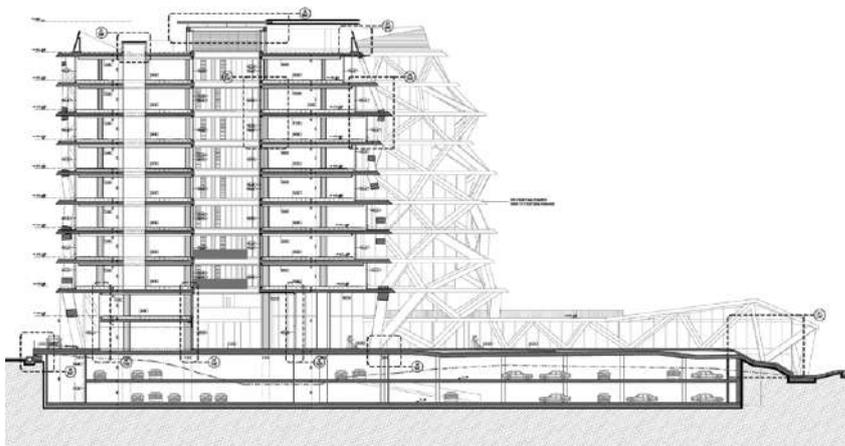
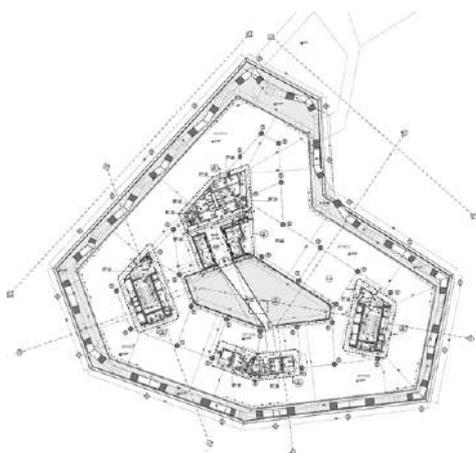


PROGETTAZIONE SISMICA²



Editoriali

NTC 2018
Elementi non strutturali

Ricerca

Sisma Centro Italia,
Gestione Informazioni

Progetti

Progetto Filtro a maglie,
Edificio isolato,
Adeguamento sismico di una
scuola,
Miglioramento sismico edificio
prefabbricato

Recensioni

Sicurezza sismica prefabbricati

News

MECHS,
STESSA 2018



EUCENTRE
FOR YOUR SAFETY.

Π₂⁶



Diventa Nostro Autore e riceverai uno Sconto del 10% per i Corsi di Formazione Eucentre-ReLUIS.

Per accedere ai template per i contributi consulta il sito Eucentre o contatta la Redazione.

www.eucentre.it/progettazione-sismica2/

PROGETTAZIONE SISMICA²

PROGETTAZIONE SISMICA²

Collaborazione in ambito divulgativo tra Progettazione Sismica e Ordini Professionali
Progettazione Sismica dal 2017 si propone di stabilire rapporti di collaborazione con gli ordini degli Ingegneri per la divulgazione della rivista in formato digitale a titolo gratuito.

Gli Ordini convenzionati



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Alessandria



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Cuneo



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Ancona



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Foggia



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Arezzo



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Frosinone



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pavia



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Asti



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Imperia



Ordine degli Ingegneri della Prov. di Reggio Calabria



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bologna



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Latina



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Rieti



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Brescia



Ordine degli Ingegneri della Provincia di La Spezia



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Rimini



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Caserta



Ordine degli Ingegneri della Provincia di L'Aquila



Ordine della Provincia di Sondrio



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Catania



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Lecco



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Teramo



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Catanzaro



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Mantova



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Treviso



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Como



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Massa Carrara



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Udine



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Crotone



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano



Ordine degli Ingegneri della Provincia di Venezia



Ordine degli Architetti Pianificatori Paesaggisti e Conservatori della provincia di Pavia

Comitati

Direttore

Calvi Gian Michele IUSS/Eucentre/Studio Calvi

Direttore Esecutivo

Nascimbene Roberto Fondazione Eucentre

Comitato Operativo

Bolognini Davide Fondazione Eucentre

Fuchs Renato Fondazione Eucentre

Pinho Rui Fondazione Eucentre

Redazione

Fagà Giulia Fondazione Eucentre

Comitato dei Revisori

Allegrini Augusto Ordine Ingegneri Pavia

Amato Alessandro INGV

Baccarini Paolo HILTI

Battaini Marco Agom international

Becci Bruno Finzi Ceas

Bianco Lorenzo Peikko Italia

Borri Antonio Università di Perugia

Callerio Alberto SGI-Studio Geotecnico Italiano

Camorani Fabio Politecnica

Cardone Donatello Università della Basilicata

Chersich Massimiliano Libero Professionista

Cosenza Edoardo Università di Napoli

Crippa Angelo Dirigente Regione Lombardia

Crowley Helen Fondazione Eucentre

Da Porto Francesca Università di Padova

Dari Andrea Editore tecnico

De Lorenzi Michele Ordine degli Ingegneri di Pordenone

Della Corte Gaetano Università di Napoli

Desimoni Alessandro Libero Professionista

Di Fusco Alfonsina Andil

Di Sarno Luigi Università di Benevento

Dolce Mauro

Fioravante Vincenzo

Franchin Paolo

Freddi Paolo

Gherzi Aurelio

Grignaffini Fulvio

Guzzoni Donatella

Iervolino Iunio

Lagomarsino Sergio

Lai Carlo Giovanni

Landolfo Raffaele

Lupoi Alessio

Luzi Lucia

Magenes Guido

Manfredi Gaetano

Masi Angelo

Meletti Carlo

Mola Elena

Monti Giorgio

Moratti Matteo

Mordà Nicola

Moroni Claudio

Mpampatsikos Vassilis

Nagliati Paolo

Occhiuzzi Antonio

Penna Andrea

Piazza Maurizio

Picchi Luigi

Pinto Paolo Emilio

Poggi Carlo

Ponzo Felice C.

Riva Paolo

Salvatore Walter

Sappia Fabio

Sattamino Paolo

Sproccati Antonio

Stucchi Massimiliano

Dipartimento Protezione Civile

ISMGEO

Università di Roma

Ordine degli Ingegneri di Mantova

Università di Catania

ordine degli ingegneri di Parma

Ordine degli ingegneri di Bergamo

Università di Napoli

Università di Genova

Università di Pavia/Eucentre

Università di Napoli

Università di Roma

INGV

Università di Pavia/Eucentre

Università di Napoli

Università di Potenza

INGV

ECSD

Università di Roma I

Studio Calvi - Pavia

Domo Studio

Dipartimento di Protezione Civile

Libero Professionista

2SI

ITC/CNR

Università di Pavia

Università di Trento

Nooter/Eriksen

Università di Roma

Politecnico di Milano

Università di Potenza

Università di Bergamo

Università di Pisa

Ordine degli Ingegneri di Imperia

Harpaceas

Ordine degli Ingegneri di Mantova

Fondazione Eucentre

Numero 01.2018

In copertina

Didascalìa Copertina: Disegni progettuali e fotografie tratte dall'articolo "Progetto e realizzazione di un edificio su isolatori sismici a doppio pendolo, con struttura in c.a. in opera, sito ad Accra (Ghana) e denominato One Airport Square; l'edificio è caratterizzato da strutture portanti esterne a geometria complessa e funzionamento a reticolare spaziale"

Sommario

Editoriali

- 5 NTC 2018
Roberto Nascimbene
- 7 Progettazione sismica degli elementi non-strutturali: La nuova frontiera dell'ingegneria sismica
Daniele Perrone, André Filiatrault

Ricerca

- 9 Analisi della risposta strutturale di alcuni ponti durante il terremoto del Centro Italia
Luigi Di Sarno, Francesca da Porto, Gabriele Guerrini, Andrea Prota
- 25 Ottimizzare la gestione delle informazioni: catalogazione e analisi critica dei dati raccolti attraverso la scheda sinottica allegata alla Circolare n. 15/2015
Sabrina Taffarel, Maria Rosa Valluzzi, Francesca da Porto, Felice Giuseppe Romano, Fabrizio Magani, Claudio Modena

Laboratori Eucentre

- 37 Collaudo del Laboratorio Mobile
Davide Bolognini, Filippo Dacarro

Le Interviste

- 47 Che cosa vuol dire "antisismico"?
Intervista di Massimiliano Stucchi a Rui Pinho

Progetti

- 51 Progetto di un filtro a maniche in zona sismica: Arabia Saudita
Francesco Quaglia, Maurizio Quaglia, Giuseppe Quaglia
- 57 Progetto e realizzazione di un edificio su isolatori sismici a doppio pendolo, con struttura in c.a. in opera, sito ad Accra (Ghana) e denominato One Airport Square; l'edificio è caratterizzato da strutture portanti esterne a geometria complessa e funzionamento a reticolare spaziale
Fabio Camorani, Luciano Gasparini, Antonello Gasperi
- 75 Adeguamento sismico e ristrutturazione edilizia della Scuola Media "Marco Polo" di Crevalcore (BO)
Giovanni Maini, Giovanni Stagni, Paolo Giovannini, Andrea Sereni, Gabriele Vaccari, Cristian Dalmonte
- 93 Miglioramento sismico di edificio prefabbricato con strutture metalliche esterne aggiuntive e link dissipativi
Alessandro Pignagnoli

News

L'Autore scrive

Direttore Responsabile

Gian Michele Calvi
direttore@progettazionesismica.it

Direttore Esecutivo

Roberto Nascimbene
roberto.nascimbene@progettazionesismica.it

Redazione

Giulia Fagà
giulia.faga@progettazionesismica.it

Grafica e impaginazione

Gabriele Ferro
redazione@progettazionesismica.it

Supporto tecnico e amministrativo

info@progettazionesismica.it

Supporto informatico

Andrea Asperges, Luca Rustioni, Gabriele Giordano

EDITORE

Fondazione Eucentre

Via Adolfo Ferrata, 1 - 27100 Pavia, Italia
Tel. (+39) 0382.5169811 - Fax: (+39) 0382.529131
E-mail: press@eucentre.it - Web: www.eucentre.it

Progettazione Sismica

Direttore Responsabile: Gian Michele Calvi
Autorizzazione del Tribunale di Pavia n. 682 del 10.10.2007.
E-ISSN 2532-1560 - ISSN 1973-7432
N° iscrizione ROC 16524

Sede legale

C/o Fondazione Eucentre,
Via Adolfo Ferrata, 1 - 27100 Pavia, Italia
Tel. (+39) 0382.5169811

Fotolito e stampa

Rotomail - Strada Rivoltana (SP 14), 12/AB - 20060 Vignate (MI)

Pubblicazione quadrimestrale

Anno IX, No. 1/2018, 15.00 Euro

Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta o trasmessa in qualsiasi forma o con qualsiasi mezzo elettronico, meccanico o altro senza l'autorizzazione scritta dei proprietari dei diritti e dell'editore.
©Copyright 2017 – Fondazione Eucentre

I manoscritti e le illustrazioni inviati alla redazione non saranno restituiti anche se non pubblicati e la Redazione non si assume responsabilità nel caso di eventuali errori contenuti negli articoli pubblicati o di errori in cui fosse incorsa nella loro riproduzione sulla rivista. La Redazione non si assume la responsabilità delle tesi sostenute dagli Autori.



EUCENTRE
FOR YOUR SAFETY.

In collaborazione con



Formazione Professionale Continua EUCENTRE in collaborazione con ReLUIIS

Continua nel 2018 la collaborazione tra la Fondazione Eucentre e ReLUIIS per l'organizzazione di Seminari e Corsi Brevi su temi specialistici della progettazione in zona sismica. Oltre ai classici Seminari della durata di un giorno, si propongono momenti formativi denominati Corsi Brevi, della durata di due giorni, con l'obiettivo di creare incontri di approfondimento su argomenti specifici.

I corsi sono rivolti a professionisti, tecnici, mondo industriale e funzionari di enti pubblici, operanti nel campo dell'ingegneria sismica.

■ Seminari

8 Ore - 1 giorno

1. **Effetti delle Vibrazioni sulle Strutture e sulle Persone: Tecniche di Misura e Metodi di Valutazione**
9 Febbraio 2018, Pavia
Coordinatore: Ing. Alessandro Marzi
2. **Analisi, Modellazione, Verifica ed Adeguamento di Ponti**
23 Febbraio 2018, Pavia
Coordinatore: Prof. GianMichele Calvi
3. **Tamponamenti in Muratura Soggetti ad Azione Sismica: dalla Sperimentazione alla Progettazione**
16 Marzo 2018, Pavia
Coordinatori: Prof. Guido Magenes e Dr. Paolo Morandi
4. **Sismabonus: Legge di Stabilità 2017. Introduzione, Applicazioni ed Esempi**
13 Aprile 2018, Pavia
Coordinatore: Prof. Andrea Prota
5. **Valutazione della Vulnerabilità Sismica di Strutture ed Elementi non Strutturali Tramite Metodi Semplificati**
11 Maggio 2018, Pavia
Coordinatore: Prof. Rui Pinho
6. **Scaffalature Metalliche Industriali: Normativa; Analisi e Progettazione Strutturale. Ambito Statico e Sismico**
8 Giugno 2018, Pavia
Coordinatore: Dr. Roberto Nascimbene

7. **Analisi Sismica di Serbatoi, Silos e Condotte**

22 Giugno 2018, Pavia

Coordinatore: Dr. Roberto Nascimbene

8. **Le Strutture Composte Acciaio-Calcestruzzo: Generalità, Metodi di Analisi e Progettazione**

6 Luglio 2018, Pavia

Coordinatore: Prof. Emidio Nigro

9. **Diritto e Legislazione nell'ambito della Gestione del Rischio e dell'emergenza - Risk and Emergency Management Legislation**

28 Settembre 2018, Pavia

Coordinatore: Prof. Alberto Monti

10. **Utilizzo Consapevole della Modellazione ad Elementi Finiti nel Calcolo Strutturale**

19 Ottobre 2018, Pavia

Coordinatore: Ing. Alessandro Desimoni

11. **Valutazione e Gestione del Rischio Alluvionale**

9 Novembre 2018, Pavia

Coordinatore: Prof. Mario Martina

■ Corsi Brevi

16 Ore - 2 giorni

12. **Building Information Modeling: Gli strumenti e le procedure per la digitalizzazione della commessa**

23-24 Novembre 2018, Pavia

Coordinatore: Ing. Paolo Odorizzi

Organizzazione di corsi "su misura": Corsi su richiesta vengono organizzati come risposta ad esigenze specifiche di aziende, enti o associazioni professionali. Dopo un primo momento di interazioni durante il quale si analizza la richiesta, vengono definite le tematiche da affrontare ed il programma più adatto, nonché il luogo di realizzazione del corso.

Materiale didattico: Una selezione di momenti formativi organizzati da Eucentre e rispettivo materiale didattico sono proposti su supporto multimediale e cartaceo, ed acquistabili da tutti gli interessati.

Per ulteriori dettagli: www.eucentre.it e pagine aziendali social LinkedIn e Facebook.

Per richieste e maggiori informazioni contattare: corsi@eucentre.it



EUCENTRE
FOR YOUR SAFETY.

Via Adolfo Ferrata, 1 - 27100 Pavia
Tel. (+39) 0382.5169811 - Fax: (+39) 0382.52913
E-mail: corsi@eucentre.it - Website: www.eucentre.it



Editoriale

NTC 2018

Roberto Nascimbene¹ ■

Le Norme Tecniche 2018 nascono da un importante lavoro normativo volto a rinnovare migliorare ed uniformare la metodologia progettuale in più ambiti.

Le principali modifiche si hanno all'interno del capitolo sulle azioni sulle costruzioni, di quello sulle costruzioni in muratura portante, nel capitolo delle costruzioni esistenti ed in quello relativo alla progettazione per azioni sismiche.

Le principali modifiche riguardano in alcuni casi la ridefinizione dei carichi relativi ad ambienti quali gli ospedali, all'inserimento di un valore minimo di carico per autorimesse e parcheggi, all'introduzione di due nuove categorie di carico, all'introduzione di coefficienti riduttivi per carichi verticali uniformemente distribuiti.

Inoltre viene abolita la suddivisione dei sottosuoli di categoria S1 e S2

Sono stati ridefiniti gli approcci delle verifiche geotecniche, vi è stato un allineamento con l'Eurocodice 2 per le azioni sui ponti stradali, è stata eliminata la seconda categoria di ponti e sono stati modificati in parte i coefficienti di sicurezza per i ponti ferroviari.

Per quanto riguarda le costruzioni in muratura ordinaria e di acciaio le NTC 2018 si uniformano con gli Eurocodici a cui fanno esplicito rimando, viene abolito l'utilizzo delle tensioni ammissibili all'interno del metodo semplificato di progetti delle murature.

Viene chiarita e riorganizzata la determinazione del fattore di sovrarresistenza in base alla tipologia dell'elemento strutturale e in funzione della tipologia di collegamento, vengono modificati i limiti sul fattore di struttura relativo alle strutture non dissipative.

Di grande importanza è l'introduzione della tipologia costruttiva xlam all'interno delle strutture in legno.

Inoltre vengono introdotte delle verifiche di duttilità per alcune zone dissipative delle strutture in c.a.

Tra le novità presenti vi è la modifica dei coefficienti di sovrarresistenza del acciaio, l'introduzione delle verifiche di duttilità per le strutture in acciaio dissipative,

l'inserimento di modifiche relative alla progettazione e la verifica delle strutture prefabbricate.

l'introduzione alla valutazione della capacità degli elementi non strutturali e il paragrafo relativo al "rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite".

Per le fondazioni sono state applicate delle modifiche relativamente ai coefficienti di resistenza e sicurezza e nel capitolo relativo alle costruzioni esistenti sono state ridefinite le tipologie di intervento sia di carattere organizzativo che contenutistico.

Come si può vedere dal elenco appena fatto sono state apportate sia modifiche sostanziali che minori tutte volte ad una progettazione più attenta e consapevole, tenendo conto delle nuove tipologie costruttive, dei progressi fatti nel campo della ricerca.

Ed è proprio per questo che Eucentre organizzerà a breve dei corsi finalizzati alla comprensione delle differenze tra le Norme Tecniche 2008 e le Norme Tecniche 2018. Vi terremo aggiornati attraverso i nostri canali social LinkedIn, Facebook, Twitter e Instagram e ovviamente sul sito Eucentre.



¹ Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica - Eucentre, Pavia.

Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale

Spediz. abb. post. - art. 1, comma 1
Legge 27-02-2004, n. 46 - Filiale di Roma

GAZZETTA  UFFICIALE
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA

Roma - Martedì, 20 febbraio 2018

SI PUBBLICA TUTTI I
GIORNI NON FESTIVI

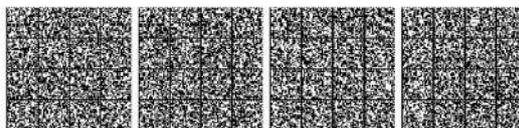
DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DELLA GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE LEGGI E DECRETI - VIA ARENULA, 70 - 00186 ROMA
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO - VIA SALARIA, 691 - 00138 ROMA - CENTRALINO 06-85081 - LIBRERIA DELLO STATO
PIAZZA G. VERDI, 1 - 00198 ROMA

N. 8

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

DECRETO 17 gennaio 2018.

**Aggiornamento delle «Norme tecniche per
le costruzioni».**



Progettazione sismica degli elementi non-strutturali: La nuova frontiera dell'ingegneria sismica

Daniele Perrone¹, André Filiatrault² ■

Il diffondersi negli ultimi anni del performance-based design nell'ambito dell'ingegneria sismica ha messo in evidenza la necessità di una perfetta armonizzazione tra il comportamento della struttura ed il comportamento degli elementi non-strutturali. Gli attuali standard normativi consentono di progettare degli edifici "sicuri" da un punto di vista strutturale, garantendone l'immediata operatività a seguito di un evento sismico, tuttavia gli elementi non-strutturali risultano spesso l'anello debole al fine di garantirne adeguate performance sismiche. Numerosi eventi sismici avvenuti negli ultimi anni hanno evidenziato tale problematica, sia a livello nazionale che internazionale. Per capire l'importanza degli elementi non-strutturali basti pensare alle conseguenze dovute alla perdita di funzionalità degli edifici ospedalieri a causa del danneggiamento degli impianti e degli elementi architettonici. Inoltre, gli investimenti economici connessi agli elementi non-strutturali sono di gran lunga superiori rispetto a quelli relativi alla parte strutturale, di conseguenza non ci si deve sorprendere se le perdite associate a tali elementi superino quelle connesse agli elementi strutturali, soprattutto per terremoti di medio-bassa intensità. Nonostante questa problematica sia ormai nota, gli studi scientifici nel campo degli elementi non-strutturali risultano ancora limitati e le linee guida attualmente disponibili sono spesso basate su esperienze acquisite dall'osservazione dei danni occorsi a seguito degli eventi sismici. La progettazione è spesso affidata al giudizio ed all'intuizione degli ingegneri piuttosto che ai risultati di studi sperimentali ed analitici.

Sulla base di queste considerazioni, negli ultimi anni si stanno sviluppando numerose ricerche ed iniziative volte al miglioramento delle conoscenze sul comportamento sismico degli elementi non-strutturali sia mediante indagini sperimentali che attraverso la definizione di opportuni metodi di calcolo prestazionali. Gli Stati Uniti sono stati tra i primi a riconoscere l'importanza degli elementi non-strutturali finanziando ricerche che consentissero un miglioramento dello stato attuale delle conoscenze. Grazie al progetto di ricerca "NEESR Nonstructural Grand Challenge Project" è stato realizzato nel 2009, presso la State University of New York at Buffalo, il primo simulatore interamente dedicato alla valutazione delle performance sismiche degli elementi non-strutturali. A livello normativo, la Federal Emergency Management Agency ha sviluppato alcune linee guida per lo studio sperimentale degli elementi non-strutturali (FEMA461, 2007) ed allo stesso tempo ha messo appunto una dettagliata linea guida per la mitigazione del loro danneggiamento (FEMA E-74, 2015). Anche a livello nazionale numerosi ricercatori stanno svolgendo studi, sia numerici che sperimentali, volti alla valutazione delle performance di molteplici tipologie di elementi non-strutturali. In tal senso un importante contributo sarà fornito dalla Scuola Universitaria Superiore IUSS Pavia grazie ad un recente finanziamento nell'ambito del progetto "Dipartimenti di Eccellenza" finanziato dal MIUR. Uno dei principali filoni di ricerca che vedrà coinvolto lo IUSS durante il progetto riguarderà infatti lo studio delle performance degli elementi non-strutturali, allo stesso tempo sarà possibile ampliare ulteriormente il laboratorio inaugurato lo scorso settembre presso la Fondazione Eucentre, 6D LAB; tale laboratorio è prevalentemente dedicato a prove dinamiche sugli elementi non-strutturali. Un'altra importante iniziativa riguarda la fondazione nel 2016 dell'International Association for the Seismic Performance of Non-Structural Elements (SPONSE), con sede presso la Fondazione Eucentre; tale associazione ha l'obiettivo di divulgare le conoscenze relativamente alle performance sismiche degli elementi non-strutturali e allo stesso tempo creare una comunità di esperti costituita non solo da ricercatori ma anche da professionisti ed imprese.

Nonostante queste buone premesse, la diffusione della progettazione sismica degli elementi non-strutturali risulta tutt'ora poco diffusa. In primo luogo, una delle principali problematiche che ha ostacolato la sua implementazione nella consueta pratica progettuale riguarda la convinzione che essa possa significativamente influenzare i costi di realizzazione. Sebbene questa affermazione possa risultare veritiera, va sottolineato che qualora si parli di incremento dei costi dovuto alla progettazione sismica dei supporti per gli elementi non-strutturali, quali ad esempio gli impianti, è importante sottolineare che tale incremento deve essere relazionato al costo complessivo dell'impianto e alle perdite economiche che si potrebbero avere a seguito di un suo danneggiamento. Un secondo aspetto molto importante nella messa in pratica della progettazione sismica degli elementi non-strutturali riguarda l'individuazione della figura professionale che debba prendersi carico di tale onere. Appare evidente la necessità di una nuova figura professionale, che può essere definita "coordinatore non-strutturale", che si occupi della progettazione degli elementi non-strutturali. Ad aiutare i progettisti in questo compito potrebbe venire incontro la tecnologia BIM. L'accuratezza dei dettagli disponibili nei modelli BIM ed allo stesso tempo lo sviluppo di software che siano in grado di

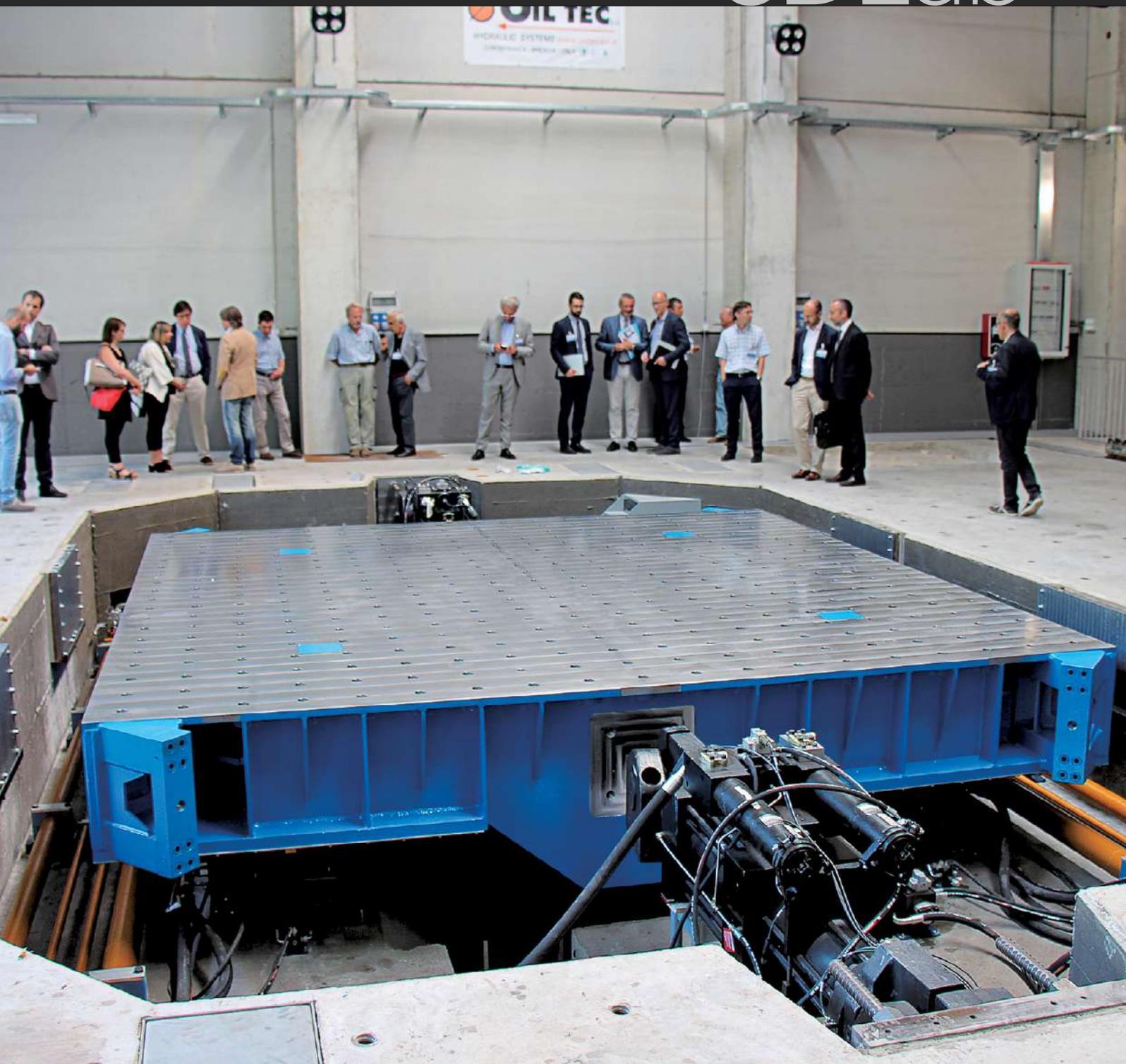
¹ IUSS - Scuola Universitaria Superiore IUSS - Pavia.

² IUSS - Scuola Universitaria Superiore IUSS - Pavia.

comunicare con essi per la progettazione e verifica sismica di specifici elementi nonstrutturali, può rappresentare una nuova frontiera nella progettazione sismica degli elementi nonstrutturali.

Nel 1914 il prof. Modesto Panetti affermava che gli effetti dei terremoti sulle strutture erano dei problemi di natura dinamica troppo complessi per poter essere affrontati, agli avventi del 2000 la comunità scientifica era consapevole dei progressi effettuati, tuttavia credeva ancora che le problematiche connesse agli elementi nonstrutturali non potessero essere affrontate in dettaglio. Oggigiorno possiamo affermare che, nonostante ci sia ancora molto lavoro da fare per colmare il gap attualmente presente con le conoscenze in ambito strutturale, abbiamo a disposizione tutti gli strumenti per poter effettuare una progettazione prestazionale che tenga conto del “sistema edificio” e non solo della struttura portante.

6D Lab



Ricerca

Analisi della risposta strutturale di alcuni ponti durante il terremoto del Centro Italia Analysis of the structural response of some bridges during the Central Italy Earthquake

Luigi Di Sarno¹, Francesca da Porto², Gabriele Guerrini³, Andrea Prota⁴ ■

Sommario

La presente memoria analizza la risposta strutturale dei ponti in muratura ed in c.a. durante la sequenza sismica registrata nel Centro Italia. Dopo una breve discussione delle caratteristiche principali della sequenza sismica registrata nel 2016-2017, vengono esaminati in particolare i diversi meccanismi di collasso osservati e la prestazione sismica di alcune delle più significative infrastrutture viarie presenti nell'area del cratere ed essenziali per le operazioni di soccorso.

Dai sopralluoghi effettuati e dall'esame della risposta strutturale si può asserire che gran parte dei danni rilevati sono attribuibili principalmente a fenomeni di degrado dovuti alla scarsa manutenzione, nonché a stati pregressi di danneggiamento.

Parole chiave: Ponti, danni, muratura, cemento armato, terremoto Centro Italia 2016.

Abstract

The present work assesses the structural response of masonry and reinforced concrete bridges subjected to the earthquake sequence of Central Italy. A preliminary discussion of the main features of the 2016-2017 seismic sequence is provided. Failure modes are investigated and the seismic performance assessment is then carried out for the most relevant highway infrastructures located in the stricken areas and that were essential for rescue operations.

The post-earthquake surveys and the outcomes of the seismic performance assessment show that the spread of damage is primarily caused by the lack of maintenance and pre-existing damage due to ageing phenomena.

Keywords: bridges, damage, masonry, reinforced concrete, 2016 Central Italy Earthquake.

1. Introduzione

L'osservazione sistematica di danni conseguenti ad eventi sismici alle infrastrutture di trasporto, e nello specifico dei ponti, nel nostro paese è abbastanza limitata, diversamente da quanto accade per i danni rilevati a strutture ordinarie dell'edilizia. Una possibile spiegazione è data dal fatto che i maggiori terremoti avvenuti negli ultimi quarant'anni non hanno avuto conseguenze di particolare rilievo sulle strutture da ponte. Nel Friuli (1976) la realizzazione di opere infrastrutturali significative era appena agli inizi, mentre nel terremoto Irpino (1980), le opere d'arte presenti nel tratto appenninico dell'autostrada A16 subirono conseguenze di qualche rilievo più che altro dovute all'inadeguatezza degli apparati di vincolo (Reluis, 2009). Durante il terremoto Umbria-Marche del 1997 furono rilevati pochi danni a ponti, in particolare a ponti in muratura, per i meccanismi più vulnerabili di ribaltamento del timpano (Resemini e Lagomarsino, 2004), mentre sia la sequenza sismica de L'Aquila (2009) che quella dell'Emilia (2012), non hanno provocato danni significativi né a ponti in muratura né a ponti di calcestruzzo armato (EERI, 2009; Ioannou, 2012), se non in presenza di gravi difetti di manutenzione, come riportato, ad esempio, per i ponti in C.A. di Fossa ed Onna, nei dintorni de L'Aquila, da (Kawashima et al., 2010).

I ponti in muratura possono, in effetti, essere considerati come strutture piuttosto robuste (Heyman, 1966), il cui danneggiamento

¹ Ricercatore, Università degli studi del Sannio.

² Professore, Università degli studi di Padova.

³ Ricercatore, Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica (EUCENTRE).

⁴ Professore, Università degli studi di Napoli Federico II.

mento o collasso trae origine dall'innesco di meccanismi locali o globali, nelle direzioni longitudinale e trasversale del ponte stesso. Tali meccanismi, a loro volta, dipendono in particolar modo dalle principali caratteristiche geometriche del ponte, tra le quali il numero e la lunghezza delle campate, la forma (rapporto freccia/luce) e lo spessore delle arcate, l'altezza o la snellezza di spalle e pile (a seconda che il ponte sia mono- o multi-campata), la larghezza del ponte. Si rimanda ad altre trattazioni (ad esempio, da Porto et al., 2016) per una descrizione più esaustiva del funzionamento strutturale di questa categoria di opere, in questa sede si riportano solo i principali meccanismi di collasso per ponti a campata singola o multi-campata.

Nel caso di ponti ad arco in muratura mono-campata, il danneggiamento e/o il collasso può avvenire per l'innesco di meccanismi longitudinali nell'arcata, con la tipica formazione di quattro cerniere cilindriche nell'arcata del ponte stesso. Se le spalle sono alte, o la risposta è caratterizzata da fenomeni d'interazione con il terreno di fondazione, il meccanismo longitudinale può interessare l'intera struttura, coinvolgendo anche le spalle e non solo l'arcata. Il meccanismo comunque più vulnerabile, ovvero sia quello che s'innesci per valori più bassi delle accelerazioni, è quello di ribaltamento fuori piano di timpano, muri d'ala, e parapetti. Il ribaltamento di questi elementi secondari non implica una rilevante riduzione della sicurezza dell'opera, però, nel caso di timpano e muri d'ala, venendo meno l'azione di contenimento del materiale di riempimento, si possono danneggiare gli strati di finitura della carreggiata, risultando così compromessa la funzionalità del ponte. Questo genere di meccanismo è di gran lunga il più comune, non solo per ponti mono-campata ma anche per quelli a più campate, ed è quindi quello più spesso riportato nei rilievi del danno post-sisma a reti infrastrutturali caratterizzate dalla presenza di opere in muratura (vedasi, ad esempio, il terremoto Umbria-Marche 1997; Resemini e Lagomarsino, 2004).

Anche nel caso di ponti ad arco multi-campata i meccanismi nella direzione longitudinale del ponte dipendono principalmente dalla snellezza delle pile: con pile tozze s'innescano meccanismi locali nelle arcate, analogamente a quanto avviene nei ponti a campata singola, mentre con pile snelle, o in presenza di fenomeni di interazione con il terreno, la risposta del ponte coinvolge anche le pile, come rilevato per il terremoto di Wenchuan in Cina (Kawashima et al., 2009). In particolar modo quando le pile sono snelle, si possono innescare anche meccanismi globali in direzione trasversale, caratterizzati da danneggiamento alla base delle pile, rotture in chiave alle arcate o rotture a taglio nel piano delle arcate stesse. Questi esempi, più rari, sono riportati per il ponte sul Rio Claro in Cile (terremoto del 2010, Grossi et al., 2011), o per il Yingchun Bridge in Cina (Kawashima et al., 2009). È da ricordare, inoltre, che lo sviluppo dei meccanismi descritti potrebbe essere anticipato, o accelerato, da perdite di resistenza legate alla cattiva qualità dei materiali (quale bassa qualità della malta o della muratura utilizzata), e da fenomeni di degrado legati alla vetustà delle opere in muratura, che pur essendo state costruite in un ampio periodo che va dall'epoca romana ai primi decenni del novecento, sono tutt'ora in servizio (Modena et al., 2015).

I danni ai ponti in cemento armato (c.a.), individuati in seguito ai terremoti degli ultimi cinque decenni, possono essere tipicamente suddivisi in quattro categorie, che riguardano i principali elementi che li compongono (vedi anche Di Sarno et al., 2017): danni all'impalcato (travi, solette), danni alle sottostrutture (traversi, pile), danni all'interfaccia terreno-struttura (spalle, fondazioni) e danni agli elementi non strutturali. In particolare, in questa sede, si evidenziano alcune tipologie di danno più ricorrenti, ovvero:

- (i) *Danni agli apparecchi di appoggio.* Gli apparecchi di appoggio sono progettati per trasferire forze fra l'impalcato e le sottostrutture, e per consentire allo stesso tempo movimenti relativi fra gli stessi. I danni agli appoggi variano a seconda della tipologia di apparecchio: per esempio, possono verificarsi lo scorrimento di appoggi elastomerici o lo sfilamento e/o la rottura a taglio di bulloni di ancoraggio. La crisi di questi dispositivi può indurre la perdita d'appoggio delle travi d'impalcato.
- (ii) *Perdita d'appoggio.* Questo problema si identifica con lo spostamento delle travi d'impalcato dalla loro collocazione originaria sulla sottostruttura. Più piccole sono le aree d'appoggio, più elevato è il rischio di innesco di tale meccanismo. Ciò può risultare nella caduta delle travi dagli apparecchi d'appoggio fino ad essere sorrette direttamente dai traversi, ma anche nel collasso totale di una o più campate.
- (iii) *Danni ai giunti di espansione.* I giunti di espansione sono progettati per consentire movimenti relativi fra segmenti adiacenti di impalcato dovuti a variazioni termiche, a deformazioni differite nel tempo, e al traffico. Tuttavia, l'azione sismica può provocare rapidi movimenti di chiusura e apertura dei giunti, che possono risultare in martellamento con conseguente schiacciamento del calcestruzzo e discontinuità fra le campate. Alcuni casi di questo tipo sono stati rilevati lungo le autostrade A24 e A25, in seguito al terremoto de L'Aquila. Il martellamento fra travi adiacenti si verifica inoltre quando il movimento del terreno induce notevoli spostamenti differenziali fra le pile che sostengono l'impalcato.
- (iv) *Danni alle pile.* Trattandosi di componenti fondamentali del sistema resistente alle azioni verticali e laterali, le pile possono essere soggette a forze e deformazioni notevoli durante un terremoto. Il tipo di danno conseguente dipende soprattutto dalla geometria del ponte, dai criteri di progettazione seguiti e dai dettagli costruttivi adottati. Pile corte e tozze sono più suscettibili di crisi per taglio. Carenza di dettagli costruttivi, come insufficienti lunghezze di sovrapposizione delle armature longitudinali, o inadeguata armatura trasversale, possono risultare in collassi inaspettati. Si citano ad esempio i collassi parziali o totali di alcuni ponti nei terremoti di Northridge, California (1994) e Kobe, Giappone (1995).
- (v) *Danni ai nodi trasverso-pila.* I nodi fra traversi e pile sono soggetti a notevoli sforzi di taglio durante la risposta laterale di un ponte. Senza un'adeguata armatura trasversale, fessure diagonali si formano e si propagano nella regione del

nodo, fino al punto di causare il collasso della struttura. In più, le armature longitudinali delle travi non si ancorano in maniera sufficiente se piegate all'interno di nodi poco confinati. Ne è un esempio il collasso catastrofico del Cypress Viaduct di Oakland, California, durante il terremoto di Loma Prieta del 1989.

- (vi) *Danni alle spalle.* Il comportamento delle spalle dipende non solo dalla progettazione strutturale degli elementi che le costituiscono, ma anche dall'interazione col terreno circostante. Le spalle includono apparecchi di appoggio, muri d'ala, pareti delle spalle ed elementi di fondazione. Inoltre, le spalle possono comprendere anche elementi quali le chiavi di taglio, che contribuiscono a limitare gli spostamenti laterali relativi fra impalcato e spalla stessa, e possono fungere da fusi strutturali per prevenire il danneggiamento di altri elementi strutturali. Può verificarsi martellamento anche fra l'impalcato e le spalle.
- (vii) *Danni agli elementi non strutturali.* Questi ultimi includono barriere, segnaletica e impianti. I danni a questi elementi non compromettono l'integrità strutturale del ponte, ma il loro collasso può indurre effetti secondari o il ferimento degli utenti della strada. Per esempio, si possono verificare danni da impatto per il crollo della segnaletica sovrastante, rischi di elettrocuzione per i passanti in presenza di linee elettriche danneggiate, e condizioni di pericolo per il traffico dovuti al crollo di barriere di contenimento.

La presente memoria analizza la risposta strutturale dei ponti in muratura ed in c.a. durante la sequenza sismica registrata nel Centro Italia, nota anche come sequenza sismica Amatrice-Norcia-Visso del 2016-2017. Saranno discussi in particolare i diversi meccanismi di collasso osservati e la prestazione sismica di alcune delle più significative infrastrutture viarie presenti nell'area del cratere. Si ritiene, pertanto, necessario richiamare preliminarmente le caratteristiche della sequenza sismica del Centro Italia.

2. Le caratteristiche della sequenza sismica nel Centro Italia

Il 24 agosto 2016, alle 1.36 UTC, 3.36 ora locale, un terremoto con epicentro localizzato nel comune di Accumoli, di magnitudo momento M_W 6.0, ha dato inizio alla sequenza sismica che ha interessato l'Italia Centrale sino al 2017. L'evento del 24 agosto è stato seguito da innumerevoli altre scosse, di cui le principali sono avvenute il 26 ottobre in prossimità di Castelsantangelo sul Nera (M_W 5.4 e M_W 5.9), il 30 ottobre vicino a Norcia (M_W 6.5) e il 18 gennaio 2017 in prossimità di Capitignano, con quattro scosse di magnitudo M_W compresa tra 5.0 e 5.5.

Tale sequenza sismica ha causato danni molto consistenti in un'ampia area dell'Italia Centrale, coinvolgendo le quattro regioni di Lazio, Umbria, Marche e Abruzzo. Le mappe di scuotimento in accelerazione massima del terreno (PGA) prodotte dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://shakemap.rm.ingv.it>) e le corrispondenti mappe di scuotimento in intensità strumentale Mercalli Cancani Sieberg (MCS), per le quattro principali scosse di cui sopra, sono riportate da AA.VV. (2017). Tale contributo fornisce anche, per le principali località colpite dai sismi di agosto e di ottobre, i risultati dei rilievi macrosismici, espressi secondo la scala macrosismica europea (EMS). È possibile da questa osservare, oltre all'aggravio del danno legato al succedersi delle scosse, i valori molto elevati d'intensità macrosismica che hanno interessato la sequenza, che confermano la presenza di danno significativo e diffuso all'ambiente costruito. Si sono infatti registrati numerosi collassi di edifici residenziali in muratura e in c.a., ma anche la rete infrastrutturale, in particolare i ponti, hanno fatto rilevare danni severi, che hanno in parte compromesso lo svolgimento delle prime attività emergenziali post-evento.

La sequenza sismica ha interessato la zona dei sistemi di faglie normali dei Monti della Laga a Sud-Est e del Monte Vettore-Monte Bove a Nord-Ovest, faglie interessate da movimento estensionale, orientate in senso NNO-SSE e con pendenza verso Sud-Ovest. Dopo l'evento di agosto, il volume sismogenetico si è esteso verso NO e verso SE, rispettivamente con le scosse di ottobre 2016 nelle vicinanze di Norcia e quelle di gennaio 2017 nelle vicinanze di Campotosto. La sequenza ha colpito un'area dove anche in passato vi sono stati numerosi forti terremoti, come si desume dalla più recente versione del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (<http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15>), ed infatti si colloca nella fascia ad elevata pericolosità sismica che corre lungo l'asse della catena appenninica (http://zonesismiche.mi.ingv.it/mappa_ps_apr04/italia.html). L'area interessata dalla sequenza sismica di Amatrice Norcia Visso e Campotosto è per altro ubicata tra la zona attivata con la sequenza sismica del 1997 in Umbria-Marche a Nord, e a sud quella de L'Aquila del 2009 (Figura 1).

Per fornire alcuni dati sulla severità dei terremoti che si sono susseguiti in Italia Centrale tra 2016 e 2017, si sono selezionate le stazioni di Amatrice (AMT) e Norcia (NRC), attive durante tutta la sequenza e particolarmente vicine agli epicentri del 24 agosto e del 26 e 30 ottobre. In particolare, sono stati registrati per la prima valori di accelerazione di picco al suolo (PGA) pari a 0.380-0.870-0.400 g (rispettivamente in direzione N-S, E-O, verticale) nel terremoto del 24 agosto, e di 0.401-0.532-0.324 g nel terremoto del 30 ottobre. A Norcia si sono invece registrate PGA relativamente più modeste durante il terremoto del 24 agosto (0.373 g), ma significative per quello del 30 ottobre (0.476 g), così come riportato anche nel documento tecnico di ReLUIS-INGV Workgroup (2016). La Figura 2 mostra gli spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione ottenuti dai dati registrati presso le stazioni menzionate, tratti dal database ITACA (<http://itaca.mi.ingv.it>). Per ognuna delle due stazioni, entrambe definite su suolo B*, viene fornito un confronto tra le principali scosse, nelle tre direzioni ortogonali di registrazione del segnale accelerometrico.

Figura 1
 Mappa epicentrale delle sequenze sismiche in Italia centrale dal 1997 al 2017. I terremoti del 1997 sono rappresentati in blu. In giallo la sequenza de L'Aquila del 2009, in arancione e rosso la sismicità del 2016-2017 (www.ingv.it)(a destra).

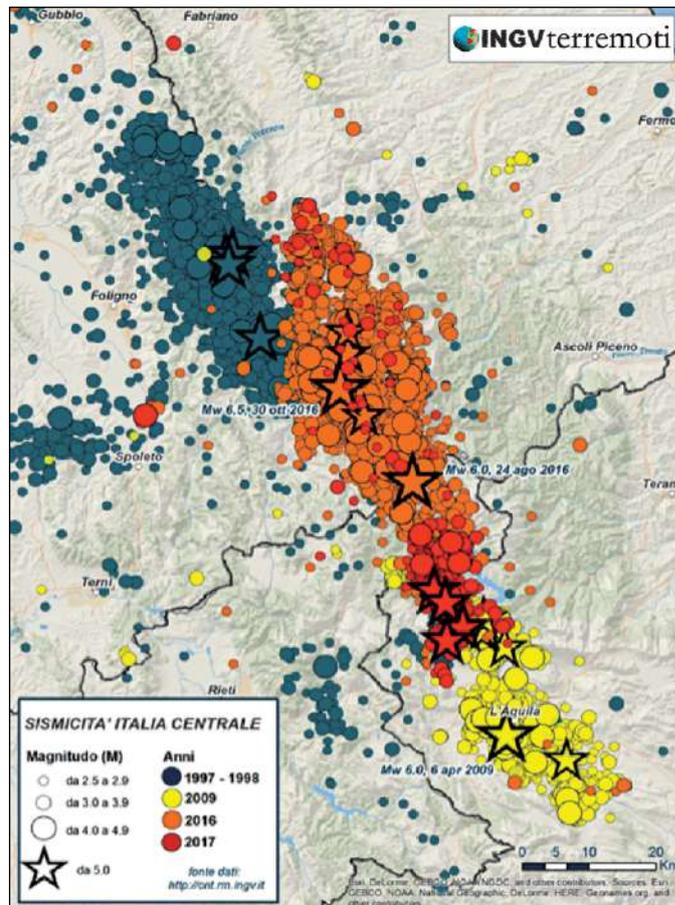
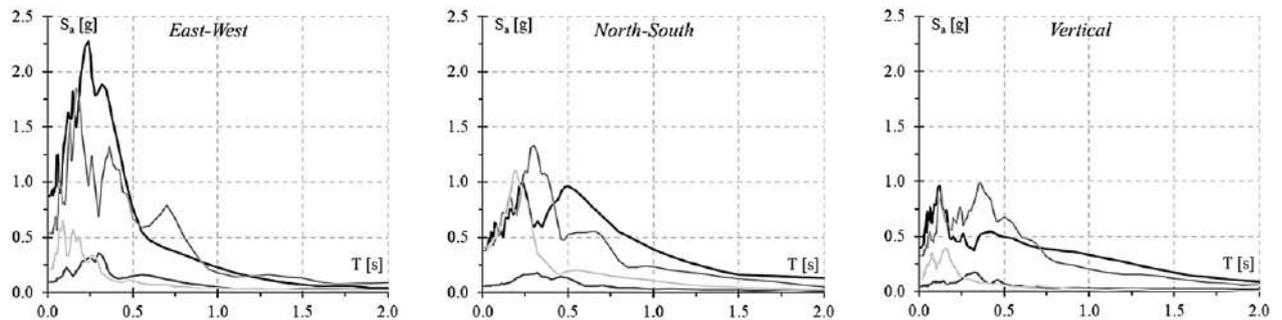
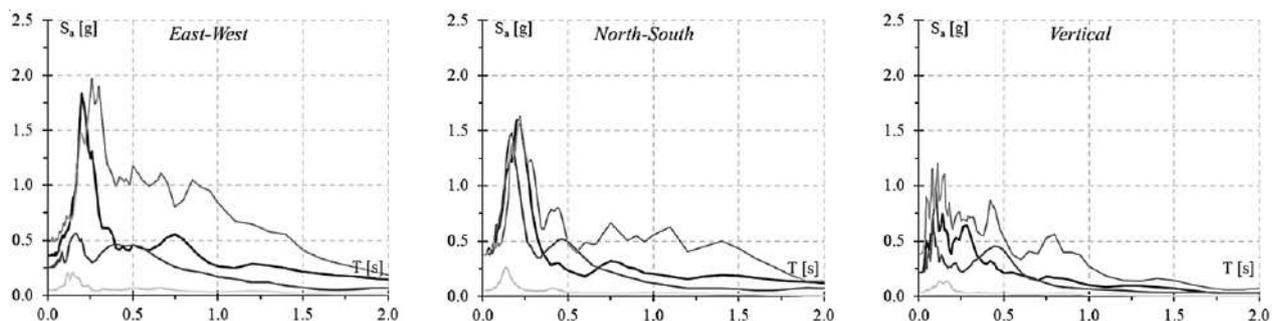


Figura 2
 Spettri di risposta di pseudo-accelerazione per i 4 principali terremoti della sequenza, per le stazioni di Amatrice (AMT) e Norcia (NRC), nelle tre direzioni (N-S, E-O, verticale) (in basso).

