

Interventi di miglioramento sismico di edifici industriali prefabbricati con soluzioni strutturali alternative



Mariano Angelo Zanini, Alberto Dusi, Giovanni Tecchio, Claudio Modena
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - ICEA, Università degli Studi di Padova

Keywords: edifici industriali monopiano, adeguamento sismico, miglioramento sismico.

ABSTRACT

Il presente studio analizza un intervento di adeguamento sismico di un edificio a destinazione industriale sito nel Comune di Mirandola, colpito dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012. La struttura realizzata in elementi prefabbricati si eleva su due livelli ha subito un significativo danneggiamento evidenziando spostamenti differenziali di rilievo tra i vari pilastri, che hanno richiesto un iniziale urgente intervento di adeguamento e un successivo progetto di adeguamento della struttura per evitare altrimenti la necessaria demolizione e ricostruzione.

1 INTRODUZIONE

Come ormai acclarato dai più, nei recenti eventi sismici che hanno colpito la regione Emilia-Romagna nel Maggio 2012 sono emerse le enormi carenze strutturali degli edifici industriali e più in generale dell'edilizia prefabbricata in cemento armato. Tale scenario è stato determinato da un lato dalle carenze normative che sino a pochi anni fa classificavano lo stesso territorio come non sismico – salvo poi doversi ricredere – e dall'altro dalla natura strutturale delle stesse costruzioni. Il sistema costruttivo pensato e realizzato nella maggior parte delle casistiche è stato infatti dimensionato essenzialmente per soli carichi verticali (modeste le azioni orizzontali “statiche” sopportabili): tale progettazione, priva di ridondanze, con l'unico orizzontamento privo di rigidità nel piano nel caso di edifici monopiano, riconduceva la funzione resistente al sistema semplice del “pendolo inverso” costituito dal singolo pilastro (non avente interazioni con il resto della struttura).

Tale configurazione strutturale comporta una serie di criticità concatenate:

- nodo pilastro-plinto: il pilastro inserito nel bicchiere, con incertezze sulla definizione della condizione di vincolo al piede delle colonne;

- bicchiere: spesso poco armato, atto a sopportare solo modeste componenti di taglio trasmesse dal pilastro.

In tale contesto strutturale appare “relativamente” facile porre rimedio alle carenze di collegamento tra travi e colonne, tenendo comunque presenti alcuni dettagli:

- gli elementi strutturali sono “sottoarmati”, e quindi gli ancoraggi avvengono in zone di calcestruzzo praticamente privo di armature, con possibili rotture fragili;

- il ricorso a sistemi di collegamento basato sull'impiego di dispositivi di isolamento – dissipazione riduce l'intensità delle forze orizzontali, e quindi pare in genere auspicabile, ma difficilmente evita di rinforzare il pilastro con armature (acciaio, frp,...) aggiuntive, inficiando quindi la convenienza di tale soluzione in termini di costi di intervento.

Appare invece problematica la risoluzione delle evidenti carenze tramite rinforzo:

- dell'attacco del pilastro al plinto;

- del bicchiere;
- del plinto (allargamento per limitare le deformazioni e anche la perdita di equilibrio).

Appare anche problematico controllare il comportamento locale e globale nel campo di forti non linearità in assenza di rigidità nel piano della copertura, che in alcuni casi è difficilmente ottenibile, specie qualora ci si trovi di fronte a coperture con elementi a shed.

2 POSSIBILI STRATEGIE DI INTERVENTO ALTERNATIVE

Per le succitate motivazioni l'approccio di sistematico rinforzo puntuale (nodo per nodo, pilastro per pilastro) risulta dunque pieno di criticità e molto "invasivo", comportando in buona sostanza l'interdizione degli ambienti lavorativi per il periodo dei lavori di adeguamento sismico, evidenza che deve essere assolutamente evitata per permettere quantomeno una parziale prosecuzione delle attività produttive all'interno degli ambienti della struttura da adeguare.

Alla luce di tali considerazioni è stata pertanto progettata una soluzione che potrebbe ridurre drasticamente tali criticità, che consisterebbe nell'affidare un ruolo strutturale alle pavimentazioni - come di fatto è avvenuto nella realtà e si è potuto osservare, sia pure in maniera naturale e non "forzata" - e cioè quello di "puntello orizzontale" che protegge gli elementi strutturali al di sotto del livello di pavimentazione (sezione inferiore del pilastro, bicchiere, sistema terreno fondazione) che potrebbero continuare a funzionare strutturalmente come in precedenza, cioè per i soli carichi verticali.

Il problema pertanto si configurerà nel rendere affidabile, quindi controllabile e verificabile, tale ruolo strutturale delle pavimentazioni.

