

Seismic upgrading in multi-storey industrial building by viscoelastic dampers

Adeguamento sismico edificio industriale pluripiano con l'utilizzo di dispositivi viscoelastici

Dott. ing. Loris De Flaviis¹, Dott. ing. Maurizio Vicaretti², Dott. Ing. Stefano Cristini³, Dott.ing. Giorgio Giacomini⁴

¹ Technical director & CEO, CDV Engineering & consulting stparl, Pescara, Italy

² CEO, CDV Engineering & consulting stparl, Pescara, Italy

³ CEO, CDV Engineering & consulting stparl, Pescara, Italy

⁴ Technical director G&P intech - Div. Hirun Engineering; Comm. CNR DT 200, Altavilla Vicentina (VI), Italy

ABSTRACT: The paper describes the seismic upgrading of an industrial building (first construction 80/90 years), consisting of two parts, one with three floors and mezzanine floor, and a lateral extension with only one floor (construction year above 2000). The overall dimensions are around 150x40 m. The upgrading technique is that of dissipating the seismic energy and limiting the displacements, as required by the presence of near buildings. The FEM analyses conducted were of non-linear type (Time history) with modal overlap. The building, in the project state, turns out to be adequate and the SLV movements are limited to about 160mm in the top floor. Interventions: Construction of foundation piles; Construction of steel bracings with viscoelastic devices; Improvement of the connections between the parts of the precast elements (typical construction details of these buildings). Adeguamento sismico di un fabbricato industriale (prima realizzazione anni 80/90), costituito da un capannone a tre impalcati più un mezzanino ed un ampliamento laterale ad una elevazione con un mezzanino intermedio. L'ingombro in pianta è pari a circa 150x40 m. La tecnica di adeguamento scelta è quella della dissipazione dell'energia sismica limitando gli spostamenti per la presenza di altri edifici. Le analisi condotte sono state di tipo non lineare (time history) con sovrapposizione modale, si sono effettuate verifiche in stress analysis per i dettagli costruttivi in acciaio che ospitano i dissipatori viscoelastici. L'edificio, nello stato di progetto, risulta essere adeguato e gli spostamenti in SLV si sono limitati a circa 160mm nel piano di copertura. Sintesi degli interventi: Realizzazioni di pali di fondazione; Realizzazione di dadi "testa palo"; Realizzazione di controventature in acciaio; Posa dei dispositivi viscoelastici; Correzione di tutti i dettagli costruttivi tipici di un edificio prefabbricato.

KEYWORDS: Viscoelastic dampers, seismic dissipation, multi-storey precasted building / Dispositivi viscoelastici, dissipazione sismica, costruzione prefabbricata pluripiano

1 INTRODUZIONE

1.1 Descrizione dello stato di fatto

Il fabbricato è sito nella zona industriale a confine con i comuni di Pescara e San Giovanni Teatino (CH), appartiene ad un edificio molto complesso a servizio di una azienda metalmeccanica di livello internazionale, Fameccanica.Data SpA. La localizzazione del sito rientra nella zona di categoria 3 (bassa sismicità), non classificata prima della OPCM 3274. Il fabbricato è costituito da un capannone a tre livelli ed un ampliamento laterale ad un solo livello. La tecnologia è quella tipica dei capannoni industriali degli anni '80-'90 ovvero pilastri prefabbricati, travi in c.a.p. e solai costituiti da tegoli II con soletta integrativa realizzata mediante getti di completamento.

1.2 Caratteristiche dell'intervento in progetto

Lo schema statico a mensola tipico degli edifici prefabbricati pluripiano, comporta deformate sotto carico orizzontale molto elevate, incompatibili con i

pochissimi centimetri dei giunti tecnici presenti rispetto ai corpi di fabbrica adiacenti. Ciò ha comportato la necessità di un intervento di riduzione degli spostamenti orizzontali contemporaneamente all'ampliamento dei giunti nei limiti consentiti senza alterare la funzionalità dei corpi di fabbrica adiacenti. La necessità di non interrompere la produzione al piano terra ha indirizzato verso un intervento di dissipazione sismica. Si è optato per una dissipazione contenuta dell'energia sismica mediante l'utilizzo di controventi in acciaio con dispositivi viscoelastici.



Figure 1. Construction site / Ubicazione.

2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ANTE-OPERAM

2.1 Analisi Storico-Critica

Il fabbricato è stato realizzato per conto del Committente e la sua realizzazione è stata ultimata nel 1992 come dimostrato dalla documentazione archiviata dalla ditta stessa. Il fabbricato fu concepito con l'obiettivo di ospitare negli anni a seguire un ampliamento a livello del primo impalcato, che fu poi progettato e realizzato alla fine degli anni '90; il collegamento tra i due edifici presenta un appoggio semplice di tipo "a sella".

In prossimità del fabbricato sono presenti scale di accesso realizzate a nuclei in c.a., dotate di giunti tecnici di piccole dimensioni nell'ordine dei 3-6cm.