Amatrice station - AMT



Norcia station - NRC



3. Prestazioni sismiche di ponti

Immediatamente dopo le sequenze sismiche dell'Italia Centrale sono stati eseguiti numerosi sopralluoghi durante i quali sono stati ispezionati diversi ponti con struttura in muratura, c.a., misti muratura e c.a. e composti acciaio-calcestruzzo. Le strutture esaminate sono utilizzate per la viabilità principale di accesso alle zone del cratere. Di particolare interesse risulta la strada regionale SR 260, la dorsale appenninica che collega la strada statale salaria (SS4) ad Amatrice. Lungo la RS sono stati esaminati i ponti ad arco in muratura denominati "Ponte a Tre Occhi" e "Ponte a Cinque Occhi". Altri ponti in muratura esaminati sono localizzati nella provincia di Ascoli-Piceno, lungo la strada SP 129 denominata Trisungo-Tufo; si tratta, in questo caso, di una viabilità secondaria di accesso a piccoli centri abitati. Nel seguito si farà riferimento alla descrizione dello stato di danneggiamento dei Ponti a "Tre Occhi" e "Cinque Occhi".

Per quanto attiene i ponti con struttura in c.a. sono stati ispezionati diversi ponti lungo le strade statali SS4 e SS685.

3.1 Ponti in muratura

3.1.1. Ponte a Tre Occhi

Il ponte in muratura a tre archi, noto anche come "Ponte a Tre Occhi" è posizionato lungo una via principale di accesso per Amatrice. Esso si estende longitudinalmente in direzione Est-Ovest, ha una luce complessiva di circa 40 m; ciascun arco ha una freccia netta di circa 5 m ed una luce di 12 m. La larghezza complessiva della sede viaria del ponte, a due sensi di marcia, è allo stato pari a 10 m e comprende circa 7 m per la carreggiata e i restanti 3 m per i due marciapiedi posti a margine della carreggiata stessa, realizzati a seguito di intervento relativamente recente di adeguamento funzionale e consolidamento strutturale. L'intervento di adeguamento funzionale ha previsto la realizzazione di due elementi mensolari in c.a., della lunghezza di circa 2 m, da ciascun lato della preesistente carreggiata, su cui sono state realizzate le barriere metalliche di protezione (guardrail) ed i marciapiedi.

La struttura del ponte è costituita dai tre archi semicircolari realizzati con mattoni pieni; i rinfianchi, i muri d'ala, le spalle e le pile centrali sono invece realizzati con muratura in pietrame, così come illustrato in Figura 1. La muratura dei rinfianchi degli archi e dei muri d'ala è costituita da pietrame di tipo irregolare con dimensioni variabili tra 15 e 300 mm, stilato con malta. La struttura delle spalle e della pila centrale comprende un doppio strato di muratura: il paramento esterno è realizzato con pietrame regolare, con conci di dimensioni di circa 500 mm; la parte interna, di riempimento, è fatta di conci irregolari, scarsamente legati e con un elevato contenuto anche di materiali limosi.



Figura 3
Vista laterale del Ponte a Tre Occhi (sinistra) e particolare interventi strutturali (destra).

Nell'intervento di adeguamento strutturale eseguito, sono state inserite numerose catene, in direzione Nord-Sud, in corrispondenza dei muri d'ala e sulle pile centrali per evitare collassi fuori piano. La modalità realizzativa di tali catene, che non presentano adeguate piastre per i capo-chiave, appare del tutto inefficace ad esplicare alcuna azione di confinamento/contenimento laterale, attese la natura del pietrame costituente ed i notevoli spessori dei muri d'ala. Le dimensioni delle piastre metalliche utilizzate per i capochiave risultano estremamente piccole e tali da non generare alcun effetto di distribuzione del contenimento laterale sul paramento murario esterno.

L'intervento strutturale eseguito sul ponte ha altresì previsto, in prossimità della zona di appoggio, sul muro d'ala posto a Nord-Est, la realizzazione di blocchi (muri) in calcestruzzo non armato, che si estendono per l'intera altezza del ponte, con

una lunghezza complessiva di circa 10 m. Tali muri fungono da contrafforti e servono per contenere le spinte laterali dovute ai rinfianchi in pietrame, attesa anche la geometria (curva) della spalla Est del ponte.

Durante l'evento sismico del 24 agosto 2016, il "Ponte a Tre Occhi" ha subito un'accelerazione massima alla base (PGA) pari a 0.87 g e 0.38 g rispettivamente lungo le direzioni longitudinale e trasversale. Tali significativi valori di PGA registrati nei pressi della infrastruttura viaria hanno causato un danneggiamento diffuso della struttura del ponte, con conseguente chiusura al traffico a partire del 25 agosto 2016, con notevoli evidenti disagi per i mezzi di soccorso e per tutta la viabilità della zona. I danni hanno interessato l'intera sede stradale, l'intradosso dell'arco posto in prossimità della spalla Est del ponte e gran parte dei muri d'ala posti a supporto del recente ampliamento della carreggiata.

Gli strati di rifinitura in conglomerato bituminoso (binder) della carreggiata presentavano notevoli e diffuse lesioni, con evidenti avvallamenti localizzati variabili tra i 40 mm ed i 60 mm, così come documentato in Figura 2. Le lesioni orizzontali lungo la strada hanno dimensioni massima di circa 30 mm.

La pavimentazione bituminosa risultava particolarmente dissestata a causa anche dei significativi spostamenti subiti dal pietrame di riempimento dei muri d'ala, che ha subito anche notevoli spancamenti (vedi Figura 3). L'esame visivo ha altresì evidenziato un collegamento inadeguato tra gli strati funzionali della carreggiata ed il muro d'ala. Tali collegamenti erano realizzati con connettori costituiti da monconi di ferri di armatura per c.a. di lunghezza inadeguata e non opportunamente ammorsati e/o dotati di alcun dettaglio costruttivo per l'ancoraggio (Figura 3).

I danni strutturali rilevati sul Ponte a Tre Occhi hanno interessato in particolare la zona Est del ponte. Lesioni diagonali, con ampiezza di 2.5-3 cm sono state localizzate all'intradosso dell'arco così come si evince dalla Figura 4. Tali lesioni dimostrano come, nonostante la maggiore accelerazione relativa alla componente longitudinale dell'evento sismico del 24 agosto rispetto alla componente trasversale, 0.87 g versus 0.38 g, la risposta del ponte sia stata caratterizzata da una particolare vulnerabilità in direzione trasversale.

Figura 4
Lesioni riportate nella
pavimentazione della
carreggiata del Ponte
"Tre Occhi".



Figura 5
Collegamento inadeguato
tra gli strati funzionali della
carreggiata ed il muro d'ala.





Figura 6
Lesioni diagonali all'intradosso dell'arco e muro d'ala posti in prossimità della spalla Est.

La componente trasversale del sisma del 24 agosto è stata comunque anch'essa molto severa ($PGA = 0.38 g$) per il Ponte Tre Occhi, in quanto il paramento murario esterno del muro d'ala a Sud-Est è crollato, nonostante la presenza di diverse catene (vedi Figura 4). L'effetto di queste ultime è stato molto scarso a causa della inadeguatezza dei capichave. Anche i blocchi in calcestruzzo posti a Nord-Est hanno subito consistenti danni; essi si sono tranciati in due sezioni lungo l'altezza e le parti sconnesse hanno subito scorrimenti e rotazioni significative (Figura 5). Gli spostamenti permanenti dei blocchi di calcestruzzo variano tra i 10 mm ed i 50 mm. A seguito degli altri eventi sismici del 2016 si sono verificati ulteriori crolli parziali lungo il lato Nord-Est del ponte, crolli che hanno interessato le opere di rifinitura poste lungo il lato della carreggiata: muro parapetto e guardrail.



Figura 7
Collapsi lungo il muro d'ala posto a Nord, in prossimità della spalla Est.

Il Ponte Tre Occhi è stato chiuso al traffico subito il giorno 25 agosto 2016, a seguito del primo evento sismico del 24 agosto. La chiusura al traffico della predetta infrastruttura è avvenuta dopo che pesanti mezzi della Polizia di Stato e della Protezione sono transitati sul ponte ed hanno generato ulteriori consistenti cedimenti della carreggiata, già parzialmente lesionata dopo lo scuotimento del 24 agosto. A causa della sua posizione strategica, anche a ridosso della tendopoli che è stata allestita a circa 1.5 km dal centro di Amatrice, al km 40 + 750 circa della SR 260 Picente, che attraversa la valle dell'Aterno nel tratto tra L'Aquila e Amatrice collegando direttamente l'entroterra abruzzese con quello marchigiano, è stato necessario costruire un by-pass del Ponte a Tre Occhi, consistente nella costruzione di un guado con strutture scatolari, con una carreggiata di circa 6 m. Tale by-pass è stato realizzato in meno di una settimana, a partire dal 26 agosto, ad opera del Genio militare, con la collaborazione dei tecnici della Protezione Civile del Friuli Venezia Giulia. In tal modo si è potuto garantire una strada di accesso alternativa ad Amatrice, facilitando, soprattutto, le operazioni di soccorso post-sisma per tutta l'area del cratere.

Gli interventi di somma urgenza per la messa in sicurezza per il Ponte Tre Occhi sono iniziati dopo circa due mesi dall'evento sismico del 24 agosto 2016. L'ente gestore della infrastruttura viaria (SR 260), Azienda Strade Lazio S.p.a. (ASTRAL) ha prima realizzato una paratia costituita da micropali con incamiciatura metallica lungo l'approccio Nord-Est, in curva, del ponte (vedi particolare riportato in Figura 6). A tale paratia è stata ancorata una trave in c.a., di larghezza di circa 1.20 m ed altezza utile di circa 35 cm, che funge da incastro alle lastre predalle di tipo tralicciato utilizzate per l'ampliamento della sede viaria,

in direzione Nord-Sud. Durante il sopralluogo eseguito presso l'infrastruttura viaria nella prima settimana di dicembre 2016, è stato rilevato che mancavano gli elementi di alleggerimento, la rete elettrosaldata ed il getto di completamento dell'ampliamento della carreggiata, così come illustrato in Figura 6.

3.1.2. Ponte a Cinque Occhi

Il ponte in muratura a cinque archi, noto anche come "Ponte a Cinque Occhi" è ubicato lungo la via di accesso interna che connette la strada statale Salaria (SS4) e la strada SR 260, che conduce ad Amatrice dalla direzione Ovest. La lunghezza complessiva del ponte è pari a 56.2 m, la larghezza della carreggiata a due corsie è 6.0 m; non sono presenti marciapiedi e/o banchine laterali. Ciascun arco ha una luce di lunghezza pari a 9.5 m ed una freccia netta di circa 3.5 m. Il ponte poggia su quattro pile murarie aventi geometria tronco-piramidali, con sezione di base di tipo rettangolare, di lato 2.5 m e lato 6.0 m; l'altezza delle pile è variabile tra 8.5 m e 10 m, in funzione della loro posizione rispetto al letto del lago Scandarello che attraversano. L'asse longitudinale del ponte è orientato in direzione Nord-Ovest / Sud-Est.

Il sistema strutturale originario del Ponte a Cinque Occhi è in muratura portante e risulta essere molto simile a quello del Ponte a Tre Occhi illustrato in precedenza. La costruzione iniziale del ponte risale, con molta probabilità, ai primi decenni del secolo scorso. Successivamente, la struttura in muratura è stata oggetto di un intervento di consolidamento che ha interessato le pile, gli intradossi degli archi e le spalle. In particolare, l'intervento di consolidamento, risalente agli anni '80, è consistito nell'utilizzo di una incamiciatura con conglomerato cementizio per le pile e gli intradossi degli archi; per le spalle sono state anche realizzati delle pareti monolitiche in c.a. che hanno inglobato le preesistenti parti murarie.

La manutenzione ordinaria e straordinaria del ponte è stata trascurata negli ultimi decenni, dando luogo a numerose espulsioni del pietrame di riempimento dei rinfianchi degli archi, unitamente all'intonaco superficiale. Inoltre, l'inefficiente allontanamento delle acque di dilavamento della carreggiata e l'uso di sale per la neve nei periodi invernali ha causato la corrosione delle armature di rinforzo presenti nelle pareti in c.a. sulle spalle. Il ponte a Cinque Occhi presentava pertanto una ridotta sicurezza già in condizioni statiche, prima ancora degli eventi sismici che si sono verificati nell'Italia Centrale nel 2016.

Il Ponte a Cinque Occhi ha subito accelerazioni alla base molto prossime a quelle rilevate per il Ponte a Tre Occhi, con una prevalenza di azione, anche per questa struttura, lungo la direzione longitudinale. I danni rilevati consistono, oltre ad un aggravamento delle espulsioni dei riempimenti murari dei rinfianchi degli archi, conseguenti alla scarsa manutenzione, alla formazione di cerniere in corrispondenza dell'innesto degli archi alle pile (imposta degli archi), così come si rileva anche dalle viste globale laterale e di dettaglio riportate nella Figura 8. Tale meccanismo, dovuto alle notevoli forze inerziali agenti lungo la direzione longitudinale del ponte e quindi parallelamente agli archi, è coerente con le fessurazioni verticali o sub-verticali rilevate sulle pile (vedi Figura 9), ascrivibili a fenomeni di schiacciamento della muratura costituente la pila, oltre che con il ridotto rapporto spessore/lunghezza arco.

Figura 6
Interventi di somma urgenza per la messa in sicurezza per il Ponte Tre Occhi.



Figura 7
Stato di fatto del Ponte Cinque Occhi dopo l'evento sismico del 24 agosto 2016.



Le lesioni sulle pile sono, infatti, concentrate in corrispondenza dell'attacco degli archi e si estendono, in direzione verticale, fino alle fondazioni delle pile stesse, come si rileva dalla Figura 9. Le lesioni, che risultano in parte coperte dal materiale di rivestimento presente sulle pile, hanno un'ampiezza variabile tra 1 mm e 10 mm.

Anche a seguito degli altri eventi sismici del 2016, la carreggiata del ponte, realizzata su un misto granulare stabilizzato, non ha riportato lesioni alla pavimentazione in conglomerato bituminoso e non sono stati rilevati cedimenti della soletta.

Il ponte è rimasto aperto alla circolazione, con la sola limitazione, imposta, dopo il terremoto del 24 agosto, del carico massimo transitabile pari a 3.5 tonnellate fino all'evento sismico del 30 ottobre. A seguito di questo evento, sono collassati, con espulsioni fuori piano, diverse parti dei rin fianchi degli archi, soprattutto in corrispondenza delle spalle. Tenuto conto dell'incremento di traffico agente sul ponte, conseguente anche alla ripresa delle attività scolastiche nella zona del cratere, il ponte è stato precauzionalmente chiuso al traffico. Successivamente, è stato dato mandato alla Società ASTRAL S.p.a., adottando il principio della sussidiarietà, di eseguire lavori provvisori di consolidamento dei rin fianchi degli archi, al fine di ripristinare quanto meno la sicurezza statica della struttura.

Gli interventi di consolidamento sono stati realizzati utilizzando reti metalliche elettrosaldate quadrate, maglia 20 x 20 cm, barrotti metallici di ammorsamento alla muratura e rifinitura con cementi fibro-rinforzati sia per i rin fianchi degli archi che parte della pile, così come riportato in Figura 10. I lavori di consolidamento hanno anche interessato le rifiniture della carreggiata; in particolare sono stati riparati anche i cordoli perimetrali dove sono ancorati i sistemi metallici di ritenuta, disponendo anche nuove tubazioni in PVC per il deflusso delle acque (vedi Figura 10).



Figura 8
Fessurazione rilevata sulle pile dopo il terremoto del 24 agosto 2016.



Figura 9
Ponte a Cinque Occhi dopo i lavori di consolidamento statico: superfici murarie riparate con cementi fibrorinforzati e sistemazione dei cordoli perimetrali della carreggiata e tubazioni di deflusso acque sede viaria.

3.1.3. Ponte di Mozzano

Il ponte sorge al Km 3+400 della SP 226 ed attraversa il fiume Tronto in prossimità del centro abitato di Mozzano, a breve distanza da Ascoli Piceno, lungo il tracciato dell'antica strada consolare Salaria (SS4). Si tratta di un ponte in muratura costituito da un unico arco semicircolare ed interamente realizzato con pietra squadrata. La carreggiata a doppio senso di marcia ha una larghezza di circa 7.0 m ed è protetta da un parapetto di altezza pari a circa 1.2 m costituito da blocchi lapidei squadrate (vedi Figura 11).

A seguito dell'evento sismico del 30 ottobre 2016 sul ponte sono stati rilevati sia spostamenti di alcuni blocchi costituenti il parapetto murario che alcune lesioni del manto bituminoso costituente la sede viaria. Sono state adottate misure progressive di riduzione del traffico veicolare, inizialmente ridotto ad un unico senso di marcia e poi completamente chiuso al passaggio di autoveicoli.

È utile evidenziare che il ponte Mozzano già presentava da tempo problematiche connesse al dissesto delle murature dei parapetti. Tale dissesto, ascrivibile alla vegetazione presente lungo i rinfianchi dell'arco ed in corrispondenza della muratura del parapetto, è stato amplificato a seguito degli eventi sismici di ottobre 2016. Sono stati infatti rilevati, durante il sopralluogo eseguito a fine novembre 2016, spostamenti orizzontali e verticali dei blocchi lapidei di 30-40 mm, così come illustrato in Figura 12. Le parti strutturali del ponte in muratura, anche a seguito degli altri eventi sismici che si sono verificati nell'area, non hanno riportato danni, dimostrando quindi l'ottima risposta sismica del sistema strutturale del ponte Mozzano (vedi Figura 12).

A seguito della chiusura del ponte al traffico veicolare, è stato eseguito da parte dell'Ente Provincia di Ascoli Piceno un intervento urgente di manutenzione straordinaria consistente nella rimozione delle alberature presenti sulle murature laterali, il riempimento con misto cementato con bitumatura del piano viabile al fine di impermeabilizzare al meglio l'infrastruttura viaria, il ripristino delle bocchette ostruite e, infine, la riparazione dei parapetti. I lavori di manutenzione, che sono iniziati nella prima decade di marzo 2017, hanno avuto una durata di circa due settimane.

Figura 10
Ponte di Mozzano: vista laterale: vista frontale ed interna del danneggiamento del parapetto murario.



Figura 11
Spostamenti rilevati dei blocchi lapidei costituenti il parapetto.



Figura 12
Imposta dell'arco e pila in muratura.



3.2 Ponti in c.a.

Diversi ponti in c.a. sono stati ispezionati in seguito ai terremoti che hanno interessato l'Italia centrale fra agosto del 2016 e gennaio del 2017. In particolare, nell'area maggiormente colpita dalla scossa del 24 agosto 2016 sono stati considerati i viadotti delle Strade Statali SS4 "Salaria" e SS685 "Tre Valli Umbre". Nel complesso, questa attività ha rilevato un comportamento soddisfacente per i ponti in c.a., con conseguenze limitate sulla rete stradale di cui essi fanno parte. Si è infatti osservato che durante questa sequenza sismica strutture flessibili, quali i ponti in c.a., sono risultate meno sensibili al danneggiamento rispetto ad altre più rigide, quali i ponti in muratura. Benché l'estensione del danno sia stata diversa a seconda del singolo evento sismico e del singolo ponte, in generale durante il rilievo sono emersi alcuni schemi di danno ricorrenti. Nessuno dei ponti ispezionati si è comunque presentato in condizioni preoccupanti dal punto di vista della sicurezza strutturale.

Le SS4 e SS685 costituiscono due arterie fondamentali per i trasporti stradali attraverso l'Italia centrale: queste strade sono prevalentemente orientate in direzione est-ovest, collegando le due coste adriatica e tirrenica. Nell'area interessata dalla sequenza sismica queste arterie includono diversi ponti e viadotti in c.a. Buona parte di queste strutture, risalenti agli anni '70 ed '80, è stata progettata con un'attenzione minima, se non nulla, ai principi e ai dettagli costruttivi necessari per una buona risposta sismica. Questi manufatti rappresentano dunque interessanti casi di studio perché potenzialmente suscettibili di diversi fra i meccanismi di danno descritti in precedenza. La configurazione tipica dei ponti in c.a. ispezionati è rappresentata dai viadotti della SS685 in prossimità di Pescara del Tronto (AP), illustrati in Figura 14, o dal viadotto "Scandarello" sulla SS4 nelle vicinanze di Amatrice (RI), mostrato in Figura 15.

Il sistema strutturale è generalmente costituito da travi in c.a. prefabbricate, di solito precomprese, collegate fra loro da una soletta collaborante in c.a. gettata in opera. Le travi sono sorrette da appoggi elastomerici, situati sopra i traversi delle pile, senza l'ausilio di ancoraggi. Si noti che questi appoggi elastomerici sono stati concepiti non come apparecchi di isolamento sismico, ma per resistere alle azioni verticali e per consentire piccoli spostamenti e rotazioni relativi dovuti alle variazioni termiche. In più, data l'assenza di ancoraggi o bulloni, questi apparecchi consentono di trasferire le azioni orizzontali fra impalcato e traverso in virtù del solo attrito fra la gomma e il calcestruzzo: per questo motivo, l'impalcato tende a scorrere non appena le forze laterali superano la resistenza per attrito. È dunque evidente che in questa configurazione l'impalcato del ponte è scarsamente vincolato contro gli spostamenti orizzontali relativi alla sottostruttura (pile e traversi), benché chiavi di taglio siano a volte realizzate sui traversi e sulle spalle, per prevenire movimenti laterali eccessivi.

Nonostante lo scarso collegamento fra impalcato e sottostruttura, gli appoggi elastomerici sono parsi in buone condizioni in tutti i viadotti ispezionati, senza segni di scorrimento rispetto alla loro posizione originale, come mostrato in Figura 16. Pur non essendo stata documentata alcuna perdita di appoggio delle travi di impalcato, sono stati riscontrati lievi danni dovuti a spostamenti longitudinali eccessivi. Questi spostamenti hanno provocato fenomeni di martellamento fra campate successive o fra campate terminali e spalle, causando fessure e distacchi di calcestruzzo sui traversi, sui diaframmi trasversali e sulle spalle, come illustrato in Figura 17. Nei viadotti ispezionati non sono stati rilevati danni significativi alle pile.

Considerando le dimensioni medie delle pile e degli impalcati, per queste strutture si è stimato in via del tutto approssimativa un periodo fondamentale di vibrazione dell'ordine di 1.0 s. Si può allora in parte spiegare la limitata estensione dei danni osservati imputabili alla scossa del 24 agosto, visto che la massima accelerazione spettrale si è registrata nell'intorno di un periodo di 0.25 s. Si vuole però sottolineare che sono stati osservati danni pregressi diffusi, dovuti in molti casi alla scarsa manutenzione dei manufatti. In particolare, fra le situazioni preesistenti si sono rilevati distacchi del coprifermo di calcestruzzo, con esposizione e corrosione delle armature sia degli elementi di impalcato, che su traversi, pile e spalle (Figura 17).

Durante l'ispezione di un ponte sulla SP173 "Circonvallazione di Offida", sono stati rilevati consistenti cedimenti della pavimentazione stradale in corrispondenza delle spalle. Tali cedimenti hanno provocato danni alle parti in c.a. ed ai giunti strutturali, così come evidenziato nella Figura 18. L'instabilità del pendio in corrispondenza delle spalle potrebbe essere la causa dei cedimenti osservati; infatti, una delle spalle era già stata oggetto di intervento di messa in sicurezza con paratie.



Figura 13
Configurazione tipica dei viadotti in c.a. ispezionati lungo la SS685 in prossimità di Pescara del Tronto (AP): (a) coordinate 42.752002 N, 13.267902 E; (b) coordinate 42.756556 N, 13.277111 E.

Figura 14
Viadotto "Scandarello"
lungo la SS4 in prossimità
di Amatrice, coordinate
42.643309 N, 13.266802 E
(adattato da ANAS, Relazione
Esecutiva, 2010).



Figura 15
Appoggi elastomerici di uno
dei viadotti in c.a. esaminati
lungo la SS685; non si notano
segni di eventuali scorrimenti
relativi (per concessione
di Totaro).



Figura 16
Danni da martellamento e
danni pregressi ai viadotti
in c.a.: (a) danni al traverso
e al diaframma trasversale
lungo la SS685, coordinate
42.756556 N, 13.277111 E;
(b) danni ad una spalla lungo
la SS4, coordinate 42.699565
N, 13.251978 E (per
concessione di Totaro).



Figura 17
Viadotto in c.a. lungo la
SP173, coordinate 42.941687
N, 13.702294 E:
(a) vista generale del ponte;
(b) abbassamento della sede
viaria in corrispondenza di
una spalla; (c) lesioni del
manto della pavimentazione
in corrispondenza di una
spalla; (d) spostamenti relativi
della spalla.



3.3 Altre tipologie strutturali di ponti

3.3.1 Struttura mista in c.a. e muratura: Ponte Rosa

Il cosiddetto “Ponte Rosa” (Figure 19) è posizionato lungo un tratto viario che connette la strada SR577 con il Retrosi, vicino ad Amatrice. La struttura del ponte comprende tre travi a sezione variabile in c.a. che formano complessivamente un sistema a cinque campate. Dette campate presentano due selle Gerber, in corrispondenza della mezzeria della seconda e quarta campata. Le campate poggiano su quattro pile di muratura, aventi sezioni rettangolari con smussi di estremità. Le pile sono costituite internamente da muratura a sacco e presentano un rivestimento in mattoni in laterizio pieno (vedi Figure 19). Il rivestimento in mattoni di laterizio è presente anche in corrispondenza delle spalle del ponte. Le travate in c.a. risultano semplicemente appoggiate alle pile ed in corrispondenza delle spalle; non sono presenti dispositivi di appoggio o dispositivi di ancoraggio. Il ponte si sviluppa longitudinalmente in direzione NNE-SSO; pertanto la struttura è stata sollecitata da una PGA pari a circa 0.380-0.870-0.400 g durante la sequenza sismica del 24 agosto e del 26 e 30 ottobre, trovandosi in prossimità di Amatrice, così come illustrato anche nel Paragrafo 2.

Il Ponte Rosa presentava avanzati fenomeni di degrado e danno pregresso dovuto alla scarsa manutenzione (Figure 19a e b). In particolare, erano presenti diffuse scalzamenti dei copriferri delle travate in c.a., con chiara esposizione delle barre di armatura ad azioni di tipo corrosive (Figura 19b), specialmente in corrispondenza delle zone dove sono presenti le selle Gerber (Figura 19b). Le pile in muratura presentavano fenomeni di degrado per la malta dei giunti e per gli effetti della presenza di una diffusa vegetazione che in taluni punti ha provocato l’espulsione di alcuni blocchi di muratura (Figura 19c, d). Inoltre, i collegamenti tra parapetto e la soletta risultano non progettati adeguatamente: in diversi punti, infatti, il parapetto risulta significativamente danneggiato, anche, forse, a seguito di urto di veicoli transitanti sul ponte.

Dopo l’evento sismico del 24 agosto, il traffico veicolare è stato limitato considerando un carico massimo di 3.5 t. Per poter far spostare automezzi con carichi superiori a 3.5 t è stato realizzato un by-pass con un ponte militare metallico tipo Bailey, realizzato in pochi giorni dal Genio Militare.

Il Ponte Rosa ha subito diversi alle pile in muratura (Figure 19c e d), con lesioni verticali ed inclinate interessanti l’intera pila. Il depauperamento delle malta dei giunti della muratura della pila, combinato con la scarsa resistenza a taglio della muratura, nonché la presenza di significative accelerazioni verticali registrate in sito, possono essere imputate come possibili cause dei danni rilevati.

3.3.2 Struttura mista in acciaio e c.a.: Ponte Ramazzotti

Per il Ponte Ramazzotti localizzato sulla SP20, che presenta una travata del tipo composto acciaio-calcestruzzo su pile in c.a., non sono state rilevate lesioni e/o situazioni di danneggiamento post-sisma. Si è cercato di accedere agli appoggi in corrispon-



Figura 18
Ponte Rosa:
(a) vista generale del ponte;
(b) particolare sella Gerber;
(c) appoggio delle travate
in corrispondenza di una
pila in muratura; (d) stato
manutentivo delle pile in
muratura.

Figura 19
 Ponte Ramazzotti - Struttura
 composta acciaio-
 calcestruzzo (42.7276 deg,
 13.311 deg): vista generale
 del ponte (a, b), spalla (c)
 appoggi (d).



denza delle spalle; essi sono risultati integri e tali da garantire il normale utilizzo dell'infrastruttura viaria (vedi Figura 20). Per le pile intermedie le informazioni sono limitate in quanto non accessibili. Le spalle non presentano cedimenti e non vi sono segni di martellamento e/o perdita di appoggio.

4. Conclusioni

La sequenza sismica che si è verificata in Italia Centrale a partire dal 24 agosto 2016 ha causato danni molto consistenti in un'ampia area che coinvolgendo le quattro regioni di Lazio, Umbria, Marche e Abruzzo.

Nel presente lavoro si è analizzata la risposta strutturale dei ponti in muratura ed in c.a. durante la sequenza sismica registrata nel Centro Italia nel 2016-2017. In particolare sono state esaminate le infrastrutture viarie presenti nell'area del cratere ed essenziali per le operazioni di soccorso.

I rilievi eseguiti durante i sopralluoghi effettuati ed i risultati dell'esame della risposta sismica delle infrastrutture analizzate consentono di concludere che, per i ponti in muratura ed in c.a. e miste muratura-c.a., gran parte dei danni rilevati sono attribuibili principalmente a fenomeni di degrado dovuti alla scarsa manutenzione, nonché a stati pregressi di danneggiamento. Per i ponti in c.a. si sono rilevati danneggiamenti concentrati prevalentemente in corrispondenza dei giunti tra campate contigue ovvero all'attacco con le spalle. Le strutture miste acciaio-calcestruzzo non hanno, invece, subito alcun danno significativo. Molti dei collassi parziali rilevati per le strutture in c.a. sono dovuti a meccanismi di natura geotecnica che si sono sviluppati in prossimità delle spalle e/o per sistemi franosi sisma-indotti.

Bibliografia

- AAVV (2009) - Linee guida e manuale applicativo per la valutazione della sicurezza sismica e il consolidamento dei ponti esistenti in C.A. Report Progetto DPC-Reluis 2005-2008 http://www.reluis.it/Report_2005-2008/Linea_03/LineeGuida_e_Manuale_PontiEsistenti.pdf
- AAVV (2009) - The Mw 6.3 Abruzzo, Italy, Earthquake of April 6, 2009. EERI special earthquake report. https://www.eeri.org/site/images/eeri_newsletter/2009_pdf/LAquila-eq-report.pdf
- AAVV (2017) - Comportamento degli edifici in muratura nella sequenza sismica dell'Italia centrale del 2016. Parte 1: Quadro generale. Progettazione Sismica.
- ANAS S.p.A. (2010) - Condizione Generale Tecnica Unità Ricerca e Innovazione, Relazione Tecnica Esecutiva, 04.11.10.
- da Porto F., Tecchio G., Zampieri P., Modena C., Protà A. (2016) - Simplified seismic assessment of railway masonry arch bridges by limit analysis. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(5): 567-591, DOI: 10.1080/15732479.2015.1031141.

- Di Sarno L., da Porto F., Guerrini G., Calvi P.M., Camata G., Prota, A. (2017) - Seismic performance of bridges during the 2016 Central Italy earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering* (submitted for publication).
- Grossi P., Williams C., Cabrera C., Tabucchi T., Sarabandi P., Rodriguez A., Aslani H., Rahnama M. (2011) - The 2010 Maule, Chile earthquake: lessons and future challenges. 2011 Risk management solutions, Inc.
- Heyman J. (1966) - The stone skeleton. *International Journal of Solids and Structures*, 2, 249-279.
- Ioannou I., Borg R., Novelli V., Melo J., Alexander D., Kongar I., Verrucci E., Cahill B., Rossetto T. (2012) - The 29th May 2012 Emilia Romagna Earthquake, EPI Centre Field Observation Report No.EPI-FO-290512, UCL, EPI Centre 2012, June.
- Kawashima K., Takahashi Y., Ge H., Wu Z., Zhang J. (2009) - Reconnaissance report on damage of bridges in 2008 Wenchuan, China, earthquake. *J Earthq Eng* 13: 956-998.
- Kawashima K., Aydan Ö., Aoki T., Kishimoto I., Konaga K., Matsu T., Sakuta J., Takahashi N., Teodor S.P., Yashim A. (2010) - Reconnaissance investigation on the damage of The 2009 L'Aquila, central Italy earthquake, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 14, pp.816-841.
- Modena C., Tecchio G., Pellegrino C., Donà M., da Porto F., Zampieri P., Zanini M.A. (2015) - Reinforced concrete and masonry arch bridges in seismic areas: typical deficiencies and retrofitting strategies, *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(4): 415-442, DOI: 10.1080/15732479.2014.951859.
- ReLUIS-INGV Workgroup (2016) - Preliminary study on strong motion data of the 2016 central Italy seismic sequence V6, available at <http://www.reluis.it>
- Resemini S., Lagomarsino S. (2004) - Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari ad arco in muratura, in: *Proceedings of the XI Congresso Nazionale, L'ingegneria Sismica in Italia*, Genova, pp. 25-29.

Gli Autori

Luigi Di Sarno

Laureato in Ingegneria Edile presso l'Università di Napoli, ha conseguito il Dottorato nel 2001 in "Vibration Control of High-Rise Buildings Under Environmental Actions" presso l'Università degli Studi di Salerno. Ha ottenuto il Master of Science in Earthquake Engineering and Structural Design (nel 2000) ed il Master in Structural Steel Design (nel 2001) presso l'Imperial College of Science, Technology and Medicine di Londra, UK. Ha poi svolto un'attività biennale di Post-Dottorato all'University of Illinois a Urbana-Champaign, USA. Nel 2003 è risultato vincitore in Italia di un assegno di ricerca dell'ENEA sullo studio di nuovi materiali e tecnologie per la mitigazione del rischio sismico del patrimonio costruito. Dal 2005 è in servizio presso il Dipartimento di Ingegneria dell'Università degli Studi del Sannio, Benevento, come Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni. È co-autore del libro "Fundamentals of Earthquake Engineering", pubblicato, in seconda edizione, nel 2015 da Wiley and Sons, UK. Ha pubblicato oltre 200 articoli su rivista, convegni nazionali ed internazionali, di cui è stato anche relatore. Svolge l'attività di relatore in seminari e corsi aventi ad oggetto analisi, modellazione e verifica sismica di edifici e ponti esistenti in c.a., strutture metalliche e composte acciaio-calcestruzzo, sistemi di isolamento sismico e dissipazione, soprattutto per strutture ed infrastrutture strategiche, componenti non strutturali ospedalieri.

Francesca da Porto

Laureata in Ingegneria Edile a Padova nel 2000 e dottore di ricerca nel 2005 presso l'Università di Trento, ha svolto attività di ricerca anche presso l'Universitat Politècnica de Catalunya, lo U.S. Department of Interior e lo Slovenian National Building and Civil Engineering Institute, Lubiana. È professoressa associata di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università di Padova, dove svolge anche il ruolo di Prorettore all'Edilizia. Autrice di circa 200 articoli scientifici, ha coordinato progetti europei ed è titolare di finanziamenti pubblici e privati. Ha svolto intense attività di supporto alla gestione delle emergenze sismiche, in collaborazione con Protezione Civile, ReLUIS e MIBACT. È revisore scientifico di molte riviste scientifiche e valutatore di diverse agenzie di finanziamento internazionali. È vicepresidente della Commissione Ingegneria strutturale - SC 6 dell'UNI, delegato nazionale presso il CEN e membro di uno dei project team per la riscrittura degli eurocodici.

Gabriele Guerrini

Assegnista di ricerca presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura dell'Università di Pavia, dove collabora anche con la Fondazione Eucentre. Ha conseguito le lauree triennale e magistrale in Ingegneria Civile presso l'Università di Bologna, per poi perfezionarsi con un master e un dottorato di ricerca in Ingegneria Strutturale presso la University of California, San Diego. I suoi interessi di ricerca e professionali riguardano principalmente l'analisi e la progettazione sismica delle strutture mediante approccio "performance-based", con particolare riferimento a: costruzioni in muratura nuove ed esistenti, anche di interesse storico; strutture in cemento armato normale e precompresso; strutture composte acciaio-calcestruzzo; soluzioni a danno limitato, quali sistemi auto-ricentranti e isolamento sismico; sperimentazione su materiali, componenti e sistemi strutturali; dinamica e analisi non lineare delle strutture.

Andrea Prota

Laureato in Ingegneria Edile nel 1998 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università degli Studi di Napoli "Federico II". Ha conseguito il Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Strutture (XIV ciclo) presso la stessa Università nel marzo 2002 ed il Master in Civil Engineering presso la University of Missouri-Rolla (USA) nel maggio 2002. È stato Assegnista di Ricerca presso l'Università del Sannio e poi, dal dicembre 2002, Ricercatore in Tecnica delle Costruzioni presso l'Università degli Studi di Napoli Federico II. Successivamente è stato Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni dal 16 dicembre 2011 ed è Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università degli Studi di Napoli Federico II dal 1 novembre 2015. È Titolare del Corso di Tecnica delle Costruzioni, del Corso di Innovative Building Materials e del Titolare del Corso di Diagnosi e Terapia dei Dissesti Strutturali. È autore di oltre 450 lavori scientifici pubblicati su rivista o presentati a congressi e commissioni nazionali ed internazionali. È membro di commissioni normative e prenormative in ambito nazionale ed internazionale.



THE FOURTH INTERNATIONAL NIGEL PRIESTLEY SEMINAR

Collegio Cardinale Riboldi, Pavia – 24-25 Maggio 2018

Presso l'Auditorium del Collegio Cardinale Riboldi, il 24 e il 25 Maggio 2018 si terrà il quarto seminario internazionale dedicato al Professor Nigel Priestley, durante il quale durante gli studenti di Master e Dottorato del Centro UME avranno la possibilità di presentare e discutere i loro lavori di ricerca, alla presenza di un pubblico di esperti internazionali.

Come da tradizione il seminario ospiterà una lectio magistralis su un argomento di grande rilevanza nel campo dell'ingegneria sismica e della sismologia. Quest'anno la Lectio Magistralis sarà tenuta dal Professor M. Nakashima, Professore presso l'Università di Kyoto, Giappone - dal titolo: "Twenty-three Years from Kobe - Japanese Research and Practice on Collapse, Performance, Functionality, and Resilience".

Ottimizzare la gestione delle informazioni: catalogazione e analisi critica dei dati raccolti attraverso la scheda sinottica allegata alla Circolare n. 15/2015

Optimizing the management of information: cataloguing and critical analysis of data collected through the Circular n. 15/2015 Form

Sabrina Taffarel¹, Maria Rosa Valluzzi², Francesca da Porto¹, Felice Giuseppe Romano³, Fabrizio Magani³, Claudio Modena¹ ■

Sommario

Negli ultimi anni, il Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo ha introdotto tra le sue attività un crescente coinvolgimento nelle pratiche di buona manutenzione degli edifici, quale strumento essenziale per garantirne la sicurezza strutturale. In questo contesto, si sono avvicendate iniziative per migliorare l'efficienza delle attività che coinvolgono la tutela del patrimonio architettonico-storico, al fine di incoraggiare lo sviluppo, negli uffici centrali e locali, di misure per la mitigazione del rischio sismico dei centri storici. Tra le più significative, la Circolare n.15/2015 definisce un nuovo approccio incrementale che coinvolge sia l'implementazione di interventi locali sugli edifici, al fine di migliorare la sicurezza strutturale senza costi aggiuntivi, sia il miglioramento dell'affidabilità delle mappe di rischio sismico. Lo studio proposto in questo articolo prevede la raccolta sistematica e l'elaborazione delle informazioni pervenute presso la Soprintendenza archeologia, belle arti e paesaggio per le provincie di Verona, Vicenza e Rovigo, a seguito della compilazione della Scheda sinottica allegata alla Circolare da parte dei progettisti, all'atto della presentazione di pratiche per il miglioramento sismico e la manutenzione straordinaria di edifici sottoposti a tutela (o parte di essi). L'attività, eseguita su un campione esteso di 161 schede sinottiche corrispondenti ad altrettanti edifici/unità immobiliari ha previsto l'analisi statistica in forma aggregata dei dati in esse contenuti con il fine di ottenere informazioni su tipologie costruttive, vulnerabilità ed interventi che interessano i beni tutelati presenti nell'area oggetto di analisi. Al fine di garantire la catalogazione e il continuo aggiornamento dei dati, questi ultimi sono stati informatizzati e inseriti in un geodatabase GIS, agilmente fruibile. Sul lungo termine, le informazioni inserite in tale strumento potranno essere utilizzate in studi nel campo della valutazione della vulnerabilità sismica e contribuire alla stima, a più ampia scala e mediante l'implementazione nelle mappe specifiche, del rischio sismico.

Parole chiave: ottimizzazione delle informazioni, vulnerabilità dei beni tutelati, Circolare n.15/2015, GIS geodatabase, sicurezza strutturale, mitigazione del rischio sismico.

Abstract

In recent years, the Ministry of Cultural Heritage and Tourism incentivized maintenance practices as an essential tool to ensure buildings structural safety. In this context, numerous initiatives have been developed both to improve the efficiency of activities involving the protection of architectural and historic heritage and to encourage the implementation of measures for the seismic risk mitigation of historic centers in central and local offices. Among the most significant ones, Circular No. 15/2015 defines a new incremental approach involving both the implementation of local interventions on buildings in order to improve their structural safety without additional cost and the improvement of seismic risk maps reliability.

The study proposed in this paper describes the systematic processing of information collected by the Superintendence of archeology, fine arts and landscape of Verona, Vicenza and Rovigo provinces through the form attached to the Circular No. 15/2015. The forms were filled by the designers when submitting procedures for the seismic improvement and extraordinary maintenance of listed buildings (or part of them). The activity carried out on 161 forms corresponding to buildings/properties concerns the statistical analysis of data collected therein, with the aim of obtaining information about typologies, vulnerabilities and interventions affecting the studied listed buildings. In order to ensure the cataloguing and the continuous data updating, information have been computerized into an easily usable GIS geodatabase. On the long run, these information can be adopted to assess buildings seismic vulnerability and can contribute to the seismic risk evaluation on a territorial scale through the implementation of specific maps.

Keywords: information optimization, listed buildings vulnerability, Circular No.15/2015, GIS geodatabase, vulnerability maps, structural safety, seismic risk mitigation.

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - Università di Padova.

² Dipartimento dei Beni Culturali - Università di Padova.

³ Soprintendenza Archeologia, Belle Arti e Paesaggio per le Provincie di Verona, Vicenza e Rovigo.

1. Introduzione

Il presente articolo descrive le attività condotte dal Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale e dal Dipartimento dei Beni Culturali dell'Università degli Studi di Padova (UNIPD) in seno all'accordo di collaborazione con la Soprintendenza archeologia, belle arti e paesaggio per le provincie di Verona, Rovigo e Vicenza (SABAP-VR) finalizzate all'attivazione di iniziative congiunte nel campo della valutazione e mitigazione del rischio sismico del patrimonio architettonico di interesse storico artistico di singoli edifici e di agglomerati urbani siti nel territorio di competenza della SABAP-VR. Negli ultimi anni si è assistito ad un evidente aumento di sensibilità nei confronti di questo tema da parte di pubbliche amministrazioni e di enti preposti alla normazione (ISO-13822 2001) (ISO/DIS-13824 2008) (Circolare 617, 2009) (D.M. 14/01/2008, 2008). È interesse quindi di UNIPD sperimentare varie forme di collaborazione con gli enti preposti alla gestione e tutela del costruito, in particolare quello di significativa importanza storico-artistica, che prevedano anche che gruppi di lavoro integrati tra ricercatori universitari e funzionari degli enti sperimentino forme efficaci ed immediate di trasferimento di informazioni e conoscenze via via acquisite nell'ambito della ricerca.

Nello specifico, lo studio ha previsto l'analisi statistica in forma aggregata dei dati contenuti nelle Schede sinottiche allegata alla Circolare n. 15/2015 (Circolare 15, 2015), pervenute presso SABAP-VR tra settembre 2015 e settembre 2016.

L'area oggetto di studio comprende le provincie di Verona, Vicenza e Rovigo, più un approfondimento alla scala di Verona città. Il lavoro si propone di definire procedure utili alla gestione di informazioni già disponibili sul costruito, relative a specifiche tipologie o ad ambiti territoriali, raccolte con finalità diverse rispetto allo studio di vulnerabilità su scala territoriale (dati sul costruito desunti dalla progettazione di interventi locali per il miglioramento della sicurezza strutturale di unità immobiliari). L'obiettivo è quindi accrescere la conoscenza del costruito sfruttando informazioni raccolte tramite schede di rilievo già in possesso di enti di ricerca e istituzioni, al fine di contribuire alla definizione di una tassonomia del costruito basata su dati "poveri" (Taffarel S., 2016) (Cattari S., 2004) (Dell'Orto C., 2010) (Bernardini A., 2007). Sono inoltre individuati strumenti per la raccolta e l'elaborazione di tali informazioni (sistemi informativi geografici), a uso degli stessi enti, finalizzati a garantire un aggiornamento costante dei dati, nell'ottica di dare un contributo preliminare alla valutazione della vulnerabilità su scala territoriale e di mitigazione del rischio sismico. L'utilizzo di sistemi informativi per finalità simili è già stato proposto in più occasioni da diverse università e gruppi di ricerca, a conferma della versatilità potenziale di tale strumento e della sua significatività quale mezzo tra i più funzionali per la gestione di grandi quantità di informazioni di diversa natura (Rezaie F. 2015), (Nath S.K., 2015), (Carniel R., 2001), (Sinha R., 2008) e (P.S. Vicente R. 2008), (Rivas-Medina A., 2013), (F.T. Vicente R., 2014). È evidente quindi la necessità di rendere sempre più consolidato l'utilizzo di sistemi informativi che superino i limiti di un più comune database, consentendo l'integrazione di informazioni provenienti anche da diversi ambiti. In tale contesto, molte pubbliche amministrazioni utilizzano correntemente la cartografia GIS per ordinare i dati raccolti. La cartografia elaborata, qualora non contenga dati sensibili, è poi spesso resa disponibile gratuitamente, rivelandosi pertanto una forma divulgativa di grande efficacia

2. La circolare n. 15/2015 e relativa scheda sinottica quali strumenti per la raccolta di informazioni sul costruito a scala urbana

Nel 2015 il Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo ha emanato una Circolare (Circolare 15, 2015) basata su procedure di prevenzione che possono essere messe in pratica attraverso una diffusa conoscenza delle vulnerabilità degli edifici e dei possibili interventi da eseguire su di essi per preservare il patrimonio architettonico. La conoscenza delle strutture può essere ottenuta attraverso la sistematica raccolta di dati sulle stesse; a tal fine, le informazioni necessarie possono essere raccolte utilizzando la Scheda sinottica fornita in allegato alla Circolare, compilata da tecnici e professionisti in occasione della presentazione di pratiche per interventi di manutenzione straordinaria o miglioramento sismico su edifici tutelati (o parte di essi). In tal modo è possibile reperire informazioni sugli edifici senza comportare un aggravio di costi per il progettista ed il proprietario. Non sono richieste indagini e/o prove ulteriori rispetto a quelle svolte o da svolgersi in relazione agli interventi strutturali già previsti dalla pratica; tuttavia, si cerca di valorizzare l'osservazione critica che il progettista compie sull'edificio raccogliendo dati sulle caratteristiche costruttive. È richiesto, in particolare, di individuare le tipologie costruttive dei diversi elementi che compongono l'edificio e di mettere in luce, qualora siano presenti, eventuali criticità strutturali e vulnerabilità. Tale reperimento di informazioni è richiesto in relazione a tutti gli elementi costruttivi dell'edificio, siano essi oggetto dell'intervento o meno. Va tenuto presente che l'ispezione del progettista può essere limitata solo ad alcune parti dell'edificio e la scheda potrebbe quindi raccogliere informazioni parziali.