Un approccio alternativo può consistere nell'andare a confinare la struttura esistente progettata per resistere sostanzialmente ai carichi verticali con nuove strutture e/o appositi elementi strutturali atti a impedire gli spostamenti differenziali tra i vari elementi strutturali di copertura in corrispondenza delle teste dei pilastri (e quindi anche il nodo trave-pilastro), andando così a conferire una maggiore rigidità nel piano all'interno sistema esistente. Dal punto di vista strutturale la soluzione comporterebbe quindi la redistribuzione delle forze agenti sulla struttura continuando ad assegnare i carichi verticali agli

elementi strutturali esistenti e andando ad affidare le forze orizzontali alle nuove strutture di contenimento della struttura esistente (con la realizzazione di un anello esterno di contenimento). Le nuove strutture andrebbero fondate su nuove fondazioni autonome in maniera tale da non andare a interferire con le vecchie fondazioni e andando di conseguenza a ridurre i costi di intervento.

Questa soluzione permetterebbe così di andare a "declassificare" le strutture esistenti a strutture "secondarie", con l'escusivo ruolo di portare solo i carichi verticali e progettare adeguatamente le nuove strutture atte all'assorbimento delle forze orizzontali.

In questo articolo si illustra il progetto di adeguamento di un edificio industriale mediante il ricorso a questa tecnica alternativa di confinamento strutturale dell'edificio esistente con un nuovo sistema strutturale sismo-resistente.

3 STATO DI FATTO

Il fabbricato preso in esame in questo lavoro è caratterizzato da una pianta rettangolare di dimensioni pari a 61 x 40 m e si sviluppa su due livelli: il primo solaio si trova a quota +7,85 m mentre il secondo solaio che funge da copertura piana è disposto a +13 m, ambedue rispetto al piano campagna. Nelle successive Figure 1, 2, 3 vengono riportate la pianta degli elementi strutturali e le due sezioni principali della struttura originaria.

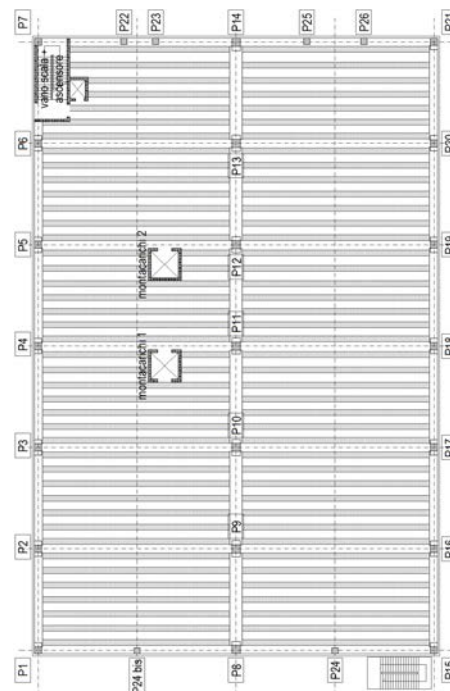


Figura 1. Disposizione e degli elementi strutturali.

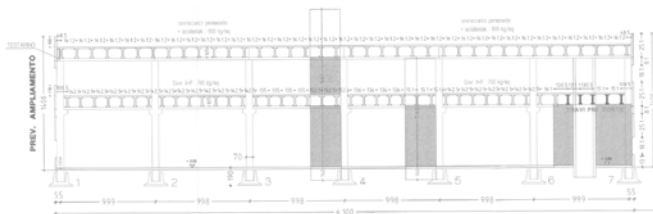


Figura 2. Sezione longitudinale della struttura.

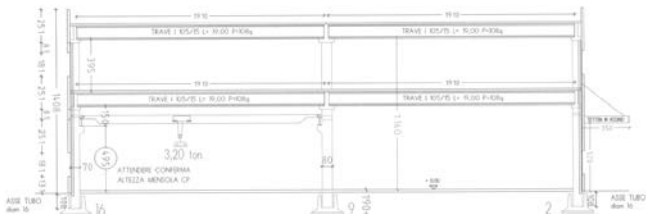


Figura 3. Sezione trasversale della struttura.

Il fabbricato è costituito da una struttura a tre telai longitudinali (uno central e due laterali) e da una serie di setti in calcestruzzo armato.

I due telai longitudinali di bordo composti da:

- pilastri (sezione 70 x 70 cm) incastrati a livello dei plinti a pozzetto (dimensione 200 x 200 cm) poggianti su 5 pali battuti troncoconici ($d_{\text{testa}} = 42$ cm; $d_{\text{punta}} = 24$ cm; $L = 27.5$ m);
- travi principali precomprese (sezione ad L; $h = 135$ cm; $L = 10$ m) semplicemente appoggiate alle mensole dei pilastri.

