonatazione a seguito dell'impossibilità per l'anidride carbonica di diffondere attraverso i pori capillari saturi d'acqua. La presenza di questa condizione, pertanto, tende a sovrastimare la penetrazione nel calcestruzzo.

In ogni caso, noto lo spessore di copriferro e la legge di penetrazione della carbonatazione, è possibile valutare il tempo residuo per raggiungere le armature.

I risultati ottenuti sugli elementi indagati delineano una profondità di carbonatazione media non superiore a 2.50 mm. Distinti per tipologie di elementi si ottiene:

1. Pilastri con profondità di carbonatazione media (su 5 elementi campione) pari a 1.80 mm.
2. Travi H con profondità di carbonatazione media (su 4 elementi campione) pari a 2.00 mm.
3. Tegoli Y con profondità di carbonatazione media (su 8 elementi campione) pari a 3.63 mm.
4. Travi TL con profondità di carbonatazione media (su 3 elementi campione) pari a 1.33 mm.

A conclusione si deduce, come già anticipato, un buon grado di conservazione del conglomerato cementizio. Si deduce comunque la necessità, per gli interventi di cerchiatura e ringrosso di sezione su pilastri, di effettuare una scarifica/demolizione selettiva mediante sabbiatura o idrodemolizione per uno spessore superficiale non superiore a 10 mm.

I risultati ottenuti dallo schiacciamento dei campioni prelevati in cantiere su n. 2 pilastri hanno dato risultati conformi alla resistenza a compressione in situ attesa. I valori ottenuti variano da 38.1 N/mm² a 43.2 N/mm²; tali valori in relazione a quanto prescritto dalla normativa di riferimento³ portano a definire il valore medio di resistenza in situ, pari a $f_{c,m} = 40.65$ N/mm².

Successivamente all'ottenimento del valore medio in sito (unico valore ottenibile con campioni non superiori a 3), mediante valori tabellati in letteratura⁴, è possibile associare ai valori caratteristici in sito la classe di resistenza del calcestruzzo secondo la norma EN 206-1. Da tale tabella il valore di resistenza stimabile per un calcestruzzo di classe C45/50 è pari a 43 N/mm². Questo valore, tenuto conto della percentuale di variazione del valore medio ottenuto dovuta a fattori di disturbo nelle modalità di prelievo dei campioni, dell'ortogonalità tra la direzione di carotaggio e quella di getto (il carotaggio è parallelo alla dimensione maggiore del pilastro, ma trattandosi di struttura prefabbricata il getto è stato effettuato ortogonalmente all'altezza del pilastro stesso) risulta conforme ai valori riscontrati sugli elementi presenti in cantiere.

Per quanto concerne invece le armature, lente e precomprese, i certificati di produzione siglati e vidimati dal tecnico responsabile di stabilimento della ditta di prefabbricazione che ha prodotto gli elementi stessi, devono essere ritenuti validi sia come base di partenza per la verifica delle sezioni alle nuove sollecitazioni che per posizione, diametro all'interno degli elementi. Per tale motivo è stato ritenuto non opportuno effettuare verifiche mediante indagine non distruttiva (indagine pacometrica) per la verifica di quanto riportato in scheda produzione. Dall'analisi del conglomerato cementizio, del suo grado di carbonatazione e dell'assenza di fessure e cavillature nella parte corticale si è riscontrato un buon grado di conservazione, elemento che ha fatto decidere di non effettuare indagini distruttive per l'ottenimento di campionamenti sulle armature. Dall'indagine visiva, inoltre, si è verificato la non presenza di fenomeni di rilassamento né di torsioni anomale dei tegoli leggeri, indice questo di un buon sistema di stoccaggio e movimentazione. Rimane comunque fondamentale quanto già prescritto in relazione, di effettuare prove di carico su tegoli campione, da eseguire a piè d'opera dalla Direzione Lavori e dal Collaudatore, per verificarne le tolleranze previste in fase di esercizio.

2.4 L'approccio Progettuale

La configurazione dell'edificio rappresentata in Figura 3 è costituita da due corpi di fabbrica distinti, sismicamente giuntati. Come già espresso, la peculiarità dell'intervento è data dalla compresenza di elementi prefabbricati di nuova realizzazione e elementi prefabbricati esistenti, rispondenti alla normativa DM 96.

Tali elementi, per loro natura, non possono considerarsi come una struttura esistente su cui operare un intervento di adeguamento sismico. Si tratta infatti di elementi e non di una struttura già realizzata, pertanto l'approccio progettuale doveva rispondere ai criteri delle nuove costruzioni.

Si doveva quindi verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme rispondessero ai criteri generali di progettazione delle norme tecniche secondo cui la struttura deve possedere una capacità in duttilità; pertanto vanno applicate a tutti gli elementi strutturali, sia primari che secondari, le regole specifiche dei dettagli costruttivi contenute nel paragrafo 7.2.1 delle NTC 08. L'approccio progettuale delle strutture, dunque, non si discosta dalla progettazione "di base", l'unica differenza si riscontra per gli elementi già prodotti, sui quali il punto di partenza è dato dall'analisi conoscitiva documentale e diagnostica al fine di definirne le caratteristiche geometriche e meccaniche.