2.2 Rilievo geometrico strutturale

L'edificio più vecchio si eleva su tre piani fuori terra, oltre ad un piano ammezzato in prossimità della zona d'ingresso e in pianta presenta una struttura regolare di dimensioni pari a circa 75 m x 45 m. Gli elementi strutturali sono prefabbricati in c.a.p. e in c.a.v.. Sono presenti 32 pilastri di dimensioni pari a 80x60 cm fino al primo impalcato mentre per le elevazioni successive presentano una sezione ridotta a 60x60cm; sono inoltre presenti 4 pilastri rompitratta di dimensioni pari a 50x60. Le travi sono ordite nella direzione lunga del corpo di fabbrica in questione e sono a T rovescia con altezza variabile, eccetto le travi esterne lato ovest che presentano una sezione ad L. Nella direzione corta sono disposti dei tegoli di tipo TT con altezza variabile tra 50 e 70 cm. Ogni impalcato è completato con una caldana di 6 cm. Lungo il perimetro della struttura fino al primo impalcato sono presenti dei pannelli di spessore pari a 20 cm disposti orizzontalmente e di altezza variabile tra 105 e 200 cm. Le fondazioni consistono in plinti bi-palo al di sotto di ogni pilastro. Il capannone di ampliamento fu realizzato successivamente al primo capannone. La struttura presenta un ingombro in pianta pari a circa 70 x 40 m. Sono presenti 33 pilastri, dei quali 30 di dimensioni 60x90 più 3 di dimensioni di 60x80 con funzione di rompitratta in corrispondenza del mezzanino; i pilastri sono disposti su una maglia principale ad interassi di 10 m nella direzione lunga e 7.5 m in quella corta, eccetto in alcune zone. In generale lo schema strutturale dell'ampliamento è quasi identico a quello del capannone a tre elevazioni, con tegoli H60+5 per il mezzanino e H70+5 per la copertura. Le travi esterne principali sono a L di altezza pari a 90 cm mentre le travi interne sono a T rovescia di altezza pari ad H90 per il mezzanino ed H100 per la copertura. I pannelli esterni sono di spessore pari a 20 cm e sono agganciati sia alle travi che ai pilastri. Si precisa

che i due fabbricati ospitano dei carriponte necessari alle attività dell'azienda.

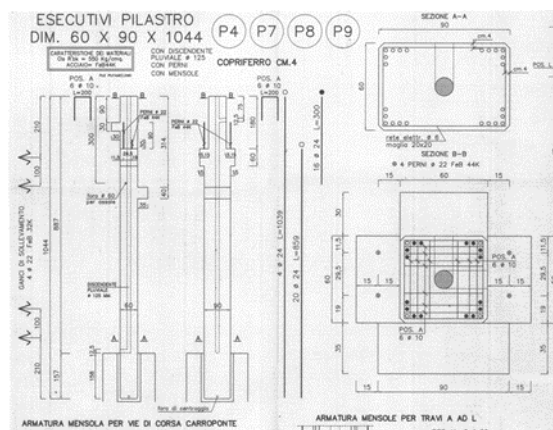


Figure 2. Typical column, original drawing. / Disegno originale di una colonna.

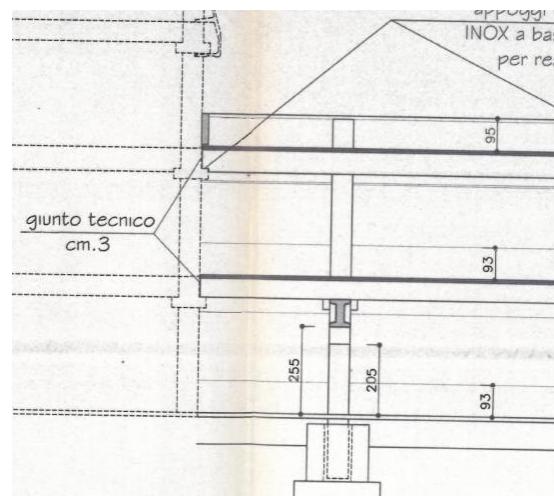


Figure 3. Simple support (lateral extension). / Appoggio semplice delle travi (lato ampliamento).

2.3 Caratterizzazione dei materiali e Livelli di conoscenza

Per raggiungere il livello di conoscenza LC2 sono stati caratterizzati i materiali costituenti l'organismo resistente attraverso prove di laboratorio, rilievi, sondaggi e indagini in sito.

Per quanto riguarda le prove sui materiali, sono stati eseguiti circa 30 carotaggi e circa 50 prove combinate ultrasuoni/sclerometro (prove Sonreb) distribuite su travi e pilastri, ed estrazione di barre in acciaio; sono state quindi condotte le usuali prove di laboratorio sui campioni prelevati.

Sulla base delle informazioni acquisite relativamente alla geometria e ai dettagli costruttivi, nonché alle proprietà dei materiali, si è raggiunto il livello di conoscenza LC2 (§C8A.1.B.3 – Circolare 02-02-2009 n. 617), a cui corrisponde il fattore di confidenza FC = 1.2 (§ C8A.1.B.4 – Circolare 02-02-2009 n. 617). Le prove meccaniche hanno fornito i seguenti valori medi:

- per il calcestruzzo $f_m = 48.3$ MPa;

- per l'acciaio $f_m = 545.2 \text{ MPa}$.