La scheda sinottica si struttura in 3 sezioni:

- Sezione A (Figura 1):
 - dati generali su localizzazione e proprietà: particolare interesse destano da un lato le informazioni sull'estensione dell'intervento fornite in questa sezione, fondamentali per comprendere se l'intervento stesso considera interi edifici o solo porzioni di essi, dall'altro quelle relative alla tipologia di intervento (manutenzione straordinaria o miglioramento sismico);

- Sezione B (Figura 2):
 - descrizione dell'intervento specificando se esso interessa la struttura portante e quali elementi costruttivi; esito di verifiche strutturali, qualora richieste;
 - informazioni su tipologie costruttive e vulnerabilità: per ciascun elemento costruttivo si richiede, qualora disponibile, il rilievo della tipologia costruttiva ed eventuali vulnerabilità rispetto alle azioni sismiche;
 - descrizione degli interventi di mitigazione del rischio sismico e/o eventuali riparazioni ed interventi locali previsti. La sezione mette in evidenza la relazione esistente tra vulnerabilità riscontrate ed intervento migliorativo.
- Sezione C (Figura 3):
 - interventi di miglioramento sismico: per i diversi Stati Limite si richiede la compilazione dei valori di riferimento associati alla valutazione di sicurezza, rispetto alla situazione ante e post operam.



Ministero dei beni e delle attività culturali e del turismo

SCHEDA SINOTTICA DELL'INTERVENTO

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011 recante: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2006".

PROTOCOLLO	Responsabile del procedimento
-------------------	-------------------------------

SEZIONE A- DATI GENERALI

Denominazione immobile
 sito in fraz./loc. (Prov.)
 Via n° CAP
 NC Edilizio Urbano foglio..... particella sub.....

sottoposto a tutela ai sensi dell'articolo 10, comma 3, del d.lgs n. 42 del 2004 e s.m. con provvedimento

sottoposto a tutela ai sensi dell'articolo 10, comma 1, e dell'art. 12, comma 1, del d.lgs n. 42 del 2004 e s.m.i.

PROPRIETA'	DESTINAZIONE D'USO ATTUALE
<input type="checkbox"/> pubblica	<input type="checkbox"/> museo <input type="checkbox"/> biblioteca <input type="checkbox"/> uffici
<input type="checkbox"/> privata	<input type="checkbox"/> servizi
<input type="checkbox"/> ente ecclesastico	<input type="checkbox"/> archivio <input type="checkbox"/> struttura ricettiva-albergo
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> culto <input type="checkbox"/> abitazione
	<input type="checkbox"/>

CONTESTO URBANO	POSIZIONE	ESTENSIONE DELL' INTERVENTO
<input type="checkbox"/> centro urbano	<input type="checkbox"/> isolato	<input type="checkbox"/> intero edificio
<input type="checkbox"/> centro storico	<input type="checkbox"/> Connesso ad altri edifici su __ lati	<input type="checkbox"/> porzione di edificio (piano)
<input type="checkbox"/> periferia urbana	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> intero piano
<input type="checkbox"/> area industriale /commerciale		<input type="checkbox"/> porzione di piano
<input type="checkbox"/> area agricola		<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>		

TIPOLOGIA DELL'INTERVENTO

<input type="checkbox"/> manutenzione straordinaria <small>(compilare solo la sezione B)</small>	<input type="checkbox"/> miglioramento sismico <small>(compilare sezioni B e C)</small>
---	--

1 di 7

Figura 1
Scheda sinottica allegata alla Circolare n. 15/2015: sezione A.

Figura 2
Scheda sinottica allegata alla
Circolare n. 15/2015:
sezione B, estratti.

TIPOLOGIE COSTRUTTIVE E VULNERABILITA' RILEVATE		
ELEMENTO COSTRUTTIVO	TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	VULNERABILITA' RILEVATE
SOLAI/ VOLTE	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> legno <input type="checkbox"/> travi metalliche <input type="checkbox"/> latero-cemento <input type="checkbox"/> volte <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> imbecesenza <input type="checkbox"/> carenza di collegamenti <input type="checkbox"/> deformabilità eccessiva <input type="checkbox"/> assenza di catene nelle volte <input type="checkbox"/> assenza di capochiavi <input type="checkbox"/> catene ammalorate <input type="checkbox"/> capochiavi ammalorati <input type="checkbox"/> fessurazioni <input type="checkbox"/>
PARETI PORTANTI	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> muratura in pietra <input type="checkbox"/> muratura in mattoni <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> deterioramento/ammaloramento <input type="checkbox"/> assenza o inefficacia degli ammortamenti <input type="checkbox"/> fessure <input type="checkbox"/> nicchie o cavità <input type="checkbox"/>
TRAVI	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> legno <input type="checkbox"/> acciaio <input type="checkbox"/> cemento armato	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> imbecesenza <input type="checkbox"/> fessurazioni <input type="checkbox"/> appoggi non idonei <input type="checkbox"/>
STRUTTURA DI COPERTURA	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> travi in legno <input type="checkbox"/> travi metalliche <input type="checkbox"/> solaio latero-cemento <input type="checkbox"/> volte	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> strutture spingenti <input type="checkbox"/> assenza di controventature di falda <input type="checkbox"/> connessioni non idonee con la muratura sottostante <input type="checkbox"/> connessioni non efficaci dei nodi delle capriate <input type="checkbox"/>
FONDAZIONI	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> muratura <input type="checkbox"/> cemento armato <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> cedimenti fondali <input type="checkbox"/>
ELEMENTI NON STRUTTURALI (cornicioni, parapetti, cornicioni, elementi aggettanti, ecc)	<input type="checkbox"/> presenti	<input type="checkbox"/> non rilevabile <input type="checkbox"/> distacchi/ deterioramenti <input type="checkbox"/> connessioni non efficaci con la struttura

3 di 7

INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO SISMICO PREVISTI /RIPARAZIONI E INTERVENTI LOCALI

Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti pareti-pareti e pareti-solai

<input type="checkbox"/> inserimento di tiranti a livello dei solai <input type="checkbox"/> metallici <input type="checkbox"/> altri materiali <input type="checkbox"/> cerchiature esterne <input type="checkbox"/> con elementi metallici <input type="checkbox"/> con materiali compositi <input type="checkbox"/> ammortamenti, tra parti adiacenti o tra murature che si intersecano, con la tecnica suoli e cuoi (con elementi lapidei o in laterizio); <input type="checkbox"/> cordoli in sommità alla muratura per collegare le pareti, in una zona dove la muratura è meno coesa e per migliorare l'interazione con la copertura <input type="checkbox"/> muratura armata <input type="checkbox"/> acciaio <input type="checkbox"/> calcestruzzo armato <input type="checkbox"/>

Interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte ed al loro consolidamento

<input type="checkbox"/> inserimento di catene <input type="checkbox"/> contrafforti o ringhiasi murari <input type="checkbox"/> piaccaggio con fasce di materiale composito <input type="checkbox"/> sottarco in muratura per spinte a vuoto <input type="checkbox"/> riduzione dei carichi all'estradosso <input type="checkbox"/> consolidamento della muratura
--

Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento

<u>Intervento di leggero irrigidimento:</u> <input type="checkbox"/> secondo tavolato sovrapposto a quello esistente, disposto con andamento ortogonale o inclinato; <input type="checkbox"/> rinforzi con bandelle ad andamento incrociato, <input type="checkbox"/> con elementi metallici <input type="checkbox"/> con materiali compositi <input type="checkbox"/> controventamento realizzato con tiranti metallici <input type="checkbox"/>
<u>Intervento di consolidamento statico del solaio per le azioni flessionali:</u> <input type="checkbox"/> secondo tavolato, con tavoloni ortogonali collegati alle travi <input type="checkbox"/> rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo <input type="checkbox"/> con sottili caldane armate in calcestruzzo alleggerito all'estradosso (solai a travi in legno e pannelle di colto) <input type="checkbox"/> collegamento dei profili con bandelle metalliche trasversali, poste all'intradosso o all'estradosso (solai a struttura metallica con interposti elementi in laterizio)

4 di 7

SEZIONE C - INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO

VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA ANTE E POST OPERAM (analisi globale)

Indicatori di sicurezza ante operam		Valore assunto per il coefficiente "q": _____
Stato limite	Rapporto fra le accelerazioni	Rapporto fra i periodi di ritorno
di collasso (i_{ca})	$(PGA_{col}/PGA_{col})^*$	$(TR_{col}/TR_{col})^*$
di salvaguardia della vita (i_{sv})	$(PGA_{sv}/PGA_{sv})^*$	$(TR_{sv}/TR_{sv})^*$
di danno (i_{da})	$(PGA_{da}/PGA_{da})^*$	$(TR_{da}/TR_{da})^*$
di operatività (i_{op})	$(PGA_{op}/PGA_{op})^*$	$(TR_{op}/TR_{op})^*$
di danno ai beni artistici (i_{ba})	$(PGA_{ba}/PGA_{ba})^*$	$(TR_{ba}/TR_{ba})^*$

Indicatori di sicurezza post operam		Valore assunto per il coefficiente "q": _____
Stato limite	Rapporto fra le accelerazioni	Rapporto fra i periodi di ritorno
di collasso (i_{ca})	$(PGA_{col}/PGA_{col})^*$	$(TR_{col}/TR_{col})^*$
di salvaguardia della vita (i_{sv})	$(PGA_{sv}/PGA_{sv})^*$	$(TR_{sv}/TR_{sv})^*$
di danno (i_{da})	$(PGA_{da}/PGA_{da})^*$	$(TR_{da}/TR_{da})^*$
di operatività (i_{op})	$(PGA_{op}/PGA_{op})^*$	$(TR_{op}/TR_{op})^*$
di danno ai beni artistici (i_{ba})	$(PGA_{ba}/PGA_{ba})^*$	$(TR_{ba}/TR_{ba})^*$

MINIMO MOLTIPLICATORE DI COLLASSO ANTE E POST OPERAM (analisi per meccanismi locali)

ante operam i_{ca} = post operam i_{ca} =

Figura 3
Scheda sinottica allegata
alla Circolare n. 15/2015:
sezione C.

I dati di vulnerabilità ricavati dall'applicazione della Scheda permettono di individuare alcune carenze dell'edificio che possono peggiorare il suo comportamento sismico. Il ventaglio di interventi prevedibili in seguito all'identificazione delle vulnerabilità è costituito, per la maggior parte, da interventi di tipo puntuale e di minimo impatto. Essi possono, tuttavia, comportare un miglioramento in termini di risposta della struttura anche considerevole e, di conseguenza, ridurre in modo significativo il rischio a cui l'edificio è sottoposto.

Allo stesso tempo, le informazioni raccolte tramite schedatura consentono di sviluppare un ulteriore percorso, non più a scala di singolo edificio ma territoriale, che prevede l'approfondimento della conoscenza del costruito e delle sue vulnerabilità su base regionale. I dati raccolti possono quindi contribuire alla definizione di giudizi di vulnerabilità sul costruito di una data area, che possono a loro volta essere inclusi in mappe. Queste ultime risultano strumenti utili per stilare graduatorie di vulnerabilità che evidenzino, a parità di pericolosità ed esposizione, quali sono i beni più a rischio. Definire, anche solo qualitativamente, la vulnerabilità di ciascun edificio favorisce, infatti, la pianificazione di priorità sul costruito, utili alla gestione della tutela (allocazione di finanziamenti per interventi atti ad incrementare la sicurezza sismica dell'edificato, etc.). Le mappe di vulnerabilità, inoltre, costituiscono un utile riferimento per prevedere gli scenari attesi in seguito ad un sisma. Tale previsione è essenziale per la redazione dei Piani di Protezione Civile, costituiti dal Programma di Previsione e Prevenzione e dal Piano d'Emergenza. In questa prospettiva, la possibilità di minimizzare il danno risiede nell'assicurare che il sistema del soccorso, inteso come complesso di soggetti, risorse strategiche e procedure operative, operi con elevati profili di efficienza temporale ed organizzativa (Dolce, 2004).

Si innesca, pertanto, un processo virtuoso, utile al conseguimento di un reale miglioramento della sicurezza sismica, perseguibile mediante lo sviluppo di un percorso che coinvolge in maniera continuativa tutte le figure implicate nel processo di costruzione e manutenzione degli edifici (proprietari, progettisti, costruttori, pubblici uffici etc.) (Modena, 2014).

3. Analisi di tipologie componenti, vulnerabilità e interventi: elaborazione delle informazioni raccolte tramite scheda e valutazione della qualità dell'informazione

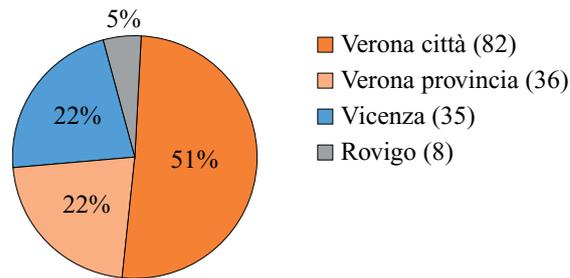
I dati ottenuti tramite tale scheda sinottica ben si prestano ad essere rielaborati in forma aggregata con il fine di raccogliere informazioni in merito a tipologie costruttive, vulnerabilità ed interventi che interessano i beni presenti in una data area, indispensabili ad accrescere la conoscenza del costruito esistente e delle sue criticità. Si configura quindi un percorso di tipo incrementale, in cui l'aggiornamento continuo consente di affinare le stime effettuate e di apportare, sul lungo periodo, valutazioni sempre più attendibili del comportamento sismico degli edifici.

Il presente studio, come indicato, riguarda l'analisi statistica in forma aggregata di 161 schede sinottiche raccolte presso SABAP-VR in occasione della presentazione di pratiche di intervento su beni tutelati, presentate nell'arco temporale di circa dodici mesi, ossia compreso tra la data di pubblicazione della Circolare n.15/2015 (01/09/2015) ed il 15/09/2016.

Riferendosi a tale campione, le schede sono distribuite entro le tre provincie, concentrate principalmente in territorio veronese (73%, di cui Verona città 51%, 82 Schede e Verona provincia 22%, 36 Schede), mentre il restante 27% tra quello vicentino (Vicenza città e provincia 22%, 35 Schede) e rodigino (Rovigo città e provincia 5%, 8 Schede) (Figura 4).

L'analisi preliminare del campione dei casi studio disponibile denota che sono stati sottoposti a miglioramento sismico un totale di 10 edifici (6%) contro 63 edifici in manutenzione straordinaria (39%); schede non rilevanti interventi nella struttura portante riguardano invece il 55% dei casi (88 edifici). Tale dato incide in modo significativo sul riconoscimento della tipologia di interventi previsti per le costruzioni, che in più del 50% dei casi non risultano quindi migliorativi della struttura portante

Figura 4
Distribuzione geografica delle schede oggetto di analisi.



degli edifici. Dato rilevante, invece, per i 3 parametri valutati (tipologia costruttiva, vulnerabilità e interventi) è l'informazione sull'estensione dell'intervento. Quest'ultima infatti consente qualitativamente di valutare l'estensione dell'informazione che ci si aspetta di ottenere attraverso la scheda, in quanto più ampia sarà l'area oggetto di studio, maggiori e più complete saranno auspicabilmente le informazioni raccolte: in questo caso, le schede che riguardano interventi su porzioni di edificio sono in netta maggioranza rispetto a quelle relative all'intero edificio (111 per le prime, 35 per le seconde).

Osservando i dati raccolti nella loro totalità si riscontrano buone percentuali di rilevamento. L'86% delle Schede (138) rileva la tipologia costruttiva di almeno uno degli elementi strutturali che compongono l'edificio (Figura 5), mentre solo il 14% (23 Schede) non rileva alcuna di esse. Per il 42% degli edifici Schedati (67) è rilevata almeno una vulnerabilità (Figura 6). Il 28% (45) rileva vulnerabilità per le quali sono previsti interventi di mitigazione. L'8% (13) rileva casi in cui sono previsti interventi mitigativi solo per alcune delle vulnerabilità presenti; il 6% (9) definisce contesti in cui queste ultime sono rilevate senza che sia previsto alcun tipo d'intervento. Il 14% delle Schede (22) individua edifici con vulnerabilità non mitigate. Oltre a quest'ultimo dato, già di per sé rappresentativo delle criticità strutturali ancora presenti negli edifici oggetto di studio, è importante ricordare la presenza di un alto numero di schede non rilevanti vulnerabilità (94 su 161); quest'ultima condizione non è necessariamente rappresentativa di assenza di queste ultime sulle strutture indagate, ma segnala invece una non rilevanza del dato (e, di conseguenza, la mancata individuazione di opportuni possibili interventi mitigativi). La scheda è compilata raccogliendo sia le informazioni strettamente connesse alla porzione di edificio da sottoporre ad intervento, sia quelle ottenute da indagine visiva sulle strutture. È noto che tale tipologia di ispezione non permette di indagare con il dovuto dettaglio la consistenza del costruito, che potrebbe essere conseguita solo attraverso indagini più approfondite. Si segnala, quindi, la necessità di procedere ad una lettura critica dei dati ottenuti dall'analisi in forma aggregata delle schede.

Per quanto riguarda gli interventi (Figura 7), si riscontra una ripartizione tra un 6% (10) di schede che definiscono interventi di miglioramento sismico ed un 39% (63) che individuano manutenzioni straordinarie.

L'analisi dei dati, come già definito precedentemente, consente di ottenere informazioni su tipologie, tecniche e tecnologie costruttive più diffuse tra i beni tutelati schedati entro l'area territoriale considerata. In generale, le percentuali di rilevamento tipologico risultano significativamente alte se rapportate all'intero campione (coperture rilevate quasi nel 60% degli edifici, solai e pareti portanti nel 70%). Sulle singole voci emerge, inoltre, una significativa varietà nelle tecniche costruttive impiegate.

Figura 5
Rilievo tipologie.

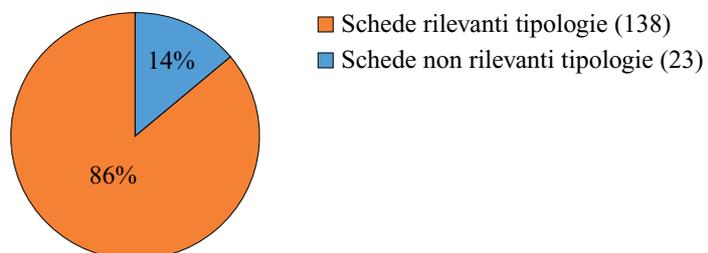
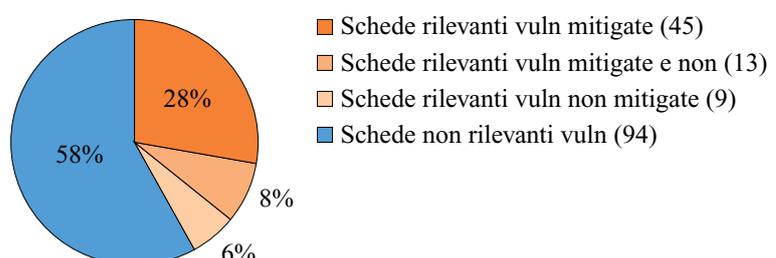


Figura 6
Rilievo vulnerabilità.



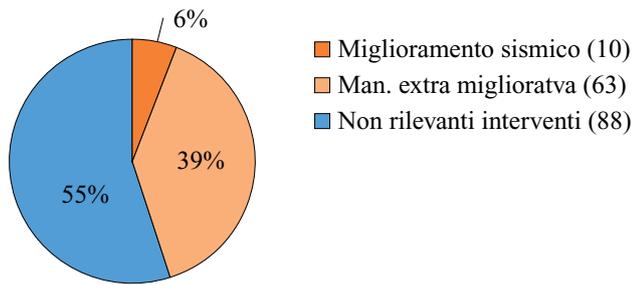


Figura 7
Rilevo interventi.

te, di cui si evidenziano percentuali non trascurabili di solai (30%) e coperture (20%) in latero-cemento, così come di pareti portanti (10%) in muratura mista.

Analogamente, è possibile analizzare i dati raccolti in merito alle vulnerabilità. Si rileva la loro presenza a livello di orizzontamenti, in particolare in merito a carenze di collegamenti (32%), deformabilità eccessiva (17%), marcescenza (17%), assenza o ammaloramento di catene (15%), oppure fessurazioni (12%). Nel 27% dei casi si rilevano vulnerabilità sulle pareti portanti identificate come fessure (29%), deterioramenti/ammaloramenti dei materiali (29%), nicchie o cavità (18%), assenza o inefficacia degli ammorsamenti (13%). In 22 edifici (21%) è invece la copertura a risultare vulnerabile, a causa di carenze di collegamento con la muratura sottostante (40%), assenza di controventamento di falda (19%), inefficacia del collegamento dei nodi delle capriate (16%), oppure strutture spingenti (9%). Anche in tal caso le percentuali complessive rilevate risultano significative, considerando che quasi il 30% delle pareti portanti presenta almeno una vulnerabilità e così pure il 20% dei solai e delle coperture.

Ulteriori osservazioni sono possibili in relazione alle tecniche di intervento correntemente applicate su tali beni. Sulla totalità degli edifici (102), per 20 di essi (20%) sono previsti interventi pareti-pareti e pareti-solai. La tecnica più impiegata è la realizzazione di cordoli in sommità (39%), la quale considera diverse soluzioni (15% cordoli in c.a.; 12% cordoli in muratura armata; 9% cordoli in acciaio; 3% cordoli in altro materiale). Segue l'inserimento di tiranti (28%), esclusivamente in acciaio (non vi è alcun impiego di tiranti in FRP); emerge, quindi, la tendenza da parte dei progettisti a prediligere, per questa tecnica, l'impiego di materiali tradizionali. Altra tecnica tradizionale di largo impiego è quella dello scuci-cuci (24%). Si registra, infine, un impiego limitato della tecnica di cerchiatura (9%), eseguita sia con materiali metallici (6%) che con materiali compositi (3%). Su 9 edifici (9%) sono previsti interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte e al loro consolidamento. Le tecniche più impiegate, anche in questo caso, sono tradizionali: tra di esse il consolidamento della muratura (60%), l'inserimento di catene (20%) e la riduzione dei carichi all'estradosso (10%). Al 10% si registrano placcaggi con fasce di materiale composito. Su 15 edifici (15%) sono previsti interventi d'irrigidimento dei solai, che risultano essere al 54% interventi di leggero irrigidimento (25% secondi tavolati; 14% bandelle metalliche; 7% controventamenti con materiali metallici; 4% bandelle con materiali compositi) ed al 46% interventi di rinforzo contro azioni di tipo flessionale (32% secondi tavolati collegati alle travi esistenti, 7% solette collaboranti in c.a., 7% bandelle metalliche in solai metallici). Si può notare che l'intervento più impiegato per eseguire l'irrigidimento dei solai consiste nell'inserimento di tavolati in legno (57%); le solette collaboranti in c.a. sono invece impiegate solo nel 7% dei casi. Su 23 edifici (23%) sono previsti interventi sulla copertura. È possibile notare una significativa esecuzione di interventi volti a collegare la struttura di copertura con la parte terminale della muratura in elevato (38%); seguono altri tipi d'intervento (al 16% collegamenti dei nodi delle capriate, al 6% irrigidimenti di falda, al 6% limitazione delle masse, al 3% compensazione di tetti spingenti). L'elevata variabilità è legata al fatto che le coperture appartengono a diverse categorie tipologiche, che comportano altrettanto diversificate vulnerabilità. Su 25 edifici (25%) sono inoltre previsti interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari. Queste risultano essere al 48% interventi di scuci-cuci, al 38% interventi di miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura (23% ristilatura dei giunti; 13% iniezioni di miscele consolidanti; 2% tirantatura diffusa), al 6% interventi di miglioramento del collegamento tra paramenti murari mediante perforazioni armate, al 6% rinforzo flessionale mediante placcaggio con FRP. Si rileva un largo impiego di tecniche di tipo tradizionale (scuci-cuci e ristilatura giunti), tuttavia le più moderne registrano percentuali non trascurabili (25%, tra cui iniezioni di miscele leganti, placcaggio con FRP e perforazioni armate). Su 5 edifici sono previsti interventi su pilastri e colonne (ricostruzioni o realizzazione di collegamenti, incollaggi con resine, inserimento di anime metalliche o tiranti verticali precompressi). Su 7 edifici (7%) sono definiti interventi in fondazione, che si configurano come collegamenti con nuove fondazioni superficiali. Non sono previste sottofondazioni profonde localizzate od interventi volti al consolidamento dei terreni. Le percentuali sopra riportate rivelano le scelte dei progettisti in merito agli interventi più idonei da proporre. Significativo è il confronto tra l'impiego di tecniche tradizionali ed innovative, che evidenzia quanto i progettisti siano a conoscenza delle tecniche più moderne e sappiano applicarle correttamente, dimostrando attenzione nei confronti della scelta di interventi idonei alla tipologia di beni in oggetto (beni tutelati), fedeli ai principi del restauro e che non alterino in modo significativo la struttura. È comunque importante sottolineare che le autorizzazioni per l'esecuzione di interventi devono essere concesse

dall'ente preposto (Soprintendenza) e passano al vaglio di tecnici esperti, che ne valutano l'applicabilità e la fattibilità nel rispetto del costruito sottoposto a tutela. Inoltre, informazioni pervenute dalla Scheda sulle tecniche costruttive moderne applicate nei decenni precedenti agli edifici storici permettono di individuare gli interventi già eseguiti sul bene che potrebbero inficiarne il comportamento (tecniche poco efficaci o che limitano la sicurezza sismica del costruito). In generale, si riscontra che gli interventi tradizionali proposti siano in rapporto di 3 a 1 rispetto a quelli moderni.

È inoltre importante ribadire che le Schede presentate spesso non fanno riferimento all'intero edificio, ma a porzioni dello stesso (solitamente singole unità immobiliari), e pertanto non sono sempre rappresentative dell'intera struttura. Ad ogni modo tali dati, soprattutto se digitalizzati entro database o sistemi informativi, possono essere integrati o ampliati in occasione di successive richieste di intervento su altre porzioni dell'edificio, oppure approfondite, in caso di ulteriori interventi sulla porzione in oggetto. La procedura presenta un approccio incrementale in cui la conoscenza dell'edificio non si conclude con un singolo sopralluogo ma può essere aggiornata periodicamente. Risulta pertanto indispensabile definire strumenti che consentano di conservare le informazioni a disposizione in forma chiara e funzionale e accoglierne di nuove.

4. Il GIS come strumento per la rappresentazione e lo studio critico-integrato dei dati raccolti tramite schedatura

Il GIS è un sistema informativo computerizzato finalizzato all'acquisizione, registrazione, analisi, visualizzazione e restituzione grafica di informazioni derivanti da dati geografici (geo-riferiti). Tale sistema permette la produzione, gestione e analisi di dati spaziali, in cui a ciascun elemento geografico si associano una o più descrizioni alfanumeriche, memorizzate all'interno di strutture di tipo DBMS (DataBase Management System). Numerosi sono i programmi GIS presenti in commercio: per questa applicazione si è scelto di impiegare il software ArcGIS (Crosier S., 2005).

L'analisi GIS permette di eseguire un notevole numero di operazioni che vanno dalla semplice visualizzazione grafica dei dati inseriti fino a complesse elaborazioni analitiche. Le query (ricerca e selezione, all'interno di una classe di elementi, di un numero limitato di essi definiti sulla base di alcuni parametri oggetto della ricerca) risultano uno strumento molto utile per incrociare informazioni di diversa natura, in modo immediato e graficamente efficace. In particolare, nel caso in oggetto, ottenere informazioni incrociate su tipologie-vulnerabilità-interventi (ovvero: su quali e quanti elementi costruttivi sono presenti quali e quante vulnerabilità e quali e quanti interventi sono stati eseguiti sugli stessi) potrebbe risultare un'operazione poco immediata se condotta utilizzando dei tradizionali fogli di calcolo. Il GIS consente invece di eseguire delle interrogazioni sui dati che permettano di ottenere gli stessi risultati in tempi rapidi e con una istantanea resa grafica. Inoltre, un'altra potenzialità non trascurabile di tale strumento, è la possibilità di aggiornare continuamente le informazioni via via disponibili sugli edifici, creando un univoco database georeferenziato. Si è proceduto quindi alla raccolta delle informazioni presenti nelle schede sinottiche disponibili, ad oggi a fini di ricerca solo per il centro storico di Verona, entro tale sistema informativo geografico, con l'obiettivo di creare uno strumento utile alle pubbliche amministrazioni (Soprintendenza, in questo caso) per la catalogazione dei dati raccolti. Tali dati potranno poi essere utilizzati per condurre valutazioni di vulnerabilità su scala territoriale e integrati con ulteriori mappe legate all'esposizione e alla pericolosità, definendo mappe di rischio sismico dinamiche, aggiornabili progressivamente con nuove informazioni disponibili.

Per l'attività ivi descritta, sono stati implementati in GIS i seguenti strumenti, ad oggi a disposizione:

- Carta Tecnica Regionale per la Regione Veneto (CTR) (Regione_Veneto, 2016), di cui sono stati utilizzati, in particolare, gli elementi "fabbricati ed insediamenti";
- Dati geografici in formato shape ed i relativi dati censuari in formato tabellare (ISTAT), in particolare i file relativi alle aree subcomunali, ovvero i lotti cittadini;
- Cartografia rappresentante l'accelerazione di picco massima attesa al suolo (Regione_Veneto, 2016).

Per il centro storico della città di Verona, la base cartografica utilizzata è il file shape della CTR, debitamente modificato inserendo nel database una voce corrispondente all'indirizzo dell'edificio rappresentato e sovrapponendovi un'immagine raster, creata partendo da un fotopiano opportunamente georeferenziato (Figura 8) (Salmaso, 2016).

I dati relativi alle schede sinottiche considerate (48 schede, relative ad altrettanti edifici ricadenti nel centro storico della città di Verona) vengono inseriti in un foglio csv e importati nel software GIS. Il numero di schede indicato è maggiorato rispetto alle percentuali precedentemente indicate, in quanto si sono aggiunti all'elenco altri 9 beni, preliminarmente schedati utilizzando una versione sperimentale della scheda (creata da UNIPD, in seguito ulteriormente semplificata, e diventata l'attuale Scheda sinottica). Le informazioni alfanumeriche in esso contenute sono state associate alla loro rappresentazione shape grazie alla voce di indirizzo (Figura 9).

Una volta creato il geodatabase, è stato possibile raggruppare le informazioni per tipo (tipologie costruttive, vulnerabilità ed interventi) e per elemento costruttivo (orizzontamenti, pareti portanti, copertura, fondazioni ed elementi non strutturali), stabilendo per ciascuna di esse una rappresentazione grafica (Figura 10).

La catalogazione dei dati tramite layer consente di affrontare agilmente l'analisi incrociata tra tipologie e relative vulnerabilità e quella tra vulnerabilità e interventi correlati alla loro riduzione, favorita da una resa grafica efficace (Figura 11).

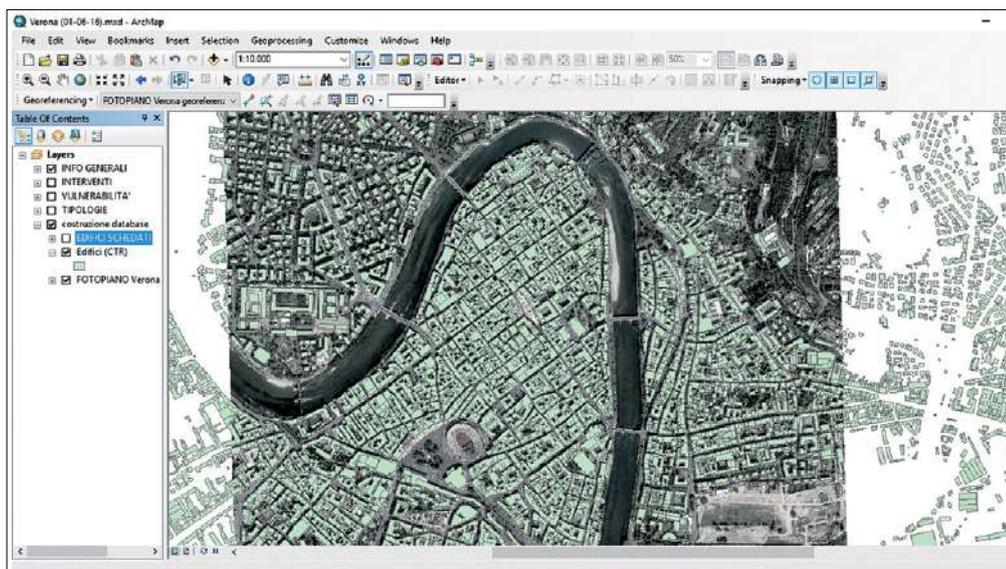


Figura 8
GIS: base cartografica del geodatabase (CTR e fotopiano).

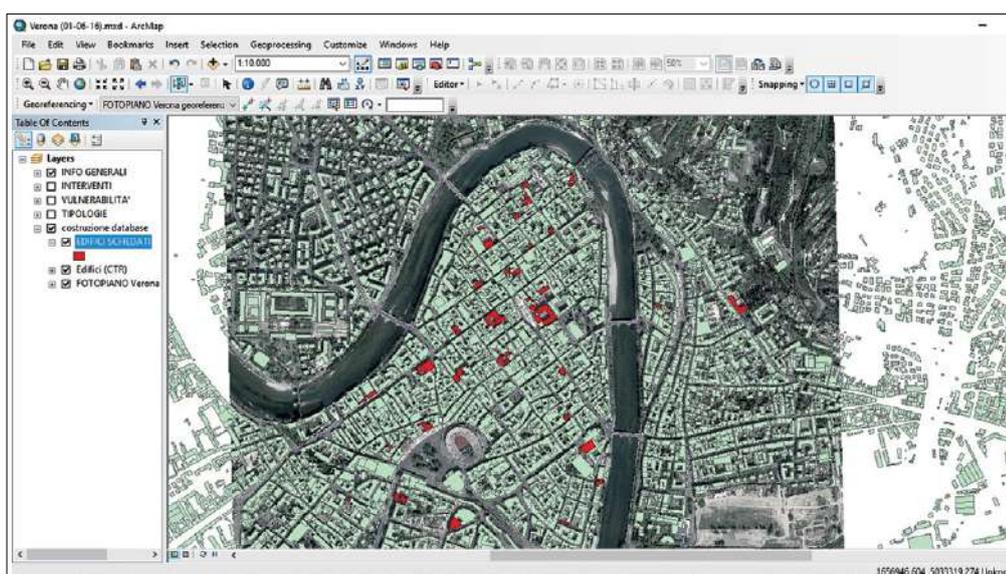
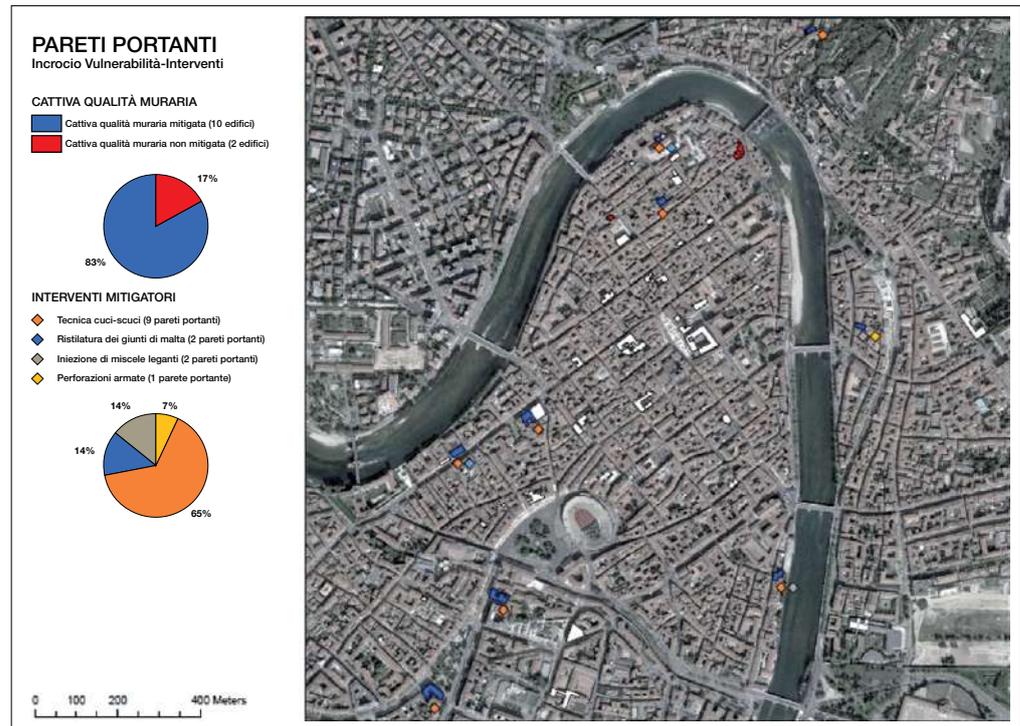


Figura 9
GIS: rappresentazione degli edifici a cui è stata associata la relativa Scheda.

Dall'incrocio dei dati sulle vulnerabilità e sugli interventi mitigatori previsti risulta possibile individuare quali siano le vulnerabilità non mitigate: esse interessano 6 edifici (il 12%) e consistono in fessurazioni alle pareti portanti (29%, 2 edifici), distacchi/deterioramenti agli elementi non strutturali (29%, 2 edifici), carenza nel collegamento solai-pareti (14%, 1 edificio), assenza di catene nelle volte (14%, 1 edificio) e strutture di copertura spingenti (14%, 1 edificio). L'opportunità di mettere in evidenza queste informazioni tramite scheda consente di individuare qualitativamente edifici o porzioni degli stessi che presentano vulnerabilità non mitigate e che potrebbero quindi essere più suscettibili a danneggiamento in occasione di eventi sismici. Sfruttando le molteplici potenzialità del GIS, sono stati implementati nel sistema anche i risultati relativi ad analisi di vulnerabilità a scala territoriale compiute sull'edificato a 2 piani del centro storico veronese adottando un approccio probabilistico di matrice Bayesiana. I dati necessari all'implementazione di questo studio sono stati in parte ricavati tramite le informazioni presenti in Scheda (informazioni tipologiche), in parte integrati attraverso un rilievo in sito speditivo (informazioni geometriche non rilevabili tramite uso del GIS o altre mappe online). Non si intende in questa sede approfondire la metodologia utilizzata per l'approccio e nemmeno valutarne nel dettaglio i risultati, quanto far osservare come il GIS possa favorire l'integrazione di valutazioni di vulnerabilità di tipo quantitativo (approccio probabilistico), con informazioni qualitative su tipologie, vulnerabilità e interventi (scheda sinottica).

Le informazioni reperite attraverso le tavole geolitologiche del PAT per il Comune di Verona, integrate a loro volta all'interno

Figura 11
GIS: tavola raffigurante gli interventi mitigatori proposti per ridurre la vulnerabilità causata da cattiva qualità muraria.



del GIS, sono state utili per identificare aree caratterizzate da diversi tipi di suolo (NTC 2008 - 3.2.2). Un estratto della tavola è stato inserito in GIS e correttamente georeferenziato. Grazie al riferimento raster ottenuto è stato così possibile effettuare un ridisegno vettoriale. Una query per location ha permesso di determinare in quale categoria ciascun edificio ricadesse e, di conseguenza, quale fosse il coefficiente di amplificazione stratigrafica associato. Una volta inseriti in GIS i risultati relativi alle verifiche lineari condotte sul costruito in oggetto (analisi cinematica del meccanismo locale di ribaltamento), è stata effettuata una query sul file shape alla voce relativa alle percentuali di soddisfacimento delle verifiche, che mettesse in evidenza i diversi range percentuali in cui gli edifici ricadono. Il GIS ha infine permesso di incrociare i risultati della valutazione di sicurezza con i dati ISTAT relativi alla densità abitativa del centro cittadino (censimento del 2011) indicante il numero di residenti e lavoratori per ogni lotto. A partire da questi dati è stato possibile creare nel database una voce di attributo associata alla densità abitativa in ciascun lotto. La voce così creata è stata interrogata mediante una query per attributo, differenziando i lotti in 5 differenti range descrittivi della densità abitativa. Tali dati (esposizione) sono stati infine incrociati tramite una query per location con i risultati ottenuti dalla valutazione di sicurezza. In Figura 12 sono rappresentati i lotti in cui ricadono gli edifici con percentuale di verifica delle azioni sismiche minore, correlati alle informazioni sulla densità abitativa. Tali dati potranno essere ulteriormente implementati e analizzati una volta introdotte le informazioni relative a possibili affollamenti degli edifici. Se si osserva infatti il dato sulla destinazione d'uso degli immobili schedati per la città di Verona, sebbene il 65% dei dati raccolti (31 Schede) interessi abitazioni, vi è una buona percentuale di strutture con impegno in ambito lavorativo o di servizi (29%, 14 schede).

I dati schedografici si potrebbero prestare anche ad altri tipi d'implementazioni GIS, ottenibili affinando ulteriormente lo strumento e associando i dati forniti dalla Scheda non più all'intero complesso dell'edificio, ma alla parcella effettivamente interessata (rappresentazione feature delle particelle catastali e collegamento di dati basato su informazioni cartografiche). Una simile rappresentazione permetterebbe di evidenziare porzioni di edificio potenzialmente vulnerabili (in quanto prossime ad altre in cui sono state riscontrate vulnerabilità) per quanto non oggetto di schedatura. È possibile altresì segnalare edifici in cui sono individuate vulnerabilità puntuali e strutturalmente poco rilevanti, che potrebbero essere trattate con minore priorità. In secondo luogo una rappresentazione GIS dei dati catastali permetterebbe di integrare nel database una serie di informazioni relative al valore economico dell'edificio, fornendo una definizione qualitativa dei costi da sostenere in caso di danneggiamento degli edifici per evento sismico.

Un altro possibile trattamento dati è legato all'implementazione di mappe di pericolosità: a tal proposito, la Regione Veneto consente l'accessibilità ad alcune cartografie nel GeoPortale regionale che rappresentano la massima accelerazione di picco attesa su suolo rigido. Simile dato potrebbe essere integrato con quello relativo alle caratteristiche geotecniche del terreno, già proposto, definendo stime precise delle accelerazioni attese al suolo, consentendo quindi di tarare indagini speditive di vulnerabilità su valori dello spettro sempre meno approssimati.

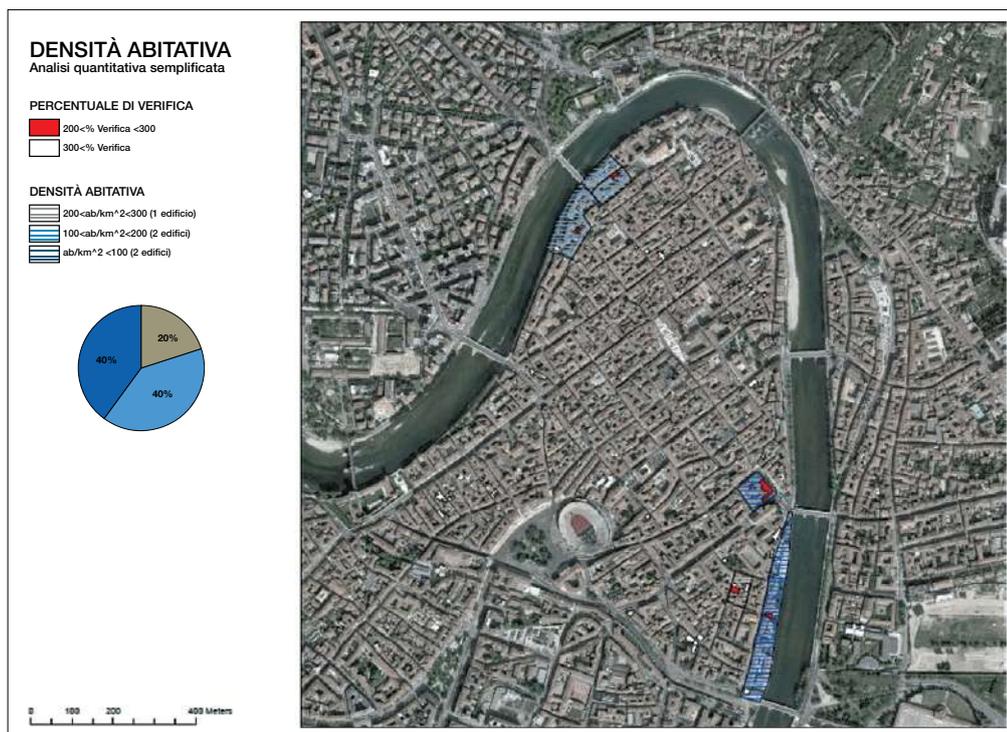


Figura 12
GIS: tavola raffigurante l'incrocio dei dati relativi al soddisfacimento delle verifiche sismiche e alla densità abitativa.

5. Conclusioni

L'attività descritta in questo articolo ha consentito di acquisire informazioni in forma aggregata su tipologie, vulnerabilità e interventi relativi ad un significativo campione di edifici, sottoposti a tutela, nelle province di Verona, Vicenza e Rovigo. I dati provengono da strumenti schedografici utilizzati in "tempo di pace", ossia non in seguito a calamità, basati sulla definizione di proposte di intervento a partire dallo studio delle vulnerabilità del costruito, nell'ottica di una riduzione delle stesse (processo virtuoso di prevenzione). Indicazioni vengono fornite sulle tecniche di intervento maggiormente utilizzate nella pratica professionale al fine di ridurre tali vulnerabilità. Inoltre, l'implementazione dei dati raccolti per la città di Verona in un sistema informativo geografico (GIS), da un lato ha consentito la creazione di un database per la raccolta di tali dati, dall'altro ha favorito l'analisi incrociata di questi ultimi, contribuendo all'individuazione di edifici soggetti a vulnerabilità rilevate ma non mitigate che potrebbero quindi essere più suscettibili a danneggiamento in occasione di possibili futuri eventi sismici. I dati di tipo qualitativo sul costruito possono essere a loro volta integrati con valutazioni della sicurezza sismica di tipo quantitativo oltre che aggiornati con informazioni correlate alle categorie di sottosuolo e all'esposizione, utili alla valutazione del rischio sismico.

Analizzando in dettaglio i risultati ottenuti, è possibile osservare come le Schede sinottiche disponibili presentino una buona qualità generale, includendo significative percentuali di informazioni per tutte e tre le voci individuate (tipologie, vulnerabilità ed interventi); si può quindi affermare che esse siano state compilate dai progettisti in modo sufficientemente adeguato, sebbene spesso non completo. La pratica di reperimento di informazioni proposta dalla Circolare fornisce quindi un valido contributo al superamento delle principali lacune (scarsità di dati sul costruito raccolti ad ampia scala) a cui sono soggette le valutazioni di rischio a scala territoriale.

Si segnala, nello specifico, che il 14% delle Schede individua edifici con vulnerabilità non mitigate. È inoltre importante ricordare la presenza di un alto numero di schede non rilevanti vulnerabilità (94 su 161), le quali potrebbero evidenziare la non rilevanza del dato e quindi la mancata proposta di possibili interventi mitigativi.

La Scheda si presta ad essere compilata non solo per interi edifici ma anche per porzioni degli stessi (unità immobiliari o loro parti): tale condizione permette qualitativamente di valutare l'estensione dell'informazione attesa (più ampia sarà l'area oggetto di studio, maggiori e più complete saranno, auspicabilmente, le informazioni raccolte), che potrebbe ad ogni modo non essere rappresentativa delle caratteristiche di intere unità strutturali. Le Schede che riguardano interventi su porzioni di edificio sono in netta maggioranza rispetto a quelle relative all'intero edificio (111 per le prime, 35 per le seconde).

Infine, si può osservare come il GIS si presti agilmente ad essere impiegato in studi di rischio sismico a scala territoriale, e consenta la rapida integrazione delle informazioni raccolte: il trattamento dei dati per la città di Verona ha permesso, infatti, di sperimentare una serie di elaborazioni sugli edifici schedati, consentendo l'approfondimento della conoscenza del costruito attraverso l'integrazione di informazioni (qualitative e quantitative) di diversa natura.

L'estensione di questo studio in altri contesti territoriali e la sistematicità della raccolta e dell'analisi delle informazioni, potrà contribuire all'integrazione delle mappe di rischio utili alla identificazione delle priorità e alla conseguente programmazione delle attività di messa in sicurezza e riduzione delle vulnerabilità degli edifici esistenti.

Ringraziamenti

L'attività presentata in questo articolo è stata condotta dall'Università degli Studi di Padova con la Soprintendenza archeologia, belle arti e paesaggio per le provincie di Verona, Vicenza e Rovigo. Si ringrazia il tesista Salmaso M. per il contributo fornito a questa ricerca.