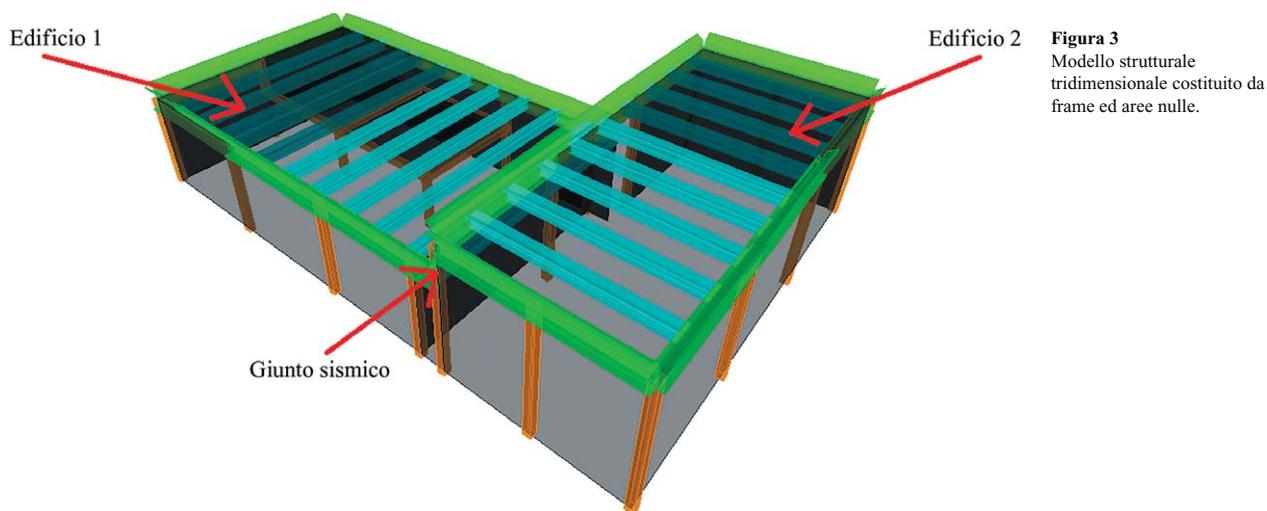


Figura 3
Modello strutturale tridimensionale costituito da frame ed aree nulle.

³ "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive" – Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

⁴ Secondo la UNI EN 13791:2008.

Pertanto, sulla base dei dati ricavati dalle analisi per rilevare le condizioni dei cementi armati strutturali degli elementi costruttivi esistenti, sono state condotte analisi numeriche, atte a verificare la rispondenza con le prescrizioni dettate dalle NTC 08 in termini di resistenza, rigidezza e duttilità.

Sono state condotte due analisi, mediante l'utilizzo del programma SAP 2000 prodotto dalla CSI, la prima con un modello descrittivo della struttura costituita dagli elementi esistenti presenti integrato con quelli di nuova realizzazione, e il secondo comprensivo delle modifiche apportate sugli elementi già prodotti che sono risultati carenti a seguito delle analisi condotte sul primo modello. Le verifiche condotte sul primo modello di riferimento, sono dunque servite a definire i parametri secondo i quali agire con gli interventi di rinforzo strutturale.

3. Il progetto di adeguamento

3.1 La Modellazione Strutturale

Trattandosi di due corpi di fabbrica indipendenti, divisi da giunto sismico, la modellazione è stata eseguita distinta per le due strutture. Il comportamento della struttura è stato valutato attraverso un'analisi dinamica lineare, condotta in bassa duttilità. È stata effettuata una modellazione tridimensionale mediante l'utilizzo di elementi monodimensionali (frame), rappresentati attraverso gli assi baricentrici delle sezioni reali e opportunamente definiti attraverso proprietà geometriche e meccaniche specifiche, in modo da avere un elemento finito perfettamente equivalente all'elemento reale nelle sue proprietà strutturali. Gli elementi secondari (pannellature e solai) sono stati inseriti, in accordo con il paragrafo 7.2.6 delle NTC 08, con aree nulle, non corrispondenti ad elementi finiti, e dunque rappresentati soltanto in termini di massa, considerando trascurabile il loro contributo alla rigidezza e resistenza del sistema strutturale. Le masse sismiche sono state definite a partire dai carichi statici agenti sulla struttura.

I carichi sono stati inseriti nella reale posizione, i carichi permanenti (G1), i sovraccarichi permanenti (G2) e i carichi variabili (Q) sono stati inseriti nelle aree nulle utilizzate per i solai/tamponature e ripartiti automaticamente sulle travi o sui pilastri.

I pesi propri degli elementi strutturali (travi, pilastri) sono presi in automatico dal programma di calcolo.

I gradi di vincolo tra gli elementi sono stati definiti schematizzando il comportamento reale delle connessioni.

Il sistema di connessione trave-pilastro è costituito da elementi in cls troncoconici dotati di perni, posti alle estremità dei pilastri, su cui trovano alloggiamento le travi ad H; le connessioni trave-trave sono invece risolte mediante l'ausilio di spinottature che impediscono la traslazione al sistema semplice appoggio.

Il grado di vincolo interno tra gli elementi è pertanto schematizzato mediante cerniere.

I pilastri, invece, trovando alloggiamento all'interno dei bicchieri, di cui sono dotate le fondazioni superficiali a plinti, sono stati vincolati al suolo mediante un incastro.

Dato che le strutture in oggetto e i relativi collegamenti rispettano le prescrizioni relative ai paragrafi 7.4.5.2 e 7.4.5.3 NTC 08, il conseguente fattore di struttura secondo NTC 7.4.5.1 e Circ. 7.4.5.1.1 è quello relativo, per entrambe, ad uno schema strutturale a telaio con collegamenti a cerniera (Figure 4 e 5), non regolare in pianta per l'assenza del piano rigido sull'orizzontamento di copertura, e:

- Per l'edificio 1, non regolare in altezza, per la presenza del piano intermedio. Ossia è stato adottato un fattore di struttura pari a $q = 2.52$.
- Per l'edificio 2, regolare in pianta. Ossia è stato adottato un fattore di struttura pari a $q = 3.15$.

In accordo con le NTC, che prevedono di tener conto della fessurazione dei materiali fragili, le rigidezze degli elementi strutturali sono state inserite introducendo un fattore di riduzione pari al 40% per le travi e al 25% per i pilastri. La scelta di non assumere il valore massimo previsto dalla norma pari al 50% è giustificata dal fatto che sia per le travi (elementi prefabbricati precompressi) che per i pilastri (elementi pressoinflessi) è prevista una fessurazione minore rispetto agli elementi semplicemente inflessi.