Il telaio longitudinale centrale costituito da:

- pilastri (sezione 80 x 80 cm) incastrati a livello dei plinti a pozzetto (dimensione 240 x 240 cm) poggianti su 8 pali battuti troncoconici ($d_{\text{testa}} = 42$ cm; $d_{\text{punta}} = 24$ cm; $L = 27.5$ m);
- travi principali precomprese (sezione ad T rovescio; $h = 135$ cm; $L = 10$ m) semplicemente appoggiate alle mensole dei pilastri.

Per quanto riguarda la disposizione dei setti, sono stati realizzati:

- setti in c.a. ($s = 30$ cm) in corrispondenza del primo montacarichi che si estendono fino a quota +16.83 m dal p.c. e poggianti su 4 pali battuti troncoconici;
- setti in c.a. ($s = 30$ cm) in corrispondenza del secondo montacarichi che si estendono fino a quota +11.60 m dal p.c. e poggianti su 4 pali battuti troncoconici;

- setti in c.a. ($s = 25 \text{ — } 30$ cm) in corrispondenza del vano scala e dell'ascensore che si estendono fino al primo solaio e poggianti su 5 pali battuti troncoconici.

Sulle travi principali dei telai longitudinali poggiano le travi secondarie precomprese (sezione ad I; $h = 105$ cm; $L = 19.45$ m) con interasse pari a 142.5 cm e 161.2 cm rispettivamente al primo solaio e al secondo solaio; le quali sorreggono il solaio unidirezionale formato da lastre predalle non alleggerite ($s = 8 + 8$ cm).

I danneggiamenti riportati in seguito al sisma sono stati molto rilevanti, e l'edificio è stato dichiarato inagibile. Si sono verificati danni con espulsione dei tamponamenti (Figura 4), danni ai nuclei ascensori (Figura 5), plasticizzazione dei pilastri alla base con spostamenti residui fuori piombo dei pilastri dell'ordine di 21cm (Figura 6), rottura completa della soletta di interpiano non sufficientemente armata (Figura 7).



Figura 4. Danneggiamenti ai tamponamenti.



Figura 5. Danneggiamenti ai nuclei ascensore.



Figura 6. Plastizzazione dei pilastri alla base con fuori piombo residui



Figura 7. Rottura della soletta d'interpiano.

4 DEFINIZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE

Nella definizione dell'entità delle azioni sismiche sulle strutture, un ruolo cruciale viene giocato dalla determinazione del fattore di amplificazione dello scuotimento: la norma prevede l'esecuzione di studi specifici sulla risposta sismica locale (RSL) o alternativamente l'utilizzo di un'approccio semplificato basato sull'uso di coefficienti di amplificazione spettrale calcolati principalmente in funzione delle condizioni topografiche. Tra i due approcci è diventata prassi comune da parte dei professionisti stimare l'amplificazione locale attraverso l'approccio semplificato, limitando

l'utilizzo di studi di RSL solo a situazioni progettuali particolari e/o a situazioni in cui diventa veramente indispensabile una conoscenza approfondita dell'area in esame.

Gli studi di RSL definiscono il moto sismico al piano di posa delle fondazioni a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza nel passaggio dal substrato rigido (bedrock) al piano di fondazione. Queste modifiche possono avere diversa natura e, in particolare, sono legate principalmente ad effetti stratigrafici (ad es. presenza di un terreno deformabile sovrastante un substrato a più elevata rigidità), di bordo (risposta sismica ai margini di depositi di valle con geometria dell'interfaccia 2D e 3D) e/o topografici.

Gli studi di RSL, essendo direttamente legati alle condizioni specifiche del sito in esame, possono condurre ad una stima più accurata delle azioni sismiche rispetto a quelle valutate attraverso l'approccio semplificato. Tale maggiore accuratezza può evitare sia assunzioni troppo conservative, dunque inutilmente dispendiose, deleterie rispetto ad una strategia globale di mitigazione del rischio sismico in una condizione di estrema limitatezza delle risorse disponibili, che assunzioni non conservative con conseguenze potenzialmente gravi sulla sicurezza.

In sostanza la maggiore accuratezza consente, nella progettazione di nuove costruzioni ma soprattutto nell'adeguamento di quelle esistenti, naturalmente un aumento della sicurezza, una più chiara determinabilità delle scelte progettuali e, molto spesso, anche un risparmio economico.