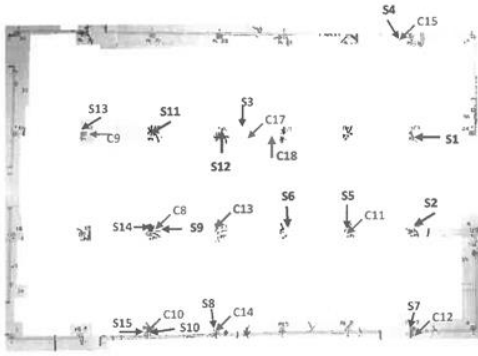


Figure 4. site lab sketch/ Stralcio piano delle indagini

2.4 Modellazione F.E.M.

La modellazione numerica della struttura è stata effettuata utilizzando il codice di calcolo MIDAS Gen che permette l'analisi anche in campo non lineare integrando le equazioni del moto istante per istante, mentre una parte delle verifiche degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando il codice di calcolo CMP della Namirial. Il modello di calcolo utilizzato schematizza l'ossatura portante in c.a. con un insieme di elementi finiti di tipo beam per travi e pilastri; particolare attenzione è stata rivolta alla schematizzazione dei vincoli trave/pilastro e trave/tegolo. Nel dettaglio si sono eseguite verifiche sui perni di collegamento tarando per step le varie resistenze determinando così sia le rigidità lineari che quelle non lineari; stesso procedimento è stato eseguito per controllare i collegamenti pilastri/pannelli.

Le travi sono state modellate in vincolo di appoggio semplice per ricondursi al modello di calcolo originario ovvero mensole verticali e bielle orizzontali, simulando il collegamento con i pilastri mediante link elastici di opportuna rigidità.

In fase di input del modello di calcolo è stata condotta un'analisi dei carichi in base a materiali ed elementi esistenti in opera, adeguandoli a quelli delle norme NTC 2008.

Le combinazioni di carico considerate sono le stesse indicate in NTC§2.5.3.

Le numerose analisi numeriche hanno richiesto i seguenti passi iterati fino all'individuazione della soluzione ottimale:

1. Definizione dei modelli numerici pre-intervento;
2. Taratura dei vincoli interni ed esterni;
3. Determinazione della posizione più sfavorevole dei carriponte (sempre considerati in fase sismica);
4. Analisi statica non sismica;
5. Analisi dinamica lineare (sulla quale si è ricavato l'indice di rischio);
6. Definizione dei modelli numerici post-intervento;
7. Analisi Time History per il controllo degli spostamenti e sollecitazioni sugli elementi sismo-resistenti;
8. Controlli manuali sull'intera sequenza del lavoro oltre che tutte le verifiche imposte dalla norma

vigente sulla validazione delle analisi dinamiche non lineari.

Per quanto riguarda l'analisi pre-intervento (p.to 5) si precisa che la scelta di utilizzare l'analisi dinamica lineare per valutare l'indice di rischio è stata dettata dal fatto che il livello di sicurezza pre-intervento è regolato dall'elevato spostamento laterale dell'edificio, molto superiore a quello consentito dai giunti esistenti, rispetto al quale un'analisi più sofisticata non avrebbe modificato nella sostanza il risultato.

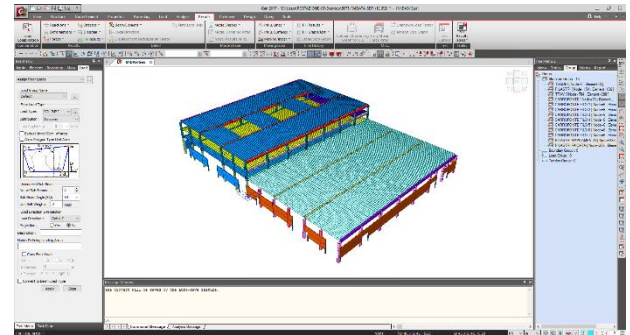


Figure 5. Hide view, MIDAS F.E.M. / Modello numerico, vista solida in MIDAS®.

2.5 Verifiche strutturali pre-intervento

In questa fase sono state condotte analisi lineari. In base ai seguenti parametri, dipendenti dal sito in cui è ubicata la struttura, si ottengono i dati necessari alla definizione dello spettro di progetto.