Il fatto, invece, di distinguere il fattore di riduzione per le due tipologie di elementi è da imputare alla considerazione di come la riduzione delle rigidezze influenzi il comportamento della struttura.

Ammettere una rigidezza ridotta vuol dire aumentare il periodo proprio della struttura e quindi comporta verifiche meno gravose allo SLV per la riduzione delle accelerazioni, mentre la verifica allo SLD diventa in generale più conservativa per l'aumento degli spostamenti.

Per elementi come le travi, in cui lo stato di sollecitazione più gravoso è dato dalle condizioni non sismiche, una riduzione più considerevole è da considerarsi a favore di sicurezza, a differenza dei pilastri in cui le condizioni sismiche non sono trascurabili. Oltre alle azioni sismiche dirette nei due piani sono stati aggiunti gli effetti prodotti dall'eccentricità accidentale, introducendo dei tagli in testa ai pilastri del piano di copertura non potendo considerare quest'ultima un diaframma rigido. Per il piano intermedio, sull'edificio 1, è stato invece inserito un diaframma di piano con i relativi momenti torcenti applicati nel baricentro delle masse.

Il comportamento dinamico della struttura è stato analizzato attraverso un'analisi modale con sovrapposizione spettrale, considerando tutti i modi con massa partecipante maggiore del 5% sufficienti ad attivare l'85% della massa sismica nelle direzioni UX, UY, RZ. La combinazione dei modi di vibrare utilizzata è la CQC "combinazione quadratica completa", tenendo conto

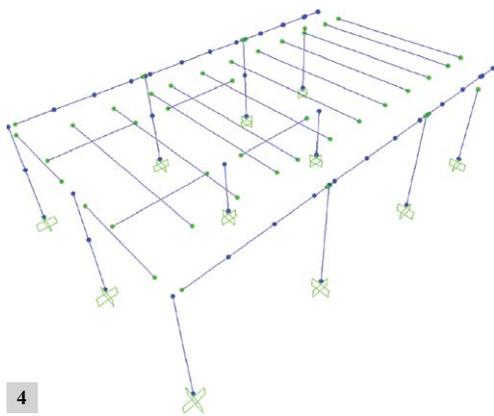


Figura 4
Modello di calcolo: Schema di vincolo Edificio 1.

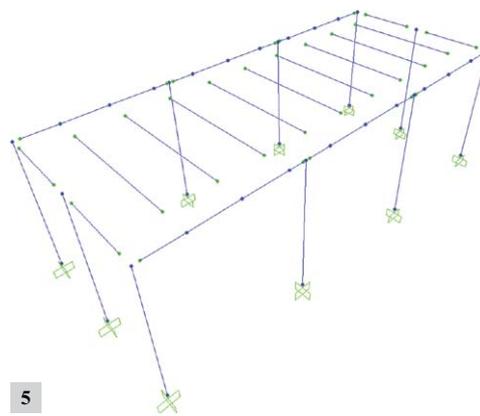


Figura 5
Schema di vincolo Edificio 2.

della componente di smorzamento viscoso. Si riportano in Tabella 2 e 3 i periodi di vibrazione e la percentuale di massa partecipante dei modi principali, distinte per i due edifici.

In accordo con il paragrafo 7.3.1 nelle NTC si sono trascurate le non linearità geometriche in quanto il fattore θ ad ogni orizzontamento è risultato inferiore al valore limite imposto come descritto in Tabella 3 e 4:

$$\theta = \frac{\sum_{i=j+1}^n Pi(\delta_i - \delta_j)}{\sum_{i=j+1}^n Vi(\delta_i - \delta_j)} < 0.1 \quad (2)$$

3.2 Analisi dei risultati ottenuti e interventi sugli elementi esistenti

A seguito dell'esito negativo delle verifiche condotte, si è dovuto intervenire sui pilastri (elementi esistenti) dell'Edificio 2 e sulle connessioni tra questi elementi e le travi di gronda ad H.

L'intervento sui pilastri consiste nella cerchiatura degli stessi con inserimento dell'armatura aggiuntiva, aumento di sezione e ricostruzione della stessa mediante malta fibrorinforzata a ritiro compensato. A titolo esemplificativo si riportano (Figure 6 e 7; Tabelle 6 e 7) per i pilastri esistenti dell'Edificio 2 le verifiche a pressoflessione ante e post intervento sull'elemento maggiormente sollecitato. Sugli elementi trave esistenti le verifiche hanno dato invece esito positivo.

Tabella 2 - Edificio 1_Risultati dell'analisi Modale

Principali modi di vibrare e masse eccitate				
Modo	Periodo	Partecipazione di massa		
		SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.79	0.67	0.04	0.02
2	0.78	0.72	0.82	0.47
3	0.74	0.81	0.83	0.86
4	0.42	0.87	0.84	0.86
5	0.19	0.87	0.98	0.92
6	0.17	0.95	0.98	0.98

Tabella 3 - Edificio 2_Risultati dell'analisi Modale

Principali modi di vibrare e masse eccitate				
Modo	Periodo	Partecipazione di massa		
		SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.08	0.49	0.46	0.21
2	1.07	0.97	0.98	0.72
3	0.94	1.00	1.00	1.00

Tabella 4 - Edificio 1_Calcolo del fattore θ per la verifica delle non linearità geometriche