La campagna di indagine eseguita, accompagnata dalle relazioni specifiche, che contengono la ricostruzione della geologia dell'area di intervento, la determinazione dei parametri geotecnici dei litotipi indagati, l'analisi sismica del sito con l'indicazione delle eventuali criticità del contesto geologico locale e degli "effetti di sito", ha permesso di ricavare lo spettro di risposta sismica locale riportato in Figura 8. Si è potuto osservare come lo spettro al 25% dello spettro di risposta elastico, ottenuto attraverso gli studi di risposta sismica locale, è prossimo a quello allo SLO, ipotizzando una vita nominale pari a 50 anni, un coefficiente d'uso pari a 1 e una categoria di sottosuolo di tipo D (ipotesi convalidata dalla relazione geologica-geotecnica). Essendo lo spettro allo SLO lo spettro definito in

normativa con il più piccolo periodo di ritorno (T_R), si studia la vulnerabilità dell'edificio, in oggetto di tale relazione, partendo dallo spettro di progetto pari al 25% di quello allo SLV.

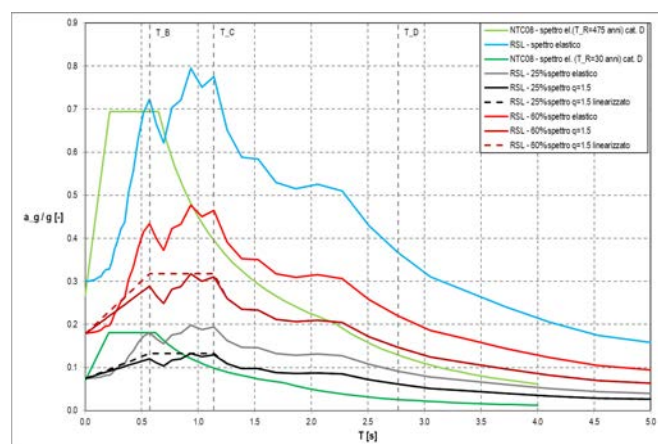


Figura 8. Confronto tra gli spettri previsti da normativa e i risultati degli studi RSL condotti.

Si ipotizza che l'edificio risponda in maniera sostanzialmente elastica al sisma di progetto si fa, quindi, riferimento ad un valore adeguatamente basso del coefficiente di struttura, q , pari a 1.5 (Reluis - Linee di indirizzo GDL Capannoni, 2012).

5 MODELLAZIONE E VERIFICHE STRUTTURALI

Successivamente è stato realizzato il modello strutturale dell'edificio tramite il software commerciale SAP2000 (Figure 9, 10). Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione di calcolo. Detta eccentricità è stata assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti (§ 7.2.6 NTC08).

Nella modellazione il solaio di copertura è assunto come piano rigido al contrario di quello intermedio in quanto si è osservato come utilizzando uno spettro di progetto pari al 30% SLV le tensioni sul calcestruzzo superino i valori di tensione di formazione delle fessure.

Sono state effettuate le verifiche di resistenza e instabilità di tutti gli elementi strutturali, evidenziando le principali carenze strutturali dell'edificio nello stato attuale; in Figura 11 vengono riportati i domini di resistenza della pilastrata 9-13.

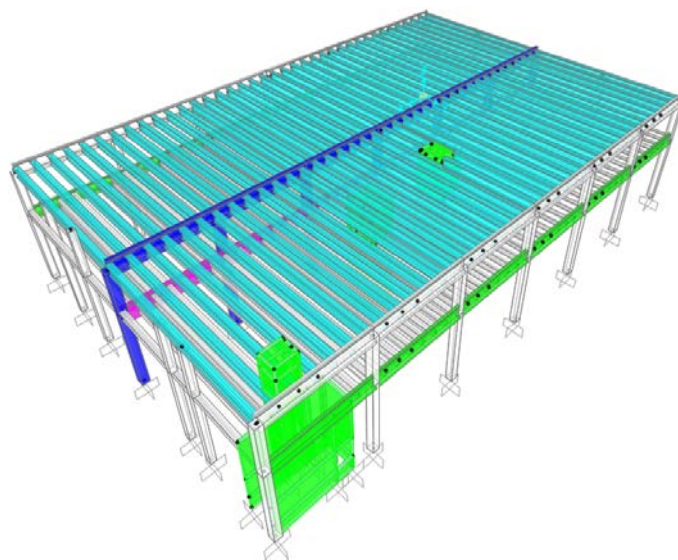


Figura 9. Modello agli elementi finiti della struttura.

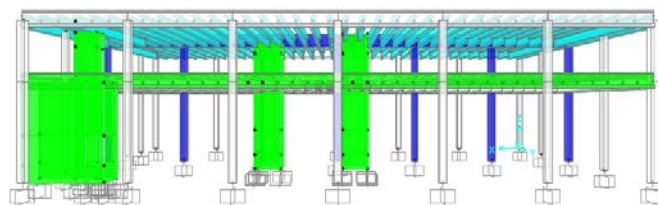


Figura 10. Vista longitudinale del modello FEM.