Bibliografia

- Bernardini A., Giovinazzi S., Lagomarsino S., Parodi S. (2007) - Vulnerabilità e previsione di danno a scala territoriale secondo una metodologia macrosismica coerente con la scala EMS-98. Convegno A.N.I.D.I.S. Pisa, Italia, 2007.
- Carniel R., Ceccotti C., Chiarandini A., Grimaz S., Picco E., Ruscetti M. (2001) - A definition of seismic vulnerability on a regional scale: the structural typology as a significant parameter. *Bollettino di Geofisica teorica ed Applicata*, 2001: 139-157.
- Cattari S., Curti E., Giovinazzi S., Lagomarsino S., Parodi S., Penna A. (2004) - Un modello meccanico per l'analisi di vulnerabilità del costruito in muratura a scala urbana. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia". Genova, 2004.
- Circolare15 (2015) - Disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico. Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo, Segretariato generale, 2015.
- Circolare 617 (2009) - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. Governo Italiano, 2009.
- Crosier S., Booth B., Dalton K., Mitchell A., Clark K. (2005) - ArcGis 9: getting started with ArcGIS. New York: ESRI, 2005.
- D.M.14/01/2008 (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni. Governo Italiano, 2008.
- Dell'Orto C., Guzzetti F., Maroldi F., Molina C. (2010) - G.I.S. per la valutazione dei danni post-sisma. il caso del centro storico di Fontecchio. Convegno sul recupero e la conservazione. Venezia, Italia, 2010.
- Dolce, M. (2004) - Politiche di prevenzione del rischio sismico a scala nazionale. *Urbanistica dossier*, 2004.
- ISO/DIS-13824 (2008) - General principles on risk assessment of systems involving structures. 2008.
- ISO-13822 (2001) - Bases for design of structures - Assessment of existing structures - Annex I (Informative) Historic structures. 2001.
- ISTAT (2016) - Basi territoriali e variabili censuarie. s.d. <http://www.istat.it/it/archivio/104317> (consultato il giorno maggio 18, 2016).
- Modena, C. (2014) - Una proposta operativa di approccio sostenibile alla valutazione e mitigazione del rischio sismico dei centri storici. In I quaderni della Soprintendenza per i beni architettonici e paesaggistici per le provincie di Verona, Rovigo e Vicenza. 2014.
- Nath S.K., Adhikari M.D., Devaraj N., Maiti S.K. (2015) - Seismic vulnerability and risk assessment of Kolkata City, India. *Natural hazards Earth System Sciences*, 2015.
- Regione_Veneto. GeoPortale regionale (2016) - <https://www.regione.veneto.it/web/ambiente-e-territorio/geoportale> (consultato il giorno maggio 18, 2017).
- Rezaie F., Panahi M. (2015) - GIS modeling of seismic vulnerability of residential fabrics considering geotechnical, structural, social and physical distance indicators in Tehran using multi-criteria decision-making techniques. *Natural Hazards Earth System Sciences*, 2015: 461-474.
- Rivas-Medina A., Gaspar-Escribano M., Benito B., Bernabè M.A. (2013) - The role of GIS in urban seismic risk studies: application to the city of Almeria (southern Spain). *Natural Hazards Earth System Sciences*, 2013: 2717-2725.
- Salmaso, M. (2015-16) - Analisi di dati in forma aggregata di edifici vincolati dei centri storici ed integrazione in strumenti di pianificazione per la mitigazione del rischio sismico; tesi di laurea, Scuola di Ingegneria, Università di Padova, a.a. 2015-2016.
- Sinha R., Aditya K.S.P., Gupta A. (2008) - GIS-based urban seismic risk assessment using RISK.iitb. *ISSET Journal of Earthquake Technology*, 2008: 41-63.
- Taffarel S., Giarretton M., Da Porto F., Modena C. (2016) - Damage and vulnerability assessment of URM buildings after the 2012 Northern Italy earthquake. *Brick and block masonry. trends, Innovations and Challenges*. Padova: Modena, da Porto & Valluzzi eds. Taylor and Francis Group, London, 2016. 2455-2462.
- Vicente R., Ferreira T., Maio R. (2014) - Seismic Risk at the Urban Scale: Assessment, Mapping and Planning. *Procedia Economics and Finance*, 2014: 71-80.
- Vicente R., Parodi S., Lagomarsino S., Varum H., Mendes da Silva J.A.R. (2008) - Seismic vulnerability assessment, damage scenarios and loss estimation. Case study of the old city centre of Coimbra, Portugal. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China, 2008.

Laboratori Eucentre

Collaudo del Laboratorio Mobile

Davide Bolognini¹, Filippo Dacarro² ■

La realizzazione del Laboratorio Mobile, inaugurato a metà marzo di quest'anno, è probabilmente da annoverare fra le attività più impegnative e particolari dell'ultimo periodo, come del resto fuori dell'ordinario è la sua finalità: effettuare, mediante un equipaggiamento totalmente autonomo, prove dinamiche in situ sia su strutture reali, per esempio edifici e ponti, sia su terreni. Il progetto può aprire nuove strade e possibilità sul fronte delle indagini e su quello delle tecniche d'intervento, poiché consentirebbe di studiare la risposta dinamica di una struttura reale e dei suoi componenti, inclusi gli elementi non strutturali nel caso di un edificio, con le loro peculiari caratteristiche fisico-meccaniche e nel loro effettivo stato di conservazione, tenendo presente che, al fine di imporre l'eccitazione dinamica esterna, è opportuno che la struttura sia resa indipendente dal terreno. Le prove sono tecnicamente ripetibili, tanto che l'efficacia di un eventuale intervento di rinforzo potrebbe essere sia valutata sperimentalmente, sia monitorata nel corso del tempo. L'approfondita conoscenza delle caratteristiche dinamiche e l'individuazione degli elementi maggiormente critici, inoltre, permetterebbero di ricalibrare accuratamente un modello numerico a elementi finiti.

Il progetto di un simile sistema richiede una conoscenza piuttosto precisa circa le caratteristiche delle tipologie strutturali potenziali oggetto di prova, dell'input sismico che potrebbe ragionevolmente essere usato come riferimento, delle eventuali configurazioni di prova mediante le quali imporre l'eccitazione dinamica esterna. I parametri fondamentali (Tabella 1) possono essere valutati individuando i requisiti minimi in grado di indurre un livello di danno significativo sulle strutture. Il relativo dominio di capacità è simile a quello di una tavola vibrante, in cui le prestazioni di picco in termini di spostamento, velocità ed accelerazione sono correlate e limitate fra loro in funzione sia della frequenza dell'input dinamico, sia della massa del provino (Figura 1). Per fare un esempio pratico, si prevede di poter coprire spostamenti di ampiezza massima pari a ± 250 mm con una velocità di picco di 500 mm/s e di imporre un'accelerazione di almeno 0.6 g su di un provino di massa 500 t o, alternativamente, di superare 1 g con una massa di 150 t.

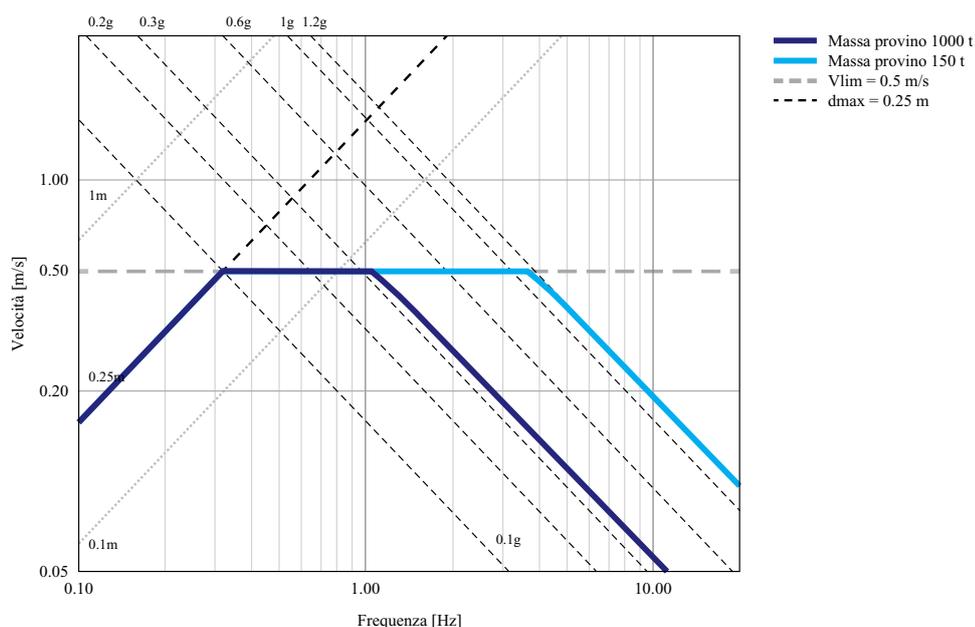


Figura 1
Curva di capacità
accelerazione-velocità-
spostamento del sistema di
prova.

¹ Eucentre - Dipartimento Experimental Activities, Pavia, Italia - ✉ davide.bolognini@eucentre.it

² Eucentre - Direttore Dipartimento Experimental Activities, Delegato responsabile dei Laboratori, Pavia, Italia - ✉ filippo.dacarro@eucentre.it



Figura 2
 Immagini riguardanti:
 l'autoarticolato per il trasporto del sistema di prova e, in primo piano, il generatore di corrente (in alto); il sistema di pompe, accumulatori, impianto di raffreddamento e linea di distribuzione (a destra); particolare dell'attacco dei cavi di distribuzione (a sinistra); il dettaglio del sistema di attuatori e di una trave in acciaio per "l'impacchettamento" delle masse di base tramite post-tensione (in basso).



Tabella 1 - Laboratorio Mobile: caratteristiche principali

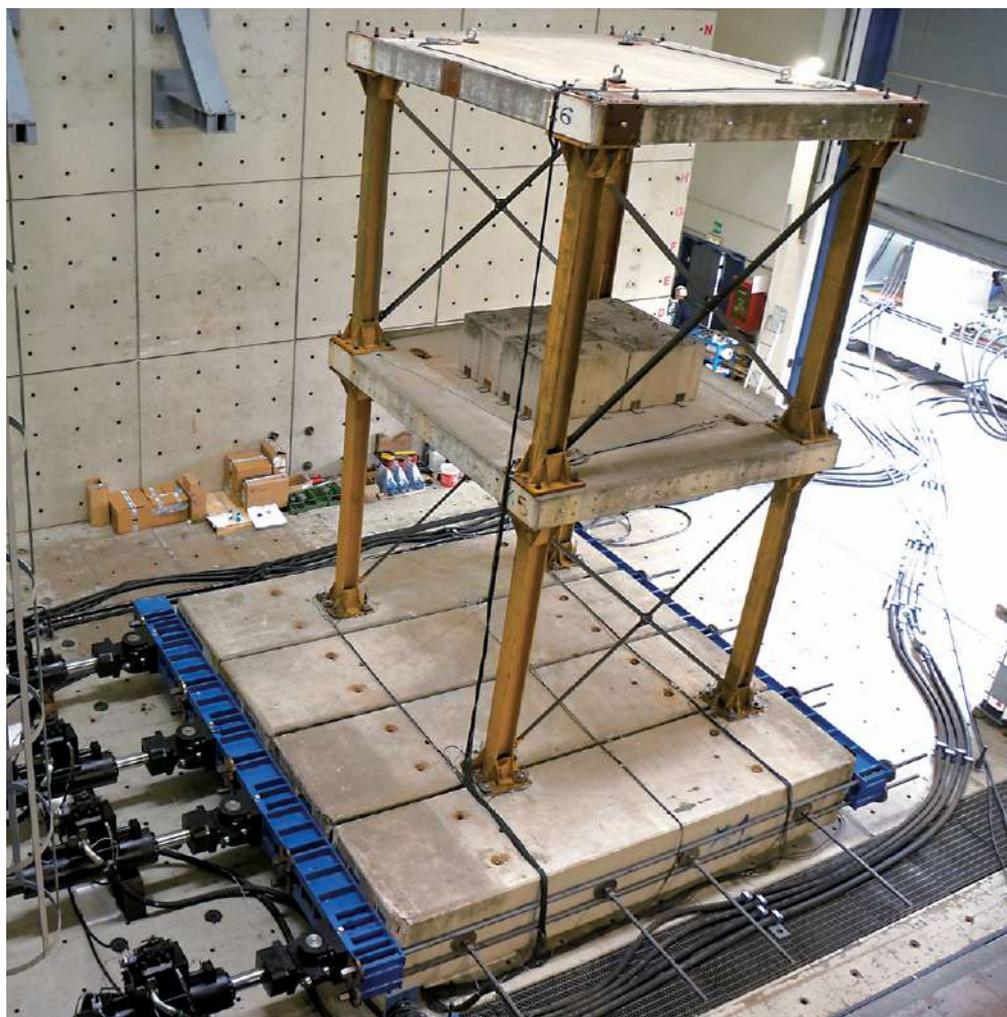
Spostamento massimo	± 250 mm
Velocità massima	500 mm/s
Accelerazione massima (con provino da 150 t)	1.2 g
Portata olio massima	6000 l/min
Forza statica massima (con 4 attuatori)	4000 kN
Forza dinamica massima	3600 kN
Massa massima per provino	1000 t
Potenza elettrica	600 kW
Pressione in esercizio	280 bar
Volume di accumulo	700 l
Pressione di pre-carica del sistema di accumulo	210 bar

Il sistema di prova, così come concepito al termine delle fasi progettuali, è composto da quattro attuatori oleodinamici da 1000 kN ciascuno, dotati di relativo impianto idraulico da 6000 l/min a 280 bar (composto da pompe, serbatoio, gruppi di accumulo, unità di raffreddamento e linee di distribuzione) trasportati mediante un autoarticolato, da un imponente generatore di corrente elettrica da 600 kW e da un controller digitale appositamente installato su di un'unità mobile (Figura 2 nella pagina precedente). All'occorrenza, l'apparato del Laboratorio Mobile può essere collegato alla linea di distribuzione degli altri laboratori, incrementandone ulteriormente le prestazioni.

Il collaudo è stato realizzato mediante una prova che, per svariati motivi, si è deciso di effettuare in laboratorio adottando una configurazione appositamente studiata per simulare, per quanto possibile, le condizioni reali in situ e riprodurre le problematiche più comuni relative all'assemblaggio, al funzionamento ed all'impegno dell'intero apparato.

In dettaglio, la configurazione di prova adottata è costituita dagli attuatori che, impostati su muri di riscontro, impongono una storia di accelerazioni a una massa isolata alla base supportante un telaio di due piani (Figura 3). La massa è composta da quattro blocchi in c.a. post-tesi, ciascuno di dimensioni 5400 x 1300 x 900(h) mm, ha un peso totale di circa 60 t ed è isolata

Figura 3
Veduta dall'alto del sistema di prova: impianto, attuatori, masse isolate alla base e telaio di due piani.



alla base mediante otto dispositivi in PTFE ingrassato (due per ogni blocco) poggianti su piastre metalliche 750 x 750 mm di spessore 50 mm. La post-tensione è applicata in direzione longitudinale e trasversale rispettivamente con 10 + 4 barre Dywidag $\phi 40$ mm (diametro nominale) esterne alle masse. Due grandi travi calastrellate in acciaio poste ai lati delle masse sono parte integrante del sistema di post-tensione e permettono non solo di distribuire uniformemente le forze applicate dagli attuatori, ma anche di esercitare azioni sia di spinta, sia di richiamo dell'intero sistema. Il telaio è realizzato con quattro colonne HE200B alte circa 3000 mm per piano, controventate con diagonali a L da 50 mm solo in direzione longitudinale, e da due solai in calcestruzzo armato di dimensioni 3500 x 3850 x 300(h) mm aventi una massa di circa 10 t ciascuno. Sul primo solaio, inoltre, sono posti blocchi in calcestruzzo per circa 4 t di massa aggiuntiva in modo da allungare leggermente il periodo atteso del sistema (Tabella 2).

È opportuno enfatizzare il fatto che il test riguarda contemporaneamente due "soggetti". Uno è il prototipo rappresentato dalla massa isolata e dal telaio tirafondato ad essa, opportunamente dimensionato ed assemblato; l'altro, il più importante, è costituito dal sistema controller-attuatori-impianto, anch'esso adeguatamente progettato e realizzato, di cui s'intende valutare le criticità e verificarne sia il funzionamento, sia parte delle prestazioni attese.

Tabella 2 - Periodi principali di vibrazione e masse partecipanti del telaio vincolato alle masse di base

Modo	Periodo	Frequenza	Massa partecipante			
			X (Long.)	Y (Trasv.)	Z (Vert.)	RZ (Rotaz.)
[s]	[Hz]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	0.395	2.53	0	92	0	0
2	0.175	5.71	0	0	0	91
3	0.138	7.25	90	0	0	0

L'input sismico appositamente selezionato è costituito da due accelerogrammi di cui nelle Figure 4 e 5 sono rappresentate le componenti longitudinali ed i relativi spettri in accelerazione e spostamento al 2% di smorzamento. Le due differenti configurazioni degli attuatori (Figura 6) consentono di studiare non solo la risposta monoassiale e quella bidirezionale del provino, ma anche le problematiche associate al funzionamento dell'impianto.

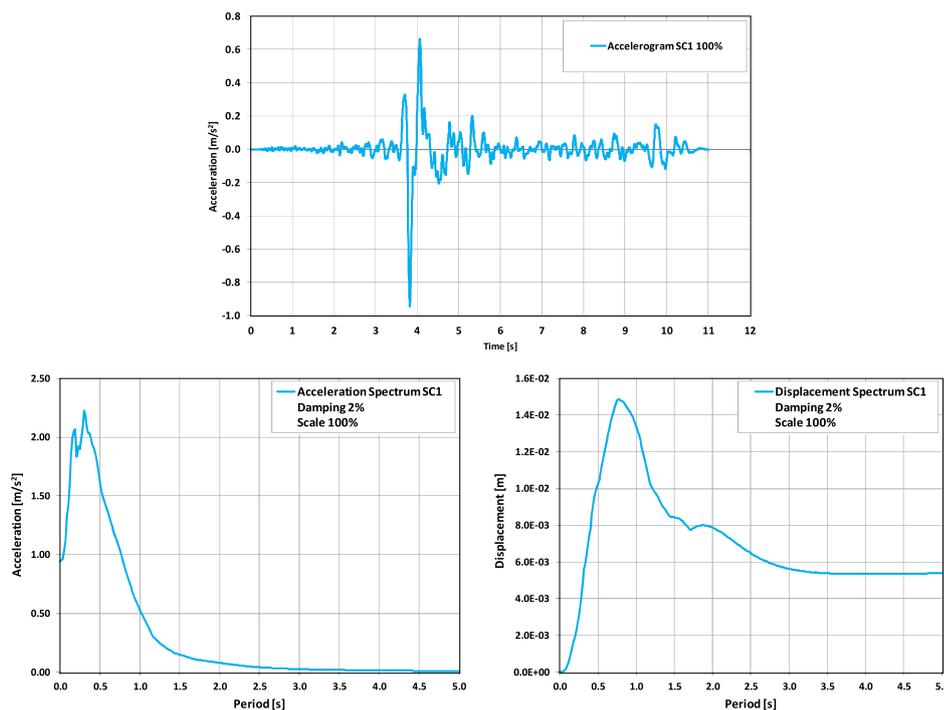


Figura 4
Componente longitudinale X dell'accelerogramma SC1 scalato al 100% e relativi spettri in accelerazione e in spostamento al 2% di smorzamento.

Figura 5
 Componente longitudinale X
 dell'accelerogramma SC2
 scalato al 100% e relativi
 spettri in accelerazione e
 in spostamento al 2% di
 smorzamento.

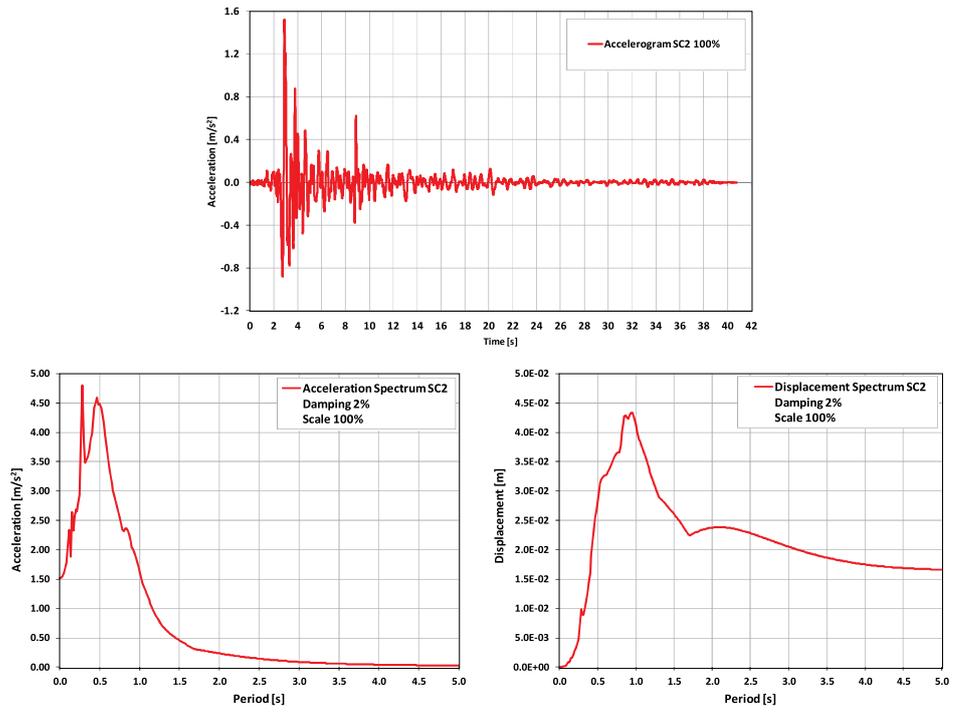
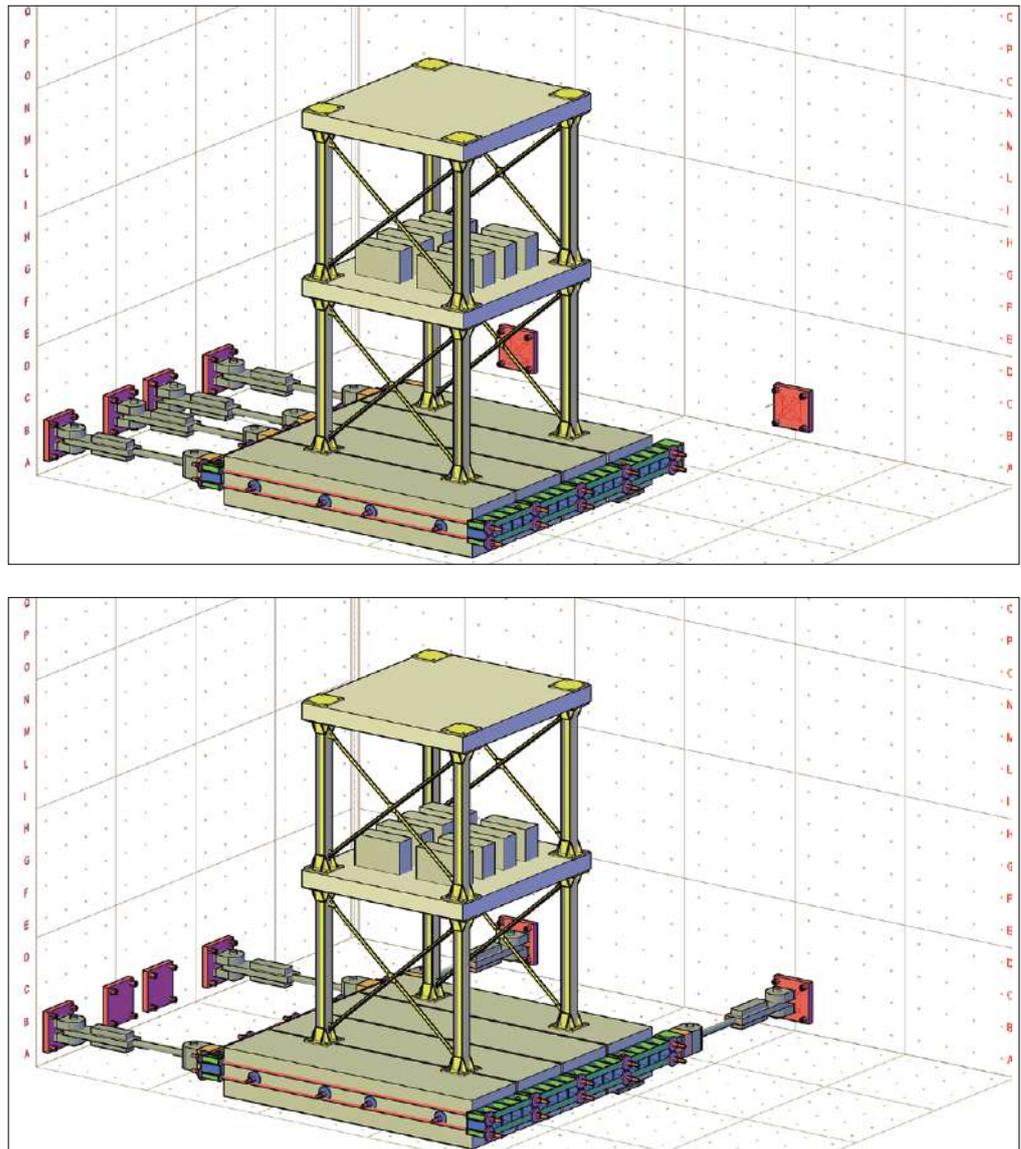


Figura 6
 Sistema di prova:
 configurazione 1 a
 quattro attuatori in linea e
 configurazione 2 con attuatori
 lungo le due direzioni
 ortogonali nel piano.



Definito l'input sismico, si è previsto di limitare la risposta dinamica del telaio al solo campo elastico. Poiché essa è facilmente stimabile in tempo reale anche attraverso un modello semplificato, il confronto fra il valore numerico atteso e quello sperimentale fornisce una misura diretta ed immediata del buon esito della prova e del livello di controllo che si ha su di essa. Per tale motivo, dopo aver studiato molteplici configurazioni del telaio utilizzando come parametri la distribuzione delle masse e delle rigidità, si è optato per quella precedentemente descritta, caratterizzata da una risposta asimmetrica lungo le due direzioni ortogonali e associata, inoltre, ad una sufficiente capacità in termini sia di resistenza a taglio e a flessione degli elementi e dei collegamenti, sia di spostamento nei confronti degli effetti dei due accelerogrammi amplificati fino al 350%.

La verifica sperimentale dell'apparato di prova, dipendente da svariati parametri, è molto più complessa. Innanzi tutto, l'assemblaggio e la relativa messa in funzione, aspetti già di per sé non propriamente banali, sono operazioni che devono essere ripetute ogni qualvolta si affronta una nuova prova in situ. Per quanto riguarda il test di collaudo, invece, sono stati indagati l'affidabilità del controller (discrepanza fra segnale di riferimento e relativo feedback), la risposta dei dispositivi di isolamento alla base (minimizzazione del livello di attrito) ed il funzionamento degli attuatori, contraddistinto da un elevato numero di variabili. Delle problematiche relative agli attuatori, ci limitiamo a menzionare la necessità di garantire, attraverso l'impianto, un flusso d'olio necessario ad imporre la storia di accelerazione prevista (in Figura 7 è riportato il volume d'olio calcolato per applicare gli accelerogrammi SC1 e SC2 scalati al 400% della loro intensità nominale), la verifica della pressione effettiva nelle due camere degli attuatori al fine di garantire la forza necessaria, il controllo del livello di spostamento effettivo, il sincronismo ed il funzionamento combinato, il possibile effetto di serpeggiamento e l'eventuale rotazione della massa di base durante la configurazione in linea.

I test effettuati sono riassunti in Tabella 3 in funzione della configurazione degli attuatori (prova monoassiale o bidirezionale), dell'accelerogramma utilizzato, del fattore di scala adottato (la massima accelerazione alla base applicata è stata di 0.54 g con un'amplificazione ai piani superiore a 3). Le informazioni sperimentali ottenute sono al momento in fase di elaborazione, per cui i risultati dettagliati sono rimandati alle prossime pubblicazioni. In questa sede anticipiamo il confronto fra il segnale di reference e quello di feedback in termini di spettro di risposta (Figura 8) di alcuni test monodirezionali al fine di dimostrare, almeno parzialmente e per ora, il buon livello di affidabilità della prova sviluppata. Questo è un aspetto rilevante, perché solitamente il controllo della forza in situ, pur non essendo un fattore limitante, non ha esattamente lo stesso elevato livello di affidabilità che contraddistingue le prove di laboratorio.

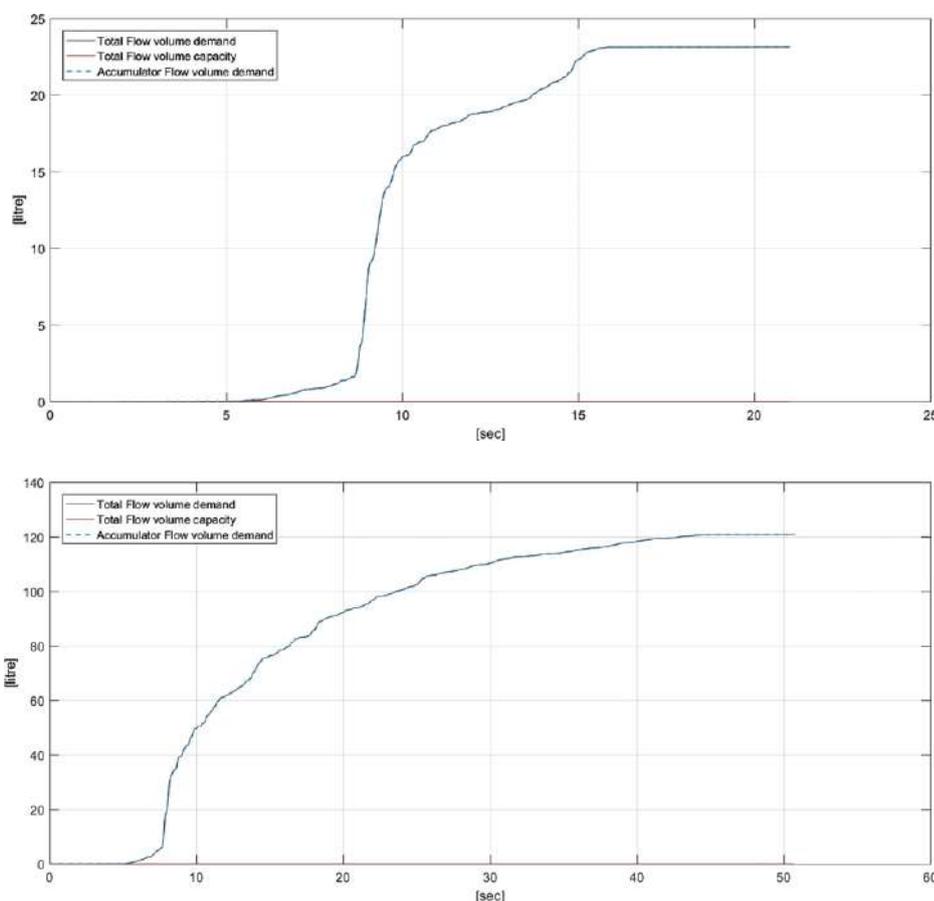


Figura 7

Flusso d'olio stimato per imporre alla struttura gli accelerogrammi SC1 (in alto) e SC2 (in basso) scalati al 400% del loro valore nominale.

In Figura 9, infine, sono indicate le frequenze proprie valutate preliminarmente attraverso la trasformata di Fourier sulla verticale di una colonna per il test monodirezionale n. 1 sfruttando un segnale costituito da un'accelerazione random a frequenza costante; si confronti il valore della prima frequenza con quello riportato in Tabella 2 relativamente alla direzione longitudinale X. Verifiche di questo tipo sono state fatte ripetutamente lungo le due direzioni ortogonali del piano, anche al fine di rilevare eventuali danneggiamenti, soprattutto a livello delle connessioni alla base e ai piani.

Tabella 3 - Riassunto dei test eseguiti durante il collaudo del Laboratorio Mobile

Prove Monoassiali (Direzione Longitudinale X)			
Nome prova	Accelerogramma	PGA [g]	Data
1 RNDM 01	Segnale random ad ampiezza costante	-	12-mar-18
2 Compensata_150a	SC1 scalato 150%	0.144	12-mar-18
3 Compensata_150b	SC1 scalato 150%	0.144	12-mar-18
4 Compensata_150c	SC1 scalato 150%	0.144	12-mar-18
5 Compensata_150aa	SC1 scalato 150%	0.144	12-mar-18
6 Compensata_150bb	SC1 scalato 150%	0.144	12-mar-18
7 Compensata_150cc	SC1 scalato 150%	0.144	12-mar-18
8 Compensata_200a	SC1 scalato 200%	0.192	12-mar-18
9 Compensata_200b	SC1 scalato 200%	0.192	12-mar-18
10 Compensata_200c	SC1 scalato 200%	0.192	12-mar-18
11 Compensata_50a	SC2 scalato 50%	0.077	12-mar-18
12 Compensata_80a	SC2 scalato 80%	0.124	12-mar-18
13 Compensata_80b	SC2 scalato 80%	0.124	12-mar-18
14 Compensata_100a	SC2 scalato 100%	0.155	12-mar-18
15 Compensata_100b	SC2 scalato 100%	0.155	12-mar-18
16 Compensata_100c	SC2 scalato 100%	0.155	12-mar-18
17 Compensata_100d	SC2 scalato 100%	0.155	12-mar-18
18 Compensata_150a	SC2 scalato 150%	0.232	12-mar-18
19 Compensata_150b	SC2 scalato 150%	0.232	12-mar-18
20 Compensata_200a	SC2 scalato 200%	0.310	13-mar-18
21 Compensata_200b	SC2 scalato 200%	0.310	13-mar-18
22 Compensata_200c	SC2 scalato 200%	0.310	13-mar-18
23 Compensata_150aa	SC2 scalato 150%	0.232	13-mar-18
24 Compensata_150bb	SC2 scalato 150%	0.232	13-mar-18
25 Compensata_150cc	SC2 scalato 150%	0.232	13-mar-18
26 Compensata_150dd	SC2 scalato 150%	0.232	13-mar-18
27 Compensata_150ee	SC2 scalato 150%	0.232	13-mar-18
28 Compensata_150ff	SC2 scalato 150%	0.232	13-mar-18
29 Compensata_150gg	SC2 scalato 150%	0.232	13-mar-18
30 Compensata_150hh	SC2 scalato 150%	0.232	13-mar-18
31 RNDM 02	Segnale random ad ampiezza costante	-	13-mar-18
32 Compensata_150ii	SC2 scalato 150%	0.232	13-mar-18
33 Compensata_200a	SC2 scalato 200%	0.387	13-mar-18
34 Compensata_200b	SC2 scalato 200%	0.310	13-mar-18
35 Compensata_250a	SC2 scalato 250%	0.387	13-mar-18
36 Compensata_300a	SC2 scalato 300%	0.465	13-mar-18
37 Compensata_300b	SC2 scalato 300%	0.465	13-mar-18
38 Compensata_300c	SC2 scalato 300%	0.465	13-mar-18
39 Compensata_300d	SC2 scalato 300%	0.465	13-mar-18
40 Compensata_350a	SC2 scalato 350%	0.542	13-mar-18

Prove Bidirezionali (Long. X Princ., Trasv. Y Second.)				
Nome prova	Accelerogrammi	PGA X [g]	PGA Y [g]	Data
1 RNDM 03	Segnale random ad ampiezza costante	-	-	15-mar-18
2 Compensata _50a	SC2_X_50%, SC2_Y_25%	0.077	0.039	15-mar-18
3 Compensata _50b	SC2_X_50%, SC2_Y_25%	0.077	0.039	15-mar-18
4 Compensata _75a	SC2_X_75%, SC2_Y_37.5%	0.116	0.058	15-mar-18
5 Compensata _100a	SC2_X_100%, SC2_Y_12.5%	0.155	0.019	16-mar-18
6 Compensata _150a	SC2_X_150%, SC2_Y_18.75%	0.232	0.029	16-mar-18
7 RNDM 04	Segnale random ad ampiezza costante	-	-	16-mar-18
8 Compensata _150b	SC2_X_150%, SC2_Y_18.75%	0.232	0.029	16-mar-18
9 Compensata _200a	SC2_X_200%, SC2_Y_25%	0.310	0.039	16-mar-18
10 Compensata _250a	SC2_X_250%, SC2_Y_31.25%	0.387	0.048	16-mar-18
11 Compensata _250b	SC2_X_250%, SC2_Y_31.25%	0.387	0.048	16-mar-18
12 Compensata _250c	SC2_X_250%, SC2_Y_31.25%	0.387	0.048	16-mar-18
13 Compensata _250Y	SC2_Y_75%	-	0.048	16-mar-18
14 Compensata _300Y	SC2_Y_75%	-	0.058	16-mar-18
15 Compensata _300a	SC2_X_300%, SC2_Y_37.5%	0.465	0.058	16-mar-18
16 Compensata _300b	SC2_X_300%, SC2_Y_37.5%	0.465	0.058	16-mar-18
17 Compensata _350a	SC2_X_350%, SC2_Y_43.75%	0.542	0.068	16-mar-18
18 Compensata _350b	SC2_X_350%, SC2_Y_43.75%	0.542	0.068	16-mar-18

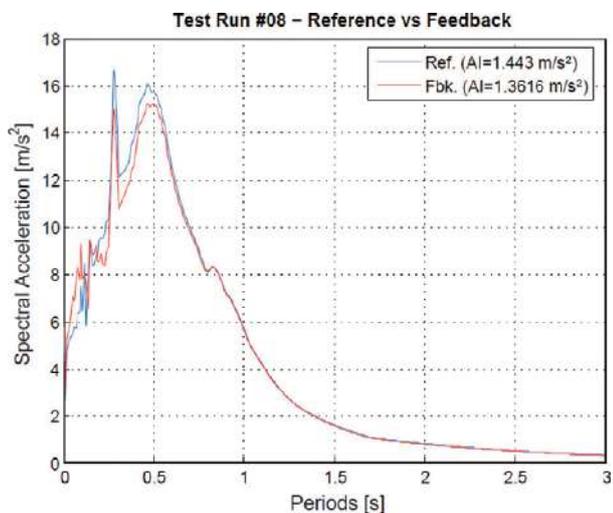
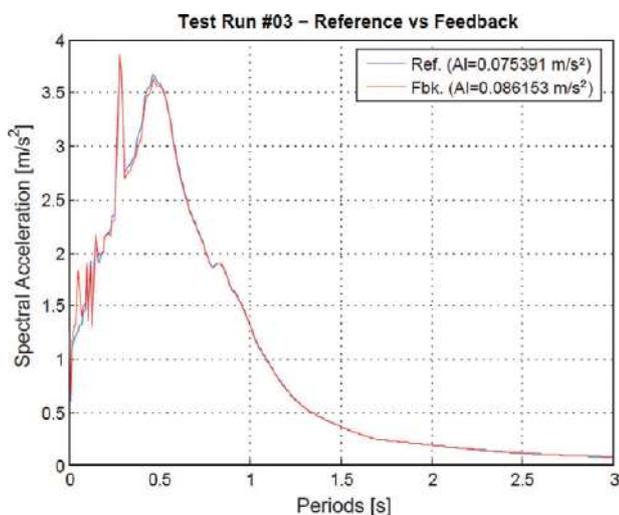
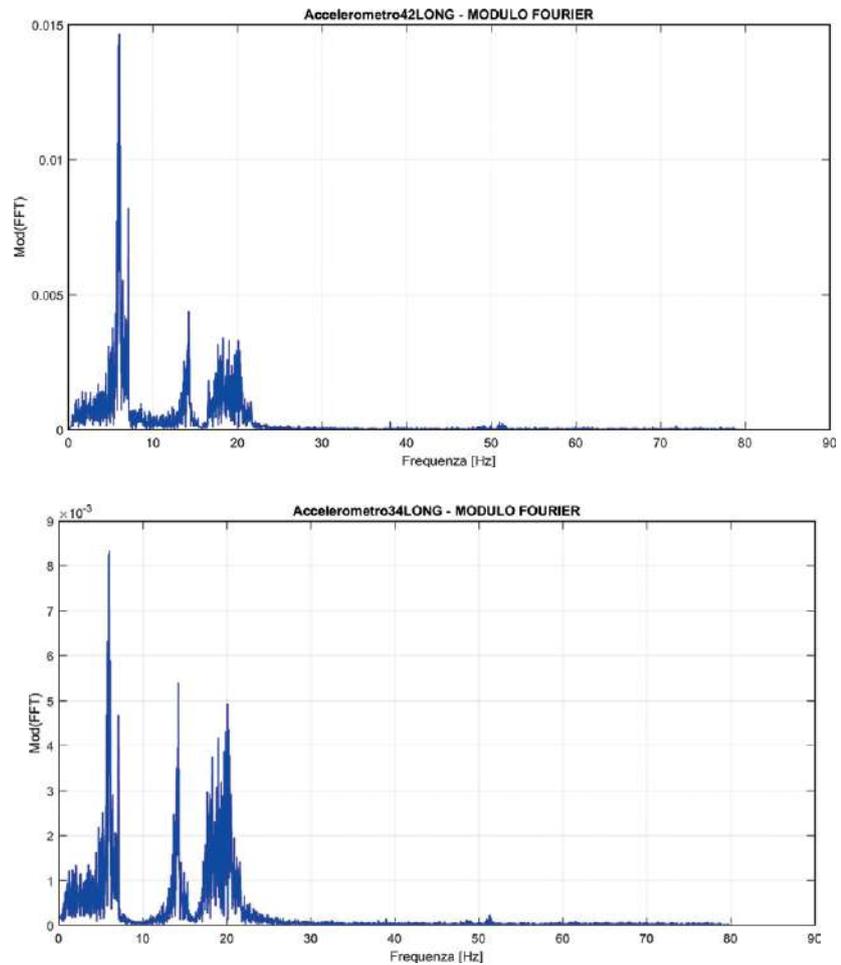


Figura 8

Confronto fra reference e feedback in termini di spettro di risposta delle prove monodirezionali n.17 e n.40, contraddistinte, rispettivamente, da un'amplificazione del 100% e del 350% dell'accelerogramma SC2.

Figura 9
 Frequenze del telaio in direzione longitudinale valutate preliminarmente al primo e al secondo piano (rispettivamente in basso e in alto) mediante accelerazione random ad ampiezza costante.



Il Sistema di prova è stato presentato al Salone del Mobile di Milano nei giorni dal 17 al 22 aprile. In quell'occasione, come si vede nella Figura 10, gli attuatori ed il relativo impianto sono stati utilizzati per movimentare un sistema costituito da una tavola da 5 m x 2.5 m supportata da una massa di riscontro isolata alla base mediante appoggi in gomma. Sulla tavola è stato allestito l'interno di un vano abitativo per simulare gli effetti del terremoto su elementi non strutturali e di arredo. Si è trattato non solo di un ulteriore test in situ del sistema dopo il collaudo fatto in laboratorio, ma anche e soprattutto della possibilità di fare opera di prevenzione nei confronti del rischio sismico.

Figura 10
 Il sistema di prova allestito presso il Salone del Mobile di Milano.



Le interviste

Che cosa vuol dire “antisismico”?

Intervista di Massimiliano Stucchi a Rui Pinho

Il termine “antisismico” è entrato da qualche tempo a far parte del linguaggio corrente dei media: si legge ad esempio che “il 70% degli edifici italiani non è antisismico”; “9 scuole su 10 non sono antisismiche”, ecc.

Il termine, tuttavia, assume differenti significati a seconda di chi lo usa: l’immaginario collettivo lo percepisce, più o meno, come una sorta di sistema binario che si risolve per l’appunto in un sì o un no (antisismico uguale “a prova di terremoto”): l’ingegnere lo intende in un modo un po’ diverso, e preferisce parlare ad esempio di “quanto antisismico”.

Ne discutiamo con Rui Pinho, ingegnere sismico, professore associato all’Università di Pavia, per cinque anni segretario generale dell’iniziativa internazionale GEM (Global Earthquake Model) e che svolge ora l’incarico di Direttore Scientifico della Fondazione Eucentre di Pavia.

I terremoti del 2016 in Appennino Centrale ci hanno lasciato in eredità diverse iniziative che hanno a che vedere con la riduzione del rischio sismico. Tuttavia, appare sempre più evidente che vi è poca chiarezza – a livello del pubblico - a proposito del livello di sicurezza sismica che un edificio può offrire; inoltre, del come tale livello possa essere aumentato, e a quale prezzo. Prendiamo ad esempio un edificio nuovo, progettato e realizzato oggi secondo le attuali norme sismiche: lo possiamo definire “antisismico”? quanto è sicuro questo edificio in caso di terremoto? Che cosa può succedere all’edificio stesso e alle persone che si trovano all’interno?

Si, effettivamente il termine “antisismico” non è dei migliori, poiché può facilmente portare il lettore ad interpretarlo come un’espressione di totale invulnerabilità alla azione sismica.

In realtà, le moderne norme di progettazione sismica hanno come obiettivo principale quello di salvaguardare la vita degli occupanti degli edifici sotto un qualsiasi livello di azione sismica, ma non necessariamente quello di impedirne il danneggiamento.

In altre parole, e cercando di rispondere in modo ancora più diretto alle tue domande, un edificio nuovo, progettato e realizzato “bene” secondo le attuali norme sismiche, dovrà essere in grado di garantire l’incolumità fisica dei suoi occupanti, ma potrà subire danni non-strutturali e anche strutturali, soprattutto qualora l’azione sismica a cui viene soggetto sia elevata.

Dunque, un edificio costruito secondo le norme può danneggiarsi, sia pure in modo non elevato. Ma per quale motivo non lo si progetta e non lo si costruisce in modo da non danneggiarsi per nulla in caso di un terremoto molto forte?

Visto che il danneggiamento strutturale e non strutturale contribuisce alla dissipazione dell’energia sismica, una progettazione in campo elastico e senza ricorso ad isolamento sismico o dispositivi di dissipazione di energia che non preveda alcun danneggiamento strutturale comporterebbe una più elevata trasmissione di energia agli occupanti degli edifici, aumentando così la probabilità che si verificano ferimenti alle persone e danni alle cose.

¹ Eucentre - Dipartimento Scenari di Rischio, Pavia, Italia.

E se qualcuno volesse costruire comunque secondo livelli di sicurezza più elevati di quelli previsti dalle norme?

Le norme sismiche definiscono lo scuotimento minimo da adottare obbligatoriamente nel progetto. Nessuno vieta di costruire con riferimento ad una azione sismica superiore, come si fa ad esempio per edifici strategici, ma rimane comunque sempre il fatto che se non vengono utilizzati isolatori o dissipatori la struttura si dovrà danneggiare per evitare la trasmissione di eccessiva quantità di energia sismica agli occupanti dell'edificio.

Torniamo all'edificio costruito oggi. Fra qualche decina di anni presenterà ancora la stessa resistenza al terremoto?

Anche se la resistenza meccanica dei materiali può subire delle deteriorazioni con il passare degli anni, le norme moderne impongono determinate regole di progettazione, di controllo di qualità e di manutenzione del costruito che, se rispettate, consentiranno all'edificio di mantenere nel tempo la sua resistenza sismica.

E se nel frattempo avesse sopportato altre scosse di terremoto?

Le norme moderne definiscono le soglie di scuotimento oltre le quali il danneggiamento non-strutturale e strutturale è ammesso o meno; pertanto, se le azioni sismiche subite dall'edificio non superano la soglia per la quale il danneggiamento strutturale è ammesso, allora la resistenza sismica dell'edificio rimarrà inalterata.

Se, viceversa, tale soglia viene superata, allora il danneggiamento strutturale (anche lieve e non sempre facilmente identificabile) inevitabilmente causerà un cambiamento, in generale una riduzione, della resistenza sismica dell'edificio, che in tal caso si presenterebbe meno resistente a eventuali altre scosse.

Veniamo ora a un edificio progettato e costruito in assenza di normativa sismica e/o costruito secondo una normativa precedente). Che cosa ci si può attendere?

Teoricamente, un tal edificio non avrà una adeguata resistenza sismica, così come questa viene prescritta dalle normative attuali. Ma non è neanche detto che sia sempre così, perché se la progettazione strutturale originale è stata comunque competente/conservativa, e/o la costruzione è stata attenta e curata, e/o i cambiamenti introdotti dalla nuova normativa non sono particolarmente "penalizzanti" per l'edificio in questione, può anche darsi che quest'ultimo possieda una resistenza sismica soddisfacente. E' questo il caso, ad esempio, di alcuni edifici in Emilia, in occasione del terremoto del 2012, e di Norcia, nel 2016. Per rispondere alla domanda bisognerà quindi eseguire una valutazione ad-hoc.

Un aspetto di cui si parla poco ma che sembra avere una importanza rilevante riguarda le modalità di realizzazione dell'edificio. Ossia, un edificio può essere progettato più o meno bene, secondo normative più o meno aggiornate, ma nel corso della sua realizzazione non è detto che tutti i requisiti vengano rispettati. Sbaglio o questa fase è ancora una specie di "buco nero"? Secondo te le cause di alcuni dei crolli clamorosi riscontrati ad esempio a L'Aquila (2009), Norcia e Castelluccio (2016) sono da ricercarsi in questo ambito?

Sì, purtroppo è così. Di fatto troppe volte, dopo un terremoto, ci troviamo davanti a degli edifici crollati per via di difetti costruttivi (intenzionalmente introdotti per risparmio di costi, o causati da un atteggiamento meno attento o negligente) che risultano di fatto in violazioni dalle prescrizioni progettuali; i terremoti che hai citato non fanno eccezione. Ugualmente grave è il fatto che, in alcuni di questi casi, tali difetti costruttivi erano già stati individuati, le autorità competenti erano già state informate, ma poi nulla è stato fatto a riguardo.

Concludendo: non dobbiamo parlare di edifici antisismici ma di edifici più o meno sicuri in caso di terremoto. Che cosa dunque occorre fare per sapere "quanto sicuro" è un edificio?

È così: non esistono "edifici antisismici" in senso letterale, ma edifici con maggiore o minore resistenza all'azione sismica, che di conseguenza possiedono un livello di sicurezza maggiore o minore nei confronti dei terremoti. Gli ingegneri "strutturisti", cioè ingegneri civili con specializzazione in progettazione strutturale, sono in grado di quantificare tale livello di sicurezza tramite l'applicazione delle procedure prescritte nelle Norme Tecniche per le Costruzioni per la valutazione della resistenza sismica di edifici esistenti.