$P_1 =$	6332.00 kN	carico verticale totale dovuto all'orizzontamento copertura (comb QP)
$P_2 =$	3790.00 kN	carico verticale totale dovuto all'orizzontamento intermedio (comb QP)
$\delta_{1rx} =$	0.020 m	spostamento medio d'interpiano (differenza copertura e piano intermedio) allo SLV in direzione X*fattore di struttura
$\delta_{1ry} =$	0.022 m	spostamento medio d'interpiano (differenza copertura e piano intermedio) allo SLV in direzione Y*fattore di struttura
$\delta_{2rx} =$	0.050 m	spostamento medio d'interpiano (differenza piano intermedio e quota fondazione) allo SLV in direzione X*fattore di struttura
$\delta_{2ry} =$	0.061 m	spostamento medio d'interpiano (differenza piano intermedio e quota fondazione) allo SLV in direzione Y*fattore di struttura
$V_{1x} =$	125.00 kN	forza orizzontale totale relativa all'orizzontamento di copertura in direzione X
$V_{1y} =$	149.00 kN	forza orizzontale totale relativa all'orizzontamento di copertura in direzione Y
$V_{2x} =$	418.00 kN	forza orizzontale totale relativa all'orizzontamento di interpiano in direzione X
$V_{2y} =$	435.00 kN	forza orizzontale totale relativa all'orizzontamento di interpiano in direzione Y
$h_1 =$	4.25 m	altezza orizzontamento di copertura
$h_2 =$	7.63 m	altezza orizzontamento intermedio
$\theta_{2x} =$	0.08 < 0.1	
$\theta_{1x} =$	0.09 < 0.1	
$\theta_{2y} =$	0.10 < 0.1	
$\theta_{1y} =$	0.09 < 0.1	

Tabella 5 - Edificio 2_Calcolo del fattore θ per la verifica delle non linearità geometriche

$P =$	2829.00 kN	carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame (comb QP)
$\delta_{rx} =$	0.06 m	spostamento medio all'interpiano allo SLV in direzione X * fattore di struttura
$\delta_{ry} =$	0.063 m	spostamento medio all'interpiano allo SLV in direzione Y * fattore di struttura
$V_x =$	205.000 kN	forza orizzontale totale relativa all'orizzontamento in esame in direzione X
$V_y =$	206.000 kN	forza orizzontale totale relativa all'orizzontamento in esame in direzione Y
$h =$	9.500 m	distanza tra l'orizzontamento in esame e quello sottostante
$\theta_x =$	0.09 < 0.1	
$\theta_y =$	0.09 < 0.1	

Le norme sismiche indicano espressamente che deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore struttura q adottato (NTC 08, punto 7.3.6.2). Questa richiesta vale in particolare per le travi, perché per garantire una buona duttilità globale è necessario che gli estremi di esse abbiano un'elevata capacità di deformazione plastica. La norma prevede anche delle indicazioni specifiche per il calcolo dei limiti minimi della duttilità di curvatura. Ai fini pratici però, un calcolo della duttilità di curvatura non è necessario (come specificato sempre al punto 7.3.6.2) a patto che si rispettino le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive. Per tali motivi si è posta particolare attenzione ai collegamenti esistenti. Le travi, come mostrato in precedenza, sono collegate meccanicamente ai pilastri mediante nodi fissi realizzati con connettori metallici (spinotti) realizzando un vincolo di cerniera. Le verifiche sul nodo costituito da due connettori metallici $\phi 18$ non hanno dato esito positivo e sono stati sostituiti con 2 connettori $\phi 26$ (Figura 8 a pagina seguente). Come prescritto, infatti, al punto 7.4.5.2 della NTC 2008, tenendo conto che il collegamento in oggetto ricade al di fuori delle previste zone critiche (non influisce sulle capacità dissipative della struttura), e quindi è di tipo "a"; il dimensionamento dei connettori deve essere in grado di garantire la formazione della cerniera plastica alla base dei pilastri con l'utilizzo di un fattore di sovra resistenza $\gamma_{rd} = 1.1$ in bassa duttilità. Per pilastri monopiano dell'Edificio 2 (l'edificio 1 ha i pilastri di nuova realizzazione in cui le spinottature sono state realizzate a valle delle analisi) tale condizione è garantita da connettori in grado di trasferire una sollecitazione orizzontale di:

$$V_{ed,GRD} = \gamma_{rd} \times M_{res}/h_{pil} \quad (3)$$

Le connessioni trave-trave, verificate per entrambi gli edifici, costituite da due connettori metallici $\phi 12$, risultano ampiamente verificate.

Anche le verifiche agli SLD, vincolanti in una struttura altamente deformabile come quella in esame, hanno dato esito positivo. Nello specifico si è verificato che gli spostamenti di interpiano (drift), a cui è soggetta la struttura sotto l'azione sismica di progetto,

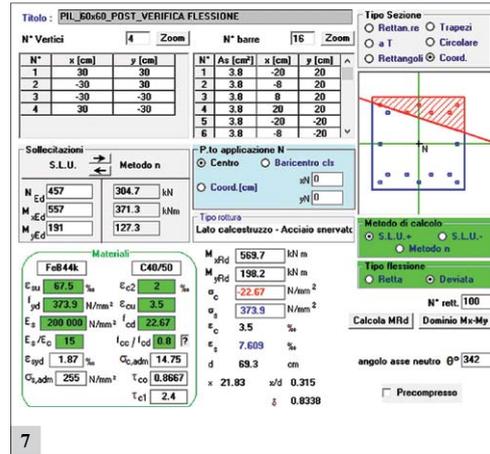
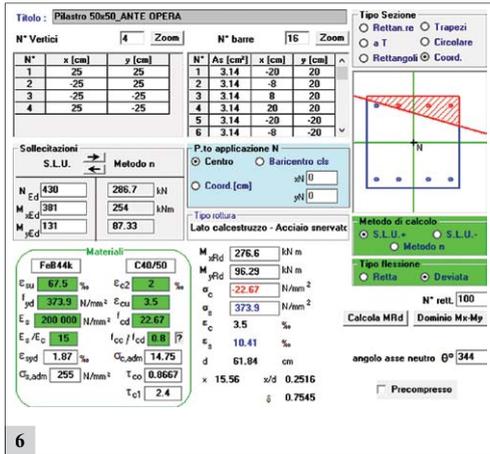


Figura 6 Verifica a pressoflessione elemento ante opera.