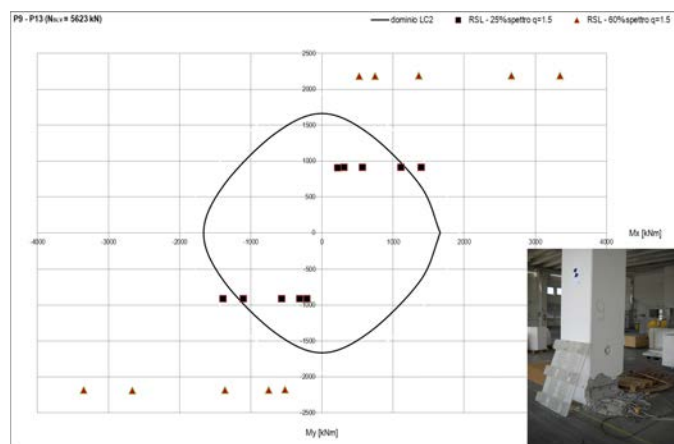


Figura 11. Dominio di resistenza della pilastrata 9-13.

Sono state eseguite verifiche a pressoflessione in combinazione sismica e verifiche a taglio dei pilastri, dei bicchieri, dei setti e dei pali di fondazione.

Dall'analisi dinamica condotta sul fabbricato si è quindi osservato come in buona sostanza l'edificio risulti vulnerabile considerando il 25% dell'azione sismica derivante dallo spettro di progetto, allo Stato Limite di Salvaguardia della vita, con fattore di struttura $q = 1.5$.

Complessivamente è stato osservato che gli elementi strutturali che non soddisfano i criteri di

verifica presenti nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC08) risultano essere:

- i plinti a bicchiere dei pilastri a motivo della una scarsa quantità d'armatura presente;
- i pali di fondazione dei setti in c.a. del montacarichi 1 e del vano scala, a motivo dell'esiguo numero di pali in rapporto all'elevata forza di taglio trasmessa alla base dei setti;
- il getto di completamento delle lastre predalle del I° solaio, che risulta già fessurato e non più in grado di svolgere il compito di piano rigido.

Le verifiche di resistenza (pressoflessione e a taglio) dei setti in c.a. dei montacarichi e del vano scala non sono state condotte in quanto non sono state reperiti gli elaborati progettuali e non sono state eseguite indagini che possano permettere allo scrivente di quantificare l'entità e la posizione dei ferri d'armatura; nonostante ciò dall'entità delle forze in gioco le sezioni sembrerebbero risultare difficilmente verificate.

Si è sottolineato inoltre come l'elevata estensione dei setti del vano scala, con conseguente elevata rigidità flessionale nel proprio piano, modifichi la posizione del centro di rigidità della struttura verso l'angolo dell'edificio dove è posizionato il vano scala; determinando una grande eccentricità fra il centro di massa e centro di rigidità e aumentando così le forze agenti sui singoli elementi strutturali.

6 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

Alla luce delle condizioni strutturali rilevate è stato predisposto un intervento di miglioramento sismico pensato per il conseguimento di un livello di sicurezza minimo pari al 60% di quello previsto per le nuove costruzioni, improntando la filosofia progettuale alla riduzione delle criticità della struttura esistente mediante la realizzazione di un nuovo sistema di setti in c.a..

I nuovi setti in c.a. andranno a costituire i nuovi elementi resistenti alle forze laterali, saranno posti ortogonalmente al perimetro dell'edificio in corrispondenza di ogni pilastro, costruiti esternamente al volume esistente e

collegati fra loro e con gli impalcati interni mediante solette in c.a. a livello dei piani esistenti.

Le nuove strutture sono state quindi progettate ad hoc per l'assorbimento delle sollecitazioni derivanti dallo scuotimento della struttura del fabbricato esistente e saranno pertanto dotati di nuove fondazioni indipendenti in c.a. su pali trivellati di medio diametro in maniera tale da non andare a interferire con il funzionamento strutturale delle fondazioni esistenti.