- Longitudine 14.1 e latitudine 42.4
- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso 3 $\rightarrow$ Coefficiente d'uso $c_U = 1.5$ (valore richiesto dalla committenza)
- Categoria di sottosuolo C
- Categoria topografica T1
- Il fattore di struttura (in accordo con la Circolare LL.PP.) $q=1.50$

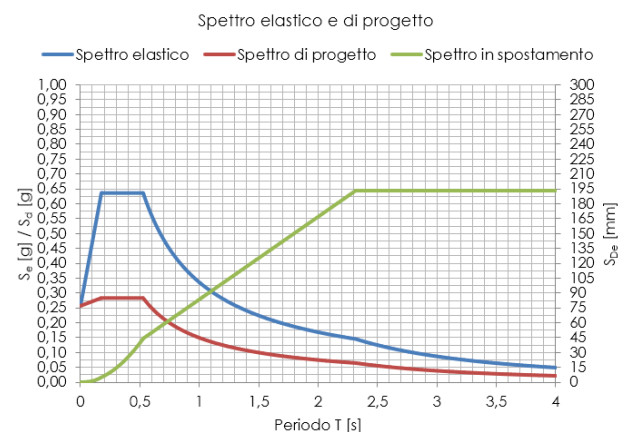


Figure 6. response spectrum, q and displacement response spectrum. / Spettro elastico, ridotto del fattore q e spettro in spostamento).

SL	T_R [s]	a_g [g]	F_0	T_C^*
SLO	45	0.057	2.47	0.302
SLD	75	0.072	2.461	0.323
SLV	712	0.183	2.482	0.358
SLC	1462	0.231	2.504	0.363

Al fine di determinare la quota “incassabile” dall’edificio in termini di accelerazioni inerziali si è agito sul parametro $\%P_{VR}$ finché l’intera struttura non è risultata completamente verificata, sia in termini di sollecitazioni che in termini di spostamento. Il valore di target dello spostamento è pari a 60mm (giunto medio esistente tra la struttura prefabbricata e i nuclei scala).

Si rammenta che per le verifiche duttili le resistenze si sono abbattute del solo $FC=1.2$ mentre per quelle fragili anche per il $\gamma_m=1.5$.

Dalle analisi eseguite le crisi principali sono sempre state di tipo flessionale e concentrate al piede dei pilastri.

I solai sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano adottando la tecnica del nodo master/slave.

Le risultanze dell’analisi statica gravitazionale, condotta con il DM 14/01/2008, hanno messo in evidenza che nella combinazione fondamentale gli elementi resistenti sono dotati di adeguata rigidità e resistenza.

Si è riscontrata invece una notevole carenza di resistenza alle azioni orizzontali nelle combinazioni sismiche ed anche gli spostamenti sono risultati eccessivi, fino a superare i 40 cm.

Avrebbe comportato martellamenti eccessivi con incrementi dei tagli dell’ordine del 170%, inaccettabile.

2.6 Valutazione della vulnerabilità sismica

La vulnerabilità viene stimata confrontando l’accelerazione di picco al suolo nel sito dove sorge l’opera ($PGA_{richiesta}$) con l’accelerazione di picco al suolo a cui la struttura è capace di resistere ($PGA_{capacità}$), per uno stesso stato limite, o in alternative confrontando i corrispondenti Tempi di Ritorno. Il parametro che si utilizza per definire la vulnerabilità sismica è il cosiddetto “indice di rischio”:

$$a_{U(PGA)} = \frac{PGA_{capacità}}{PGA_{richiesta}} \quad a_{U(TR)} = \frac{TR_{capacità}}{TR_{richiesta}}$$

Per valori superiori all’unità dell’indice di rischio, l’edificio sarà adeguato sismicamente a quanto previsto dalla Normativa Tecnica vigente, mentre la

vulnerabilità sismica è tanto più alta quanto minore di 1 risulta l’indice di rischio.

Nel modello strutturale è stata introdotta la distribuzione di armatura così come rilevata in sito e desunta dal progetto originario, riscontrandone una perfetta congruenza, ed è stata eseguita un’analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q=1.50$ (cfr. NTC’08 – p.to 8.7.2; Circolare 02/02/2009 - p.to 8.7.2.4); I parametri di riferimento come in precedenza evidenziati sono:

$$a_g/g (SLV) = 0.183 \text{ ag/g (richiesta)}$$

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

Prescindendo dagli spostamenti, l’edificio in esame è in grado di incassare, in termini di sollecitazioni, un sisma con una PGA pari a 0.152g che in termini di indicatori di rischio risulta:

$$a_{U(PGA)} = \frac{0.152 \text{ ag/g}}{0.183 \text{ ag/g}} = \mathbf{0.831} \quad a_{U(TR)} = \frac{436}{712} = \mathbf{0.612}$$

Ragionando in termini di spostamento, l’edificio in esame può sopportare senza manifestare “martellamenti” un sisma con una PGA pari a 0.024g che in termini di indicatori di rischio comporta:

$$a_{U(PGA)} = \frac{0.024 \text{ ag/g}}{0.183 \text{ ag/g}} = \mathbf{0.131} \quad a_{U(TR)} = \frac{30}{712} = \mathbf{0.042}$$

Come si può notare la verifica più severa è quella condotta in termini di spostamento; dal punto di vista delle sollecitazioni, il fabbricato ha mostrato una buona condizione dei pilastri al piede, mentre i pilastri dell’ampliamento presentano una carenza, comunque non eccessiva, sia per quanto riguarda la resistenza flessionale che quella tagliante.