Figura 7 Verifica a pressoflessione elemento post opera.

Tabella 6 - Edificio 2_Valori massimi di sollecitazione allo SLV sui pilastri esistenti (SLV - PIL 50x50 - Ante opera)

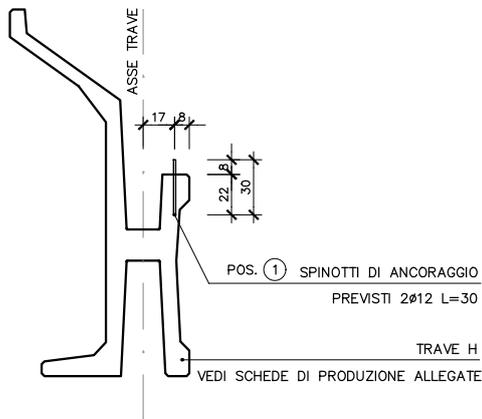
Sollecitazioni	Elemento	Combinazione Di Carico	Ascissa m	N kN	V2 (Tx) kN	V3 (Ty) kN	Mt kNm	M2 (Mx) kNm	M3 (My) kNm
N min	A_3	SLE_FR_dom QH	0.00	-249.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
N max	C_5	SLU_A1 str_dom QH_W_Xm_Tp	0.00	-847.4	5.5	0.4	0.0	3.7	52.1
Tx max	B_7	SLU_A1 str_dom Q_W_Xm_Tm	0.00	-417.6	64.5	0.0	0.0	0.0	205.0
Tx min	B_1	SLU_A1 str_dom Q_W_Xp_Tm	0.00	-417.6	-64.5	0.0	0.0	0.0	-205.0
Ty max	A_7	SLU_A1 str_dom Q_W_Ym_Tm	0.00	-572.4	-0.6	60.3	-3.8	243.4	-4.2
Ty min	C_5	SLU_A1 str_dom Q_W_Yp_Tm	0.00	-760.4	-0.4	-106.4	0.7	-355.1	-3.4
Mt max	B_7	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXp_MTYp	0.00	-318.3	30.9	14.3	17.8	136.2	293.7
Mt min	B_7	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXm_MTYm	0.00	-318.3	-30.9	-14.3	-17.8	-136.2	-293.7
Mx max	C_7	E_SLV_03Xm_Ym_03Zm_MTXm_MTYm	0.00	-430.4	14.1	40.4	4.6	381.1	131.0
Mx min	C_7	E_SLV_03Xm_Ym_03Zm_MTXp_MTYp	0.00	-430.4	-14.1	-40.4	-4.6	-381.1	-131.0
My max	C_1	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXm_MTYm	0.00	-430.4	35.2	13.5	8.9	127.2	331.5
My min	C_1	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXp_MTYp	0.00	-430.4	-35.2	-13.5	-8.9	-127.2	-331.5

Tabella 7 - Edificio 2_Valori massimi di sollecitazione allo SLV sui pilastri oggetti di intervento (SLV - PIL 60x60 - Post opera)

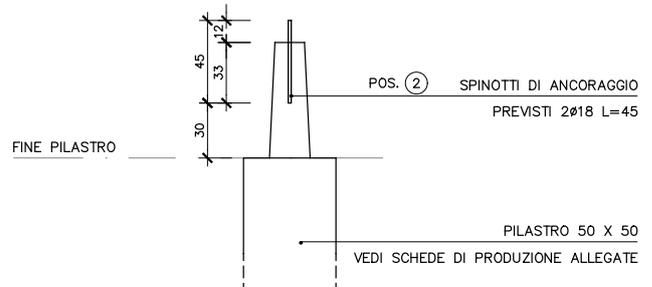
Sollecitazioni	Elemento	Combinazione di Carico	Ascissa m	N kN	V2 (Tx) kN	V3 (Ty) kN	Mt kNm	M2 (Mx) kNm	M3 (My) kNm
N min	A_3	SLE_FR_dom QH	0.00	-275.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
N max	C_5	SLU_A1 str_dom QH_W_Xm_Tm	0.00	-881.4	6.4	-0.8	0.0	-7.7	61.0
Tx max	B_7	SLU_A1 str_dom Q_W_Xm_Tm	0.00	-451.6	65.9	0.0	0.0	0.0	217.7
Tx min	B_1	SLU_A1 str_dom Q_W_Xp_Tm	0.00	-451.6	-65.9	0.0	0.0	0.0	-217.7
Ty max	A_7	SLU_A1 str_dom Q_W_Ym_Tm	0.00	-606.4	0.7	60.5	-2.3	245.8	7.3
Ty min	C_5	SLU_A1 str_dom Q_W_Yp_Tm	0.00	-794.3	0.1	-107.8	-0.9	-367.4	0.7
Mt max	B_7	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXp_MTYp	0.00	-344.4	45.3	21.0	29.0	199.7	430.7
Mt min	B_7	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXm_MTYm	0.00	-344.4	-45.3	-21.0	-29.0	-199.7	-430.7
Mx max	C_7	E_SLV_03Xm_Ym_03Zm_MTXm_MTYm	0.00	-456.5	20.4	58.8	6.2	556.7	191.6
Mx min	C_7	E_SLV_03Xm_Ym_03Zm_MTXp_MTYp	0.00	-456.5	-20.4	-58.8	-6.2	-556.7	-191.6
My max	C_1	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXm_MTYm	0.00	-456.5	52.3	19.6	13.5	185.8	494.6
My min	C_1	E_SLV_Xm_03Ym_03Zm_MTXp_MTYp	0.00	-456.5	-52.3	-19.6	-13.5	-185.8	-494.6