Nel dettaglio, l'intervento di miglioramento sismico si articola nelle seguenti fasi:

- Riduzione della rigidità dei nuclei esistenti in c.a.: si demoliscono i setti in c.a. del vano scala e dei vani montacarichi lasciando solo i "pilastrini" d'angolo (rinforzati) in grado di sostenere le travi secondarie, che sostengono il solaio predalle, e la scala, in modo da ridurre la rigidità dei setti e per diminuire l'influenza del vano scala posizionato all'angolo sud-ovest del fabbricato, migliorando quindi la regolarità in pianta di distribuzione delle rigidità dell'edificio;
- Inserimento di nuovi setti in c.a. a raggiera sul contorno del fabbricato sorretti sui pali trivellati $\phi 60$: i nuovi setti in c.a. di sezione 300x40 cm e 4000x40 cm, grazie alla loro elevata rigidità, permettono di assorbire più del 95% della forza sismica nelle due direzioni, potendo così classificare i pilastri esistenti come elementi secondari, per la risposta sismica dell'edificio, permettendo di verificare tali elementi strutturali per i soli carichi verticali (§ 7.2.3 NTC08);
- Demolizione e rifacimento della soletta di completamento del solaio intermedio: la nuova soletta è progettata in modo da resistere alle forze sismiche senza fessurarsi; potendola, così, considerare come piano rigido.
- Cambio di destinazione d'uso del solaio intermedio e riduzione dei carichi permanenti (g2k) del solaio di copertura: il solaio intermedio passa dalla categoria E (magazzini ed ambiente industriale) alla categoria B (uffici); in questo modo il valore del coefficiente di combinazione utilizzato

per il calcolo delle masse sismiche passa da 0.8 a 0.3, diminuendo le forze sismiche agenti sulle strutture.

I carichi permanenti portati dal solaio di copertura sono stati ridotti a 2.5 kN/m^2 aumentando di contro i carichi variabili a 3 kN/m^2 ; questa redistribuzione ha permesso di computare come peso in fase sismica, W :

$$W = g_{2k} + \gamma_2 q_k = 2.5 + 0.3 \cdot 3 = 3.4 \text{ kN/m}^2$$

rispetto ai 4.80 kN/m^2 previsti nel progetto di vulnerabilità sismica, diminuendo in questo modo le forze sismiche.

Nel seguito si riportano alcune viste della pianta fondazioni, primo livello e sezione trasversale dell'intervento di adeguamento sismico studiato (Figure 12, 13, 14).

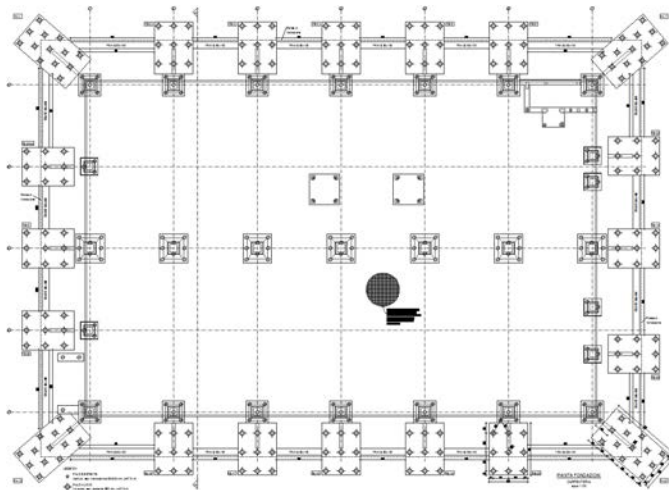


Figura 12. Pianta fondazioni dell'intervento di adeguamento.

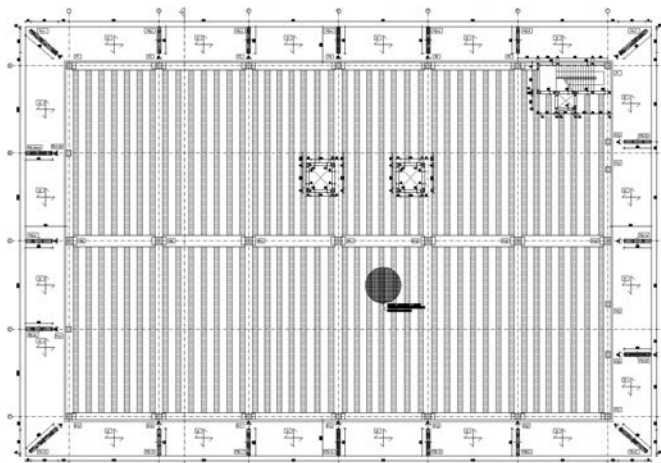


Figura 13. Pianta primo solaio dell'intervento di adeguamento.

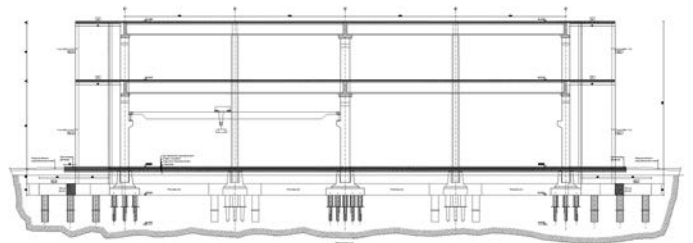


Figura 14. Sezione trasversale dell'intervento di adeguamento.