L’indice di rischio più severo deriva dall’analisi di più modelli incluso quello in cui il collegamento esistente tra i due fabbricati non risulta efficace, ipotizzando quindi le travi dell’ampliamento in semplice appoggio sull’edificio pluripiano; a tal fine il corpo più alto è stato modellato come indipendente, confrontando gli spostamenti così ottenuti con la reale lunghezza degli appoggi fra i tegoli dell’ampliamento e le travi in esame.

In questo caso, oltre al giunto dell’edificio pari a 6 cm con i corpi adiacenti (i nuclei scala), sarà necessario valutare anche il giunto tecnico (pari a 3 cm) al fine di evitare il martellamento con la struttura dell’ampliamento e l’eventuale scivolamento dei tegoli dovuto alla perdita dell’appoggio. Si evidenzia che la struttura definita “ampliamento” avrebbe la possibilità di scorrere in direzione del corpo pluripiano per solo 3cm, superati i quali inizierebbe la fase di martellamento.

In questo caso, oltre al giunto di 6 cm non rispettato, si osservano spostamenti eccessivi anche nella direzione dell’appoggio delle travi dell’ampliamento, superiori ai 15 cm. Tali spostamenti non rispettano il

giunto tecnico tra i due fabbricati, e inoltre causano uno scivolamento della trave con conseguente perdita dell'appoggio.

3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA POST-OPERAM

3.1 Scelta dell'input sismico

Vengono illustrati, graficamente gli accelerogrammi impiegati per le analisi in Time History. Per la precisione si sono adottati n. 7 accelerogrammi in SLC con $q=1$, n. 7 accelerogrammi in SLV con $q=1$ e n. 7 accelerogrammi in SLO con $q=1$. Pertanto, i risultati considerati sono, in accordo con le NTC 2008, i valori medi calcolati. Gli accelerogrammi vengono riportati di seguito assieme all'intensità di Arias, valutata come:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^T [a(t)]^2 dt$$

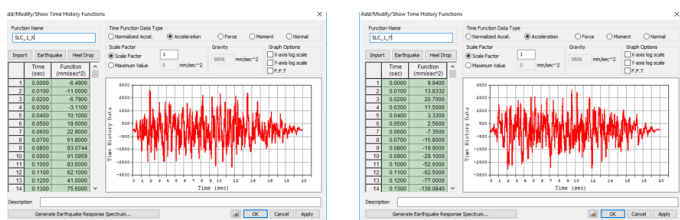


Figure 7. seismic input X and Y / Accelerogrammi X e Y

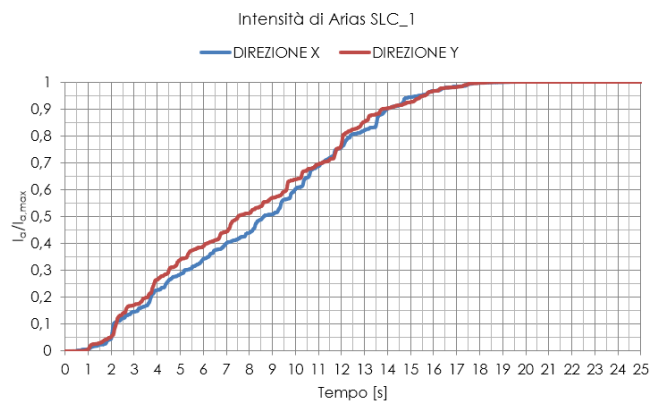


Figure 8. Arias diagram / Intesità di Arias

3.2 Caratteristiche e posizionamento dei controventi dissipativi

Per ottimizzare l'efficacia degli elementi dissipativi sono state esaminate varie configurazioni planimetriche convergendo alla fine sulla soluzione illustrata in figura 9 e 10. Due controventi risultano arretrati rispetto alla soluzione di ottimo (ovvero posizionamento perimetrale) a causa della presenza di un piano ammezzato adibito ad uffici. In totale si sono

posizionati 44 dispositivi, 28 in direzione X e 16 in direzione Y.

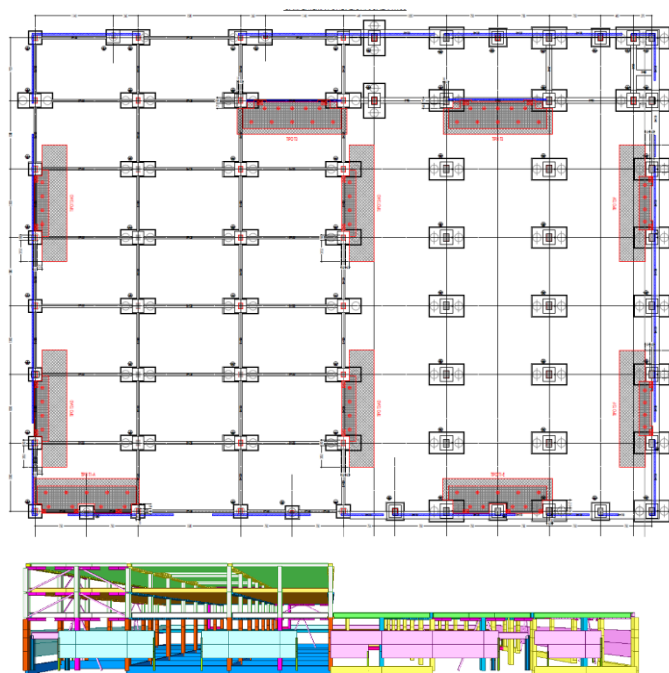


Figure 9. Foundations and bracing layout - FEM / Schema fondazioni (posizionamento controventi) - Modello FEM