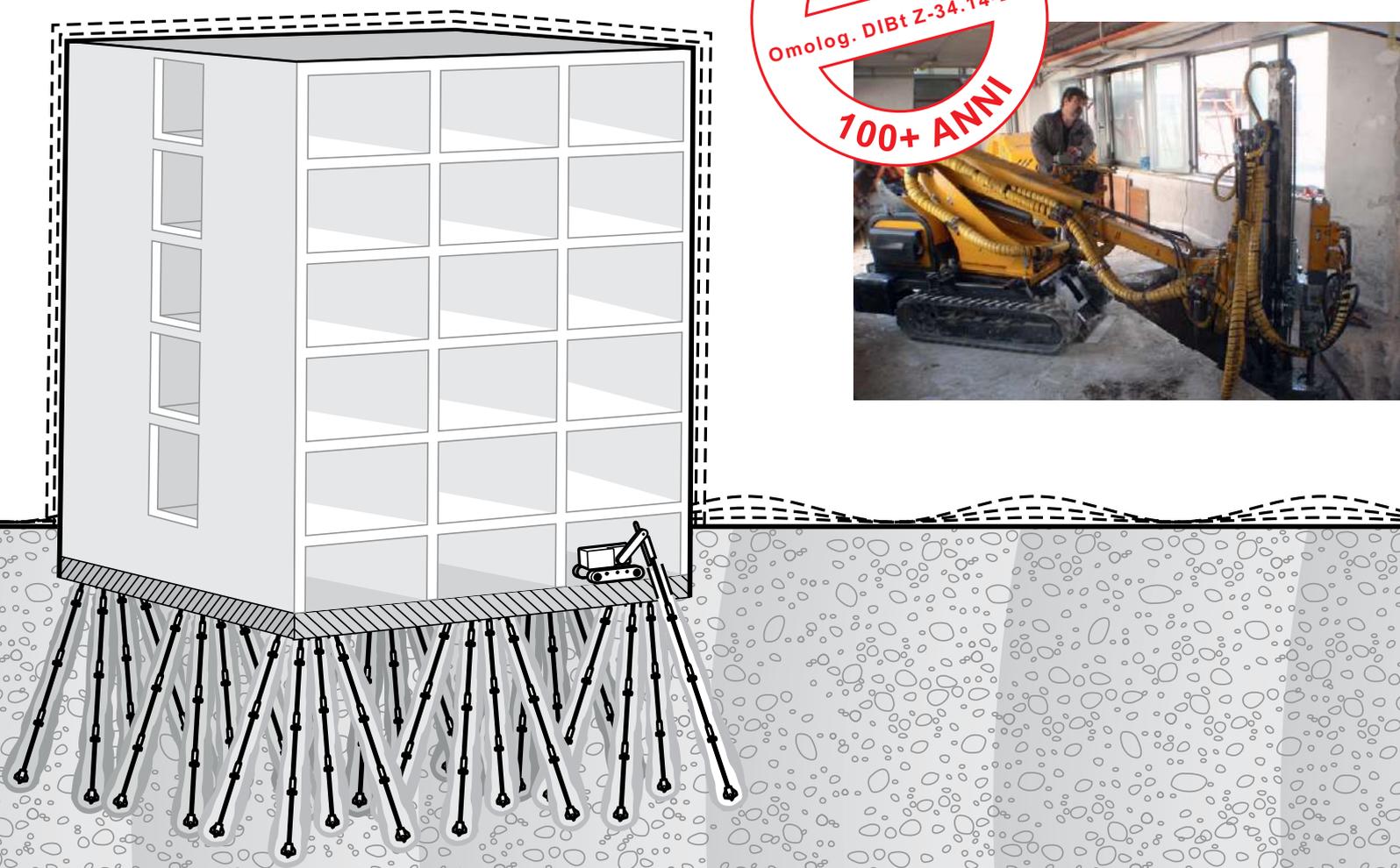
La valutazione del livello di sicurezza sismica richiede che venga prima acquisita, tramite apposite indagini in-situ, una conoscenza il più approfondita possibile delle caratteristiche del costruito in esame. Queste indagini hanno naturalmente un costo; nei casi in cui non si riesca, anche per mancanza di risorse, ad acquisire una conoscenza approfondita ed esaustiva delle caratteristiche strutturali dell'edificio, l'ingegnere strutturista dovrà necessariamente seguire una procedura più cautelativa nella valutazione della resistenza sismica del costruito, che potrà portare di conseguenza all'assegnazione di un livello di sicurezza sismica inferiore a quello reale.

Nota: una versione più estesa di questo colloquio è stata pubblicata, nel 2017, in:

<https://terremotiegrandirischi.com/2017/09/27/che-cosa-vuol-dire-antisismico-what-does-anti-seismic-mean-intervista-a-rui-pinho/>

Adeguamento sismico

Micropali TITAN per l'adeguamento sismico delle costruzioni



- Sistema omologato
- Soluzioni permanenti
- Progettazione sicura
- Posa facile e veloce anche in spazi ristretti
- Carichi di compressione, trazione e ciclici

FRIEDR. ISCHEBECK GMBH

Tel. +39 040 340 6378

E-Mail: export@ischebeck.de

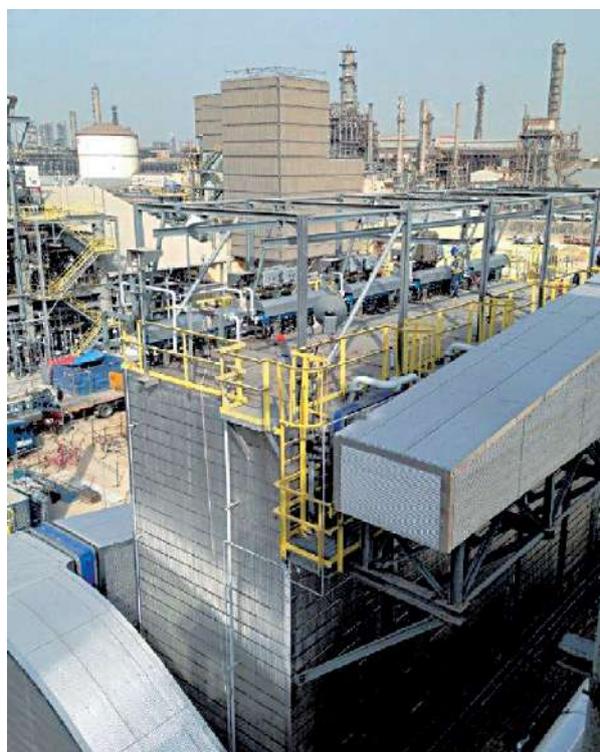
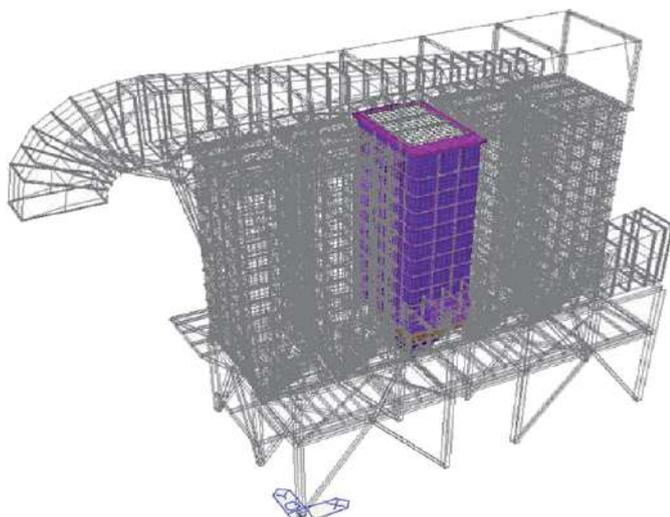
www.ischebeck.com

ISCHEBECK[®]
TITAN

Progetto

Progetto di un filtro a maniche in zona sismica: Arabia Saudita

Francesco Quaglia¹, Maurizio Quaglia¹, Giuseppe Quaglia¹ ■



Nome dell'opera/progetto:

Bag House Filter.

Ubicazione:

Jubail Industrial City - Saudi Arabia

Committente:

Privato

Coordinatore progettazione strutturale:

Engineers & Architects Design Consulting

Supporto alla progettazione:

Quaglia+Partners - Engineers & Architects Design Consulting

Anno completamento lavori:

2017

1. Sommario

Il modello presentato riguarda il dimensionamento delle strutture in acciaio di un filtro a maniche per un impianto oil and gas sito in Arabia Saudita, secondo la normativa americana AISC e la normativa SABIC Engineering Standards (SES). Il filtro presenta cinque casing, separati, in lamiera in acciaio, ciascuno dotato di tramoggia; su un lato è presente un condotto in acciaio per i fumi in ingresso e sul lato opposto è presente un analogo condotto per i fumi in uscita. Sopra alla copertura del filtro è presente una struttura in acciaio a servizio di un paranco. Sotto alle tramogge e nella zona dei due condotti sono presenti delle passerelle di servizio. Queste strutture sono supportate da colonne, controventi e travi in acciaio, sulle quali si trovano gli appoggi del filtro.

¹ QUAGLIA+PARTNERS Engineers & Architects Design Consulting Abbiategrasso (MI), Italia - info@quagliapartners.it

Si sono effettuate l'analisi statica, dinamica modale lineare con spettro di risposta, termica, poiché è prevista la possibilità che i casings lavorino a temperature diverse. È stata implementata la "Boundary change analysis", in particolare per il progetto dei controventi, per tenere in conto il fatto che i controventi lavorano solo sotto azioni orizzontali e non verticali e che quelli a "X" lavorano a diagonale tesa attiva. Gli aspetti salienti relativi alla modellazione e al calcolo sono stati presentati in occasione del Congresso del CTA –"XXVI giornate italiane della Costruzione in Acciaio" tenutosi a Venezia dal 28 al 30 Settembre 2017.

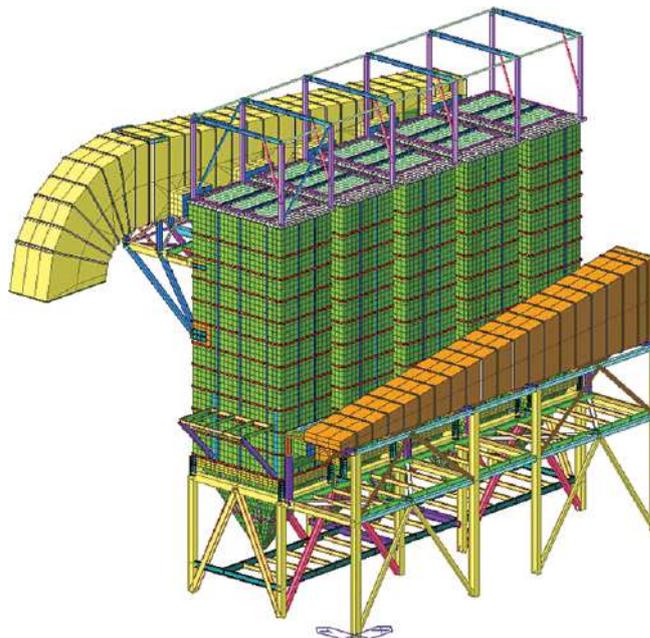
2. Descrizione

Il modello FEM del filtro a maniche è stato implementato attraverso 376 elementi tipo "truss" (per modellare i controventi), 8556 elementi tipo "beam" (per modellare le travi, le colonne e i rinforzi dei casings) e 25978 elementi tipo "plate" (per modellare i casings). La struttura ha dimensioni in pianta di circa 7.15 x 15.50 m; i casings hanno un'altezza di circa 13.00 m; l'altezza totale dell'impianto è di circa 18.00 m. il peso totale della sola struttura in acciaio è di circa 1900 kN. Le colonne, vista la presenza di controventi, sono state considerate incernierate alla base, non trasmettendo così nessuna azioni flettente in fondazione. I carichi considerati sono il peso proprio, la pressione, il peso della polvere nelle tramogge, la coibentazione, il peso delle maniche e dei cestelli, la presenza di un paranco sulla sommità del filtro, l'azione del vento, i carichi variabili sulle passerelle, l'azione del sisma e la differenza di temperatura tra i diversi casings: infatti nelle specifiche di progetto imposte dal Cliente vi era quella che prevedeva la possibilità che, a seguito di manutenzione di un solo casing (che verrebbe a trovarsi così a temperatura diversa dagli altri), si creasse una differenza di temperatura con altre parti del filtro con il rischio di sforzi aggiuntivi. Inoltre un'altra specifica ragionevole (in termini di probabilità di accadimento) richiesta del Cliente è stata quella di considerare che l'evento sismico non potesse verificarsi in contemporanea all'evento di malfunzionamento dell'impianto, quando cioè le tramogge sarebbero state piene di polvere: quindi durante l'evento sismico si è considerata la presenza di polvere nelle tramogge pari a circa un terzo del loro volume. Al contrario, in condizioni statiche, come è più ragionevole aspettarsi in termini probabilistici, è stata considerata anche la combinazione di carico con tramogge piene di polvere per l'intero loro volume. È stata seguita la normativa vigente, in particolare AICS and SABIC Engineering Standards (SES), di seguito indicate:

- B02-S01: Specification for Fabrication of Structural Steel_REV 2 JUN 2004;
- B02-E03: Wind load on structures_REV 1 MAR 2004;
- B50-F01-13: Standard Anchor Bolts and Sleeves_REV 2 JAN 2004;
- B55-E01: Anchor Bolt Design_REV 0 NOV 1998;
- B01-F01-07: Stair and Angle Handrail Details_REV 1 APR 2001;
- B01-F01-08: Grating Typical Details_REV 1 APR 2001, UBC (1997).

Lo spessore dei condotti, dei casings e delle tramogge è pari a 4mm, ma questi elementi sono stati rinforzati mediante profili verticali e orizzontali (cerchiature), al fine di evitare deformazioni e sforzi troppo elevati. Inoltre la lamiera costituente i casings è stata localmente rinforzata, per mezzo di piatti saldati, a causa del valore troppo alto degli sforzi in corrispondenza

Figura 1
Vista tridimensionale del
modello di calcolo.



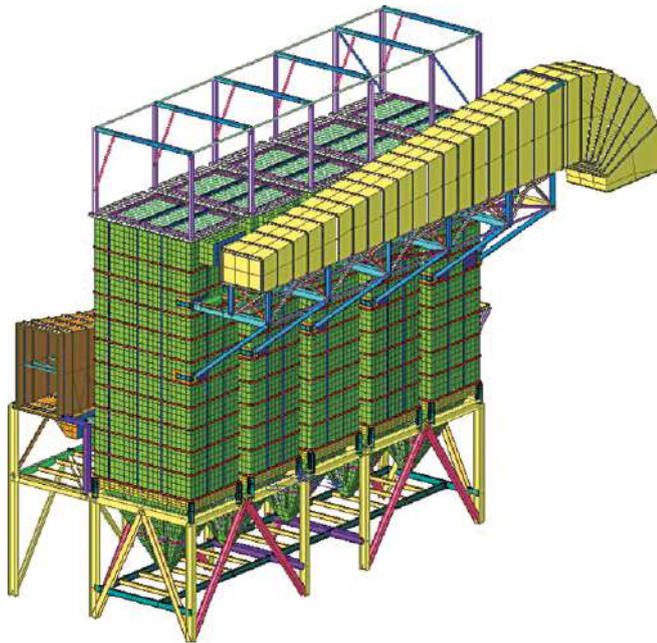


Figura 2
Vista del modello
tridimensionale dal lato
opposto.

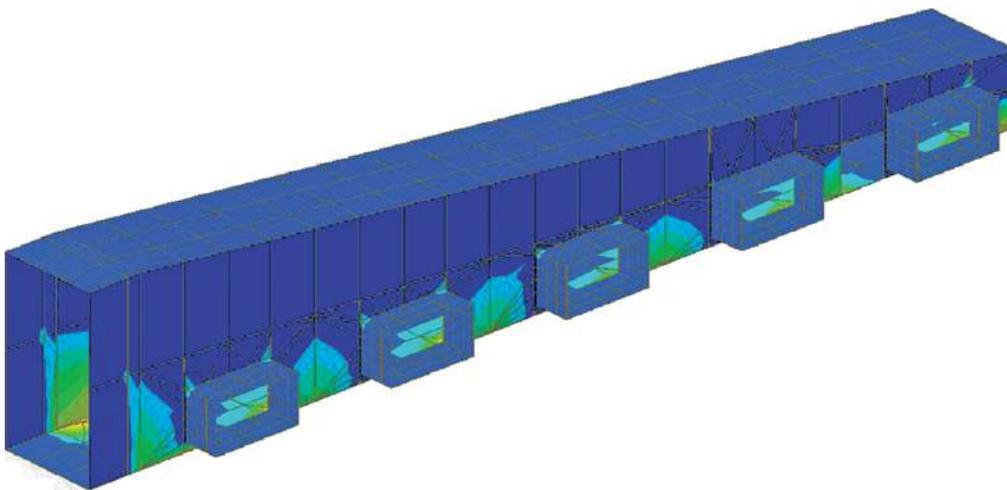


Figura 3
Vista tridimensionale del
condotto di uscita del gas.

dell'unione tra lamiera stessa e i puntoni di sostegno delle passerelle. Le tramogge sono state internamente rinforzate mediante l'inserimento di sezioni tubolari circolari che sia incrementano la loro rigidezza sia contrastano l'effetto della pressione interna. Le passerelle sono tali che i cosciali (UPN) risultano, nell'esecutivo, sovrapposti ad alcuni degli elementi della struttura portante: questa condizione è stata simulata con successo attraverso l'uso di "Elastic link type rigid", che hanno permesso di considerare due elementi sovrapposti, ma con i baricentri sfalsati, proprio come nella realtà. È stata implementata l'analisi agli autovalori attraverso il metodo dei vettori di Ritz, che di solito si adatta meglio all'analisi di strutture in acciaio di questo tipo rispetto ad altri metodi disponibili e presenti nei software di calcolo. Non sono stati considerati piani rigidi poiché i casings all'interno sono vuoti e le parti che costituiscono la chiusura in sommità non presentano le caratteristiche (in particolare spessore) per poter essere considerate tali. Il tool integrato nel software di calcolo per modellare le sezioni di forma non convenzionale ha permesso di considerare, come avviene di fatto nella realtà, i rinforzi dei casings collaboranti con la lamiera. L'azione del sisma è stata considerata secondo quanto riportato in UBC (1997), con un profilo del suolo tipo Se e un fattore per la zona sismica pari a 0.075. I vincoli a terra sono stati considerati rigidi, anziché essere modellati come molle su suolo elastico e ciò è dovuto principalmente alla seguente considerazione: quando tra struttura e suolo si applicano dei vincoli di tipo a molla elastica (ad esempio per simulare la presenza di suolo alla Winkler), di solito la rigidezza della struttura decresce, mentre il periodo di vibrazione aumenta, rischiando di avere come risultato finale (data la conformazione delle curve degli spettri di risposta) delle accelerazioni inferiori e quindi delle forze sismiche inferiori a quelle possibili realmente.

L'azione del vento è stata definita secondo quanto indicato in B02-E03: Wind load on structures_REV 1 MAR 2004. I risultati sono mostrati nella seguente tabella 1:

Tabella 1 - Azione del vento

Sopravvento

Altezza	Velocità di base del vento	Velocità di base del vento	Coeff. di esposizione	Fattore di importanza	Pressione del vento	Fattore di Gust	Coeff. di pressione esterna	Pressione di progetto
H	V	V	kz	I	qz	G	CP	p
(m)	(km/h)	(m/s)	-	-	(kN/m ²)	-	-	(kN/m ²)
4.5	155	43.06	1.030	1.150	1.35	0.85	0.8	0.92
6	155	43.06	1.077	1.150	1.41	0.85	0.8	0.96
7.5	155	43.06	1.117	1.150	1.46	0.85	0.8	0.99
9	155	43.06	1.156	1.150	1.51	0.85	0.8	1.03
12	155	43.06	1.216	1.150	1.59	0.85	0.8	1.08
15	155	43.06	1.266	1.150	1.65	0.85	0.8	1.12

Sottovento

Altezza	Velocità di base del vento	Velocità di base del vento	Coeff. di esposizione	Fattore di importanza	Pressione del vento	Fattore di Gust	Coeff. di pressione esterna	Pressione di progetto
H	V	V	kz	I	qz	G	CP	p
(m)	(km/h)	(m/s)	-	-	(kN/m ²)	-	-	(kN/m ²)
4.5	155	43.06	1.030	1.150	1.35	0.85	0.5	0.57
6	155	43.06	1.077	1.150	1.41	0.85	0.5	0.60
7.5	155	43.06	1.117	1.150	1.46	0.85	0.5	0.62
9	155	43.06	1.156	1.150	1.51	0.85	0.5	0.64
12	155	43.06	1.216	1.150	1.59	0.85	0.5	0.68
15	155	43.06	1.266	1.150	1.65	0.85	0.5	0.70

La modellazione dei controventi ha tenuto conto del fatto che la struttura in acciaio controventata è stata progettata in modo che le colonne e le travi siano destinate a sopportare i carichi verticali senza l'intervento dei controventi, i quali lavorano solo in caso di azioni orizzontali. Per simulare questo comportamento è stata implementata la "Boundary change analysis", che permette a diversi casi di carico di poter mantenere condizioni al contorno separate all'interno di un modello. Così, nel caso in esame, si è potuto associare l'intervento dei controventi solo ai casi di carico desiderati (tipicamente quelli statici, escluso il vento). Il vantaggio di tale analisi, non presente in tutti i software, è quello di poter gestire in un unico modello tutte le analisi necessarie, senza dover ricorrere alla duplicazione del modello di calcolo originale e senza tutte le complicazioni che ciò comporterebbe. La procedura è la seguente:

1. Definire tanti "Boundary Groups" quanti sono i diversi casi di carico.
2. Definire le condizioni al contorno e i casi di carico.
3. Applicare i carichi.
4. Assegnare i diversi "Boundary Groups" a tutti i casi di carico.
5. Implementare l'analisi.
6. Controllare i risultati.

L'analisi relativa agli effetti termici ha riguardato due aspetti. Il primo è inerente alla differenza di temperatura esistente tra i casings che lavorano in simultanea con un valore di progetto della temperatura di 250° e l'ambiente, la cui temperatura convenzionale è pari a 20°. Il secondo, già accennato in precedenza, è inerente alla possibilità che uno solo dei casings sia soggetto a manutenzione e debba quindi essere raffreddato fino a temperatura ambiente. Per tutti questi motivi, ciascun casing è connesso alla sottostante struttura portante mediante quattro appoggi, di cui uno fisso che non permette alcun movimento reciproco, e tre (guide) che consentono gli spostamenti rispettivamente in direzione X, in direzione Y e in entrambe le direzioni in pianta. In questo modo gli spostamenti relativi tra i casings e le strutture portanti sono possibili e non nascono sforzi aggiuntivi che potrebbero propagarsi nelle strutture, rischiando di minarne la stabilità e la resistenza. In ogni caso tutti gli appoggi, sia fissi sia le guide sono stati realizzati di adeguata rigidità per sopportare i carichi verticali da trasmettere.

Analogamente i condotti di entrata e di uscita del gas sono connessi alla struttura del filtro attraverso giunti di espansione che ne permettono i movimenti reciproci. Infine anche i singoli casings sono collegati tra loro mediante passerelle giuntate che ne permettono il movimento reciproco, essendo ciascun casing libero di espandersi e contrarsi. Naturalmente la contropartita al

fatto di non avere propagazione di sforzi aggiuntivi nelle strutture risiede nelle maggiori deformazioni: pertanto in casi simili i giunti di collegamento devono essere adeguatamente dimensionati per assorbire tali dilatazioni e contrazioni. In particolare, quando un solo casing è sottoposto a manutenzione, alcuni profili facenti parte della struttura portante che sorregge il condotto di uscita del gas e che risulta collegata a tutti i casings presentavano sforzi troppi elevati e pertanto le connessioni sono state realizzate mediante fori asolati, in modo da permettere ancora una volta i movimenti reciproci tra le parti in gioco ed evitare l'amplificarsi delle sollecitazioni negli elementi.

In questa analisi le proprietà del materiale acciaio sono state modificate, per tenere conto della loro variabilità all'aumentare della temperatura di progetto, attraverso dei coefficienti correttivi desumibili dalla tabella riportata sotto. Poiché la temperatura di progetto richiesta vale 250°, i coefficienti correttivi da applicare alle diverse proprietà sono ricavati per interpolazione lineare tra i valori 200° e 300°.

Fattori di riduzione alla temperatura θ_a relativi ai valori f_y o E_a a 20°C				
Temperatura dell'acciaio θ_a	Fattore di riduzione per la resistenza effettiva a snervamento (relativo a f_y) $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Fattore modificato per soddisfare il criterio di deformazione (relativo a f_y) $k_{x,\theta} = f_{x,\theta}/f_y$	Fattore di riduzione per il limite di proporzionalità (relativo a f_y) $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Fattore di riduzione per la pendenza dell'intervallo di elasticità lineare (relativo a E_a) $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20° C	1,000	1,000	1,000	1,000
100° C	1,000	1,000	1,000	1,000
200° C	1,000	0,922	0,807	0,900
300° C	1,000	0,845	0,613	0,800
400° C	1,000	0,770	0,42	0,700
500° C	0,780	0,615	0,36	0,600
600° C	0,470	0,354	0,18	0,310
700° C	0,230	0,167	0,075	0,130
800° C	0,110	0,087	0,05	0,090
900° C	0,060	0,051	0,037 5	0,067 5
1000° C	0,040	0,034	0,025 0	0,045 0
1100° C	0,020	0,017	0,012 5	0,022 5
1200° C	0,000	0,000	0,000 0	0,000 0

Figura 4
Tabella 3.1 Fattori di modificazione delle proprietà dell'acciaio in funzione della temperatura.

Nota - Per i valori intermedi della temperatura dell'acciaio può essere utilizzata l'interpolazione lineare.

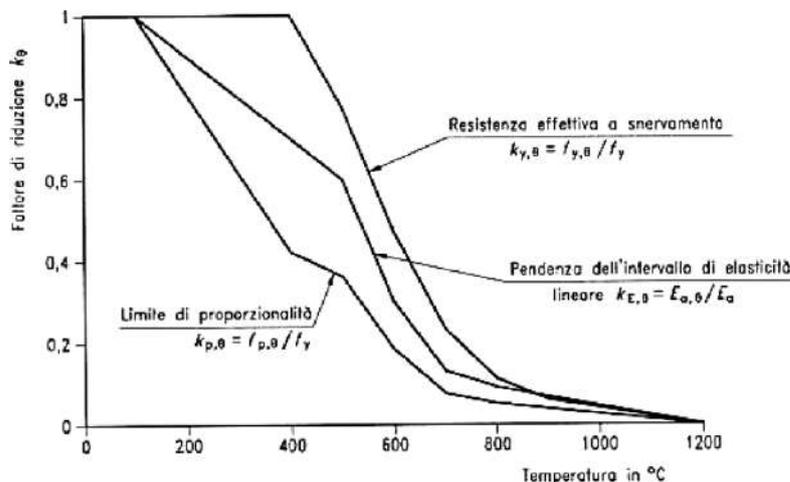


Figura 5
Fattori $k_{y,\theta}$, $k_{p,\theta}$, $k_{E,\theta}$ (asse Y) in funzione della temperatura (asse X).

3. Conclusioni

La peculiarità di questo lavoro risiede in tre aspetti principali. Il primo riguarda l'attenzione che è stata posta nell'effettuare l'analisi in temperatura, secondo i diversi scenari richiesti dall'utente finale. Infatti la presenza di cinque casing separati, anziché un'unica unità come di solito avviene, e la richiesta dell'utente finale di considerare la condizione in cui un solo casing sia sottoposto a manutenzione (e perciò portato a temperatura ambiente), mentre gli altri quattro continuano a rimanere operativi

lavorando alla temperatura di progetto, ha obbligato ad analizzare a fondo la diffusione degli sforzi nelle strutture e i dettagli costruttivi dei collegamenti, al fine di evitare di avere sforzi aggiuntivi indesiderati e potenzialmente dannosi per le strutture. Il secondo riguarda invece la modellazione dei controventi: infatti, grazie all'analisi effettuata, la cosiddetta "Boundary change analysis", è stato possibile simulare in modo realistico, utilizzando un unico modello di calcolo numerico, diverse situazioni progettuali in cui i controventi hanno potuto essere considerati attivi solo se associati a determinate condizioni di carico e di vincolo. Questo ha permesso di riprodurre con il software il comportamento più realistico possibile della struttura, ottimizzando la gestione della commessa in termini di tempo e di propagazione e correzione degli eventuali errori. Quest'ultimo aspetto sarebbe stato decisamente più complicato da gestire se si fosse dovuto ricorrere a due o più modelli differenti, come spesso avviene. Infine un ultimo obiettivo di questo lavoro è stata l'ottimizzazione del progetto: sono stati tenuti e in conto e ottimizzati i rapporti peso/resistenza e peso/deformazioni.

Bibliografia

ANSI/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings.
AISC: Design Examples, Version 14.1, 2011.
B02-S01: Specification for Fabrication of Structural Steel, REV 2 JUN 2004.
B02-E03: Wind load on structures, REV 1 MAR 2004.
B50-F01-13: Standard Anchor Bolts and Sleeves, REV 2 JAN 2004.
B55-E01: Anchor Bolt Design, REV 0 NOV 1998.
B01-F01-07: Stair and Angle Handrail Details, REV 1 APR 2001.
B01-F01-08: Grating Typical Details, REV 1 APR 2001.
B01-F01-07: Stair and Angle Handrail Details, Rev 1 Apr 2001.
B02-S05: Fabricated Steel Grating, Rev 1 Mar 2004.
B02-E01: Guideline for the Design of Floor Plate and grating, Rev 0 Aug 1998.
B05-F03: Steel Floor Plate, Grating, and Metal Deck Anchorage, Rev 0 Jun 1998.
UBC (1997).
MIDASGEN Design manual.

Gli Autori

QUAGLIA+PARTNERS

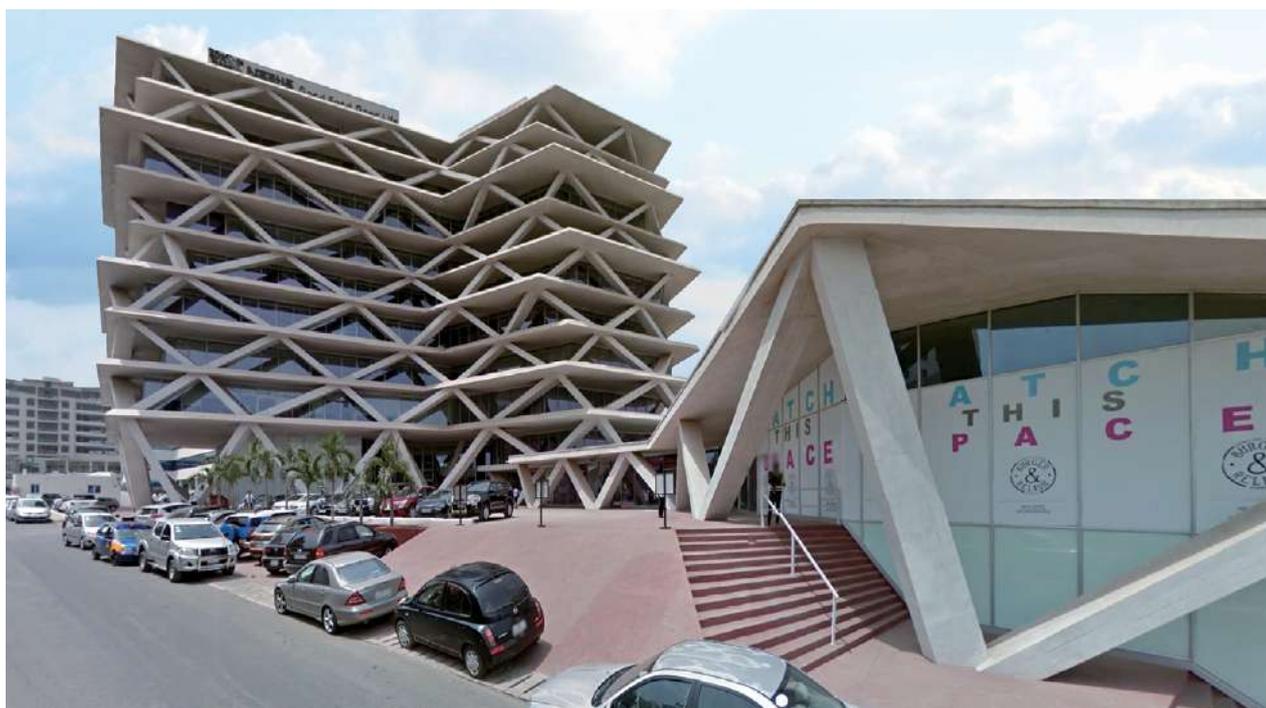
Engineers & Architects Design Consulting

Q+P offre un team multidisciplinare specializzato in progettazione e direzione lavori strutturale e architettonica, project management e attività varie di consulenza tecnica, in campo internazionale.

Q+P opera a supporto di soggetti pubblici e privati e di selezionati studi di architettura di riconosciuto livello, con un approccio che si distingue per competenze trasversali al mondo dell'architettura e dell'ingegneria, garantendo soluzioni innovative uniche, esclusive e di elevata qualità.

Progetto e realizzazione di un edificio su isolatori sismici a doppio pendolo, con struttura in c.a. in opera, sito ad Accra (Ghana) e denominato One Airport Square; l'edificio è caratterizzato da strutture portanti esterne a geometria complessa e funzionamento a reticolare spaziale

Fabio Camorani¹, Luciano Gasparini², Antonello Gasperi³ ■



Nome del progetto:

One Airport Square

Ubicazione:

Accra (Ghana)

Committente:

Actis (London, UK); Laurus (London, UK)

Progettazione Strutturale:

Politecnica Ingegneria e Architettura, Modena.

Ing. Fabio Camorani, Ing. Luciano Gasparini, Ing. Antonello Gasperi (consulente)

Progettazione Architettonica:

MCA, Bologna

Anno di completamento lavori:

2015

1. Premessa

L'edificio denominato One Airport Square è stato inaugurato ad Accra (Ghana) nel 2015, dopo circa tre anni di cantiere e due di sviluppo della progettazione; si tratta di un edificio complesso ed articolato, costituito da dieci livelli fuori terra e due livelli interrati, adibito ad uffici, spazi commerciali (piano terra), parcheggi (livelli interrati), per una superficie lorda slp complessiva di circa 17000 mq. I progetti concettuali architettonico e strutturale si sono sviluppati fin dall'inizio in stretta sinergia e sintonia e le progettazioni disciplinari, sviluppate da studi italiani (MCA progetto architettonico, Politecnica progetto strutturale), sono state condotte di conseguenza fino alle fasi di sviluppo dei dettagli costruttivi per il cantiere e di controllo dei lavori. L'edificio sorge in una zona in grande sviluppo, molto prossima all'aeroporto e sede di numerosi alberghi ed edifici per il terziario.

¹ Politecnica Ingegneria e Architettura via Galileo Galilei 220, 41126 Modena; Facoltà di Ingegneria Università di Modena e Reggio Emilia.

² Politecnica Ingegneria e Architettura via Galileo Galilei 220, 41126 Modena.

³ Consulente Politecnica e Ingegneria e Architettura via Galileo Galilei 220, 41126 Modena.

Figura 1
Edificio ultimato.





Figura 2
Contesto ed edificio ultimato.

Vista l'elevata sismicità locale che caratterizza la città di Accra, sede di una importante faglia, l'edificio è stato posto su isolatori sismici del tipo a doppio pendolo inverso posizionati in corrispondenza del piano terra. Il corpo di fabbrica ad un piano del Retail è invece direttamente vincolato al basamento interrato

L'elemento che maggiormente caratterizza l'edificio, sia dal punto di vista architettonico che strutturale, è sicuramente il "cesto" di facciata, formato da elementi diagonali portanti in c.a. con orientamento nello spazio variabile e diversificato.

2. Concept del progetto

Il Ghana non è in larga parte un paese soggetto ad eventi sismici, costituisce però eccezione la capitale Accra, la quale, essendo realizzata in corrispondenza di una faglia è classificata come zona sismica con PGA 0,35. Pertanto nelle fasi iniziali della progettazione, a seguito della definizione dell'idea architettonica, che partendo dalla suggestione delle figure geometriche stilizzate dell'arte ghanese, è approdata ad un edificio con facciate vetrate arretrate rispetto al perimetro caratterizzato da aggetti variabili in funzione dell'esposizione solare e di effetti chiaroscurali e rispetto al "diagrid" costituito dalle aste a disposizione inclinata variabile nello spazio, i progettisti si sono trovati di fronte alla scelta se utilizzare il "diagrid" in funzione strutturale o solo decorativa, considerando anche le complicazioni ulteriori legate a possibili eventi sismici.

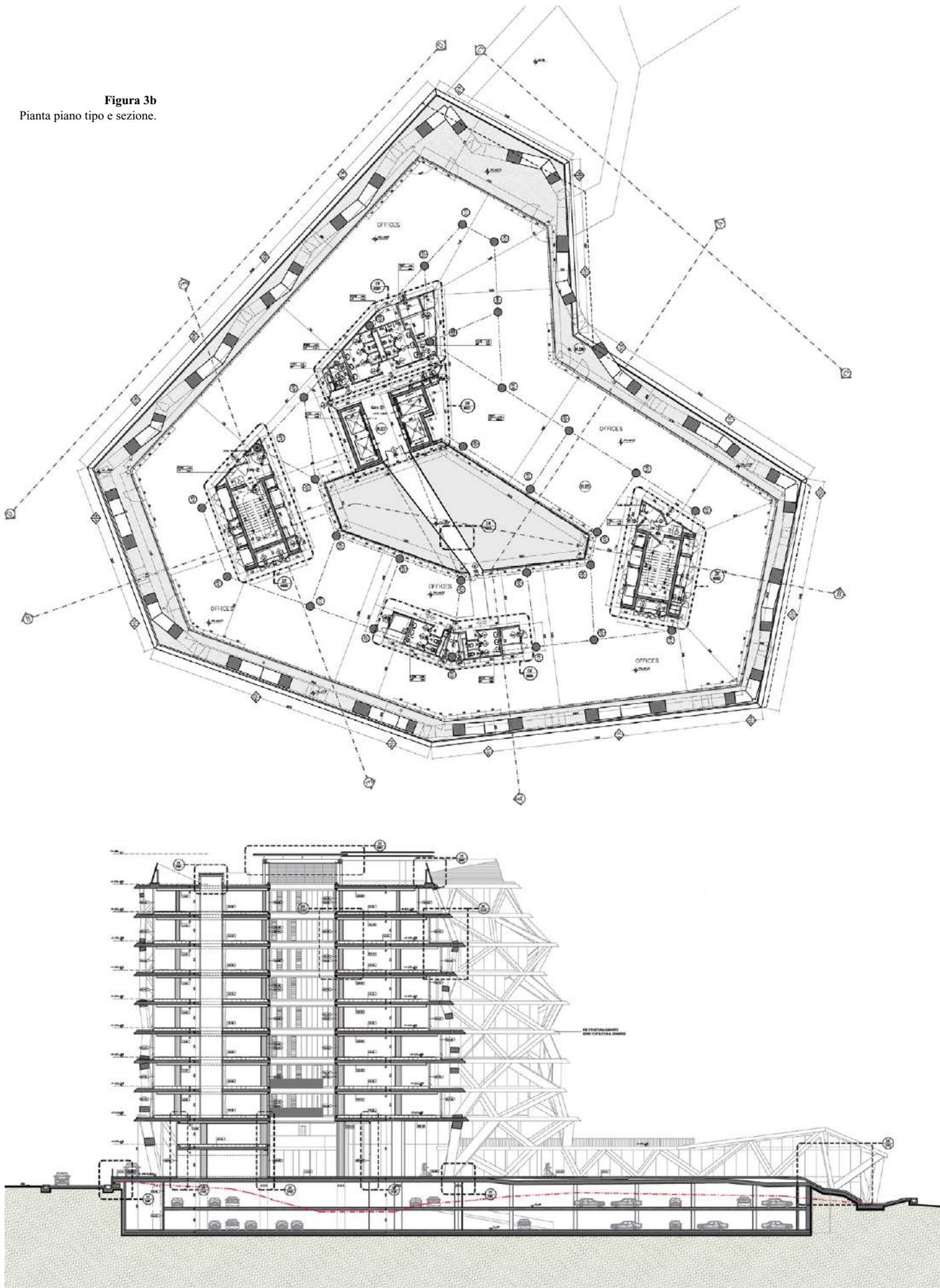
Dopo un esame di varie soluzioni alternative, comparate nell'ambito di valutazioni costi-benefici, stimate sotto l'aspetto funzionale, estetico ed economico, si è optato, in accordo con la Committenza, per una soluzione esposta nel seguito.

I diagonali del diagrid costituiscono il sistema portante esterno per carichi verticali, in tal modo l'ossatura portante diviene



Figura 3a
Render.

Figura 3b
Pianta piano tipo e sezione.



elemento di caratterizzazione formale, la posizione esterna alla facciata consente di ridurre le luci degli aggetti dei solai. L'apparente irregolarità geometrica è stata in realtà ricondotta a precise regole strutturali, in primo luogo la somma delle forze orizzontali di nodo, dovute all'inclinazione spaziale dei pilastri diagonali, è ad ogni piano circa uguale a zero, ovvero i solai fungono da sistemi di tiranti-puntoni per equilibrare la componente orizzontale delle forze di nodo del sistema reticolare di bordo, senza gravare i nuclei scale ascensore di controvento. Vista comunque la complessità del sistema strutturale, che vede la sovrapposizione di vari meccanismi di funzionamento, si è deciso di disporre l'edificio su isolatori, in modo da abbattere le azioni sismiche. Le azioni orizzontali sulla struttura in elevazione sono comunque prevalentemente assorbite dai cores scale ascensori.



Figura 4
Diagrid (di fianco).

3. La soluzione strutturale, le alternative esaminate

Vista la presenza di terreno incoerente di buone caratteristiche meccaniche si è optato per fondazioni superficiali del tipo a platea nervata in c.a. di spessore 60 cm con nervature ricalate di altezza complessiva 130 cm e muri contro terra di spessore 60 cm. Il basamento dell'edificio, adibito a parcheggio e locali tecnici, è molto più ampio rispetto alla parte in elevazione e costituisce pertanto, nel suo insieme, una struttura di fondazione molto rigida, esso è realizzato con pilastri a sezione quadrata. In sommità ai pilastri del livello -1 sono previsti numero 61 isolatori del tipo a pendolo inverso e numero 30 appoggi scorrevoli bidirezionali. Ogni piano dell'edificio presenta forma, dimensioni, contorno variabili, sia sul lato esterno che sulla corte interna. La struttura portante in elevazione, del tipo in c.a. gettata in opera, presenta una maglia di pilastri variabile tra 8.00 m e 12.00 m, i pilastri posti in corrispondenza della corte interna e quelli degli allineamenti centrali sono a sezione circolare con diametro variabile tra 45 cm e 90 cm.

I pilastri inclinati che costituiscono il diagrid sono realizzati ai vari piani con le seguenti dimensioni: 125 x 65 cm; 115 x 55 cm; 95 x 55 cm; 85 x 50 cm; 75 x 45 cm; 65 x 45 cm; 45 x 40 cm.

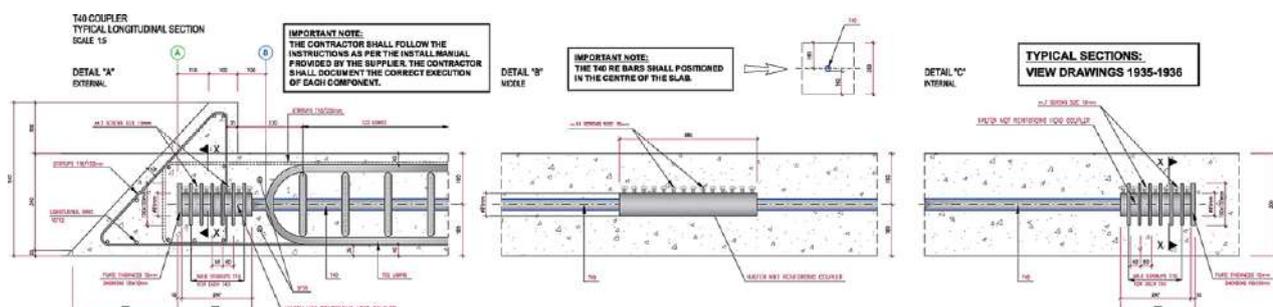
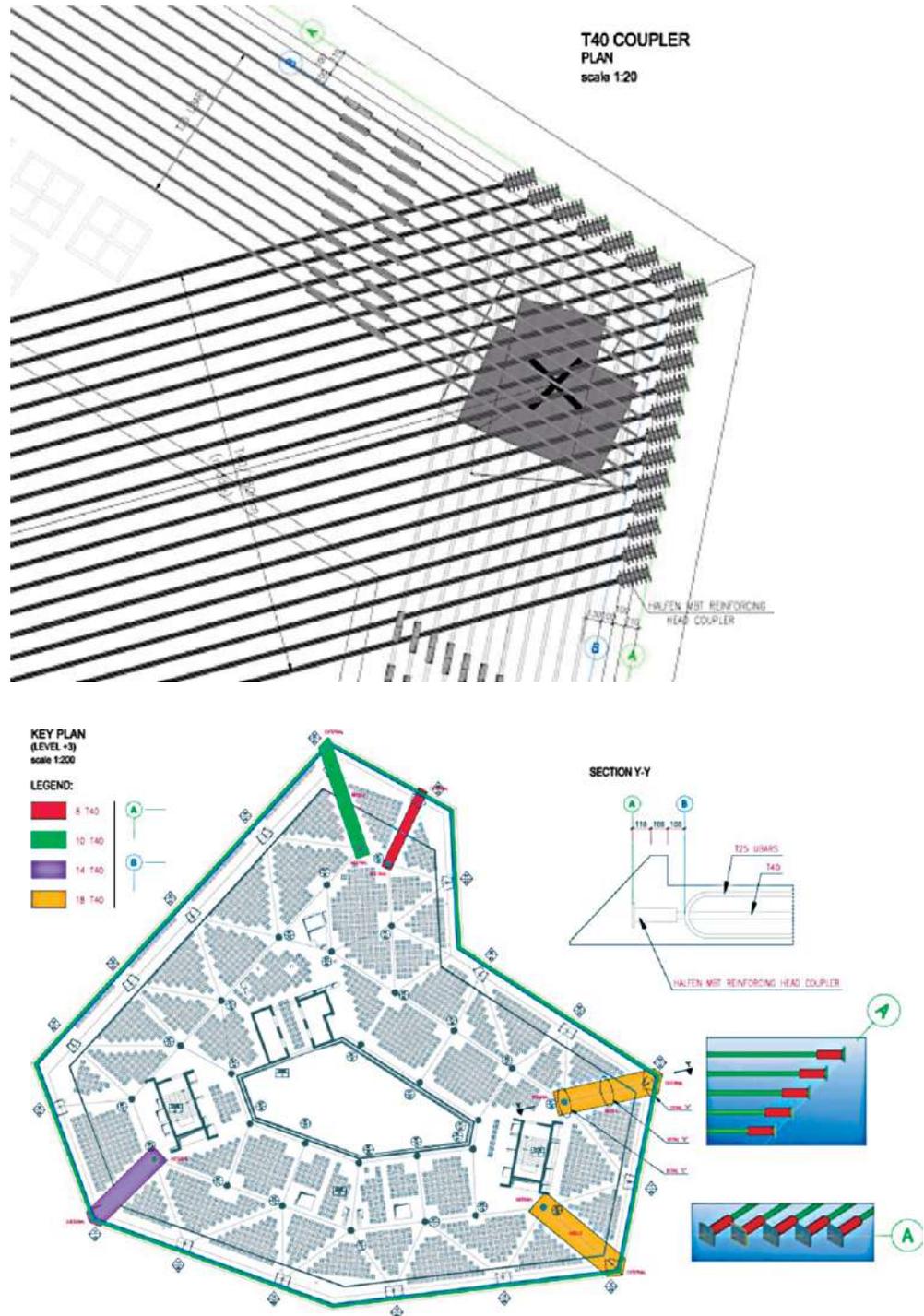


Figura 5a
Solai.

Figura 5b
Solai e Reticolari di piano.



I solai sono caratterizzati sia da sollecitazioni flessionali di tipo bidirezionale, visto che le maglie presentano dimensioni assimilabili al quadrato, sia da sollecitazioni di tipo membranale di compressione e trazione, per equilibrare le componenti orizzontali delle forze trasmesse nei nodi del diagrid e per trasmettere le forze sismiche.

I suddetti solai, con spessore 36 cm, sono del tipo a soletta piana bidirezionale con alleggerimenti realizzati con casseri a perdere in materiale plastico; lungo le linee che congiungono i pilastri sono previste fasce piene in c.a. con una duplice funzione: quella di “travi” in spessore di solaio a sostegno dei carichi verticali trasmessi dalle nervature bidirezionali e quella di sistema di tiranti-puntoni per equilibrare le forze orizzontali nei nodi del diagrid. In particolare la funzione di tirante viene prioritariamente assegnata a fasce di barre dywidag inserite in asse alle solette di piano.



Figura 6
Tiranti di piano con barre dywidag.