ANTE OPERA

TRAVE H-TRAVE Y

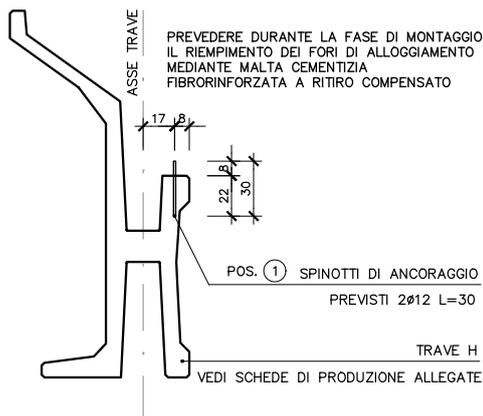


TRAVE H-PILASTRO

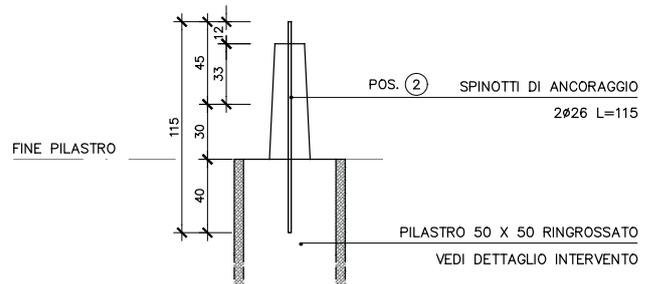


POST OPERA

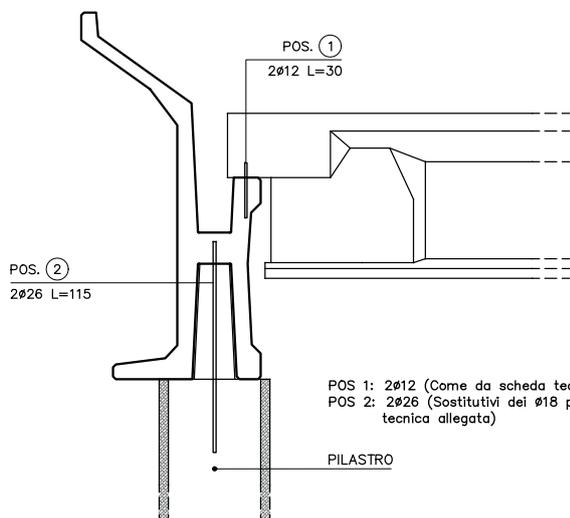
TRAVE H-TRAVE Y



TRAVE H-PILASTRO



NODO DI COPERTURA



PREVEDERE LA SOSTITUZIONE DEGLI SPINOTTI DI ANCORAGGIO TRAVE H PILASTRO CON DEGLI SPINOTTI Ø26 IN ACCIAIO B450

PREVEDERE DURANTE LA FASE DI MONTAGGIO IL RIEMPIMENTO DEI FORI DI ALLOGGIAMENTO MEDIANTE MALTA CEMENTIZIA FIBRORINFORZATA A RITIRO COMPENSATO

POS 1: 2Ø12 (Come da scheda tecnica allegata)
POS 2: 2Ø26 (Sostitutivi dei Ø18 previsti nella scheda tecnica allegata)

non producono sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nelle costruzioni civili e industriali questo si traduce con la verifica che gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori al limite (7.3.7.2 NTC):

$$d_r \leq 0,01 h \quad (4)$$

Si riportano nelle Tabelle 8-9 le verifiche effettuate. Si è verificato inoltre che le dimensioni del giunto fossero idonee, cioè che la distanza tra le due costruzioni fosse tale da evitare fenomeni di martellamento, facendo riferimento alle verifiche previste dalle NTC 08:

$$(7.2.2 \text{ NTC } 08) \quad d_E > 1/100 h \text{ (a}_g \text{ S/0.5 g)} \quad (5)$$

$$(7.3.3.3 \text{ NTC}08) \quad d_E > \mu d * d_{E,slv} \quad (6)$$

Tabella 8 - Edificio 1_ Valori massimi e verifica degli spostamenti di interpiano (drift) allo SLD

Spostamenti massimi di interpiano								
Pilastro	C.C.	U1	U2	U1(Pc-P1)	U2(Pc-P1)	U1(P1-Pf)	U2(P1-Pf)	
		m	m	m	m	m	m	
11_Pc	ESLD_X	0.054	0.014	0.034	0.007			
11_Pc	ESLD_Y	0.003	0.057	0.002	0.034			
11_P1	ESLD_X	0.020	0.007			0.020	0.007	
11_P1	ESLD_Y	0.001	0.022			0.001	0.022	
12_Pc	ESLD_X	0.054	0.003	0.034	0.002			
12_Pc	ESLD_Y	0.003	0.056	0.002	0.034			
12_P1	ESLD_X	0.020	0.001			0.020	0.001	
12_P1	ESLD_Y	0.001	0.022			0.001	0.022	
13_Pc	ESLD_X	0.054	0.009	0.034	0.005			
13_Pc	ESLD_Y	0.003	0.055	0.002	0.034			
13_P1	ESLD_X	0.020	0.005			0.020	0.005	
13_P1	ESLD_Y	0.001	0.021			0.001	0.021	
15_Pc	ESLD_X	0.050	0.014	0.031	0.007			
15_Pc	ESLD_Y	0.002	0.057	0.001	0.034			
15_P1	ESLD_X	0.019	0.007			0.019	0.007	
15_P1	ESLD_Y	0.001	0.022			0.001	0.022	
			dr	0.034	0.034	dr	0.020	0.022
			h_{pil}	3.38		h_{pil}	3.250	
			0.01 h_{pil}	0.034		0.01 h_{pil}	0.033	