Un esempio di controventatura è riportato nella figura seguente.

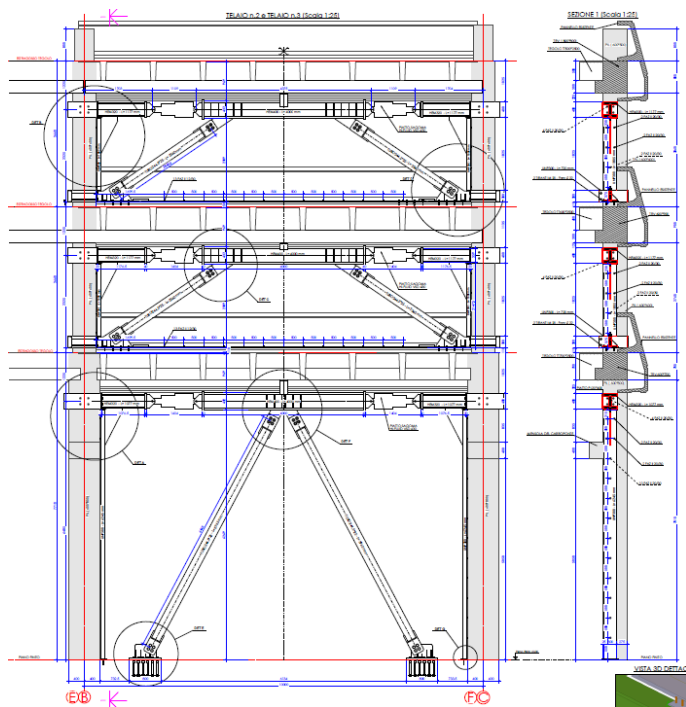
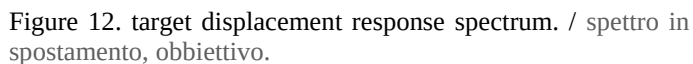


Figure 10. bracing with viscoelastic dampers / controventatura dissipativa

3.3 Criteri di scelta e modelli reologici dei dispositivi viscoelastici

La scelta dei singoli dispositivi viene effettuata attraverso i parametri V (velocità), α (fattore esponenziale che dipende dal tipo di circuito idraulico presente all'interno del dispositivo stesso) e C (costante dissipativa). Si sono scelti dispositivi a dissipazione

La taratura dei dissipatori si è effettuata iterando i parametri meccanici del dissipatore (modellato in MIDAS come un general link di tipo viscoelastic damper, modello in serie di Maxwell), in modo da ottenere un accettabile livello di smorzamento e una riduzione degli spostamenti di piano.



DIREZIONE X		
F	421.14	kN
V	250	mm/s
LINEARE		
Kel	11	kN/mm
NON LINEARE		
C	139.58	kN
V _{inf}	1	mm/s
α	0.2	
Knl	22	kN/mm

[illegible]

3.4 Cicli di isteresi e diagramma delle velocità

Isteresi dissipatore 5 (direzione X, elevazione 1)

Forza [kN]

Spostamento [mm]

3.5 Verifiche

Energia direzione X

— INGRESSO — CINETICA — DISSIPATA — MODALE — POTENZIALE

Energia [kNm]

Tempo [s]

L'inserimento dei controventi dissipativi ha permesso di ridurre le accelerazioni in quota oltre che contenere gli spostamenti d'interpiano.

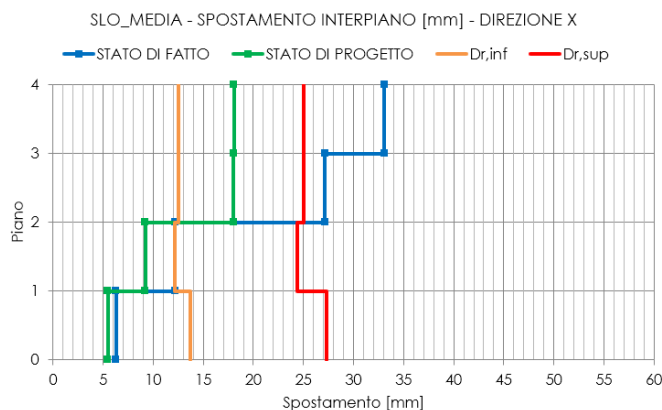


Figure 17. Drift in S.L.O. / Verifica di spostamento SLO (inter-piano)