Sono presenti tre nuclei con pareti in c.a. che ospitano scale, ascensori, cavedi per impianti, essi, vista la notevole rigidezza, assorbono e trasmettono al basamento le forze eoliche e quelle sismiche. Le tipologie strutturali appena descritte sono state scelte dopo aver preso in esame diverse opzioni, in particolare è stata valutata l'ipotesi di telai in acciaio con solai in lamiera grecata e getto collaborante, nonché l'ipotesi di solette piene con cavi di post-tensione. Le motivazioni principali che hanno portato alle soluzioni effettivamente adottate sono sintetizzabili come segue.

Le strutture in acciaio non sono facilmente reperibili nell'area e la necessità di farle arrivare da grandi distanze rendeva costi e tempi poco competitivi; l'idea architettonica richiedeva soluzioni piuttosto massive, inoltre la struttura in c.a. presenta una inerzia termica in grado di limitare gli effetti potenzialmente pericolosi dell'irraggiamento solare sulle porzioni direttamente esposte. L'impiego di cavi post tesi risultava eccessivamente complesso in funzione della geometria dei solai e della qualificazione della manodopera disponibile. Per quanto riguarda il diagrid i progettisti avevano individuato e definito a livello di progetto esecutivo una innovativa soluzione basata sulla prefabbricazione a pie d'opera; la soluzione a colonne realizzate in opera è stata esplicitamente richiesta dall'Impresa che si è aggiudicata l'appalto in relazione alla propria esperienza pregressa ed alla disponibilità di personale ed attrezzature; i progettisti, su richiesta della Committenza hanno pertanto redatto una ulteriore versione del progetto esecutivo.

4. Azioni

Le azioni sono state valutate con riferimento agli Eurocodici (in particolare 1 ed 8) ed alla norma Ghanese. In particolare l'azione sismica, in termini di PGA, è stata determinata in ottemperanza a quanto prescritto nel "Code for the Seismic of Concrete Structure" – Ghana November, 1990".

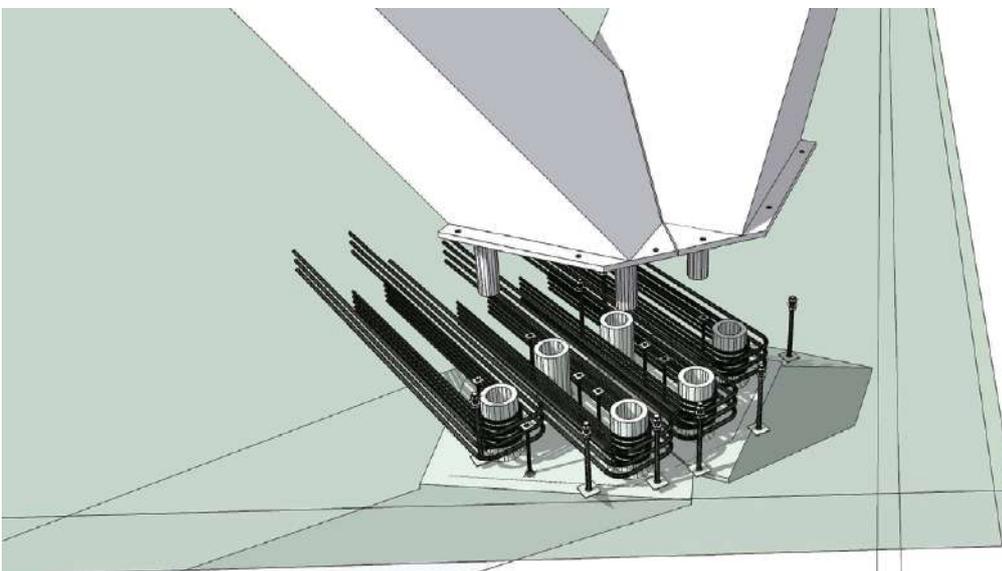


Figura 7
Ipotesi di pilastri prefabbricati, nodo.

Figura 8
Seismic risk Map of Ghana_
Individuazione zona 3.

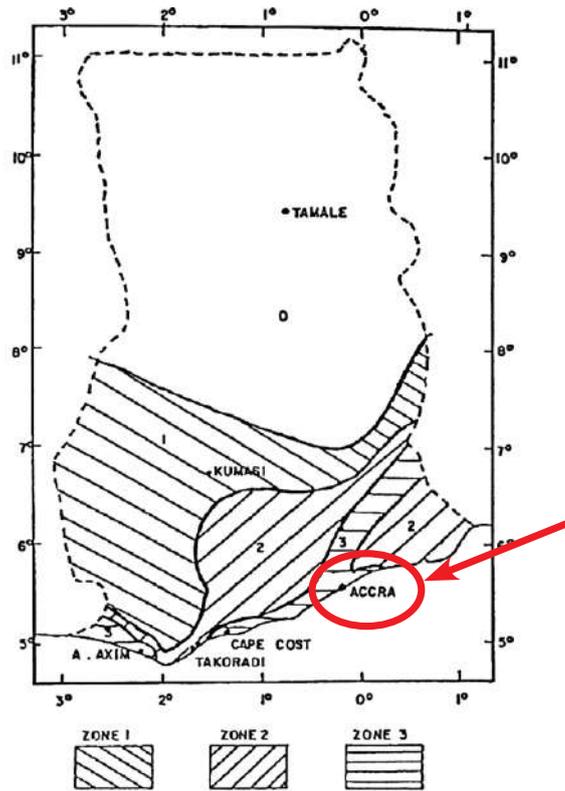


FIG 6.1 SEISMIC RISK MAP OF GHANA

Figura 9
Definition of seismic zone.
Individuazione della PGA.

Seismic Zone	Assigned Horizontal Design Ground Acceleration: A g (unit of gravity)
0	0
1	0.15
2	0.25
3	0.35

Per quanto concerne invece la rappresentazione di base dell'azione sismica si è fatto riferimento agli Eurocodici in particolare: EC8 "Design of structures for earthquake and rules for building" Part 1: General rules, seismic action and rules for building", nonché alla norma del Ghana, assumendo i seguenti parametri.

Tipo di Terreno:	A
Coefficiente di amplificazione topografica:	1
Coefficiente di comportamento "q factor":	1
Vita nominale della costruzione VN:	50.0 anni
Classe d'uso (Reliability Differentiation):	II
Coefficiente di importanza:	1
Smorzamento Viscoso:	$\nu = 0.05$

Per la componente verticale si è assunto un q factor pari a 1.5, come suggerito dall'EC8.

Il terreno di fondazione è costituito da roccia, con l'inclusione di strati superficiali di materiale incoerente comunque di buone caratteristiche meccaniche e di spessore non superiore a 5 m. L'analisi dinamica della struttura isolata ha tenuto conto dello smorzamento del sistema di isolamento adottato (isolatori a doppio pendolo inverso), comunque non superiore a $\nu = 0.30$.

Una volta definiti gli spettri di progetto desumibili dai parametri sopra richiamati si è proceduto alla selezione di vari set di n° 7 accelerogrammi spettrocompatibili per la definizione del moto sismico in termini temporali. Tali accelerogrammi sono adottati nelle analisi dinamiche eseguite nel dominio del tempo.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al baricentro delle masse è stata attribuita una eccentricità accidentale pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa sono stati determinati mediante l'applicazione dei carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante delle forze di piano moltiplicate per l'eccentricità accidentale sopra definita.

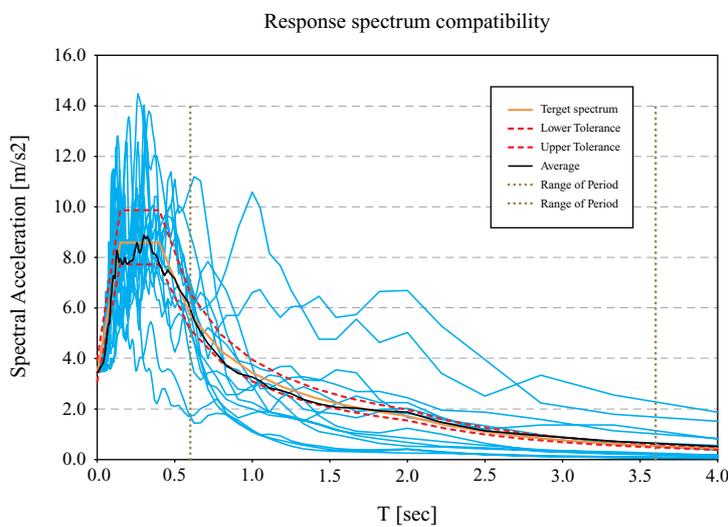


Figura 10
Spettrocompatibilità degli accelerogrammi in direzione orizzontale.

Sono state considerate con molta attenzione le azioni termiche sulla struttura.

Nelle condizioni climatiche tipiche delle aree tropicali, i differenziali termici stagionali non sono rilevanti, gli sbalzi termici di maggiore consistenza possono aversi sull'arco temporale giornaliero, si deve inoltre considerare la differenza di temperatura interna, dovuta al raffrescamento, rispetto a quella esterna.

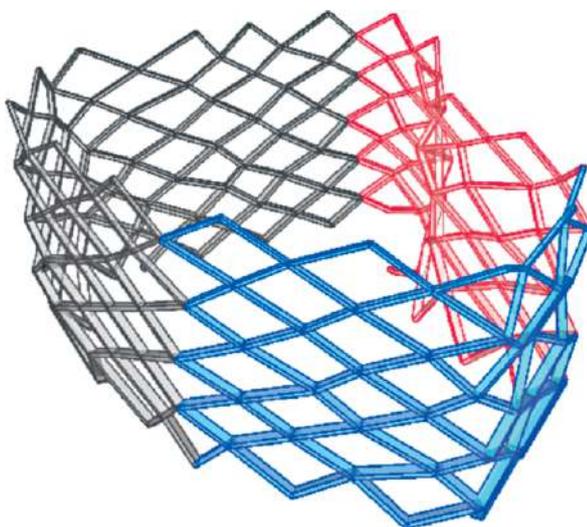


Figura 11
Suddivisione in tre parti della struttura diagonale esterna ai fini termici di irraggiamento.

Le azioni termiche sono state tenute in conto tramite una componente uniforme di temperatura sugli elementi strutturali, data dalla differenza tra la temperatura media degli stessi ad un certo istante rispetto ad un istante iniziale, considerando la loro ubicazione. Si è assunto un fattore significativo per l'assorbimento pari a 0.7 per superfici chiare colorate esterne (in accordo al prospetto 5.2 EN 1991-1-5). Inoltre, allo scopo di prendere in considerazione variazioni termiche differenziali anche in funzione dell'irraggiamento dovuto all'orientamento solare, si è suddivisa la struttura esterna in tre zone.

Sono stati considerati i seguenti differenziali termici:

$\Delta T_s = 15^\circ \text{C}$ variazione stagionale per gli elementi interni;

$\Delta T_s = 25^\circ \text{C}$ variazione stagionale per gli elementi esterni;

$\Delta T_i = 30^\circ \text{C}$ variazione giornaliera per gli elementi esterni soggetti ad irraggiamento.

5. Modellazioni numeriche

L'analisi strutturale è stata condotta ricorrendo a molteplici modelli, sviluppati assumendo varie possibili configurazioni dei parametri in gioco (vincoli, rigidzze, carichi); i risultati sono stati poi attentamente comparati e mediati al fine di determinare il comportamento strutturale più plausibile, per le varie combinazioni di carico.

Per la modellazione è stato utilizzato il codice di calcolo "SAP 2000 v.15.1.0" della Computers & Structures Inc, distribuito in Italia dalla CSI Italia Srl.

Sono state effettuate analisi statiche e dinamiche in campo lineare e non lineare, concentrando su elementi link la simulazione del comportamento degli isolatori a doppio pendolo inverso.

In considerazione della tecnologia realizzativa prevista in progetto, gli orizzontamenti sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano. Per quanto concerne l'analisi sismica, al fine di modellare adeguatamente il sistema di isolamento si è adottata una analisi dinamica nel dominio del tempo, confrontando poi i risultati con quelli derivanti da analisi modale con spettro di risposta.

I principali modelli agli elementi finiti adottati per l'analisi strutturale sono sintetizzabili come segue:

- 1) Struttura globale comprensiva della platea di fondazione su suolo alla Winkler (sono state eseguite simulazioni con almeno tre valori differenti del coefficiente di sottofondo).
- 2) Struttura globale comprensiva della platea di fondazione su suolo alla Winkler, con modifica (ovvero drastica riduzione) delle rigidzze membranali delle solette bidirezionali di piano, per valutare il flusso di sollecitazioni di trazione o compressione sulle diagonali di piano (le travi) che contribuiscono al funzionamento reticolare complessivo; si tratta ovviamente di una situazione "limite" cautelativa, pertanto sono stati assunti adeguati fattori di sicurezza.
- 3) Modello specifico della sovrastruttura su isolatori per l'analisi sismica condotta con diverse metodologie. In particolare è stata condotta l'analisi dinamica nel dominio del tempo confrontata con analisi modale con spettro di risposta.
- 4) Modelli separati dei singoli implacati, con diverse condizioni di vincolo tra soletta e pilastri e setti, al fine di studiarne il comportamento, in particolare a flessione e taglio per carichi verticali.

Sono state prese inoltre in considerazione diverse condizioni di vincolo per la struttura a diagonali esterna.

Figura 12a
Modello FEM globale.
Vista.



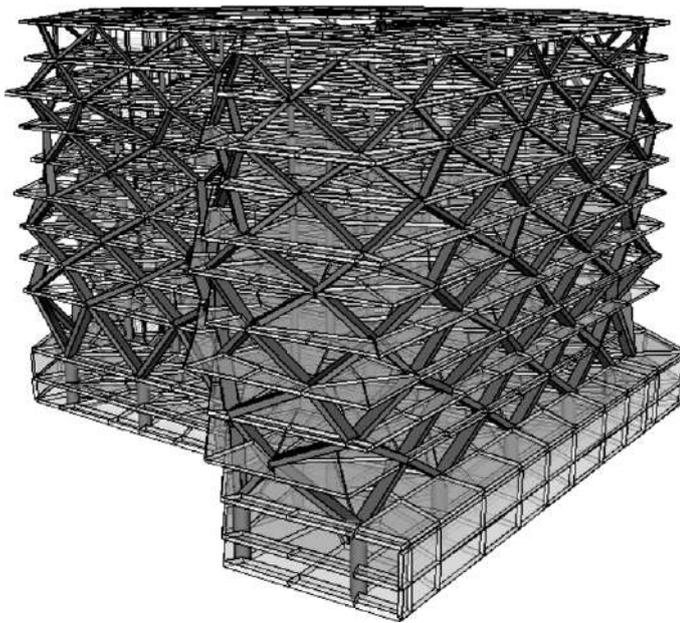


Figura 12b
Modello FEM globale.
Vista.

b

6. Isolatori sismici impiegati

Come è noto i tipi più diffusi di isolatori sismici attualmente in commercio sono sostanzialmente suddivisibili in due categorie: quelli a scorrimento e quelli elastomerici. Come già anticipato, per il caso in esame sono impiegati isolatori sismici del tipo a scorrimento a superficie curva doppia, caratterizzati dalle seguenti peculiarità:

- lo scorrimento avviene su superfici sferiche consentendo così l'autocentramento della struttura dopo il sisma;
- la dissipazione di energia e lo smorzamento viscoso equivalente sono associati all'attrito delle due superfici di scorrimento;
- il raggio di curvatura è determinante per definire il periodo proprio di vibrazione della struttura;
- il raggio di curvatura equivalente coincide con il doppio del raggio di curvatura geometrico della singola superficie sferica di scorrimento;
- il periodo proprio è sostanzialmente indipendente dalla massa della struttura;
- rispetto agli isolatori a superficie curva singola, l'eccentricità del carico verticale durante il moto sismico è ridotta.

In particolare sono state impiegate quattro tipologie di isolatori, differenziate in base ai carichi verticali:

- **Tipo A** FIP-DL 1200/600(3700);
- **Tipo B** FIP-DL 1600/600(3700);
- **Tipo C** FIP-DL 2250/600(3700);
- **Tipo D** FIP-DL 2700/600(3700).

Nella pagina seguente è riportata la planimetria degli isolatori con la rispettiva identificazione tipologica.

Caratteristiche isolatore	
Tipo A	Raggio di curvatura equivalente: $R = 3700$ mm Spostamento orizzontale massimo: $d = \pm 300$ mm Classe d'attrito : bassa ("Low friction, type L") Carico verticale max in condizioni sismiche: $NEd = 6000$ kN
Tipo B	Raggio di curvatura equivalente: $R = 3700$ mm Spostamento orizzontale massimo: $d = \pm 300$ mm Classe d'attrito : bassa ("Low friction, type L") Carico verticale max in condizioni sismiche: $NEd = 8000$ kN
Tipo C	Raggio di curvatura equivalente: $R = 3700$ mm Spostamento orizzontale massimo: $d = \pm 300$ mm Classe d'attrito : bassa ("Low friction, type L") Carico verticale max in condizioni sismiche: $NEd = 12500$ kN
Tipo D	Raggio di curvatura equivalente: $R = 3700$ mm Spostamento orizzontale massimo: $d = \pm 300$ mm Classe d'attrito : bassa ("Low friction, type L") Carico verticale max in condizioni sismiche: $NEd = 15000$ kN



Figura 13
Pianta isolatori con tipologie.

Il coefficiente di attrito dinamico rappresenta certamente il parametro più importante ai fini della determinazione della risposta strutturale. Qualsiasi sia il materiale di scorrimento, il coefficiente d'attrito dipende da velocità e pressione. Tuttavia, la dipendenza dalla velocità risulta essere poco significativa nel range di velocità associato all'eccitazione sismica di una struttura isolata e per tale motivo la ditta produttrice assicura la trascurabilità della variazione in termini di velocità. D'altra parte, è noto invece dalla letteratura e dall'evidenza sperimentale, che la dipendenza dalla pressione (ossia dal carico verticale) non è trascurabile; in particolare, il valore del coefficiente d'attrito cala all'aumentare del carico verticale. Il grafico successivo mostra come varia il coefficiente d'attrito dinamico al variare del carico verticale; in particolare, come esso varia al variare del rapporto tra carico verticale agente sull'isolatore N_{Sd} (tipicamente assunto costante ed uguale al carico verticale in condizioni di esercizio quasi-permanenti) e al massimo carico verticale N_{Ed} precedentemente definito.

$$\mu = 2.5 \cdot \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Ed}} \right)^{-0.834} \quad (1)$$

In considerazione della legge costitutiva che regola l'attrito si è effettuata la scelta delle tipologie dei dispositivi in modo da ottimizzare il coefficiente dinamico con l'intento di mantenere ridotte le azioni orizzontali in condizioni dinamiche.

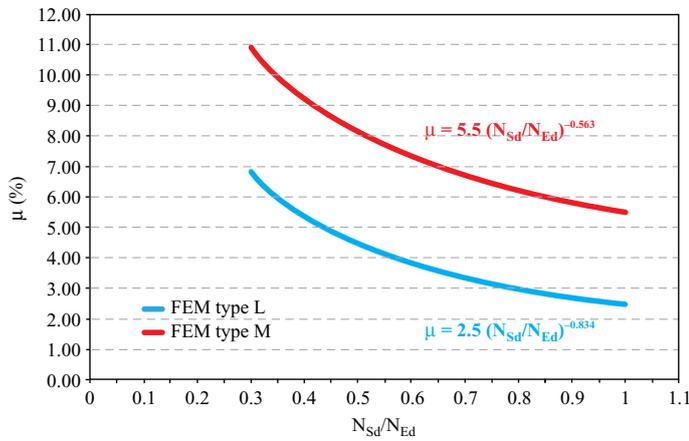


Figura 14
Variazione coefficiente di attrito.

Il modello matematico che meglio interpreta l'impiego di isolatori con superficie a doppia curvatura prevede una relazione forze-spostamenti bilineare.

I parametri che descrivono il "comportamento lineare equivalente" sono la rigidezza effettiva e lo smorzamento viscoso effettivo che possono essere calcolati con le seguenti formule.

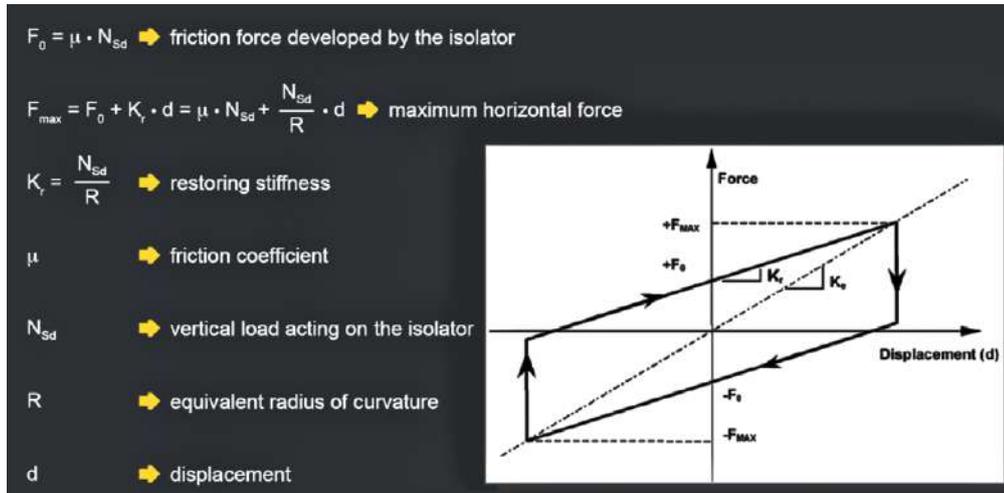


Figura 15
Isolatori, relazione forze spostamenti.

$$K_e = N_{Sd} \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) \quad (2)$$

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu \cdot R} + 1} \quad (3)$$

Dalle suddette relazioni, è possibile vedere come entrambi i parametri dipendano dagli spostamenti. È stato quindi necessario un procedimento iterativo di calcolo.

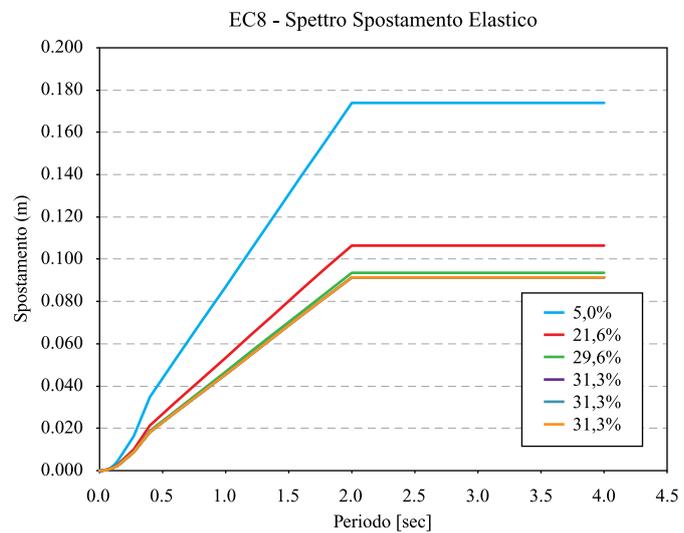
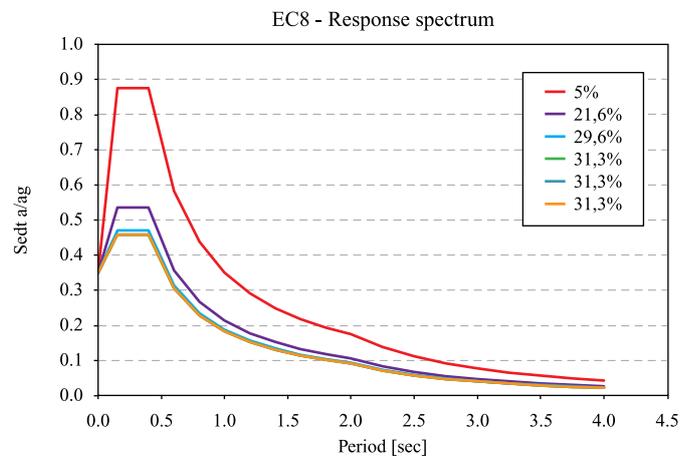
$$K_e = N \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{X} \right) \quad (4)$$

$$\zeta_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{X}{\mu R} + 1} \tag{5}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{X}\right)}} \tag{6}$$

Figura 16a
Sintesi procedimento iterativo.

EC8 Parameters	
Ground acceleration a_g	0.35
Terrain categories	A
S	1.00
T_B	0.15
T_C	0.40
T_D	2.00
	0.2
	5%
Damping factor	1
Structures factor q	1



Target Isolation System Vibration Period (assumed)	T	3.86	sec
Radius of double pendulum	R	3.701	mm
Fiction factor	μ	0.025	
Total Building Weight Force	V	385.850	kN
Maximun displacement	X	180	mm
Rigidezza prima iterazione	K_{e1}	157.849	N/mm
Periodo prima iterazione	T_{e1}	3.14	sec
Smorzamento prima iterazione	e_1	21.61%	
Damping factor	e_1	0.61	
	S_{e1}	0.04360	a/ag
Spostamento prima iterazione	X_{e1}	106.58	mm
Rigidezza seconda iterazione	K_{e2}	194.765	N/mm
Periodo seconda iterazione	T_{e2}	2.82	sec
Smorzamento seconda iterazione	e_2	29.58%	
Damping factor	e_2	0.55	
	S_{e2}	0.04827	a/ag
Spostamento prima iterazione	X_{e2}	95.63	mm
Rigidezza terza iterazione	K_{e2}	205.129	N/mm
Periodo terza iterazione	T_{e2}	2.75	sec
Smorzamento terza iterazione	e_2	31.31%	
Damping factor	e_2	0.55	
	S_{e2}	0.05084	a/ag
Spostamento prima iterazione	X_{e2}	95.63	mm
Rigidezza quarta iterazione	K_{e2}	205.129	N/mm
Periodo quarta iterazione	T_{e2}	2.75	sec
Smorzamento quarta iterazione	e_2	31.31%	
Damping factor	e_2	0.55	
	S_{e2}	0.05084	a/ag
Spostamento prima iterazione	X_{e2}	95.63	mm
Rigidezza quinta iterazione	K_{e2}	205.129	N/mm
Periodo quinta iterazione	T_{e2}	2.75 sec	
Smorzamento quinta iterazione	e_2	31.31%	
Damping factor	e_2	0.55	
	S_{e2}	0.05084	a/ag
Spostamento prima iterazione	X_{e2}	95.63	mm

Figura 16b
Sintesi procedimento iterativo.

La relazione forza-deformazione associata con l'effetto pendolo è stata considerata secondo il raggio equivalente della sfera del dispositivo che nel nostro caso è $R = 3700$ mm.

Gli isolatori a doppio pendolo sono stati modellati usando appositi elementi link con comportamento non lineare mediante SAP2000. La forza assiale $P = f_{u1}$ e le forze di attrito f_{u2f} e f_{u3f} variano in maniera non lineare durante l'analisi secondo le relazioni ($f_{u1} = 0$ se $d_{u1} < 0$):

$$f_{u1} = k1 \cdot d_{u1} + c1 \cdot \dot{d}_{u1}$$

$$f_{u2} = f_{u2f} + f_{u2p}$$

$$f_{u3} = f_{u3f} + f_{u3p}$$

$$f_{u2f} = P\mu_2Z_2$$

$$f_{u3f} = P\mu_3Z_3$$

$$f_{u2p} = -P \frac{d_{u2}}{\text{radius}2}$$

$$f_{u3p} = -P \frac{d_{u3}}{\text{radius}3}$$

(7)

Dove z_2 e z_3 sono le variabili isteretiche interne e i coefficienti di attrito μ_2 e μ_3 sono dipendenti dalla velocità. I dati relativi al raggio di curvatura (3700 mm), alla rigidità, ai coefficienti di attrito, allo smorzamento (differenziati per i tipi di smorzatori A, B, C e D) sono stati specificati nel programma. La deformabilità verticale degli isolatori non è stata considerata essendo i rapporti di rigidità assiale del sistema di isolamento K_V e l'equivalente rigidità orizzontale K_{esi} decisamente maggiori di 800.

Il modello di attrito è basato sul comportamento isteretico proposto da Wen e Park (1976), Wen e Ang (1986), e raccomandato per analisi su base isolata da Nagarajaiah, Reinhorn e Constantinou (1991). Il comportamento a pendolo è assunto come raccomandato da Zayas e Low (1990).

Le forze di attrito e le forze da pendolo sono direttamente proporzionali alle forze di compressione assiale nell'elemento. Per questi dispositivi, la variazione del coefficiente di attrito è trascurabile in accordo con la relativa velocità di scorrimento nel dispositivo in termini di eccitazione sismica.

L'analisi dinamica non lineare è stata eseguita con modello FEM illustrato precedentemente. Essendo in presenza di un sistema nel quale le non linearità possono essere pensate come interamente concentrate nel sistema isolante (gli elementi della struttura operano in campo lineare) e perciò presenti in un numero limitato di elementi, è stato deciso di utilizzare la strategia di soluzione che va sotto il nome di "Fast Non-linear Analysis" (FNA).

7. Aspetti realizzativi

Numerosi sono stati gli aspetti realizzativi degni di interesse, tra essi certamente lo studio delle cassetture dei pilastri dei diagrid, una volta scelta dall'Impresa la soluzione in opera in sostituzione di quella prefabbricata a piè d'opera, scelta in origine dai progettisti.

Figura 17
Casseratura diagrid.



Dopo aver discusso con l'Impresa varie possibilità è stata adottata una soluzione che prevede elementi terminali metallici, denominati "shoes", realizzati su misura, in due pezzi, in una officina friulana, essi sono stati poi assemblati in cantiere tramite bullonatura. La precisione delle "shoes" costituenti la cassetta di nodo era di fondamentale importanza per assicurare la corretta realizzazione geometrica del diagrid, in particolare l'inclinazione e la posizione del baricentro della sezione. La parte centrale di ogni asta diagonale è invece stata realizzata con casseri metallici modulari a doghe, adattabili per tutte le colonne e quindi standardizzati.

8. Conclusioni

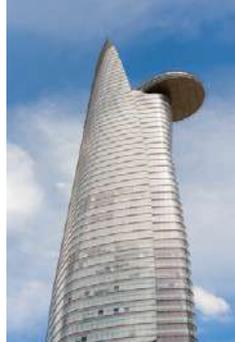
L'edificio denominato OAS, nel quale la struttura costituisce l'elemento caratterizzante, ha richiesto la valutazione di molteplici alternative progettuali e la definizione di numerosi modelli, sia sotto l'aspetto dello studio dell'edificio finito sia sotto l'aspetto dello studio delle tecnologie e delle fasi di realizzazione.

L'utilizzo di isolatori sismici del tipo a doppio pendolo inverso ha consentito la realizzazione di una struttura in elevazione geometricamente molto complessa, essa si identifica in modo sostanziale con l'immagine architettonica.

Bibliografia

Progetto e realizzazione di un edificio in c.a. ad Accra (Ghana), denominato One Airport Square, con facciate strutturali a geometria complessa e funzionamento reticolare spaziale, posto su isolatori sismici. Fabio Camorani, Luciano Gasparini, Antonello Gasperi. Congresso ANIDIS Pistoia 2017.

Inserzionisti
Pubblicità



PROGETTAZIONE SISMICA²

2018

Contenuti

“Progettazione Sismica” è una rivista dedicata ai temi della progettazione antisismica da un punto di vista professionale, in cui sono privilegiati i contenuti progettuali ed applicativi. L'obiettivo è quello di colmare la distanza tra i mondi professionale, industriale, accademico ed istituzionale. La rivista dà spazio inoltre ad alcune rubriche a scopo essenzialmente informativo redatte in maniera continuativa da organi competenti con la finalità di fornire notizie autorevoli e mantenere un forte collegamento tra professione, università, ministeri e centri di ricerca.

Target

“Progettazione Sismica” si rivolge al mondo della progettazione e in particolare a professionisti, funzionari, industria delle costruzioni, accademici e studenti.

Contributi

- Editoriali
- Ricerca
- Progetto
- Recensioni

Scontistica

Sconto del 10% ai corsi di Formazione per gli autori di Progettazione Sismica.

Sconto sul cartaceo per chi fa parte di un Ente o un Ordine che ha siglato la collaborazione biennale con Progettazione Sismica.

Contatti

Giulia Fagà

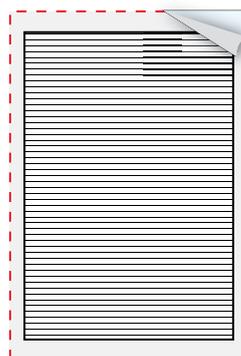
Redazione Progettazione Sismica
Via Adolfo Ferrata, 1 - 27100 Pavia
Tel: (+39) 0382.5169894
E-mail: giulia.faga@progettazionesismica.it

Realizzazione pagine pubblicitarie

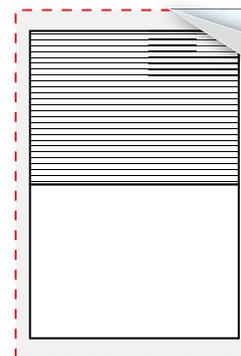
Realizzazione grafica.....€300,00
Realizzazione grafica **Enti Sostenitori***€270,00
Materiale minimo richiesto: logotipo aziendale, testo, immagini (eps, tiff, jpeg).

Spazi Pubblicitari

Formati: eps, .tiff, .jpeg e .pdf
Risoluzione di stampa: 300 dpi **minima**
Metodo di colore: quadricromia (cmyk).



Pagina intera
Dimensioni al vivo
mm 210x297



½ pagina orizzontale
Dimensioni al vivo
mm 148,5x210

Tariffe pubblicitarie a numero

Pagina tabellare a colori.....€600,00
Pagina tabellare a colori **Enti Sostenitori*** €480,00
½ pagina a colori.....€360,00
½ pagina a colori **Enti Sostenitori***€280,00
Con l'acquisto di 3 spazi sconto 20% sulla terza uscita. Per formati pubblicitari ad-hoc contattare la redazione.

* condizioni speciali riservate ad aziende che hanno aderito all'iniziativa “Enti Sostenitori” della Fondazione Eucentre.

Π²_σ

www.progettazionesismica.it



Adeguamento sismico e ristrutturazione edilizia della Scuola Media “Marco Polo” di Crevalcore (BO)

Giovanni Maini¹, Giovanni Stagni¹, Paolo Giovannini¹, Andrea Sereni¹, Gabriele Vaccari¹, Cristian Dalmonte¹ ■



Nome dell’opera/progetto:

Scuola Media “Marco Polo”, adeguamento sismico e ristrutturazione edilizia

Ubicazione:

Via Guisa, Crevalcore (BO)

Committente:

Comune di Crevalcore - Area Tecnica

Progettazione Strutturale:

Paolo Giovannini

Supporto alla progettazione:

Andrea Sereni, Gabriele Vaccari, Cristian Dalmonte

Anno completamento lavori:

2014

1. Sommario

L’intervento riguarda il ripristino, con adeguamento sismico, dell’immobile di proprietà del Comune di Crevalcore che ospita la scuola media Marco Polo, danneggiato in seguito agli eventi sismici del maggio 2012.

L’edificio presentava un esito di agibilità “E”, dovuto ai livelli di vulnerabilità sismica riscontrati nel complesso strutturale costituito da elementi prefabbricati in c.a..

L’obiettivo principale erano pertanto la riparazione dei danni e la realizzazione di interventi atti a conseguire l’adeguamento sismico, comprese le opere di finitura connesse con tali interventi.

Sono stati inoltre progettati ed eseguiti interventi per il miglioramento e adeguamento energetico dell’edificio: sostituzione infissi esterni con inserimento di veneziane esterne, cappotto su tutte le pareti esterne, impianto fotovoltaico in copertura e pannelli solari sulla centrale termica.

La scuola è stata inoltre ripensata a livello dell’organizzazione funzionale interna, riorganizzando gli spazi e recuperando nuove superfici con l’inserimento di un soppalco e la realizzazione di una tettoia esterna.

¹ Studio sgLab S.a.s., Via Magenta 9, 40128 Bologna

2. Premessa

1.1 Inquadramento generale

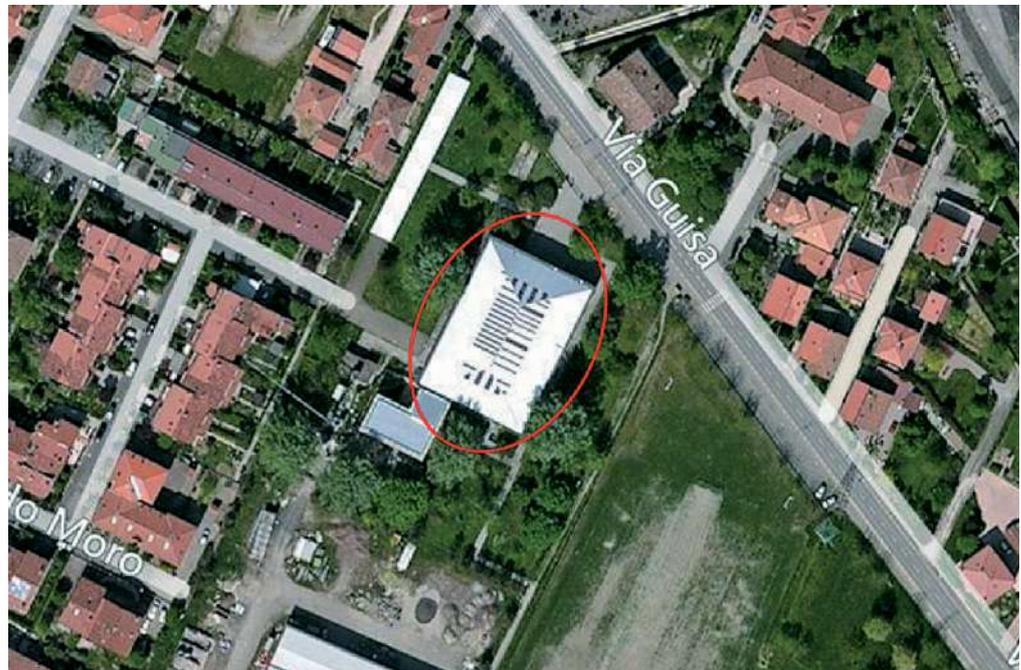
L'intervento riguarda il ripristino, con adeguamento sismico e la ristrutturazione edilizia, dell'immobile di proprietà del Comune di Crevalcore che ospita la scuola media Marco Polo, danneggiato in seguito agli eventi sismici del maggio 2012.

L'edificio presentava un esito di agibilità "E", dovuto ai livelli di vulnerabilità sismica riscontrati nel complesso strutturale costituito da elementi prefabbricati in c.a..

Gli obiettivi principali erano pertanto la riparazione dei danni provocati dall'evento sismico e la realizzazione di interventi atti a conseguire il miglioramento sismico (al 60%) del fabbricato. Contestualmente l'Amministrazione ha richiesto interventi volti alla riqualificazione funzionale e prestazionale dell'edificio.

Considerato che i danni provocati dal sisma riguardavano sostanzialmente le tramezzature interne, gli interventi di riparazione, intesi come ricostruzione delle partizioni danneggiate, sono stati interpretati come occasione per riposizionare gli stessi nel rispetto delle esigenze funzionali espresse dall'utenza e riqualificare gli elementi costruttivi ed impiantistici nel rispetto delle normative vigenti. Dette esigenze hanno rilevato la necessità di prevedere la realizzazione di un nuovo soppalco interno, che, configurandosi come ampliamento, ha richiesto necessariamente l'adeguamento sismico della costruzione.

Figura 1
Inquadramento.



1.2 Edificio esistente e danni riscontrati

L'edificio scolastico è costituito da un fabbricato a pianta rettangolare di dimensioni di circa 46,5 m x 34 m, a due piani fuori terra più il coperto; l'interno è caratterizzato dalla presenza di un doppio volume centrale che ospita la scala (a giorno) prospiciente l'ingresso e l'auditorio (con tribunetta) sul lato opposto. L'edificio è stato recentemente affiancato da un ampliamento, strutturalmente indipendente, non danneggiato dal sisma.

Le strutture del fabbricato, realizzate nel 1979, sono costituite da pilastri e travi prefabbricate in c.a. collegate da pannelli di solaio in laterocemento preintonacati.

Le fondazioni sono state realizzate con plinti isolati gettati in opera, dotati di "bicchiere" per l'alloggiamento dei pilastri.

I pilastri prefabbricati, dotati di tre ordini di mensole (piani rialzato, primo e coperto), sostengono le travi prefabbricate degli allineamenti longitudinali interni ed i "pannelli-trave" degli allineamenti perimetrali, ugualmente prefabbricati. Lo schema statico dei pilastri è pertanto costituito da mensole incastrate alla base e libere di deformarsi (nel caso di azioni sismiche orizzontali) come se i tre livelli di solaio non esistessero, provocando gravi danneggiamenti alle tramezzature interposte.

Le travi ed i pannelli-trave sono collegati "a secco" alle mensole dei pilastri. L'efficacia di tali collegamenti, nei confronti di azioni orizzontali, è pertanto affidata al solo attrito mensola/trave, efficace solo nei confronti di azioni sismiche non particolarmente elevate.

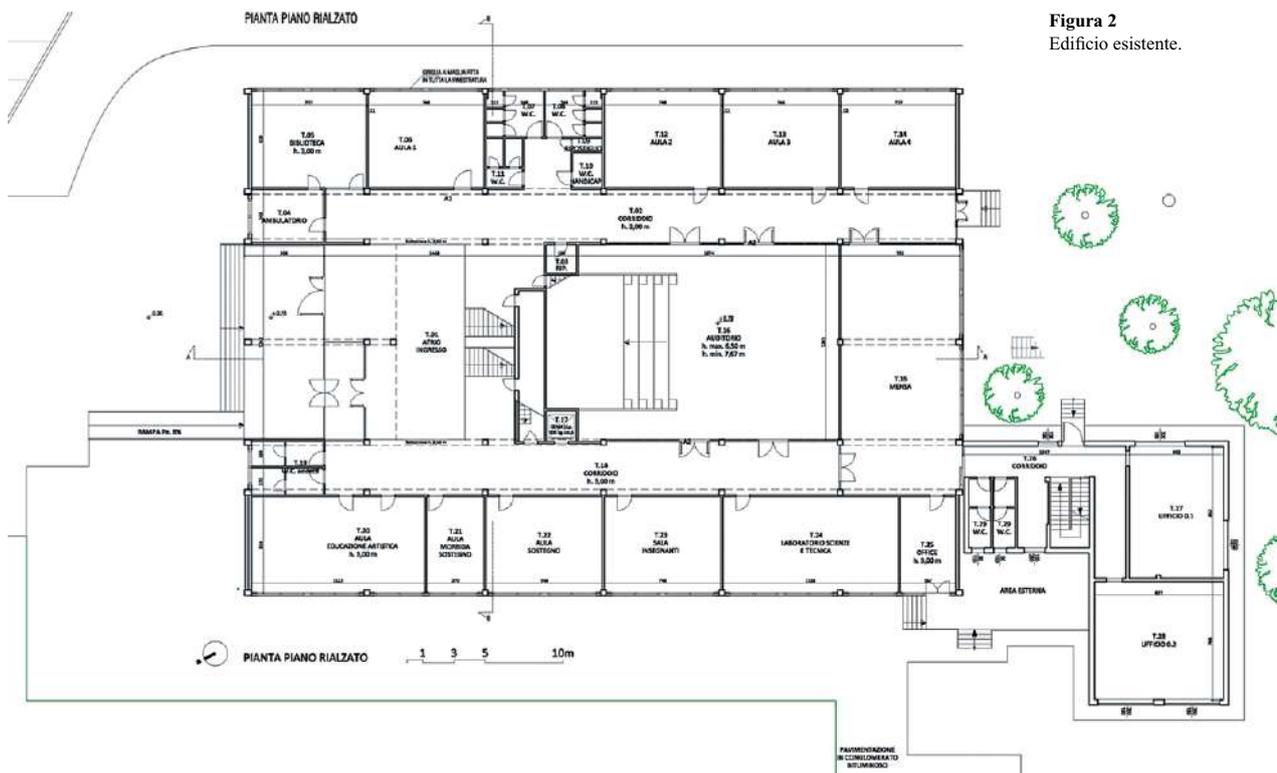


Figura 2
Edificio esistente.

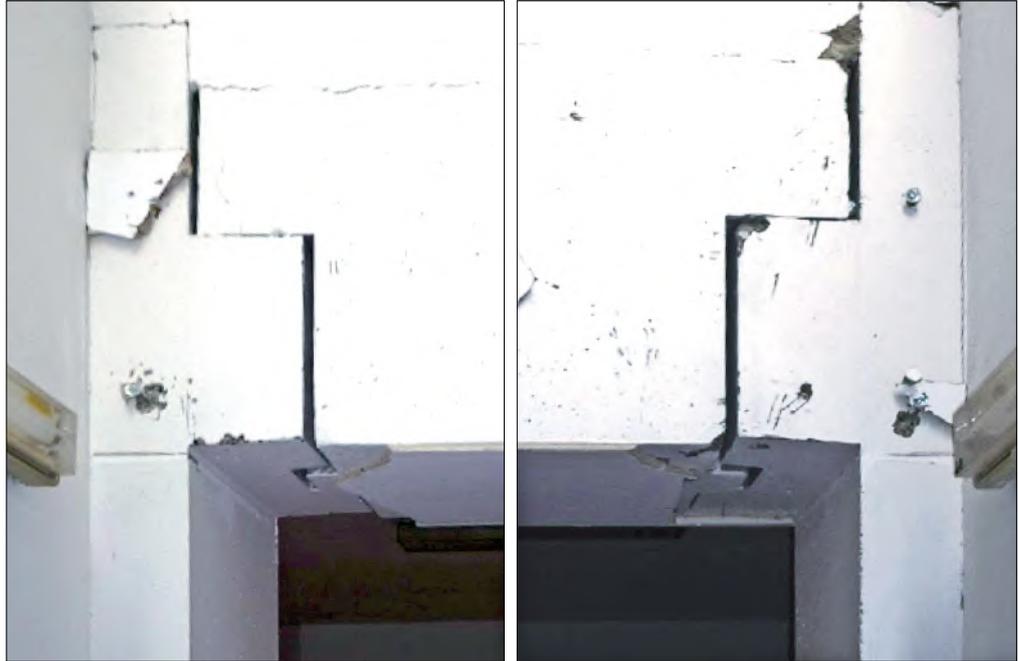


Figura 3
Strutture di fondazione.



Figura 4
Danni alle tramezzature.

Figura 5
Collegamenti travi-pilastrini
"a secco".



I solai, realizzati con pannelli in laterocemento preintonacati, sono privi di soletta irrigidente in c.a. La stabilità orizzontale dei solai, nel caso di azioni sismiche, risulta fortemente compromessa, rendendo possibile lo scorrimento dei pannelli di solaio fra di loro e lungo l'appoggio degli stessi alle travi portanti. Inoltre, i solai del piano primo e del coperto sono penalizzati dalla presenza dell'apertura centrale.

Il doppio volume centrale è coperto da "copponi" prefabbricati in c.a.p. di sezione sottile, a forma di S stilizzata, orditi su luce doppia e collegati "a secco" alle travi longitudinali di bordo del doppio volume.

L'efficacia di tali collegamenti, nei confronti di azioni orizzontali, è pertanto affidata al solo attrito coppone/trave, efficace solo nei confronti di azioni sismiche non particolarmente elevate.

Figura 6
Scorrimento pannelli di
solaio.

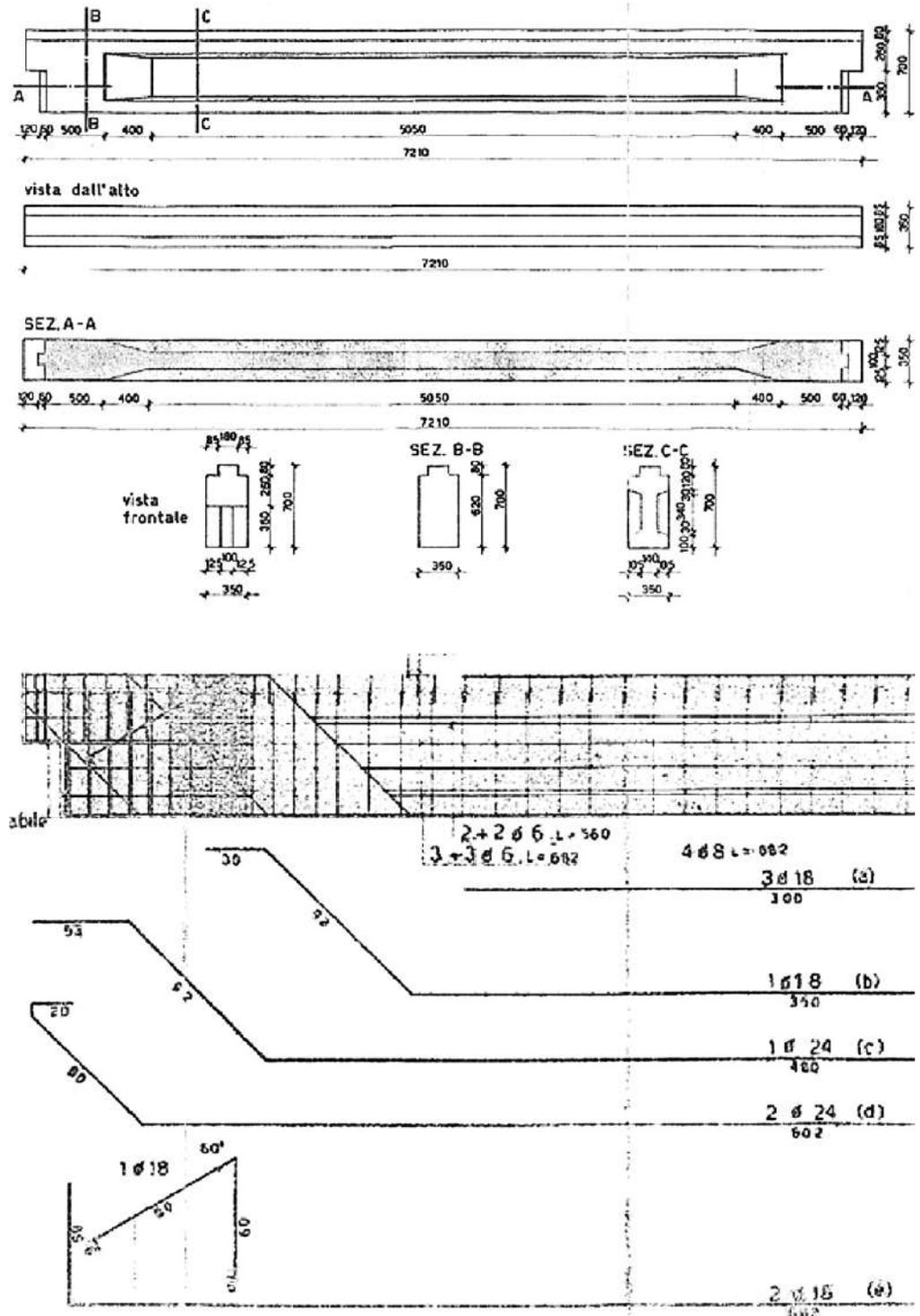


La *geometria della struttura* è nota dai disegni di progetto originali. È stato effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.