7 MODELLO FEM E VERIFICHE DI RESISTENZA

Successivamente è stato realizzato il modello agli elementi finiti con software SAP2000 della struttura adeguata andando a riverificare gli elementi strutturali del corpo di fabbrica esistente e quelli della nuova struttura di contenimento in c.a.. Si riportano in seguito alcune viste del modello strutturale della soluzione di adeguamento sismico pensata (Figure 15, 16, 17, 18).

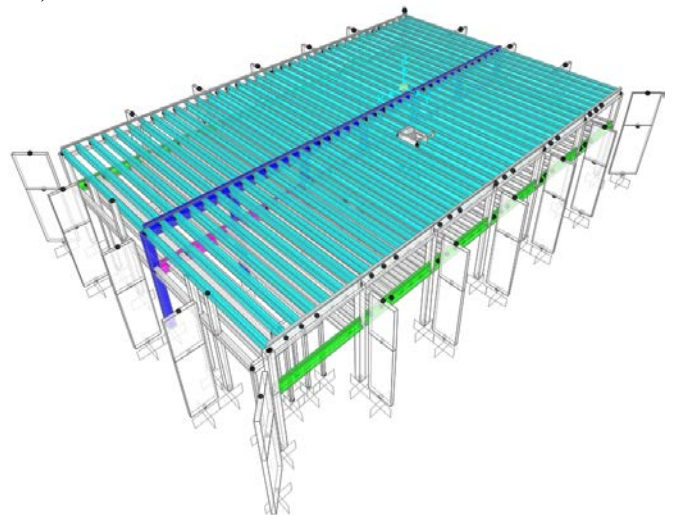


Figura 15. Vista 3D del modello FEM della soluzione di adeguamento sismico progettata.

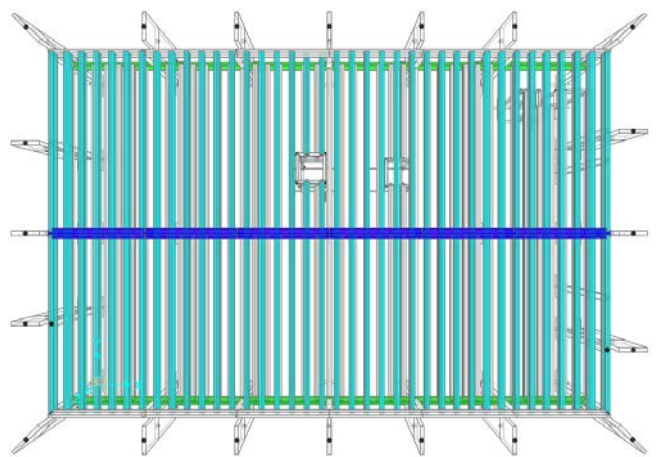


Figura 16. Pianta prospettica del modello FEM della soluzione di adeguamento sismico progettata.

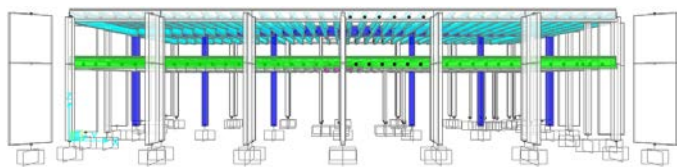


Figura 17. Prospetto longitudinale del modello FEM della soluzione di adeguamento sismico progettata.

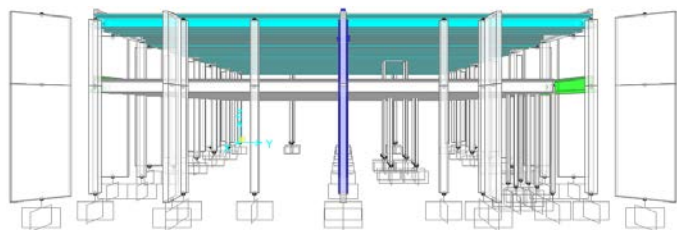


Figura 18. Prospetto trasversale del modello FEM della soluzione di adeguamento sismico progettata.

Sono state rieseguite le verifiche degli elementi strutturali che in precedenza non risultavano verificati, ottenendo esito positivo.

I nuovi elementi strutturali sono stati progettati distribuendo le armature in posizioni e quantità necessarie all'assorbimento delle sollecitazioni agenti. Nella successiva Figura 19 si riporta l'armatura necessaria nei setti di pianta 300 x 40 cm, disposti lungo i lati della struttura esistente.