Tabella 9 - Edificio 2 Verifica massimo spostamento interpiano allo SLD

Spostamenti massimi in copertura			
Pilastro	C.C.	U1	U2
		m	m
14_Pc	ESLD_X	0.054	0.015
14_Pc	ESLD_Y	0.003	0.055
18_Pc	ESLD_X	0.062	0.014
18_Pc	ESLD_Y	0.004	0.057
19_Pc	ESLD_X	0.062	0.003
19_Pc	ESLD_Y	0.004	0.062
20_Pc	ESLD_X	0.062	0.009
20_Pc	ESLD_Y	0.004	0.059
21_Pc	ESLD_X	0.062	0.015
21_Pc	ESLD_Y	0.004	0.055
	dr	0.062	0.062
	h_{pil}		6.53
	0.01 h_{pil}		0.065

4. Messa in opera degli elementi prefabbricati: gli interventi sugli elementi ed il piano di montaggio della struttura

La fase di montaggio della struttura prefabbricata ha comportato un'integrazione e coordinamento con le fasi operative di cantiere. Tali fasi costruttive, talune propedeutiche al montaggio di parti di fabbricato, sono state eseguite a piè d'opera e in officina (vedasi la realizzazione dei casseri metallici per la ricostruzione delle estremità tronco-coniche per i pilastri di nuova produzione). Riassumendo le fasi operative di cantiere sono state le seguenti:

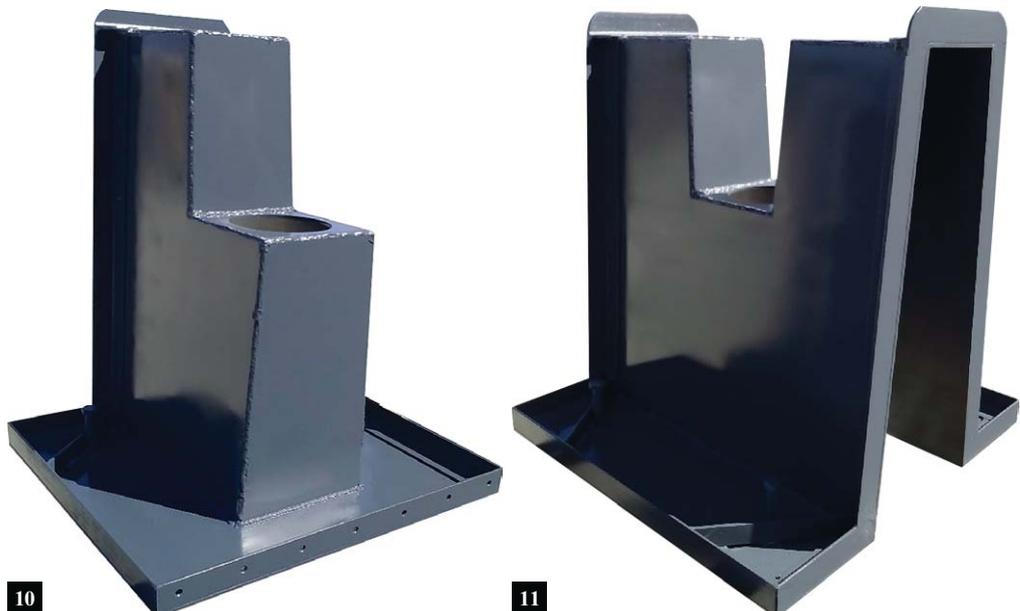
1. Realizzazione di fondazioni con plinti a bicchiere (su pali \varnothing 800, profondità 12.00 m) (Figura 13);
2. Messa in opera di struttura Edificio 2 (esistente) composta da: n. 10 pilastri 50x50 – n. 10 travi-vela h: 200 cm - n. 9 tegoli Y (Figura 15);
3. Realizzazione di casseri metallici per nuovi pilastri (n. 2 tipologie; Figure 10 e 11);
4. Produzione e messa in opera di struttura Edificio 1 (nuova produzione) composta da: n. 11 pilastri 60x60 (con mensole tozze per solaio soppalco) - solaio in lastre alveolari – pannelli perimetrali di tamponatura (Edificio 1);
5. Taglio di n. 2 travi-vela h: 170 cm (Edificio 1) per giunto sismico (Figura 12);
6. Messa in opera elementi di copertura Edificio 1 (esistente) composti da: n.8 travi-vela h: 170 cm - n. 11 tegoli Y (Figura 14);
7. Fissaggio piastre in acciaio per appendimento pannelli perimetrali Edificio 2 (Figure 16, 17 e 18);
8. Armatura e getto ringrosso di sezione su pilastri Edificio 2;
9. Produzione e messa in opera di pannelli di tamponatura Edificio 2;
10. Completamento copertura, impermeabilizzazione e sigillatura pannelli perimetrali.

Figura 9
Edificio 2_Carotaggio del perno di fissaggio pilastro-trave per sostituzione con barra di ancoraggio \varnothing 26.



Figura 10
Edificio 1_Cassero metallico per realizzazione della parte sommitale di innesto alla trave-vela, realizzate in officina per il getto dei pilastri di nuova produzione.

Figura 11
Edificio 1_Cassero metallico per realizzazione della parte sommitale di innesto alla trave-vela, realizzate in officina per il getto dei pilastri di nuova produzione.



10

11



Figura 12
Edificio 1_Taglio della trave-
vela.

Figura 13
Edificio 1_Armatura del
plinto a bicchiere per pilastri.



Figura 14
Edificio 1_Movimentazione
e montaggio travi e tegoli di
copertura.



Figura 15
Edificio 2_Montaggio
struttura e tamponatura in
pannelli prefabbricati.

Figura 16
 Sezione esplicative di
 dettaglio per fissaggio
 ancoraggi pannelli a
 pilastri pre cerchiatura per
 adeguamento sismico.