I *dettagli costruttivi* sono anch'essi noti dai disegni di progetto originali. Con riferimento alla tabella orientativa C8A.1.3a della Circolare n. 617 del 02-02-2009, è stata effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti.

Le informazioni sulle *caratteristiche meccaniche dei materiali* sono disponibili in base ai disegni costruttivi originali. Con riferimento alla tabella orientativa C8A.1.3a della Circolare, sono poi state eseguite estese prove in-situ, consistenti in una

Figura 9
Stralcio dei disegni di progetto originali: trave.



serie di prove distruttive (prelievo e prove di laboratorio di 9 carote di calcestruzzo e di altrettanti campioni di armatura) e in un appropriato numero di prove non distruttive tarate su quelle distruttive (sclerometro per il calcestruzzo, durometro per le armature). Le prove hanno sostanzialmente confermato le qualità dei materiali riportate sui disegni costruttivi originali (calcestruzzo per strutture gettate in opera Rck250; calcestruzzo per strutture prefabbricate Rck400; acciaio da cemento armato normale tipo FeB44K).

Il livello di conoscenza acquisito è pertanto classificabile come LC3: Conoscenza Accurata. Il fattore di confidenza da applicare alle proprietà di tali materiali è quindi $FC = 1,00$.

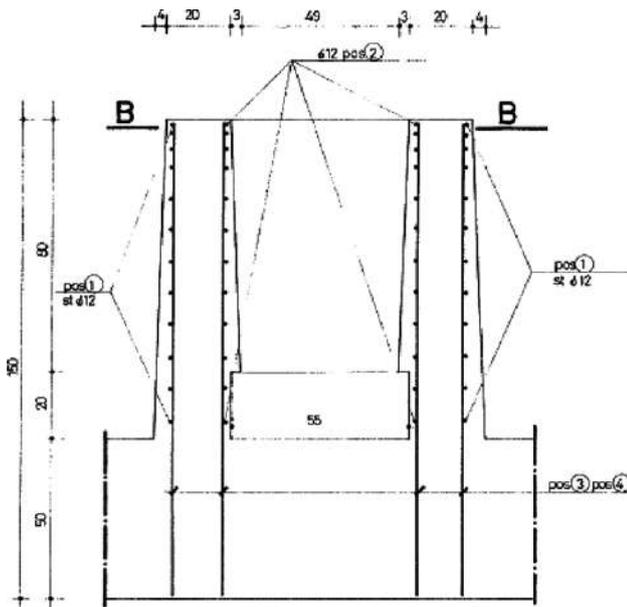


Figura 10
Stralcio dei disegni di progetto originali: plinto.



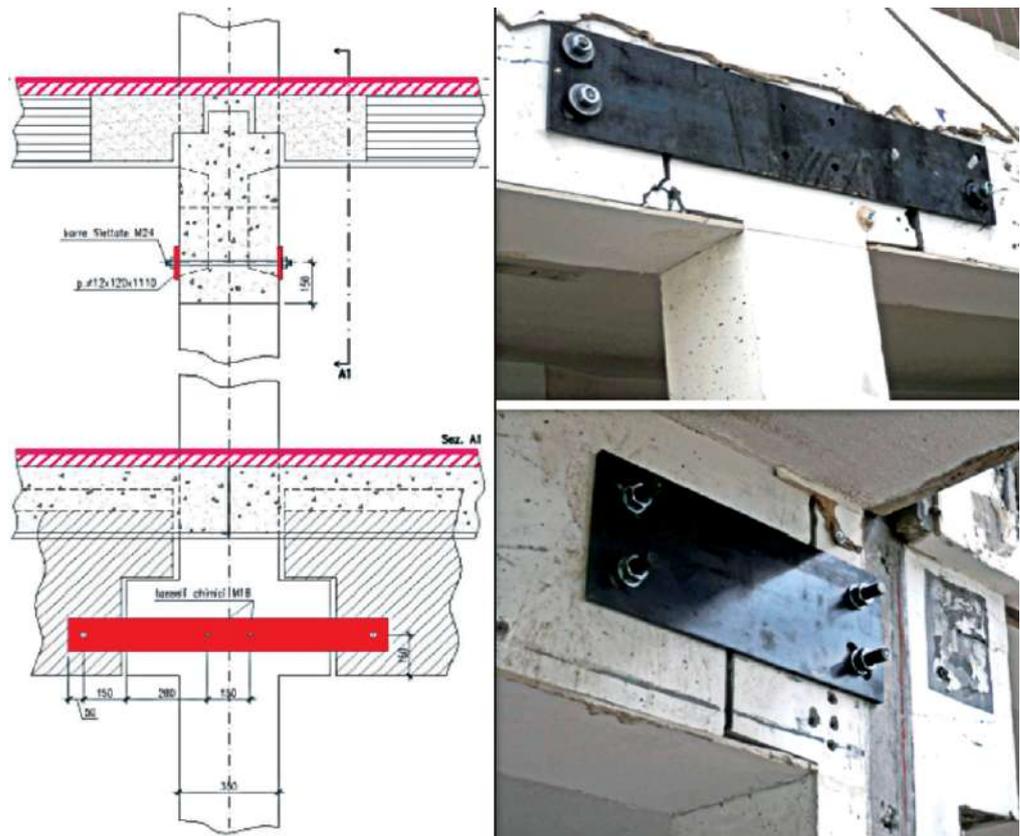
Figura 11
Indagini in-situ.

2.3 Interventi

Gli interventi di adeguamento sismico progettati per l'edificio in oggetto sono in gran parte riconducibili agli interventi normalmente adottati per gli edifici industriali monopiano realizzati con struttura prefabbricata in c.a., come si evince da quanto sinteticamente riportato di seguito:

1. Realizzazione dei collegamenti fra travi e pilastri, che, nel caso specifico, sono stati estesi ai tre livelli di solaio (piano rialzato, primo e coperto) ed ai copponi di coperto.

Figura 12
Collegamenti trave-pilastro.



2. Realizzazione dei collegamenti fra pannelli di tamponamento e strutture portanti, che, nel caso specifico, non sono risultati necessari, in quanto i tamponamenti sono costituiti da pannelli-trave, già saldamente collegati (alla base) ai solai portati; si sottolinea inoltre che gli esistenti collegamenti superiori fra pannello e pilastro (utilizzati in fase di montaggio) sono stati rimossi, per evitare, in caso di sisma, il danneggiamento e successivo collasso dei pilastri, resi impropriamente corti.
3. Adozione di provvedimenti che conferiscano un'adeguata rigidità orizzontale ai solai, costituiti dalla realizzazione di una soletta armata al posto del sottofondo dei pavimenti esistenti o del massetto pendenzato del coperto; l'attenuazione della deformabilità orizzontale del coperto è da intendersi attuata attraverso la realizzazione dei collegamenti fra copponi e travi di bordo (Figura 13).
4. Adozione di provvedimenti che rendano efficaci i collegamenti fra i plinti isolati, costituiti dal collegamento previsto fra i pilastri e le travi longitudinali dello stesso piano, di cui al punto 1, avendo riconosciuto come efficaci i collegamenti trasversali esistenti, costituiti dalle armature aggiuntive presenti in ogni travetto dei pannelli di solaio.

Quanto alla necessità di ridurre l'eccessiva deformabilità dei pilastri e di aumentarne la resistenza, intervento fondamentale per conseguire l'adeguamento sismico, si sono esaminate le seguenti due possibilità:

1. Procedere al rinforzo di tutti pilastri, alla base, per aumentarne la resistenza, ed in gran parte dell'elevazione, per ridurne la deformabilità.
2. Realizzare almeno quattro pareti irrigidenti (da realizzarsi in acciaio o c.a.) da posizionarsi a coppie per ogni direzione principale, di rigidità tale da contenere le deformabilità e le sollecitazioni di tutti i pilastri a valori accettabili.

La prima soluzione risultava molto invasiva, coinvolgeva numerose opere complementari (tramezzi, controsoffitti, impianti) e protraeva i tempi di realizzazione.

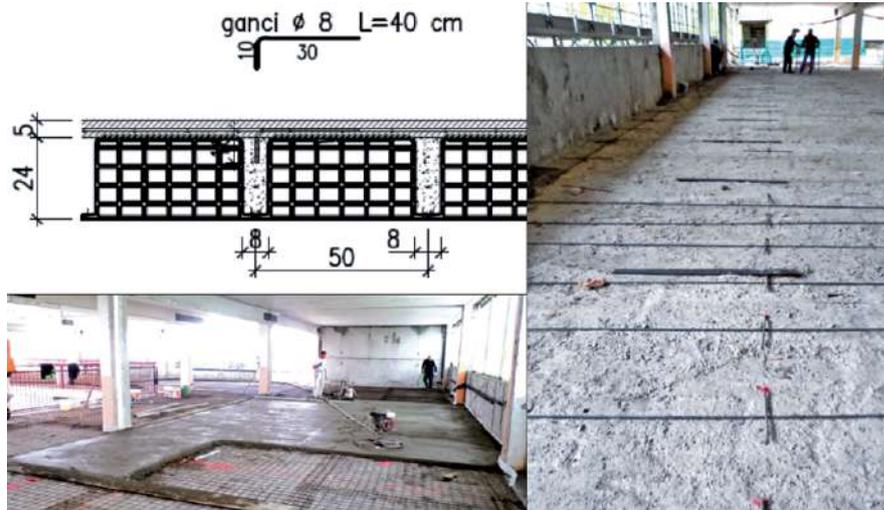


Figura 13
Irrigidimento solai.

La seconda soluzione, che coinvolge solo le fondazioni specifiche, è risultata meno invasiva, meno onerosa per il minor tempo di realizzazione ed ha consentito di non intervenire sui pilastri e sulle relative fondazioni.

Considerata la necessità di terminare i lavori in tempi brevi, per consentire l'uso del fabbricato già per l'anno scolastico 2014-2015, si è adottata la 2^a soluzione consistente nella realizzazione di due pareti trasversali esterne in c.a. lungo le testate (al posto di due pareti cieche esistenti) e di due pareti longitudinali interne in c.a. ai lati della sala riunioni. Le pareti, destinate a ricevere la gran parte delle sollecitazioni sismiche orizzontali, sono state completate da nuove fondazioni su micropali, avendo scelto di massimizzarne l'efficacia riducendone l'invasività nei confronti delle fondazioni esistenti.

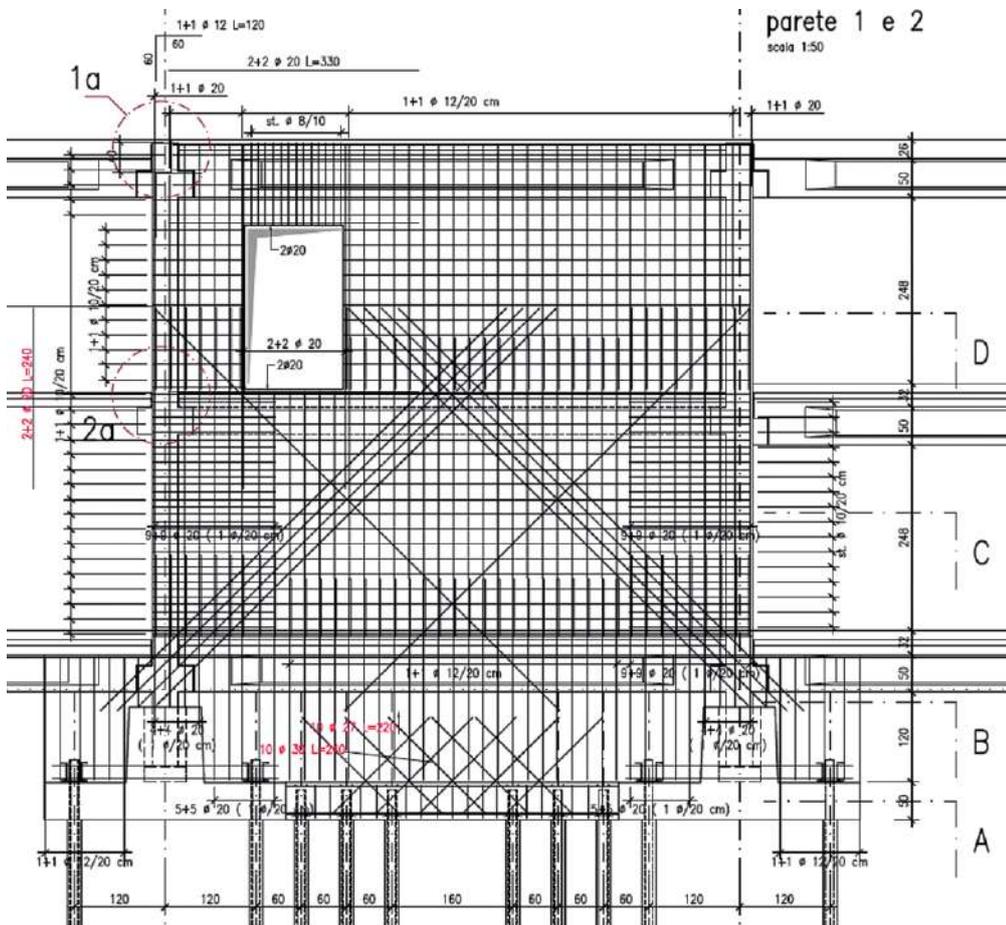


Figura 14
Pareti irrigidite: progetto.

Figura 15
Pareti irrigidenti.



2.4 Criteri di progettazione

Come consentito dalla normativa vigente per le costruzioni esistenti (§ 8.3 delle NTC), la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possono essere eseguite con riferimento ai soli stati limite ultimi. Essendo la costruzione di Classe III e in virtù dei danneggiamenti subiti dagli elementi non strutturali (tramezzi in muratura) a seguito degli eventi sismici del maggio 2012, si è deciso, in accordo con il committente, di eseguire anche le verifiche in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali. Pertanto, le verifiche in condizioni sismiche sono state eseguite rispetto alle condizioni di salvaguardia della vita umana (SLV) e di operatività (SLO). Le verifiche in condizioni statiche sono state invece eseguite nei soli confronti degli stati limite ultimi (SLU).

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati mediante un'analisi dinamica modale con fattore q .

Le verifiche delle strutture in elevazione e delle fondazioni esistenti (plinti) sono state eseguite sulla base dei risultati dell'analisi derivanti dal modello di calcolo relativo allo stato di progetto con incastri alla base, quelle delle nuove strutture di fondazione (micropali) sulla base dei risultati derivanti dal modello di calcolo relativo allo stato di progetto comprendente le strutture stesse.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati mediante un'analisi dinamica modale con fattore q , adottando un diverso valore dello stesso in funzione del tipo di verifica considerato. In particolare:

- *Stato di fatto*
 - Per le verifiche degli elementi strutturali "duttili" esistenti in c.a. (travi inflesse e pilastri pressoinflessi) la normativa vigente, per il metodo di analisi prescelto, individua un campo di variabilità del fattore di struttura tra 1,5 e 3,0 (§ C8.7.2.4 della Circolare). A favore di sicurezza, si è assunto $q = 1,5$.
 - Per le verifiche degli elementi strutturali "fragili" esistenti in c.a. (taglio nelle travi e nei pilastri) si è assunto $q = 1,5$, come richiesto dalla normativa vigente per il metodo di analisi prescelto.
- *Stato di progetto*
 - Per le verifiche dei nuovi elementi strutturali (pareti controventanti in c.a.) si è fatto riferimento ai valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni. Considerando la classe di duttilità bassa (CD"B"), la normativa vigente prescrive $q_0 = 3,0$ per strutture in c.a. a pareti non accoppiate (Tab. 7.4.I delle NTC). Inoltre, per prevenire il collasso delle strutture in seguito alla rottura delle pareti, è necessario ridurre il suddetto valore mediante il fattore $k_w = 0,5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1$, dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti, che, per l'insieme delle pareti, può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze. Nel caso in esame, $\alpha_0 = (4 \cdot 8,29)/(2 \cdot 6,15 + 2 \cdot 7,95) = 1,176$, quindi $k_w = (1 + 1,176)/3 = 0,72$. Si è pertanto assunto $q = 0,72 \cdot 3,0 = 2,16$.
Per questi elementi sono state applicate le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate dalla normativa vigente per la tipologia strutturale in questione (strutture a pareti non accoppiate).
 - Poiché il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale è integralmente costituito da nuovi elementi strutturali (pareti controventanti in c.a.), per le verifiche degli elementi strutturali "duttili" esistenti in c.a. (travi inflesse e pilastri pressoinflessi) è possibile adottare il valore del fattore di struttura valido per la tipologia in questione, ossia, come visto al punto precedente, $q = 2,16$.
 - Per le verifiche degli elementi strutturali "fragili" esistenti in c.a. (taglio nelle travi e nei pilastri) si è assunto $q = 1,5$, come richiesto dalla normativa vigente per il metodo di analisi prescelto.

Con riferimento al § 7.4.5 delle NTC, le verifiche di sicurezza di tutti i collegamenti delle nuove strutture (pareti e solette in c.a.) alle strutture prefabbricate esistenti e di tutte le nuove connessioni trave-pilastro sono state effettuate adottando un adeguato fattore maggiorativo γ_{Rd} , assunto pari a 1,30.

Con riferimento al secondo paragrafo del § 7.2.5 delle NTC, le verifiche di sicurezza delle strutture di fondazione (nuove ed esistenti) sono state effettuate amplificando l'azione sismica con un $\gamma_{Rd} = 1,1$ (CD"B").

Il giunto di separazione tra la struttura in esame e quella adiacente, insufficiente nello stato di fatto, risulta invece adeguato nella situazione di progetto, in virtù della sensibile riduzione degli spostamenti sismici conseguente all'intervento previsto.

2.5 Modellazione

Il calcolo strutturale è stato svolto mediante l'impiego del software "SAP2000 Advanced".

Sono stati elaborati 3 modelli di calcolo: uno per lo stato di fatto e due per lo stato di progetto, nella duplice versione con incastri alla base (per il dimensionamento delle strutture in elevazione e delle fondazioni a plinto esistenti) e con molle (per il dimensionamento dei nuovi micropali). I modelli sono riferiti ad un sistema di coordinate globale X-Y-Z, avente l'asse Z verticale, con +Z rivolto verso l'alto, e gli assi X e Y approssimativamente paralleli rispettivamente alla direzione Nord-Sud e Est-Ovest.

Tutti gli elementi strutturali sono stati schematizzati con elementi monodimensionali tipo "frame", con l'eccezione delle sole nuove pareti controventanti in c.a., schematizzate con elementi bidimensionali tipo "shell".

Figura 16
Modello di calcolo relativo
allo stato di fatto

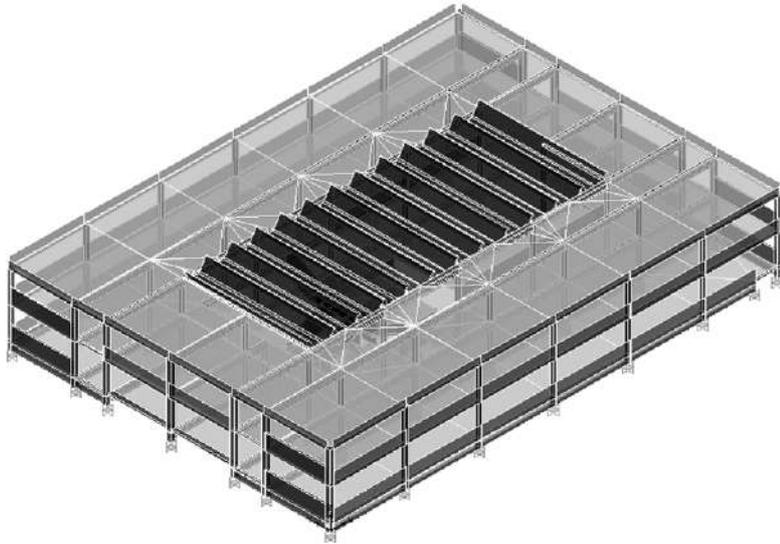


Figura 17
Modello di calcolo relativo
allo stato di progetto con
incastrati alla base.

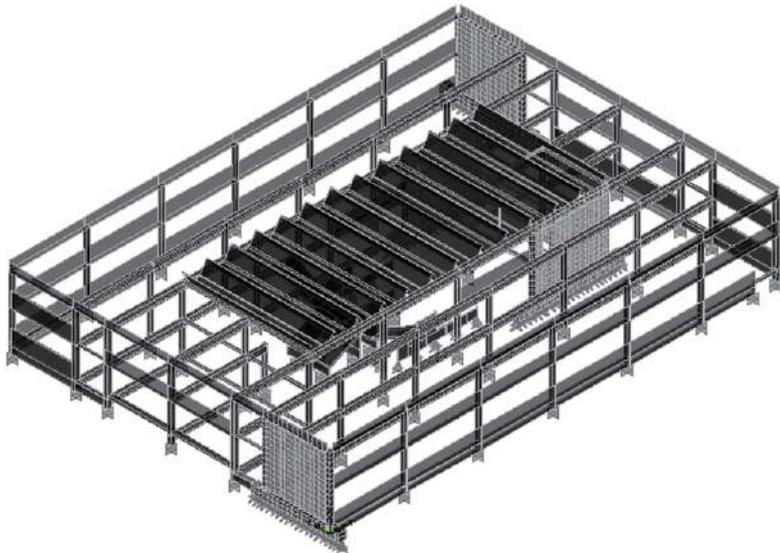
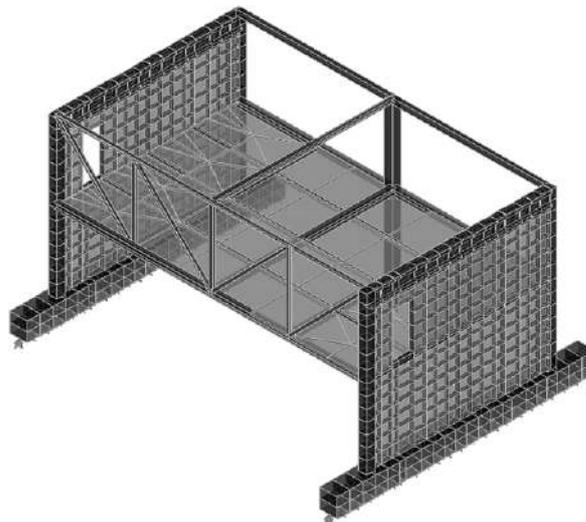


Figura 18
Modello di calcolo relativo
allo stato di progetto:
particolare del nuovo
soppalco.



Le travi prefabbricate in c.a. sono state considerate incernierate alle estremità.

La rigidità degli impalcati è stata simulata inserendo, a schematizzare i solai, elementi bidimensionali tipo "shell" collegati ai nodi di ciascuna maglia, privi di massa e peso ed aventi spessore a flessione nullo ed adeguato spessore membranale (pari, per tutti gli impalcati, a 8 mm di laterizio nello stato di fatto e a 5 cm di calcestruzzo nello stato di progetto). Allo scopo di cogliere con maggior precisione la distribuzione delle sollecitazioni all'interno delle nuove solette in c.a., la maglia è stata opportunamente raffittita, nei modelli di calcolo relativi allo stato di progetto.

Nonostante gli orizzontamenti dei piani primo e coperto possano essere considerati infinitamente rigidi nello stato di progetto (in virtù della nuova soletta in c.a. di 5 cm di spessore), non sono stati utilizzati vincoli interni di piano rigido, che, a causa dell'apertura centrale, avrebbero inevitabilmente falsato la schematizzazione del comportamento della struttura.

Come prescritto dalla normativa (§ 7.2.6 delle NTC), si è tenuto conto della fessurazione dei materiali esistenti riducendo del 50% i valori dei moduli elastici degli elementi strutturali esistenti.

Nel modello di calcolo relativo allo stato di progetto con molle, in corrispondenza dei micropali sono state inserite molle puntuali di rigidità pari, per ciascun micropalo, a 150.000 kg/cm in direzione verticale e a 15.000 kg/cm in ciascuna delle due direzioni orizzontali. In corrispondenza dei plinti esistenti sono state invece inserite molle puntuali (di rigidità pari all'area di influenza moltiplicata per la costante di sottosuolo k assunta pari a 1,0 kg/cm³).

2.6 Analisi modale

In tutti e 3 i modelli di calcolo elaborati sono stati considerati 300 modi di vibrare. L'85% delle masse partecipanti viene raggiunto:

- nel modello di calcolo relativo allo stato di fatto al 149° modo in direzione Y e al 188° in direzione X;
- nel modello di calcolo relativo allo stato di progetto con incastrati alla base al 227° modo in direzione Y e al 284° in direzione X;
- nel modello di calcolo relativo allo stato di progetto con molle al 3° modo in direzione Y e al 5° in direzione X.

Si riportano le configurazioni deformate relative ai modi di vibrare fondamentali nelle due direzioni principali per ciascuno dei 3 modelli di calcolo elaborati

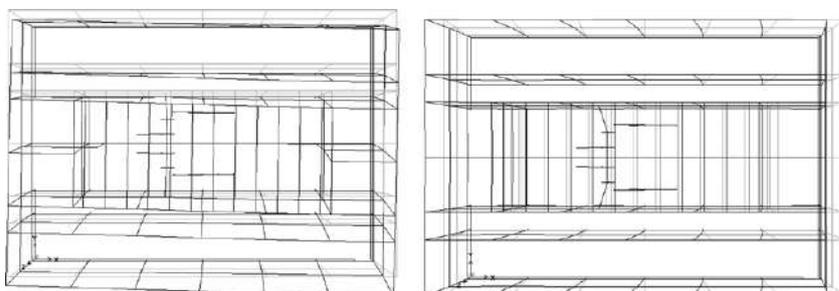


Figura 19
Stato di fatto – Modi di vibrare 1 (T = 1,836 s) e 3 (T = 1,569 s).

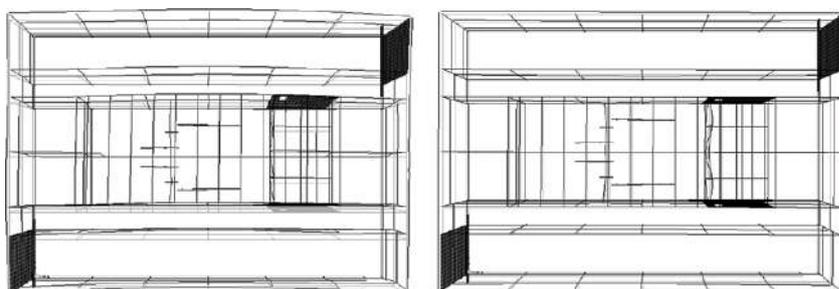


Figura 20
Stato di progetto con incastrati alla base – Modi di vibrare 7 (T = 0,204 s) e 62 (T = 0,148 s).

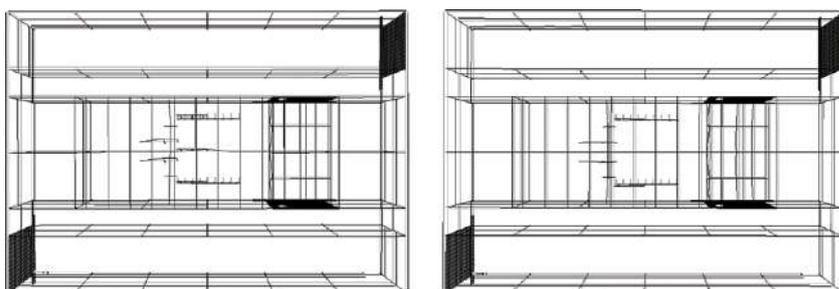


Figura 21
Stato di progetto con molle – Modi di vibrare 3 (T = 0,421 s) e 4 (T = 0,344 s).

2.7 Vulnerabilità nello stato di fatto

Le verifiche nei confronti dei carichi statici previsti dalle NTC hanno dimostrato l' idoneità della struttura esistente, che quindi non presenta particolari vulnerabilità sotto questo punto di vista.

Per quanto riguarda l' aspetto sismico, invece, si possono individuare le seguenti principali vulnerabilità della struttura esistente (i meccanismi di rottura sono elencati in ordine crescente di livello di sicurezza):

- Collegamento trave-pilastrini: 10%;
- Danni agli elementi non strutturali: 31%;
- Plinti: 40%;
- Martellamento: 43%;
- Pressoflessione pilastri: 51%;
- Portata del terreno: 60%;
- Flessione travi: 88%.

2.8 Adeguamento

L'intervento previsto consente di conseguire i livelli di sicurezza previsti dalla normativa vigente (D.M. 14-01-2008) e si configura pertanto come intervento di adeguamento.

In particolare, i livelli di sicurezza dei meccanismi di rottura non verificati nello stato di fatto ed evidenziati nel paragrafo precedente si innalzano oltre la soglia del 100%:

- Collegamento trave-pilastrini: 102%;
- Danni agli elementi non strutturali: 392%;
- Plinti: 102%;
- Martellamento: 180%;
- Pressoflessione pilastri: 104%;
- Portata del terreno: 133%;
- Flessione travi: 213%.

3. Altri interventi

3.1 Finiture connesse

L'intervento strutturale ha implicato la realizzazione delle seguenti opere:

- Rifacimento dei muri danneggiati;
- Realizzazione di nuove pavimentazioni in tutto l'edificio;
- Sostituzione dell'impiantistica coinvolta negli interventi.

3.2 Rifunzionalizzazione della scuola

Contestualmente agli interventi di riparazione dei danni ed adeguamento sismico sopra illustrati, il Comune di Crevalcore ha programmato una serie di interventi di riorganizzazione degli spazi al fine di assolvere ai requisiti minimi richiesti dalla normativa vigente in materia di Edilizia Scolastica ed allo stesso tempo recepire le esigenze di avere un edificio scolastico destinato ad ospitare 6 sezioni per un totale di 18 aule didattiche.

I parametri di dimensionamento hanno evidenziato una carenza degli spazi destinati ad attività speciali ed attività collettive, il cui reperimento ha imposto la creazione di nuove superfici all'interno dell'edificio. A tal fine sono stati individuate due aree di intervento:

- Al piano terra: mediante il recupero della loggia di ingresso e la conseguente realizzazione della tettoia esterna. L'atrio esistente e la superficie recuperata hanno portato, tramite anche lo spostamento di alcune partizioni interne, ad un ampliamento della Biblioteca ed una nuova collocazione per l'aula Insegnanti e l'aula Morbida.
- Al piano primo: mediante la realizzazione di un soppalco all'interno del doppio volume dell'auditorium. Questa nuova superficie, in adiacenza al laboratorio Informatica esistente, ha permesso la creazione di un secondo laboratorio destinato all'Educazione Artistica, i cui spazi precedentemente occupati al piano terra, sono stati destinati a nuove aule didattiche (Figura 22).

In generale, gli interventi di riqualificazione hanno permesso di raggruppare le sezioni in moduli di tre aule adiacenti, hanno portato alla creazione di un nuovo archivio e alla ubicazione di una reception per gli uffici della Direzione Didattica (Figura 23 e 24).

3.3 Miglioramento delle prestazioni energetiche

Gli interventi sopra esposti sono completati da opere volte alla riqualificazione del fabbricato ed alla osservanza delle indicazioni normative vigenti in materia di contenimento energetico, che principalmente hanno interessato, per le opere edili, il

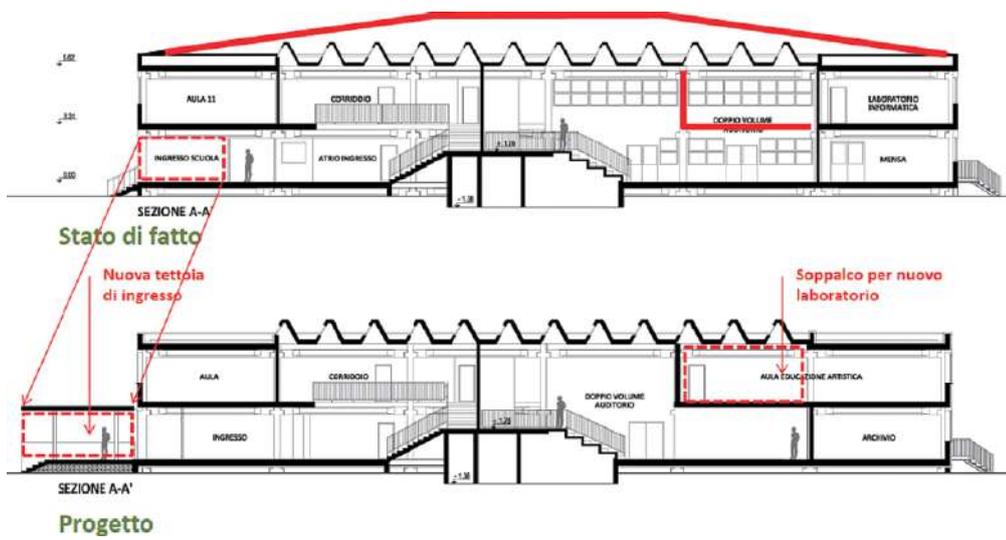


Figura 22
Interventi per l'aumento delle dotazioni.



Figura 23
Nuova tettoia esterna.



Figura 24
Nuovo soppalco interno.

miglioramento delle prestazioni delle componenti l'involucro del fabbricato.

In particolare, sono stati realizzati i seguenti interventi:

- Sostituzione degli infissi esistenti con serramenti a taglio termico, vetrocamera e frangisole esterno;
- Isolamento a cappotto del fabbricato;
- Impianto fotovoltaico.

4. Conclusioni

È stato descritto il progetto di adeguamento sismico di un edificio scolastico sito nel comune di Crevalcore (BO), realizzato nel 1979 e gravemente danneggiato in seguito agli eventi sismici del maggio 2012.

I risultati dell'analisi hanno confermato le vulnerabilità alle azioni orizzontali evidenziate dalla struttura esistente, realizzata in c.a. prefabbricato: collegamenti trave-pilastro "a secco" (affidati al solo attrito, efficace solamente nei confronti di azioni

Figura 25

Interventi di miglioramento delle prestazioni energetiche.



Figura 26

Atrio di ingresso



sismiche non particolarmente elevate) e schema statico eccessivamente deformabile (pilastri come mensole incastrate alla base), con conseguenti gravi danneggiamenti alle tramezzature interposte.

Considerata la necessità di terminare i lavori in tempi brevi, per consentire l'uso del fabbricato già per l'anno scolastico 2014-2015, si è deciso di intervenire realizzando quattro pareti irrigidenti in c.a. (posizionate a coppie per ogni direzione principale e di rigidezza tale da contenere le deformabilità e le sollecitazioni di tutti i pilastri a valori accettabili), destinate a ricevere la gran parte delle sollecitazioni sismiche orizzontali e completate da nuove fondazioni su micropali, evitando così di intervenire sui pilastri e sulle relative fondazioni.

Contestualmente agli interventi di riparazione dei danni ed adeguamento sismico, sono stati realizzati interventi di riorganizzazione degli spazi (realizzazione di una tettoia esterna e di un soppalco interno) al fine di assolvere ai requisiti minimi richiesti dalla normativa vigente in materia di Edilizia Scolastica ed allo stesso tempo recepire le esigenze di avere un edificio scolastico destinato ad ospitare 6 sezioni per un totale di 18 aule didattiche.

Bibliografia

CEN (European Committee for Standardization) (2005) - Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, EN 1998-3. Bruxelles.

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (2009) - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

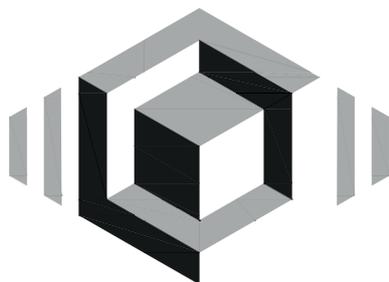
D.M. 14 gennaio 2008 (2008) - Norme tecniche per le costruzioni.

Dipartimento Protezione Civile, ReLUIS, 2012. Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici.

Fib, 2003 (2003) - Seismic Assessment and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings. State of the Art Report.

SAP2000 (2009) - Advanced 14.2.4. Analysis Reference Manual. Computer and Structures Inc., Berkeley, California, USA.

Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G., Vona M. (2007) - *Valutazione degli edifici esistenti in cemento armato*. IUSS Press. Pavia, Italy.



SPONSE

INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR
THE SEISMIC PERFORMANCE OF
NON-STRUCTURAL ELEMENTS



I danni osservati durante i più recenti terremoti hanno messo in evidenza che nonostante le strutture progettate secondo i moderni criteri di progettazione antisismica si comportino in modo adeguato, i danni riportati dagli elementi non-strutturali possono seriamente compromettere la funzionalità degli edifici nell'immediato post-sisma. Questa problematica risulta di particolare importanza qualora si abbia a che fare con strutture di importanza strategica. Inoltre, gli investimenti economici connessi agli elementi non-strutturali rappresentano generalmente il maggiore onere economico nella realizzazione di qualsiasi tipologia costruttiva, basti pensare, ad esempio, alle apparecchiature mediche presenti nelle strutture ospedaliere.

La ricerca nel campo della valutazione delle performance sismiche delle componenti non-strutturali è diventata negli ultimi anni una chiara esigenza sia nel mondo accademico che industriale. Gli sforzi di numerosi ricercatori si stanno concentrando sulla definizione di metodi di progettazione adeguati che siano in grado di colmare le carenze tutt'ora presenti nei codici normativi. Sulla base di queste considerazioni è nata nel 2014 l'International Association for the Seismic Performance of Non-Structural Elements (SPONSE); ad oggi, l'associazione ha la sua sede amministrativa presso il Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica di Pavia (EUCENTRE). L'associazione SPONSE è una associazione internazionale, no-profit, che raggruppa differenti enti e figure professionali interessate nella valutazione delle performance sismiche degli elementi non-strutturali.

L'obiettivo di SPONSE è quello di divulgare le conoscenze nell'ambito degli elementi non-strutturali promuovendo anche nuove collaborazioni e progetti tra partner universitari, industriali e tutte le figure interessate alla tematica. Ad oggi il Consiglio di Amministrazione è composto da professori di fama internazionale pionieri nello studio delle performance sismiche degli elementi non-strutturali, a breve saranno introdotti nel Consiglio di Amministrazione anche partner industriali. Con l'intento di diffondere quanto più possibile le conoscenze relative al comportamento sismico degli elementi non-strutturali, l'iscrizione a SPONSE non comporta alcun costo e sono previste quattro differenti categorie di membership in funzione della tipologia di membro (enti di ricerca, industrie, ricercatori e liberi professionisti). Tutte le informazioni riguardanti le attività svolte dall'associazione sono divulgate mediante il sito web di SPONSE (www.sponse.eu) e tramite la newsletter inviata a tutti i membri; nel sito è inoltre presente una sezione, riservata ai soli membri dell'associazione, aggiornata costantemente con tutti i risultati delle principali ricerche e novità nell'ambito delle performance sismiche degli elementi non-strutturali.

Miglioramento sismico di edificio prefabbricato con strutture metalliche esterne aggiuntive e link dissipativi

Alessandro Pignagnoli¹ ■



Nome dell'opera/progetto:

Miglioramento sismico del Centro Sociale di Rio Saliceto.

Ubicazione:

Rio Saliceto, Via Nicolini 28

Committente:

Centro Sociale Rio Saliceto

Coordinatore progettazione strutturale:

Ing. Alessandro Pignagnoli

Supporto alla progettazione:

Ing. Stefano Magnanini

Anno completamento lavori:

In corso

1. Introduzione

L'articolo tratta una soluzione progettuale per il miglioramento sismico di un edificio prefabbricato in CA, danneggiato dagli eventi sismici del 2012. L'edificio, avente superficie coperta di circa 1900 mq, presenta una geometria molto articolata.

Dopo una prima fase di messa in sicurezza emergenziale, si è attuata la fase di "miglioramento sismico", tutt'ora in corso. Su richiesta della committenza l'intervento di miglioramento doveva escludere interventi interni in fondazione, in modo da salvaguardare il più possibile le attività insediate. Si è optato quindi per un intervento con strutture esterne metalliche, ancorate a nuove fondazioni su pali di grosso diametro; esse hanno funzione di contrasto e sono collegate all'edificio a livello dei piani (P1 – copertura) con link dissipativi. Rinforzi interni sono previsti nei piani, tramite strutture metalliche, necessari per trasmettere le azioni alle strutture esterne.

L'analisi globale della struttura "migliorata" è stata effettuata tramite diversi metodi: analisi modale e spettro di risposta, con fattore di struttura, verifiche pushover, analisi meccaniche non lineari di dettaglio. La duttilità complessiva (e

¹ Libero professionista – CPR Studio Associato d'Ingegneria - alessandro@cpr-ingegneria.it

la taratura dei Link) è stata verificata tramite curve di pushover. I Link dissipativi sono stati studiati separatamente con analisi time history non lineari.

2. Descrizione

L'edificio in esame è un classico edificio prefabbricato in CA risalente ai primi anni '80. Si sviluppa in maggior parte su due livelli (PT-P1), con una porzione adibita a bocciodromo ad un solo livello, a piani sfalsati. Le travi di copertura sono a doppia pendenza con soprastanti tegoli binervati. I solai del piano intermedio sono di tipo alveolare. Le fondazioni sono a plinti prefabbricati, di modeste dimensioni, poggianti a secco su zattere in opera; esse costituiscono una delle più importanti vulnerabilità sismiche dell'edificio.

I pilastri sono di discrete dimensioni (principalmente sez 50 x 50 cm) ma presentano poche armature longitudinali e soprattutto piccole staffe, molto diradate e non ben ancorate. Le travi del primo impalcato sono a sezione retta. Le travi di copertura sono monolitiche a sezione variabile, con luce massima di circa 20 m. I solai sono alveolari al primo piano e realizzati con tegoli TT in copertura.

Esternamente l'edificio è tamponato con pannelli di cemento alleggerito, prefabbricati, fissati in esterno ai pilastri.

Figura 1
Edificio dichiarato inagibile a seguito del sisma 2012.



Dal punto di vista della vulnerabilità nello stato ante operam, si tratta di un edificio che comprende una gran quantità di punti critici:

- 1) Irregolarità in pianta e in elevazione, che produce un primo modo di vibrare torsionale;
- 2) Pilastri con staffe inefficaci, sia per il taglio che per il confinamento delle sezioni critiche;
- 3) Plinti prefabbricati di piccole dimensioni, quindi non in grado di fornire l'incastro sufficiente per i pilastri;
- 4) Impalcato posti a piani diversi, con formazione di meccanismi di pilastro tozzo e conseguente vulnerabilità a taglio;
- 5) Travi monolitiche di notevole altezza massima (circa 2 m) appoggiate su forcelle debolmente armate;
- 6) Appoggi senza vincoli, quindi con funzionamento ad attrito.

In fase emergenziale (2012) sono stati realizzati tutti i fissaggi dei nodi strutturali e delle pannellature esterne, tramite elementi metallici dimensionati con schemi semplificati.

Il livello di resistenza stimato nello stato di fatto era inferiore al 10% dello spettro SLV. Era quindi atteso che il danneggiamento dell'edificio, a seguito del sisma, fosse notevole, e così è stato.

3. Progetto

Nel seguito si descrive il processo logico che ha seguito il progetto, riportando anche una serie di approfondimenti e confronti fra metodi semplificati (analisi modale con spettro, pushover) e metodi più complessi (analisi non lineari, time history), evidenziandone le differenze nei risultati.

Si tralascia, per brevità, la fase della verifica di sicurezza nello stato di fatto, condotta con modellazione elastica, spettro di risposta in accelerazione e fattore di struttura $q=1,5$.

Passando quindi al progetto, esso è finalizzato ad innalzare la soglia SLV dell'edificio almeno al 60% dell'azione sismica di riferimento rispetto al nuovo. Trattandosi di edificio in Classe d'uso III e posto su terreno classificabile di tipo "C", l'azione sismica di riferimento risulta più alta rispetto agli edifici ordinari.

Tale risultato viene raggiunto tramite i seguenti interventi:

- 1) Realizzazione di nuove strutture metalliche esterne, aventi funzione sismo-resistente, in grado di sopportare tutta l'azione sismica di progetto.
- 2) Rinforzo e irrigidimento degli impalcati interni dell'edificio, tramite strutture metalliche;
- 3) Completamento dei rinforzi nei nodi della struttura in CA e rinforzi locali nelle zone critiche con rischio di rottura a taglio;
- 4) Collegamento dell'edificio alle nuove strutture esterne tramite link dissipativi.

Il progetto è stato finanziato dalla Regione Emilia Romagna con fondi dell'Ordinanza 57/2012, previo rilascio di autorizzazione sismica preventiva da parte del Servizio sismico regionale.

Recupero documentazione progettuale e rilievi in opera

È stata inizialmente recuperata la documentazione inerente la Denuncia delle opere in CA, comprese le prove sui materiali; a seguire sono stati effettuati controlli geometrici in opera e verifiche sulle resistenze dei materiali per la scelta dei fattori di confidenza.

Figura 2
Render del Progetto.



Il comportamento elastico si arresta a circa 350 kN di tagliante alla base, con una rigidezza sufficientemente alta; la fase successiva, di tipo plastico con incrudimento, prosegue fino alla formazione della quarta cerniera, allorquando la rigidezza si azzera (il modello è a cerniere plastiche con comportamento elastico-perfettamente plastico) e la spinta non può più crescere. Lo spostamento elastico, quindi, è di circa 7 cm; quello in cui si “azzera” la rigidezza è di oltre 16 cm, cioè circa 3 volte quello elastico. Essendo però progettata con sezioni in Classe 1, si può concludere che non esiste un limite pratico alla deformazione della struttura.

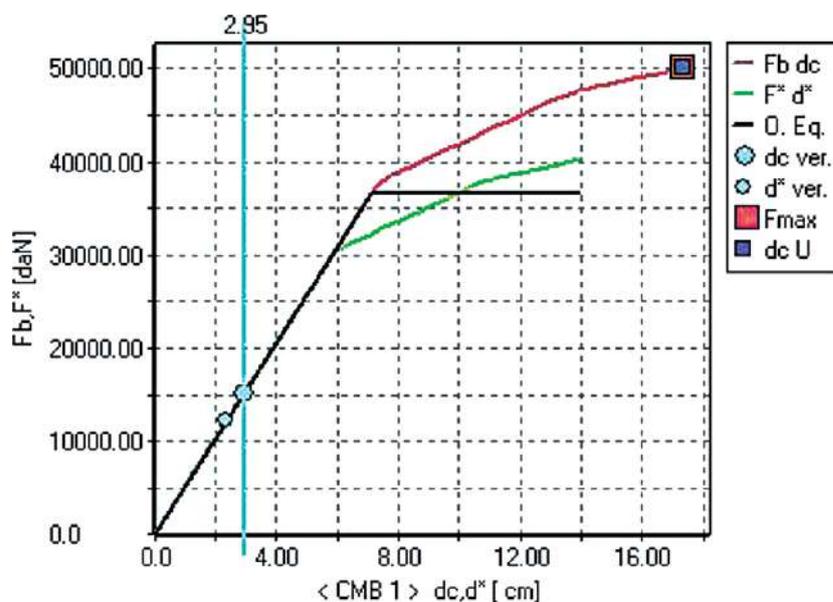


Figura 4
Curva di spinta di un telaio metallico con modello semplificato a cerniere plastiche concentrate (il punto di verifica è fittizio).

Il fattore di struttura, secondo la NTC 2008, ipotizzando anche solo un comportamento a bassa duttilità, sarebbe 3,2. Quello calcolato sul singolo telaio con la curva di spinta è ben maggiore. Come si vedrà nel seguito, questo risultato, confrontato con una modellazione non lineare meccanica molto più accurata, risulta confermato e molto vicino nei risultati, a riprova della attendibilità della schematizzazione semplificativa a cerniere plastiche concentrate.