Di seguito si riporta un controllo nel tempo degli spostamenti della struttura, in particolare del piano dove è presente l'ampliamento e nel piano copertura, che si ritengono i più significativi. Il confronto è stato fatto sia nelle due direzioni X e Y che confrontando lo spostamento globale nel piano XY valutato ad ogni istante come la radice della somma dei quadrati degli spostamenti in X e in Y. Si sono valutati gli spostamenti sismici per gli accelerogrammi SLV $q=1$. In sintesi, gli spostamenti medi risultanti da tutti gli accelerogrammi SLV sono riportati nella tabella seguente:

Sp. in copertura SLV		
Sp. X	127	mm
Sp. Y	122	mm
SP. XY	176	mm

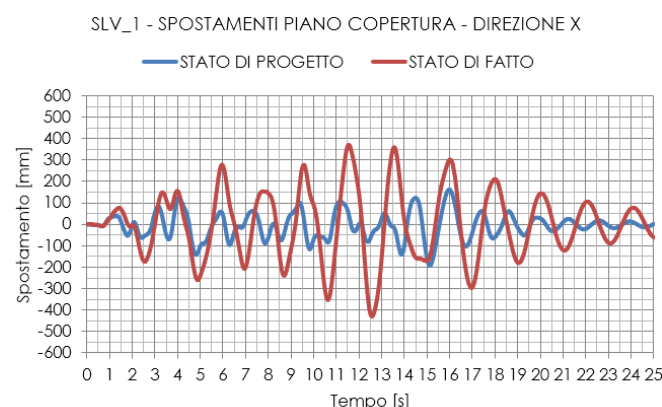


Figure 18. absolute displacements, top floor / spostamenti assoluti piano copertura

Nello stato di progetto si sono dimensionati allo SLC i nuovi elementi strutturali in acciaio di supporto ai dissipatori. Per quanto riguarda le sollecitazioni negli elementi resistenti, si sono invece considerati gli

accelerogrammi SLV $q=1$, con le azioni risultanti ridotte per il fattore $q=1.5$.

Le sollecitazioni di verifica sono calcolate alla testa del bicchiere di fondazione, ipotizzato a 50 cm dal vincolo d'incastro a favore di sicurezza. Sebbene non richiesto esplicitamente dalla normativa, nel caso di analisi dinamiche non lineari, si è ritenuto opportuno incrementare le sollecitazioni risultanti al fine di considerare l'eventuale eccentricità dei centri di massa al $\pm 5\%$. Per far ciò, si è effettuato un confronto mediante due analisi dinamiche lineari con spettro di risposta, una considerando l'eccentricità accidentale e l'altra senza, confrontando risultati e valutando l'incremento percentuale massimo dovuto all'eccentricità. Tale incremento è stato poi applicato alle sollecitazioni alla testa del bicchiere di tutti i pilastri risultanti dalle analisi time history, ottenendo quindi le sollecitazioni di verifica.

I risultati di tali incrementi sono risultati inferiori al 9%.

3.6 Indice di sicurezza Post intervento

Nel caso in esame è stata eseguita un'analisi time history sia allo SLC che allo SLV. E' stata introdotta la distribuzione di armatura così come rilevata in sito e desunta dal progetto originario, riscontrandone una perfetta congruenza. I parametri di riferimento come in precedenza evidenziati sono:

$$ag/g \text{ (SLV)} = 0.183 \text{ ag/g}$$

$$TR = 712 \text{ anni}$$

L'edificio in esame è in grado di incassare un sisma con una PGA pari a 0.183g che in termini di indicatori di rischio risulta:

$$a_{U(PGA)} = \frac{0.183 \text{ ag/g}}{0.183 \text{ ag/g}} = 1.00$$

$$a_{U(TR)} = \frac{712}{712} = 1.00$$

Pertanto, l'intervento calcolato soddisfa i requisiti normativi in termini di accelerazione al suolo attesi per i nuovi fabbricati ubicati nella zona in esame con $V_r=75$ anni e le verifiche risultano tutte soddisfatte.

I dispositivi e gli elementi ad esso calcolati rispettano i requisiti di resistenza al SLC.

4 OPERE IN ACCIAIO

I profili in acciaio costituenti i nuovi telai di supporto ai dissipatori vengono tutti dimensionati nelle condizioni più sfavorevoli allo stato limite di collasso. Gli elementi utilizzati sono profili cavi

244.5x25 per i controventi e profili HEM400 e HEM320 per le travi di supporto.

Di seguito si riporta la verifica di entrambi i profili dell'elemento strutturale in condizioni più sfavorevoli in termini di sollecitazione.

Nello svolgimento delle analisi time history si è controllata la forza in ogni controvento in ogni istante e lo scostamento fuori piano dello stesso al fine di controllare eventuali instabilità dovute a spostamenti eccessivi fuori piano. In generale si sono osservati spostamenti ortogonali ammissibili (contenuti entro $L/150$, circa 50 mm); in ogni caso si è osservato che l'istante in cui si verifica la compressione massima nel controvento non coincide con lo spostamento massimo fuori piano, per cui eventuali effetti di instabilità non si sono considerati rilevanti, poiché le sollecitazioni di verifica dei controventi sono state condotte allo SLC e non allo stato limite di salvaguardia della vita.