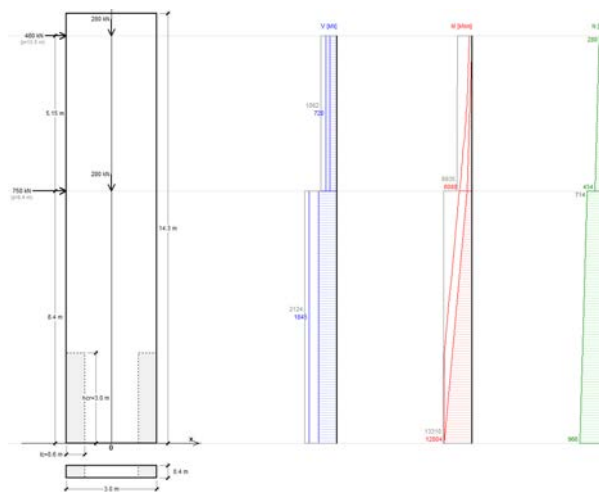
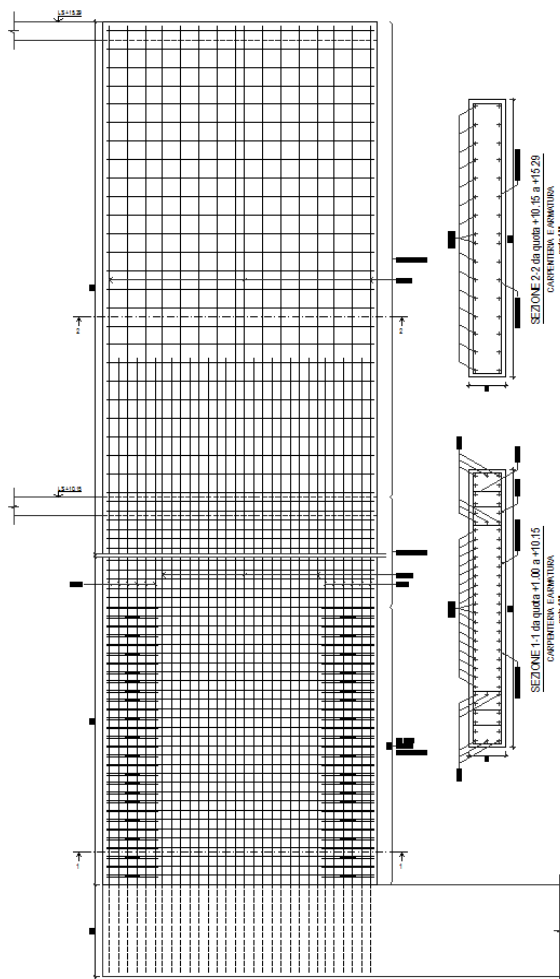


Figura 19. Disposizione delle armature nel setto tipo 300 x 40 cm.

8 CONCLUSIONI

Il questo lavoro si presenta il progetto di adeguamento sismico di uno stabilimento industriale sito in Mirandola, colpito dagli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012. La struttura esaminata rappresenta come schema strutturale una buona parte degli edifici a destinazione industriale diffusi nell'Italia settentrionale, caratterizzati da elementi prefabbricati in c.a. disposti secondo schemi isostatici e spesso privi di connessioni meccaniche.

Tali carenze progettuali hanno portato ai numerosi crolli registrati nell'evento sismico in Emilia, suggerendo la necessità di intervenire su questa tipologia di strutture con interventi di adeguamento sismico ben progettati.

Date le notevoli criticità diffuse in tale soluzione costruttiva, si è ritenuto di intervenire andando a costruire una nuova struttura di contenimento esterna in c.a. progettata ad hoc per l'assorbimento delle forze sismiche orizzontali, sgravando in tal modo le strutture esistenti da tale compito.

Lo scheletro strutturale esistente pertanto è stato declassificato a struttura secondaria atta esclusivamente ad assolvere in compito di garantire l'assorbimento dei carichi gravitazionali.

Le nuove strutture in c.a., oltre ad assorbire e scaricare a terra su fondazioni autonome non interferenti con le fondazioni esistenti le forze sismiche derivanti dallo scuotimento del fabbricato, assolvono la funzione di contenimento dei piani di solaio, evitando in tal modo le perdite d'appoggio degli elementi di orizzontamento.

Tale soluzione è risultata competitiva anche in termini di costo rispetto ad altre possibili soluzioni di intervento che avrebbero tra l'altro portato all'interdizione temporanea degli ambienti interni dello stabilimento per l'esecuzione degli interventi di adeguamento sismico.

REFERENCES

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, “*Norme tecniche per le costruzioni*”, 2008,

DL 6 giugno 2012, n. 74 *Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012.*

Reluis, *Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici*, Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali, 2012.