Fondazioni. Ovviamente la funzionalità delle strutture di contrasto richiede anche che la deformabilità del sistema fondale sia quasi nulla; per questo, non potendo realizzare una fondazione superficiale di grande estensione, si è optato per un sistema costituito due pali di 100 cm di diametro, profondità 10 m, collegati da un traverso rigido; ogni telaio è ancorato alla propria fondazione. In tale configurazione si è stimato un cedimento massimo orizzontale di 1 cm rispetto ad una spinta di 400 kN, quindi accettabile.

• **Secondo studio: il modello globale**

Primo Step.

Il primo modello globale studiato è stato quello con Link rigido, con strutture in CA “esistenti” in campo elastico, effettuando dapprima un’analisi modale. Questa analisi è sempre molto utile per verificare il comportamento globale modificato. Essa ha mostrato che la “struttura rinforzata” presenta modi di vibrare nettamente migliorati rispetto allo stato di fatto. Nella configurazione “migliorata” la struttura presenta i primi due modi traslazionali, che coinvolgono l’86% della massa in una direzione e l’83% nell’altra. Ovviamente si tratta di un comportamento in campo elastico, la cui estensibilità fino a collasso deve essere accertata.

Secondo Step.

Si è quindi passati ad un modello “globale” non lineare, effettuando una analisi pushover, ammissibile in considerazione della raggiunta regolarità strutturale nello stato modificato. Il modello più semplice è sempre quello a cerniere plastiche concentrate, valido nel caso di Link rigido oppure di Link a comportamento isteretico. Si individuano quindi due soluzioni:

- duttilità affidata alle nuove strutture esterne;
- duttilità affidata a Link dissipativi.

Nel primo caso le strutture metalliche esterne sono state modellate in via semplificata, con elementi elastici a cerniere plastiche, disposte nei punti critici precedentemente studiati, mentre le strutture in CA esistenti sono state modellate elastiche.

I pilastri in CA esistenti sono stati modellati in due condizioni distinte di vincolo alla base:

- a) Con cerniere (quindi momento ribaltante nullo);
- b) Con momento ultimo limitato alla soglia di resistenza al ribaltamento del plinto (stimata a circa 50 kNm).

La condizione limite di pilastro incernierato alla base è risultata ovviamente la più gravosa per le strutture esterne, mentre quella con momento limite alla base è risultata più gravosa per le strutture in CA esistenti in alcune sezioni.

Lo spostamento (totale) di verifica SLV pushover è risultato di 12 cm circa (in copertura), di cui circa 5 cm sono dovuti alla deformazione elastica delle strutture metalliche esterne. La struttura comunque deve presentare ampi margini anche oltre tale soglia, per tenere conto delle approssimazioni e delle incertezze insite nella modellazione e soprattutto nelle verifiche pushover.

Un esempio di modellazione meccanica più accurata: Modellazione non lineare a fibre

Per verificare l'attendibilità dell'approssimazione a cerniere plastiche, si effettua un confronto con un'analisi di spinta che utilizza una modellazione "a fibre", a comportamento "elastico-perfettamente plastico". Questa modellazione ha il vantaggio di non dover prestabilire a priori la posizione delle zone di plasticizzazione (necessaria invece nel modello a cerniere plastiche concentrate) ma risulta più onerosa dal punto di vista della modellazione e computazionale (oltre a un software che la implementi).

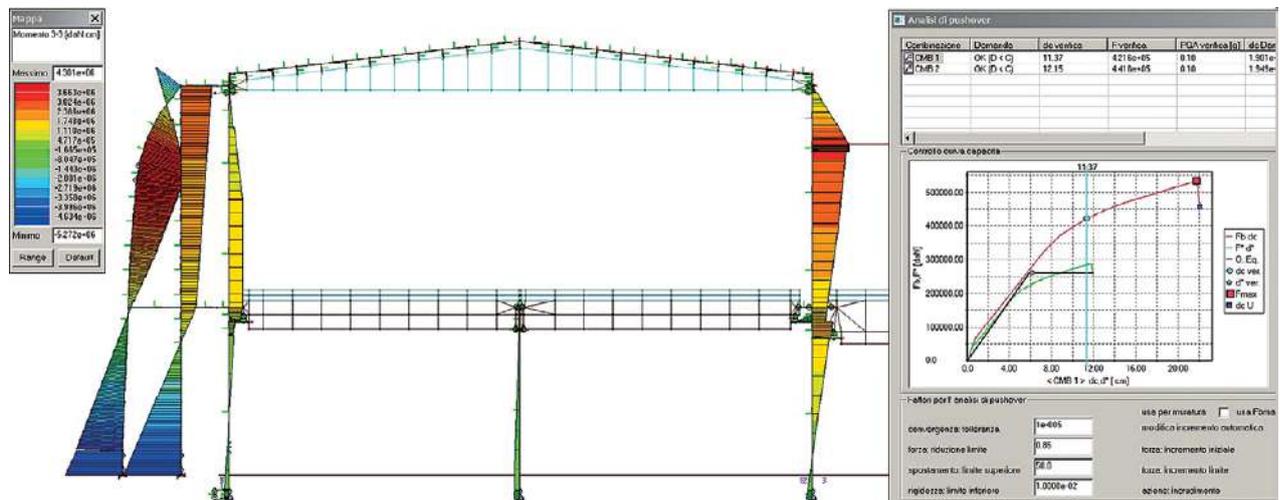
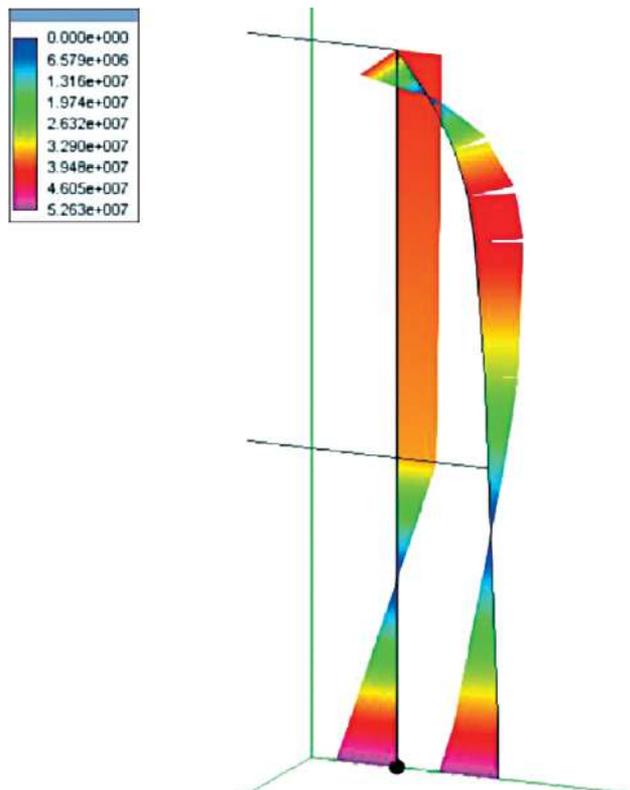


Figura 5
Verifica pushover globale con modello a cerniere plastiche e Link rigidi; momento ultimo stimato delle colonne esterne: 50,7 kN*m, sezione trasversale (in alto).

Figura 6
Modello a fibre: Diagramma dei momenti in corrispondenza di uno spostamento sommitale di 40 cm (a destra).



L'analisi viene effettuata a controllo di forza fino alla soglia di "azzeramento" della rigidità, e prosegue a controllo di spostamento fino al limite di deformazione impostato per il materiale. L'analisi è stata arrestata a 40 cm di spostamento.

I risultati confermano, per il caso in esame, l'attendibilità della modellazione dei telai a cerniere plastiche concentrate, in quanto gli scostamenti sono modesti. Quest'ultima tecnica, quindi, è la più conveniente, in quanto molto meno onerosa di altre dal punto di vista computazionale.

Tuttavia occorre una precisazione importante dal punto di vista ingegneristico. È necessario fare molta attenzione nel collocare le cerniere plastiche nelle posizioni corrette, in quanto, ricordando l'enunciato del "teorema cinematico dell'analisi limite", il metodo tende a sovrastimare il moltiplicatore di collasso (il moltiplicatore di collasso è il più piccolo dei moltiplicatori cinematici possibili). Individuare queste zone critiche non è sempre semplice, ed inoltre in molti casi reali queste zone evolvono e si spostano. Infine non bisogna mai dimenticare che l'azione sismica reale sulle strutture non è quella semplificata della pushover.

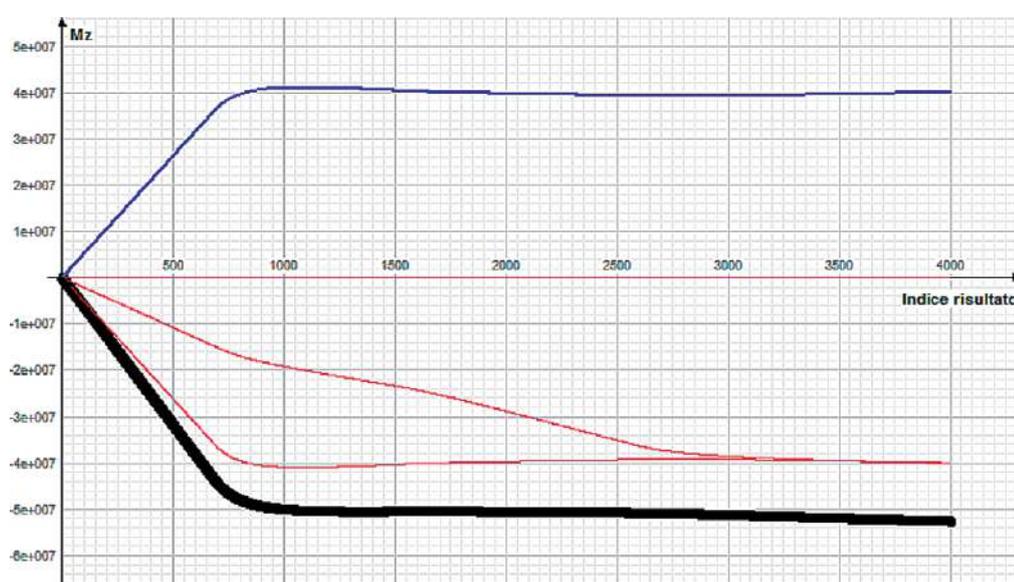


Figura 7

In grassetto la curva del momento alla base di un pilastro in funzione dello spostamento (in decimi di millimetro) in sommità della struttura. Valore massimo M_z attinto: circa $52 \text{ kN}\cdot\text{m}$; spostamento al limite elastico: circa 7 cm.

Terzo Step: Utilizzo di un Link Dissipativo

Il Link dissipativo, data la duttilità disponibile nelle strutture metalliche esterne, non è strettamente indispensabile. Esso però consente di raggiungere due obiettivi aggiuntivi, a fronte di un costo modesto, a seconda della taratura del dispositivo:

- 1) Con un Link a bassa soglia di plasticizzazione, si ottiene l'effetto di assorbire nel link stesso l'energia sismica dei sismi meno violenti, che sono i più frequenti, senza impegnare le strutture metalliche. In pratica è possibile soddisfare le verifiche SLD. Inoltre consente l'adattamento delle deformate fra strutture nuove e strutture esistenti. A questo scopo si sono studiati link isteretici a falce di luna, studiati anch'essi in via semplificata; si mostrerà poi un confronto con uno studio tramite analisi dinamiche non lineari. Il Link deve presentare un "fine corsa" in modo da renderlo rigido oltre un certo livello di spostamento. È parso quindi più adatto il link isteretico il quale, manifestando nella realtà un comportamento incrudente, riduce l'impatto del fine corsa. L'azione SLV deve essere assorbita mettendo in gioco le strutture esterne.
- 2) Con un Link ad alta soglia di plasticizzazione, isteretico o viscoso (damper), si ottiene l'effetto di assorbire tutta l'energia sismica, quindi verificando la struttura per azioni SLV, preservando dal danneggiamento le strutture metalliche esterne; in tal caso la forza limite del Link o del Damper non deve superare i 300 kN (soglia elastica delle strutture esterne).

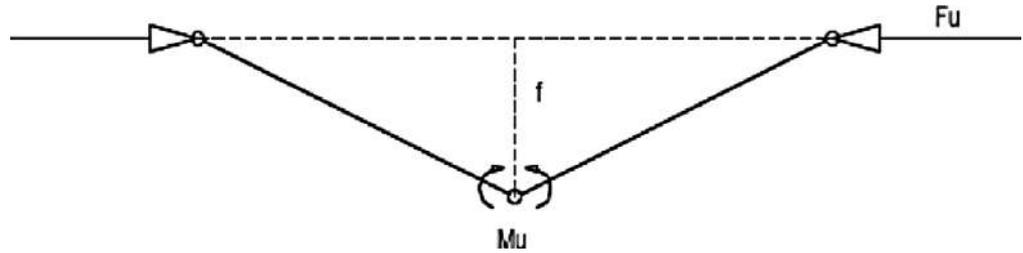
Caso 1): Link a bassa soglia di plasticizzazione, di tipo isteretico.

Anche questo caso, come detto, può essere studiato in via semplificata con curve di spinta, modellando opportunamente il Link.

Il Link, nella realtà, sarà dotato di un'escursione sufficiente per ogni piano, con un fine corsa.

La schematizzazione più semplice possibile del Link non lineare è quella a cerniere plastiche concentrate, con due travi che si plasticizzano in mezziera.

Figura 8
Modello Non Lineare:
schematizzazione del Link.



Il momento plastico del link (sezione rettangolare avente $b = 30 \text{ mm}$ x $h = 100 \text{ mm}$ in acciaio S235), trascurando la componente di sforzo normale, vale circa: $M_u = 1.700.000 \text{ N*cm}$. La forza ultima che il Link può trasmettere risulta staticamente determinata: $F_u = M_u/f$, con $f = 25 \text{ cm}$, da cui $F_u = 68.000 \text{ N}$.

Tale assunzione è stata poi verificata con modellazione più accurata (vedere nel seguito), in quanto il link “reale” dovrà presentare una geometria specifica; ma anche tale scoglio può essere aggirato per altra via.

Con tale assunzione la verifica pushover, al 60% dello spettro di riferimento, indica che la struttura è verificata per uno spostamento in copertura di circa 11 cm.

Figura 9
 $ag = 0.10 \text{ g}$
(circa 60% $P_{ga,RIF,SLV}$)
Link plasticizzati e struttura verificata.

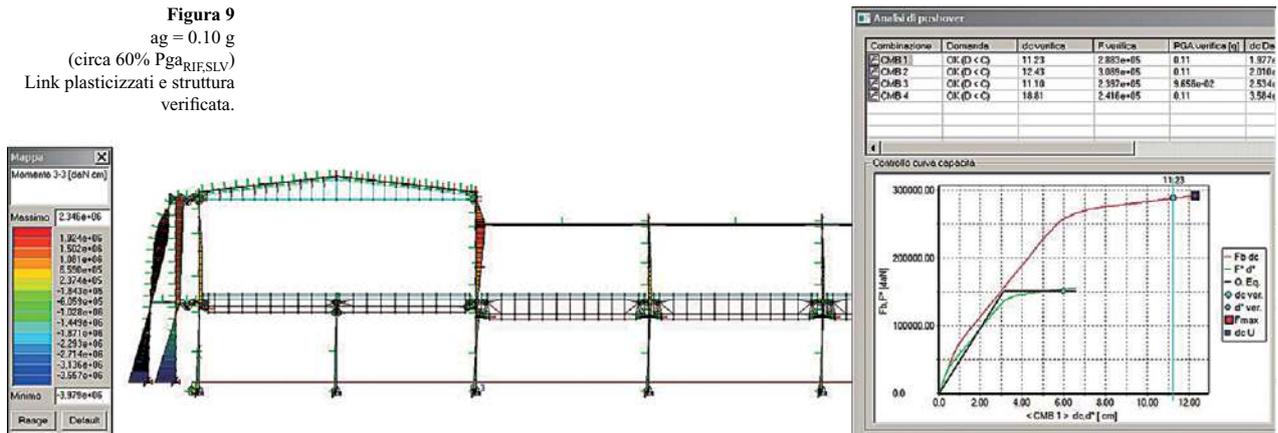
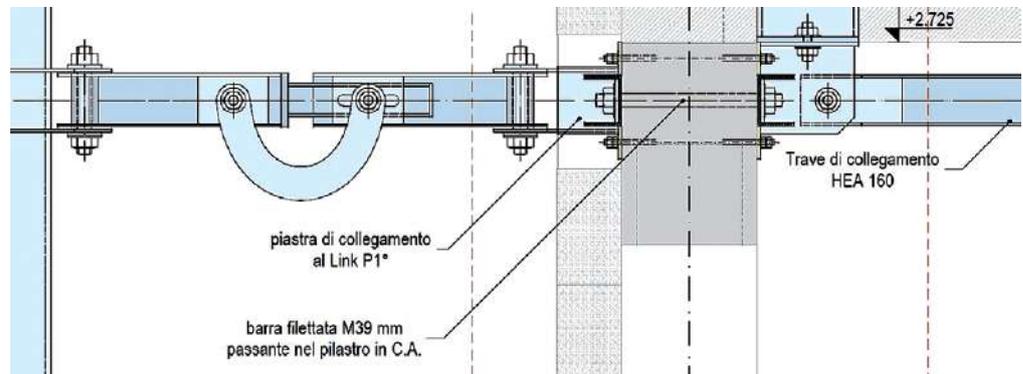


Figura 10
Schema meccanico di un
Link.



La geometria reale del Link, riportata in progetto, è quella seguente (studiata poi con modellazione più accurata): da ottimizzare ulteriormente in sede di realizzazione e prova.

Modellazione del Link con analisi più accurata e confronto dei risultati

L'analisi adottata richiede una certa attenzione, un software con elementi finiti non lineari almeno bidimensionali e un solutore non lineare. Si sono utilizzati elementi finiti piani a 3 e 4 nodi, a comportamento meccanico non lineare "elastico-perfettamente plastico" senza limitazione e senza incrudimento. L'azione è stata applicata tramite uno spostamento impresso variabile nel tempo, $x(t)$, con variazione sinusoidale, di ampiezza massima pari a 5 cm, al fine di verificarne il ciclo di isteresi; l'analisi condotta è un'analisi time history con integrazione al passo con il metodo di Newmark.

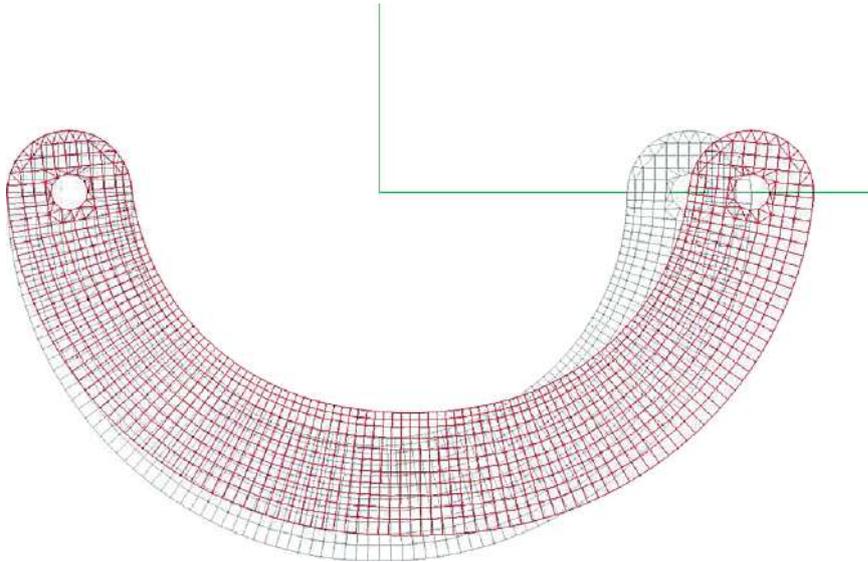


Figura 11
Modello deformato
($X = + 5$ cm).

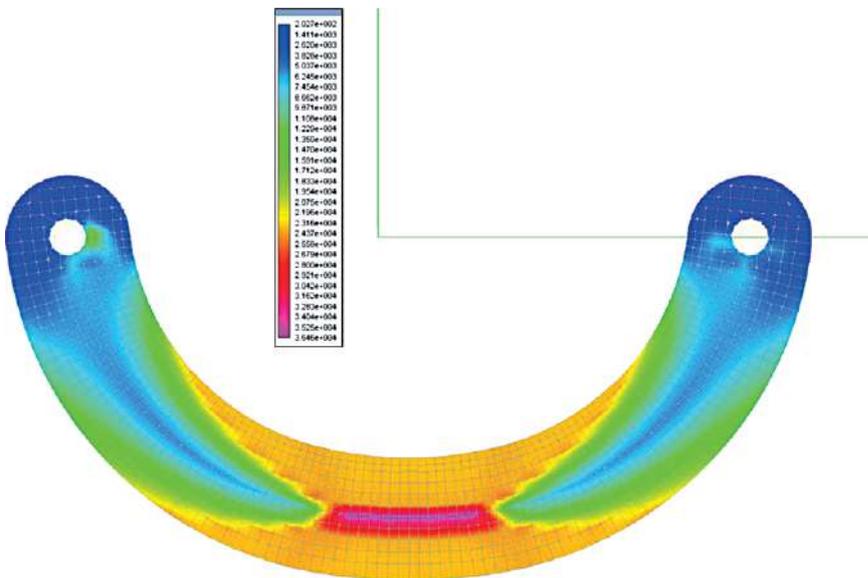
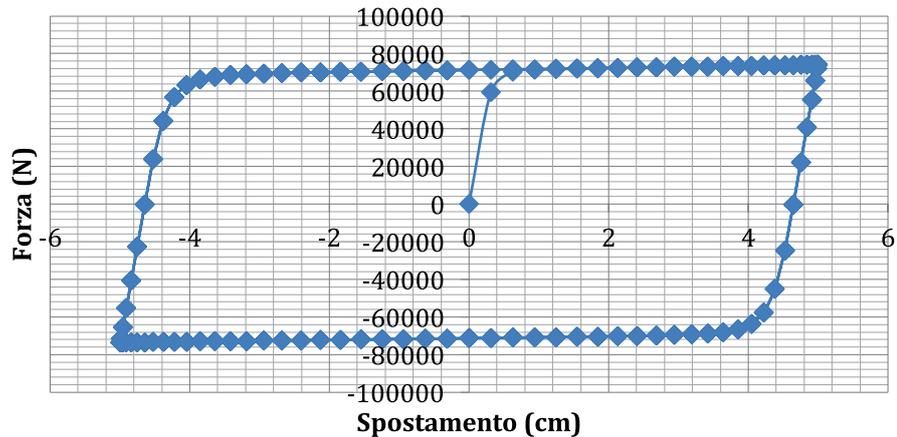


Figura 12
Modello deformato
($X = + 5$ cm):
rappresentazione isosforzi
equivalenti.

Verifica dei risultati: Il comportamento complessivo, mostrato sotto, è in sostanza quello già previsto con la semplificazione a cerniere plastiche concentrate, ma con questo metodo è possibile verificare la zona di plasticizzazione, il ciclo di isteresi, ed eventualmente il degrado.

La forza orizzontale limite, con tale modellazione, varia per effetto della forma del Link e delle escursioni in campo plastico; essa attinge il valore limite di circa 74.000 N, con un incremento rispetto al modello semplificato del 9%, (quindi trascurabile). La zona di plasticizzazione, legata alla forma del Link, interessa solo la zona centrale.

Figura 13
Grafico forza-spostamento
del Link risultante dall'analisi
NL.



È attendibile quindi, nelle analisi globali, la modellazione semplificata descritta in precedenza; questo è un risultato importante per semplificare il modello e quindi rendere maggiormente “gestibili” le elaborazioni non lineari delle pushover. Il problema, ovviamente, potrebbe essere affrontato anche in via generale con analisi time history, ma al prezzo di notevoli complicazioni e allungamento dei tempi di elaborazione.

Caso 2): Link ad alta soglia di plasticizzazione, di tipo isteretico o viscoso.

Il caso del Link isteretico a più alta soglia può essere studiato in modo identico al precedente caso, per cui per brevità si omette. Si affronta invece nel seguito il caso dell'utilizzo di un Link a comportamento viscoso, detto anche damper.

In pratica si tratta di inserire nella struttura un dispositivo a comportamento viscoso puro, la cui forza dipende dalla velocità relativa agli estremi e che dissipa completamente l'energia assorbita. Idealmente, quindi, a velocità bassa la forza trasmessa è nulla, a differenza di quello isteretico che (sempre idealmente) trasmette azioni legate solo allo spostamento relativo. Il damper però, a fronte di benefici “in opera” molto marcati, richiede tutt'altra e più complessa modellazione, che si descrive nel seguito. La modellazione, attualmente, è affrontabile solo tramite integrazione al passo delle equazioni del moto (la cosiddetta time history), anche se da anni sono in corso ricerche per ricondurre lo studio a modellazioni più semplici. L'equazione dinamica, quindi, nel caso a un solo grado di libertà (x), è la ben nota:

$$m \ddot{x}(t) + C \dot{x}(t) + K x(t) = -m \ddot{x}_s(t), \text{ dove } \ddot{x}_s(t) \text{ è l'accelerazione impressa al suolo.}$$

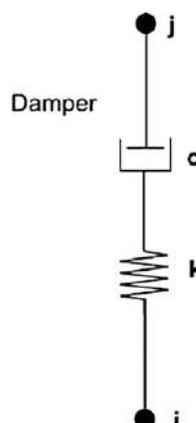
Il modello viene affrontato con un software in grado di effettuare analisi time history e che dispone di un elemento finito “damper”, con funzionamento secondo il modello di Maxwell:

La rigidità K rappresenta la rigidità del pistone (normalmente molto alta).

Il comportamento dinamico “reale” dello smorzatore è del tipo $F = C \times V^\alpha$. Si tratta quindi di dispositivi dipendenti dalla velocità relativa fra gli estremi i e j , ma l'esponente α , normalmente pari a 0,15-0,20, fa sì che si realizzi un ciclo di isteresi molto ampio e quasi rettangolare, con una “plasticizzazione” che si manifesta a velocità bassissime.

Non si riportano i dettagli delle analisi, per brevità. Si segnala soltanto che una analisi time history con i damper richiede, oltre ad un software in grado di affrontarla, una particolare attenzione da parte del progettista, soprattutto nel controllo degli errori di convergenza.

Figura 14
Schema di un damper con
modello alla Maxwell.



Per lo studio di queste strutture (e del damper più idoneo), conviene sempre partire da modelli semplificati, implementando funzioni di accelerazioni sinusoidali con periodo proprio vicino al primo modo di vibrare della struttura. Solo successivamente si può passare all'implementazione degli accelerogrammi reali, in quanto in questi ultimi è impossibile riconoscere "a occhio" le armoniche più gravose e il relativo apporto in energia.

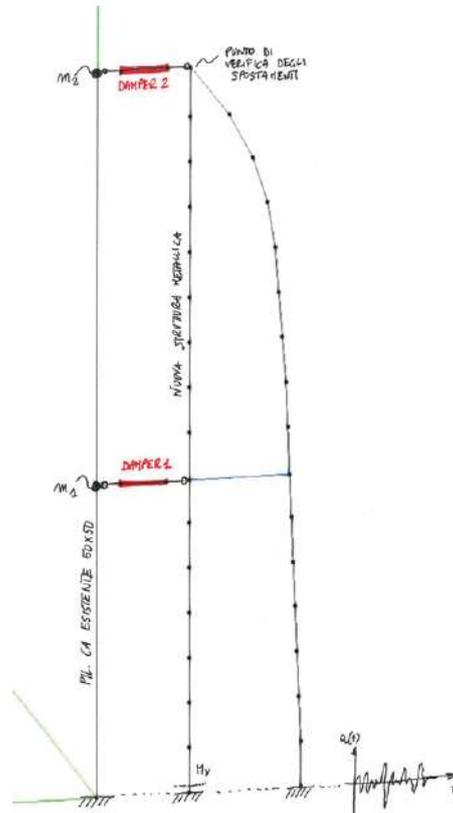


Figura 15
Modello studiato: un telaio metallico, a comportamento elastico, collegato al pilastro esistente in CA con elementi damper.

Per il caso in esame si è studiato un telaio isolato dal resto, con due elementi damper orizzontali (in rosso) e masse concentrate. Nel dimensionamento del damper occorre stabilire una prestazione di target: ad esempio il mantenimento in campo elastico delle strutture metalliche esterne.

I risultati, riportati nel seguito, sono ovviamente in funzione del tempo. Il controllo è quindi meno agevole che per le analisi statiche o pseudo-statiche tipo pushover.

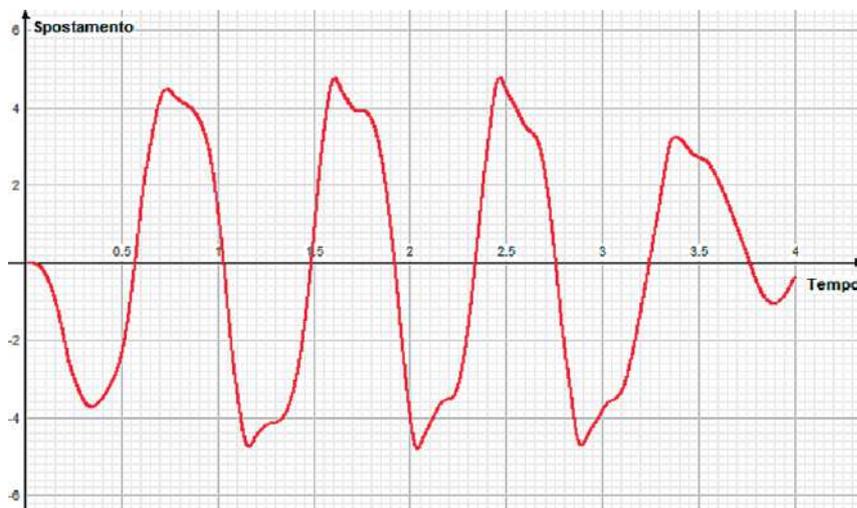


Figura 16
Spostamento in sommità del telaio: max inferiore a 4,5 cm, per cui il telaio resta sempre in campo elastico.

Figura 17
Momento alla base di una colonna: ma di circa $30\text{kN}\cdot\text{m}$, quindi ampiamente in campo elastico.

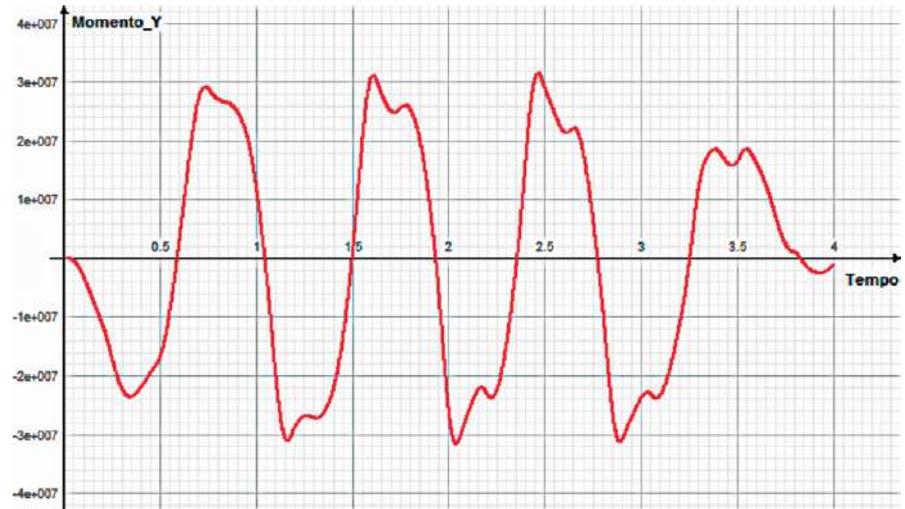
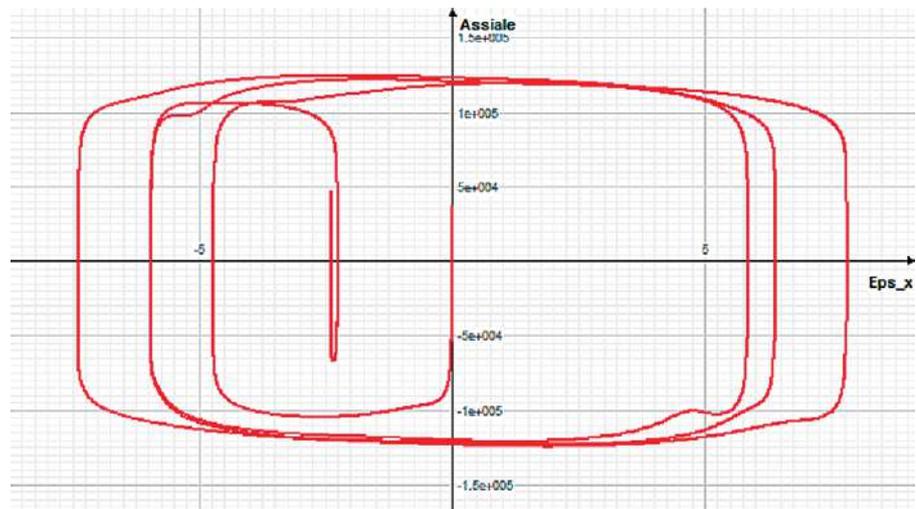
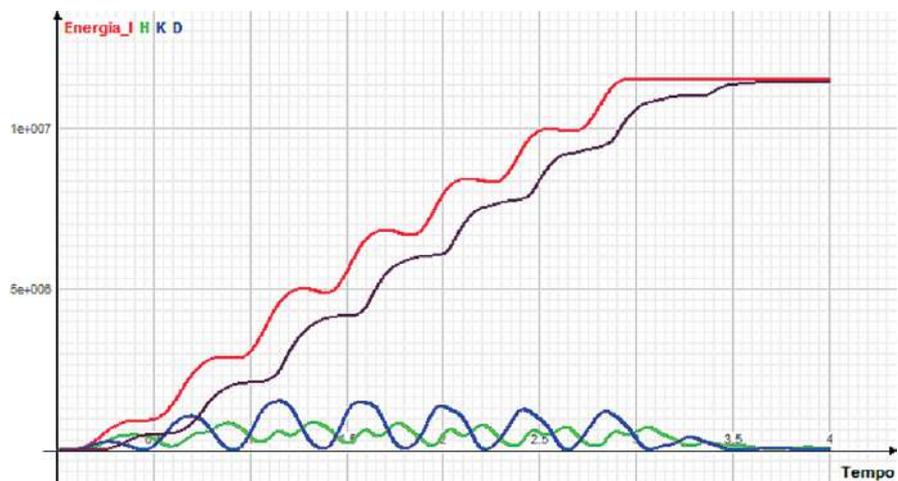


Figura 18
Ciclo di isteresi di un damper per un'analisi che dura 4 s.



Verifica dei risultati. Per le analisi time history è sempre una fase molto delicata. Molto utile a questo scopo (qualora disponibile) è la visualizzazione delle curve in termini di energia: Energia in ingresso, En. meccanica (elastica + isteretica), En. Cinetica, Energia dissipata.

Figura 19
Curve di energia in funzione del tempo.



Nel grafico soprastante si mostrano le curve di energia del modello analizzato, che utilizza un damper avente le seguenti caratteristiche: $F_{max} = 100 \text{ kN}$; $v_{max} = 20 \text{ cm/s}$; $\alpha = 0.2$ ne consegue che $C = F/v^\alpha = 100000/1.82 = 54900 \text{ N/(cm/s)}$. I simboli sono i seguenti:

- I = En. in ingresso (relativa);
- H = En. meccanica (potenziale elastico, in questo caso senza isteresi);
- K = En cinetica (relativa);
- D = En. Dissipata dai damper (curva sotto a quella rossa).

Ricordiamo che il bilancio energetico è il seguente:

$$I(t) = H(t) + K(t) + D(t) + \text{errore}$$

Nel caso in esame, dove i materiali non hanno isteresi, l'energia H è solo il potenziale elastico: essa quindi, insieme con l'energia cinetica K, deve tendere a zero alla fine del moto.

Arrestando il segnale di input in anticipo (in questo caso a 3 secondi), si può osservare la rapidità con cui si arresta il moto della struttura per effetto della dissipazione.

5. Conclusioni

La struttura, per come è progettata, può funzionare sia a link rigidi che con dissipatori. La soluzione a Link rigidi, ovviamente, è la meno onerosa, anche come onere di studio richiesto al progettista, potendo utilizzare il classico metodo a spettro di risposta con fattore di struttura. Nel caso in esame si è verificato che un valore $q = 3,2$ è cautelativo.

L'adozione di un Link isteretico unisce ottime prestazioni a un onere di progettazione-modellazione accettabile, in quanto si dispone di modellazioni semplificate attendibili, tipo pushover.

La soluzione con damper risulta certamente più complessa e delicata: sia in fase di modellazione, che di analisi, ma soprattutto per la verifica dei risultati. A fronte di questo vi è la possibilità di un ulteriore incremento delle prestazioni.

6. Fase Esecutiva

I lavori sono tutt'ora in corso. Nel seguito si riportano alcune immagini del cantiere con commenti. Per ulteriori informazioni sul progetto andare sul sito www.cpr-ingegneria.it

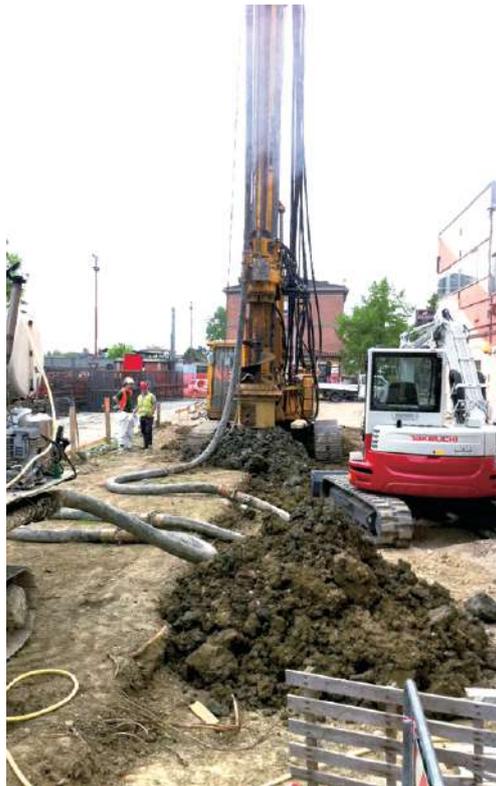


Figura 20
Gabbie pali fondazione e tirafondi (a sinistra).

Figura 21
Esecuzione pali fondazione (a destra).

Figura 22
Prova di carico su "palo di prova", fino al 200% del carico di esercizio (120 ton).



Figura 23
Travi di fondazione e tirafondi strutture metalliche.





Figura 24
Realizzazione in officina
dei telai metallici e relativi
controlli.



Figura 25
Montaggio strutture
metalliche.

Figura 26
Montaggio strutture
metalliche.



Bibliografia

Pozzati P., Ceccoli C. (1987) - Teoria e tecnica delle strutture, UTET.
AA.VV. (1983) - Fondamenti di ingegneria sismica (Atti del Corso).
Massonnet C., Save M. (1987) - Calcolo plastico a rottura delle costruzioni, Clup.
Ballio G., Mazzolani F.M. (1987) - Strutture in acciaio – Hoepli.

L'Autore

Alessandro Pignagnoli nasce a Modena il 23 luglio del 1964; consegue la laurea in Ingegneria Civile, presso l'Università di Bologna, indirizzo strutturale, con una tesi in "Complementi di Tecnica delle Costruzioni", relatore chiar.mo Prof. Ing. Claudio Ceccoli, correlatore chiar.mo Prof. Ing. Andrea Benedetti.

Nel campo dell'ingegneria sismica è stato allievo del chiar.mo Prof. Ing. Pier Paolo Diotallevi. Le prime esperienze professionali risalgono al terremoto dell'Emilia del 1996, che vedono l'Ing. Pignagnoli impegnato nel consolidamento e miglioramento sismico di numerosi edifici, in particolare scuole e chiese, tra cui la Chiesa Parrocchiale SS. Gervasio e Protasio di Campagnola Emilia, la Scuola Elementare "Gandolfi" di Campagnola Emilia, la Chiesa di San Francesco a Fabbrico, la Chiesa di San Giacomo a Cognento (Campagnola Emilia), l'Abbazia della SS. Trinità a Campagnola Emilia.

Negli anni successivi fino ad oggi, l'Ing. Pignagnoli ha continuato ad occuparsi di ingegneria sismica in numerose opere pubbliche e private, tra le quali ricordiamo la progettazione e DL della Caserma dei Carabinieri a Campagnola Emilia, le Verifiche sismiche di edifici scolastici, la progettazione definitiva per miglioramento sismico dell'Istituto Chierici di Reggio Emilia. Dopo il sisma del 2012, si è occupato del miglioramento sismico di numerosi edifici e strutture prefabbricate in CA.

Si è occupato anche di progettazione di volte sottili in compositi per depuratori, di modellazione di particolari meccanici, di numerose strutture metalliche, di fondazioni speciali e opere di sostegno dei terreni.

Da diversi anni si occupa di analisi non lineari, dissipatori isteretici e viscosi, in particolare applicati ad edifici prefabbricati, analisi time history, modelli specifici non lineari per le murature e analisi di risposta sismica locale.

News

Il 12-13 dicembre 2017 si è svolto presso la University of California San Diego il workshop **MECHS (Multi-hazard Engineering Collaboratory for Hybrid Simulation): Breaking Barriers & Building Capacity**, evento che rientra nel *framework* di un progetto quinquennale finanziato dalla National Science Foundation (#1661621) e dalla Purdue University. Tale progetto ha come obiettivo consolidare la tecnica di prova ibrida con sotto-strutturazione (nota come Hybrid Simulation, Hybrid Testing o Hardware-In-The-Loop) e rendere edotti i portatori d'interesse, le industrie e i normatori della maturità di questa tecnica di prova sperimentale raggiunta negli ultimi decenni. A tal fine, sono stati invitati a questo primo workshop esperti internazionali nel campo della sperimentazione ibrida – e di laboratorio in generale –, tra i quali Eucentre come unico rappresentante per l'Europa.

Il workshop ha visto il coinvolgimento anche di nuovi potenziali utenti e portatori d'interesse, in modo da arricchire la discussione con il punto di vista dei beneficiari finali dei risultati di questo progetto. Il lavoro di collaborazione internazionale è iniziato ed è in corso di definizione la road-map per il raggiungimento degli obiettivi prefissati.



EUCENTRE C'È

MECHS Multi-hazard Engineering Collaboratory for Hybrid Simulation

12-13 dicembre 2017
University of California
San Diego

Il Congresso Internazionale “STESSA 2018” è un congresso di area decisionale specialistica nel campo delle costruzioni sismiche in acciaio, che si tiene ogni tre anni. Le precedenti edizioni sono state a Timisoara (Romania 1994), Kyoto (Giappone 1997), Montreal (Canada 2000), Napoli (Italia 2003), Yokohama (Giappone 2006), Filadelfia (Stati Uniti 2009), Santiago (Cile 2012) e Shanghai (Cina, 2015). La nona edizione di “Stessa 2018” si è svolta a Christchurch, New Zealand, dal 14 al 17 febbraio 2018.

In questo anno il convegno è stato organizzato presso la University of Canterbury (Christchurch, New Zealand) insieme alla Steel Construction New Zealand, quali organizzatori locali e al Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura dell'Università Federico II di Napoli. Il Chairman del congresso è il Prof. Federico M. Mazzolani, emerito dell'Università Federico II di Napoli. Eucentre in questo contesto ha presentato un lavoro di ricerca svolto in collaborazione con l'Università di Cincinnati sull'analisi di fragilità (con conseguente derivazione delle curve di fragilità) per telai in acciaio con connessioni imbullonate utilizzando analisi dinamiche incrementali.



EUCENTRE

STESSA 2018

The 9th International Conference on the
Behaviour of Steel Structures in
Seismic Areas
14 - 17 February 2018
Christchurch, New Zealand



L'autore scrive

VOLUME

Davide Bellotti, Roberto Nascimbene ■

Vademecum per la sicurezza sismica dei prefabbricati

La pubblicazione si occupa di strutture esistenti prefabbricate in cemento armato, monopiano e pluripiano, sia in ambito nazionale che internazionale al fine di valutarne la vulnerabilità sismica. Nel testo vengono presentate le tecniche costruttive caratteristiche della prefabbricazione applicata agli edifici in cemento armato, e le tipologie strutturali più diffuse in ambito nazionale, in particolar modo per quanto riguarda le strutture a scheletro ed a telaio.

I recenti eventi sismici avvenuti sia in Italia, sia nel resto del mondo, hanno contribuito a sensibilizzare l'opinione pubblica nei confronti del problema della riduzione del rischio. In particolare nel caso delle strutture prefabbricate, data l'elevata diffusione nel settore industriale, sembra sensato sottolineare come ripercussioni sociali ed economiche possono essere provocate da situazioni di inagibilità o interruzione delle attività, prima ancora che dal collasso strutturale.

Nonostante la variabilità delle tipologie e delle tecniche utilizzate, è possibile riscontrare vulnerabilità comuni manifestate dalle strutture in seguito a diversi eventi sismici che hanno colpito recentemente sia a livello nazionale che internazionale. Tra di esse i collegamenti hanno rappresentato gli elementi più critici in termini di prestazioni sismiche negli edifici sia di vecchia che di più recente costruzione. L'assenza di unioni meccaniche tra gli elementi, o la non sufficiente resistenza dei collegamenti, tale da garantire il completo trasferimento degli sforzi in regime dinamico tra gli elementi strutturali, è stata, infatti, la causa più frequente di perdita di appoggio degli elementi orizzontali o la perdita degli elementi di tamponamento.

A partire dai danni rilevati su edifici industriali a seguito dei recenti eventi sismici, il manuale si propone di valutare le vulnerabilità rilevate e di analizzare alcuni interventi di miglioramento e adeguamento sismico di capannoni esistenti.

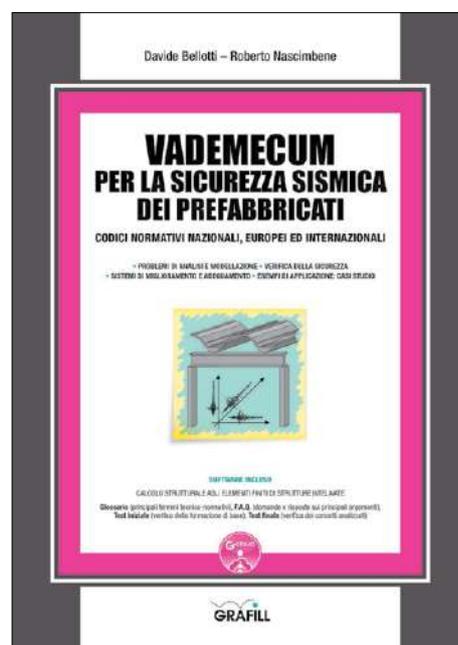
Nel testo vengono approfonditi i temi legati alla modellazione agli elementi finiti in particolare relativamente alla rigidità, ai vincoli, alle masse degli elementi strutturali che costituiscono le strutture in oggetto; vengono poi descritti i principali metodi di calcolo che possono essere utilizzati per la determinazione della capacità resistente dei collegamenti in base alla normativa nazionale ed internazionale.

Sono descritte ed applicate le analisi in ambito lineare e non lineare, al fine di determinare la domanda di sollecitazione sulla struttura e sono riportate le verifiche di tutti gli elementi strutturali e dei sottosistemi: in particolare sono analizzati i collegamenti, orizzontamenti, plinti a bicchiere. Vengono presi in considerazione i più diffusi sistemi di miglioramento ed adeguamento, di tipo tradizionale o innovativo, sia a livello locale che globale. Vengono presentate diverse soluzioni di intervento sui collegamenti pilastro-fondazione, trave-pilastro, tegolo-trave oltre che sugli stessi elementi strutturali, pilastri e pannelli. Vengono esaminati, inoltre, gli interventi che prevedono l'installazione di sistemi innovativi quali dispositivi di smorzamento ad attrito e viscoelastici.

Due casi studio applicativi vengono affrontati in dettaglio: dalla conoscenza della struttura, alla modellazione e alla valutazione della sicurezza sismica. Vengono proposti per ciascun edificio diverse soluzioni di intervento, e sono effettuate le verifiche a taglio, pressoflessione deviata, effetti del secondo ordine, spostamenti allo SLD.

Particolare attenzione è posta alle verifiche in fondazione e alle forcelle in sommità ai pilastri e vengono proposte e confrontate diverse soluzioni di miglioramento ed adeguamento.

Editore: **GRAFILL Editoria tecnica**
Anno: **2017**
ISBN: **88-8207-911-6**
Prezzo: **Euro 39.00**
Formato: **170 x 240 mm**
Pagine: **303**



The Eucentre Foundation chooses PERINGENERATORS for the New MobileLAB.



PERIN
OVER THE ENERGY!
GENERATORS

www.peringenerators.com

Mantieniti collegato con

PROGETTAZIONE SISMICA²



in



f



Twitter logo



www.progettazioneismica.it

Π_6^2



WE ARE EUCENTRE

More than a hundred people from all over the world working together on training and research in earthquake engineering and risk mitigation.



Diventare nostro Autore.



Diventare nostro autore è semplice
basterà contattare la redazione di
Progettazione Sismica², via e-mail
all'indirizzo:

giulia.faga@progettazionesismica.it
oppure chiamando al numero
telefonico 0382.5169894.

Per maggiori informazioni e novità
sulla rivista è possibile visitare il
sito www.progettazionesismica.it

Follow us



www.progettazionesismica.it

ISBN 978-88-85701-07-6



9 788885 701076