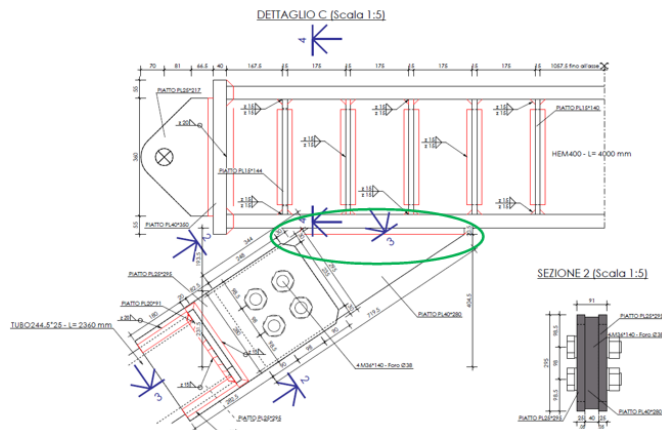


Figure 19. steel detail / dettaglio nodo in acciaio

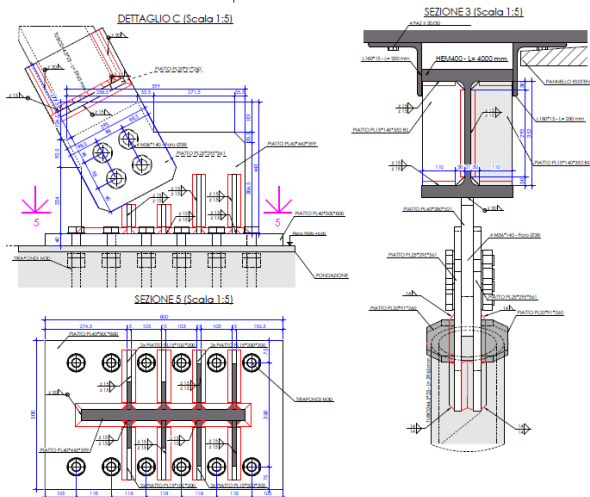


Figure 20. steel detail / dettaglio nodo in acciaio

5 CONCLUSIONI

To reach the seismic retrofitting of the entire structure has been modified the original static scheme, inserting a series of dissipative bracing, with viscoelastic devices, in order to increase the overall damping.

Per ottenere l'adeguamento sismico dell'intera struttura portante (con indice di rischio unitario) è stato modificato lo schema statico originario, inserendo una serie di controventi dissipativi, dotati di dispositivi viscoelastici. Questa tecnica ha permesso di ridurre le sollecitazioni sugli elementi strutturali nonché gli spostamenti assoluti dell'intero fabbricato.

Inoltre, sono stati previsti alcuni interventi sulla struttura esistente come placcaggi delle travi in prossimità dei controventi, inserimento di un nuovo sistema fondale, e piccole correzioni ai dettagli costruttivi come l'inserimento di connessioni aggiuntive travi / tegoli.

Gli autori vogliono precisare che sono state condotte analisi lineari e non lineari riguardanti l'interazione suolo – struttura, in accordo a quanto richiesto dalle NTC2008. Vista la complessità dell'argomento si è preferito non riportare in questo stralcio scientifico le analisi condotte poiché le stesse meriterebbero un articolo dedicato.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia la Fameccanica.Data Spa per aver concesso la pubblicazione di questo articolo, in particolar modo il General Director Giampiero De Angelis, il Product Supply Director Mimmo Carlone e il Plant Manager Marco Di Meo, oltre tutto lo staff tecnico.

Si ringrazia anche il Prof. ing. Franco Braga per la sua professionalità nel ruolo di collaudatore in corso d'opera.

Il lavoro svolto è stato possibile grazie al contributo prezioso dello staff della CDV stparl e alla collaborazione della GPintech indispensabile per lo sviluppo dei dispositivi antisismici della Wuhan Hirun Engineering Equipment Co.,Ltd.

REFERENCES

- J. M. Kelly, The role of damping in seismic isolation, Earthquake Eng. Struct. Dyn, 1999
- Cosenza E., Maddaloni G., Magliulo G., Pecce M., Ramasco R. – Progetto Antisismico di Edifici in Cemento Armato – Collana di manuali di progettazione antisismica (Volume 2), IUSS Press, Pavia, 2004.
- Protezione sismica di edifici esistenti in c.a. con controventi dissipativi in acciaio Autori: Andrea Dall'Asta - Walter Salvatore - Franco Braga - Francesca Buttarazzi – Dario Flaccovio Editore
- Testo Unico sulle costruzioni (D.M. 14/01/2008)
- Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (Legge 2/02/74 n. 64 e D.P.R. 380/01 e s.m.i.)