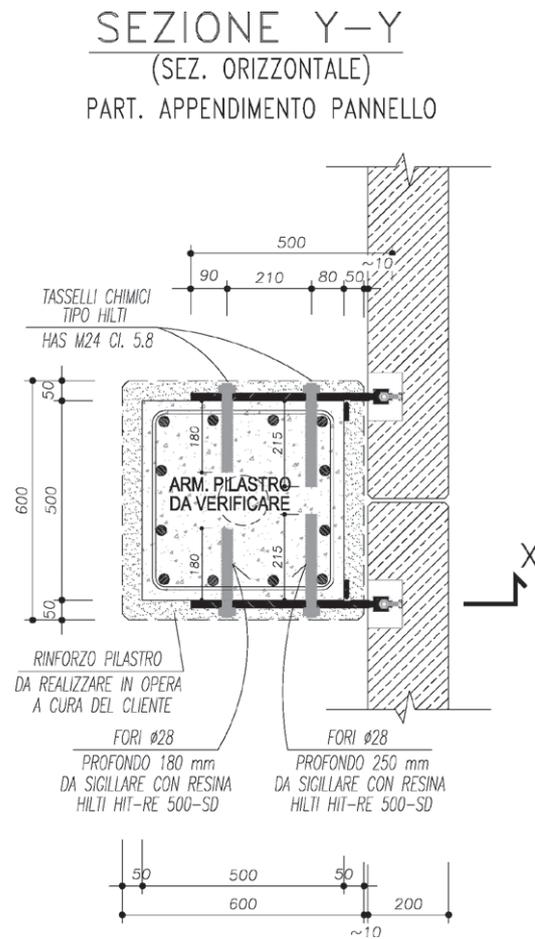
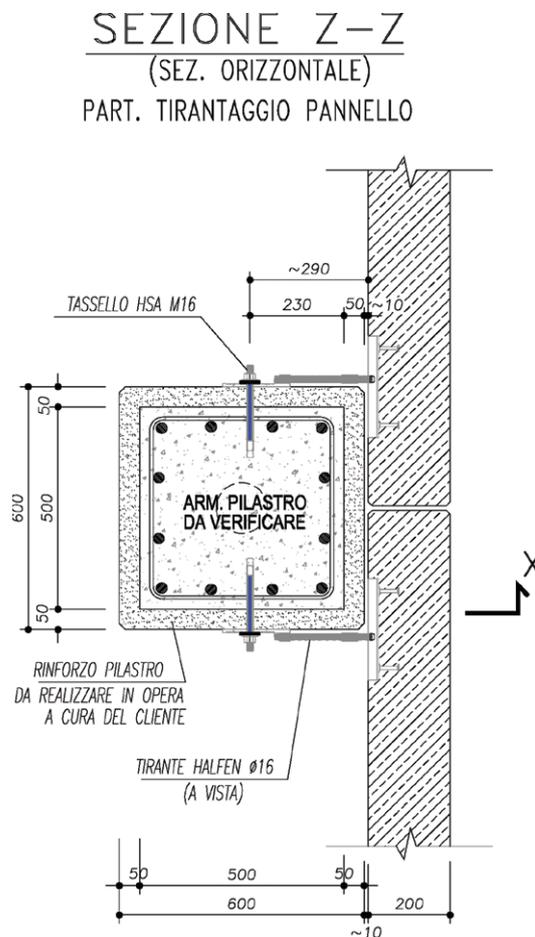


Figura 17
 Sezioni esplicative di
 dettaglio per fissaggio
 ancoraggi pannelli a
 pilastri post cerchiatura per
 adeguamento sismico.



SEZIONE X-X (VERTICALE)

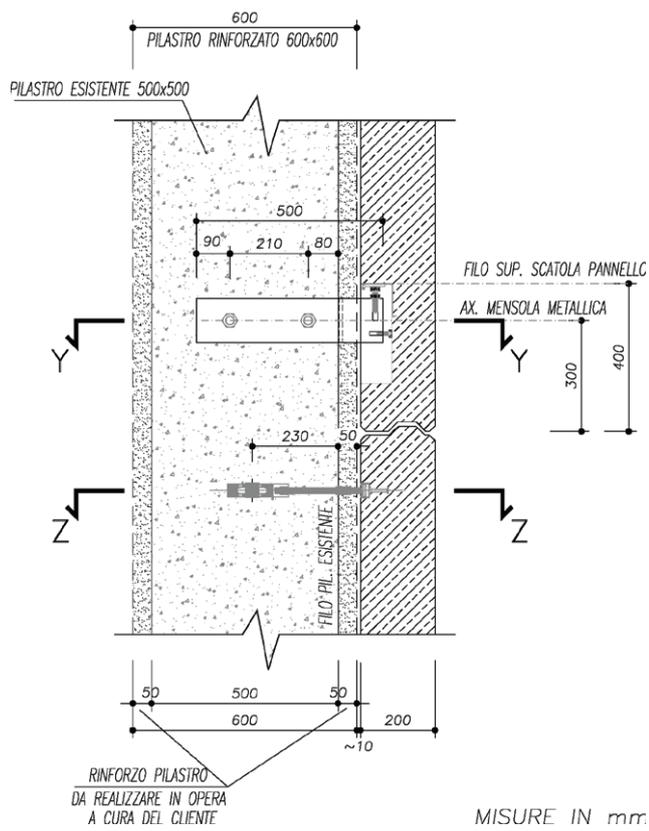


Figura 18
Sezione esplicitiva di dettaglio (verticale) del sistema di fissaggio pannelli di tamponatura.



Figura 19
Edificio 2_Armatura della cerchiatura su pilastri per adeguamento sismico.

Figura 20
Edificio 2_Pilastro cerchiato
per adeguamento sismico.

