



bimestrale dell'ENEA
anno 61
settembre - ottobre 2015

Energia, Ambiente e Innovazione

5/2015



**Avezzano 1915-2015:
cento anni di
ingegneria sismica**





Registrazione

Tribunale Civile di Roma
Numero 148 del 19 aprile 2010 del Registro Stampa

Direttore Responsabile

Diana Savelli

Comitato di Direzione

Gaetano Borrelli, Gian Piero Celata, Roberto Moneta,
Roberto Morabito, Aldo Pizzuto

Comitato tecnico-scientifico

Osvaldo Aronica, Ilaria Bertini, Paolo Clemente,
Paolo Di Lazzaro, Andrea Fidanza,
Stefano Giammartini, Giorgio Graditi, Massimo Maffucci,
Laura Maria Padovani, Emilio Santoro

Coordinamento editoriale

Giuliano Ghisu

Collaboratori

Daniela Bertuzzi, Paola Carrabba, Sergio Cappucci,
Orietta Casali, Antonino Dattola, Barbara Di Giovanni,
Giovanni Puglisi

Traduzione e revisione lingua inglese

Carla Costigliola

Progetto grafico

Paola Carabotta, Bruno Giovannetti, Cristina Lanari

Edizione web

Antonella Andreini, Serena Lucibello, Concetta Manto

Sviluppo App

Giordano Vicoli

Promozione

Paola Crocianielli

*Gli articoli riflettono le opinioni degli autori
e non necessariamente quelle dell'ENEA*

Per informazioni e contatti: infoeai@enea.it

Copertina

Al centro, foto storica del terremoto di Avezzano.
Sopralluogo del Re Vittorio Emanuele III,
13 gennaio 1915.

*Fonte: sito web del Dipartimento della Protezione Civile,
Presidenza del Consiglio dei Ministri*

Impaginazione

Varigrafica Alto Lazio
Via Cassia, km 36,300 (zona industriale) - 01036 Nepi (VT)

Stampa

Laboratorio Tecnografico - Centro Ricerche ENEA Frascati

Numero chiuso nel mese di **novembre 2015**

Disponibile sul sito www.enea.it
e su App Store per i dispositivi mobili Apple



Prodotto realizzato impiegando carta Symbol Freelifelife certificata FSC



Introduzione

- 2** **Avezzano 1915-2015:
cento anni di ingegneria sismica**
G. Di Pangrazio, P. Clemente



Research & development

- 5** **Il terremoto del 13 gennaio 1915
e la pericolosità sismica dell'area**
*G. Scarascia Mugnozza, S. Haillemikael,
G. Martini*
- 14** **Difendersi dai terremoti:
un filo rosso nella storia**
E. Guidoboni
- 23** **Earthquake tragedy and application
of seismic isolation, energy dissipation
and other seismic control systems
to protect structures in China**
Fu Lin Zhou
- 31** **Behavior of response controlled
and seismically isolated buildings
during severe earthquakes in Japan**
T. Saito
- 38** **Considerazioni progettuali associate
alla risposta di isolatori sismici
e dissipatori di energia a scala reale**
G. Benzoni
- 46** **Progettare in zona sismica nel terzo
millennio: le moderne tecnologie**
A. Martelli
- 55** **Dal terremoto di Avezzano (1915)
a quello dell'Aquila (2009):
evoluzione dei criteri di progettazione**
*P. Clemente, G. Bongiovanni,
G. Buffarini, F. Saitta*
- 63** **Danneggiamento e recupero
degli edifici storici:
l'esperienza dell'Aquila**
*C. Modena, M. R. Valluzzi,
F. da Porto, M. Munari*
- 72** **Nuove frontiere della sperimentazione
in Europa: il laboratorio CERISI
dell'Università di Messina**
G. Ricciardi
- 79** **Comportamento sperimentale
e modellazione numerica di dispositivi
di isolamento sismico:
l'Incidente Probatorio per i dispositivi
del Progetto C.A.S.E. a L'Aquila**
A. De Stefano
- 87** **L'isolamento sismico degli impianti
a rischio di incidente rilevante**
M. Forni
- 98** **Isolare conviene: valutazioni
su un edificio di nuova costruzione**
W. Bellotta, F. Amatilli
- 108** **Applicazione dell'isolamento sismico
per il miglioramento sismico
degli edifici danneggiati dal terremoto
aquilano**
D. Corsetti



Avezzano 1915-2015: cento anni di ingegneria sismica

Sono trascorsi 100 anni dal tragico evento che distrusse totalmente la città di Avezzano. Rimase in piedi soltanto una casa, costruita nel 1910 dall'ing. Cesare Palazzi, mentre delle altre rimasero soltanto cumuli di macerie. I soccorsi partirono con molte ore di ritardo sia a causa dell'impraticabilità di molte strade sia per l'impreparazione dello Stato ad affrontare un disastro simile. I dati furono terrificanti: 11.700 vittime su un totale di 13.000 abitanti nella piccola cittadina; complessivamente, nella vasta area interessata dal sisma, i morti furono circa 30.000.

Il sisma del 1915 accadde in un periodo di sviluppo socio-economico dell'area fucense che seguì la colossale opera di bonifica del Fucino. All'evento sismico, uno dei più

disastrosi mai registrati in Italia, seguì la grande guerra, che rese ancor più difficoltose le operazioni di ricostruzione. E neanche la seconda guerra mondiale risparmiò Avezzano, come dimostra la decorazione con medaglia d'argento al merito civile, a seguito dei danneggiamenti causati dai bombardamenti alleati del 1944.

Sono trascorsi 100 anni nei quali la città è stata ricostruita ed è cresciuta notevolmente. Oggi Avezzano conta oltre 40.000 abitanti, seconda soltanto a L'Aquila nell'omonima provincia, e rappresenta il centro di riferimento per l'intera Marsica. Sono trascorsi 100 anni ma nulla è stato dimenticato, grazie anche alle testimonianze orali e scritte, tramandate di generazione in generazione fino ai nostri giorni.



L'unico edificio di Avezzano che ha resistito al terremoto del 1915



Sono trascorsi 100 anni ma quali sono stati i progressi della scienza e della tecnica a favore della sicurezza dei cittadini? Disastri come quello del 1915 possono ancora verificarsi? Che cosa si fa per prevenire i terremoti e mitigarne gli effetti? In questo secolo altri terremoti sono accaduti in varie parti d'Italia alcuni con effetti disastrosi, anche se non paragonabili a quelli della Marsica. In questo volume, con i contributi presentati al convegno tenutosi nel Castello Orsini di Avezzano nei giorni 29 e 30 maggio 2015, viene esposto lo stato dell'arte sul tema con riferimento agli aspetti tecnico-scientifici. Sono affrontate le problematiche inerenti alla pericolosità sismica, all'indagine storica, all'analisi dei danni dovuti ai recenti terremoti e, soprattutto, alle moderne tecnologie antisismiche, per quel che riguarda la progettazione di nuove costruzioni e l'adeguamento di quelle esistenti.

Ma gli sforzi della scienza e della tecnica sono vani in assenza della consapevolezza del rischio da parte della popolazione e di un impegno serio e duraturo da parte delle istituzioni. Geofisici e ingegneri possono descrivere le caratteristiche dei terremoti e i loro effetti sulle costruzioni, rispettivamente, e quindi le caratteristiche che le costruzioni devono avere per salvaguardare soprattutto, ma non solo, le vite in esse presenti. A valle di questi studi e delle relative conclusioni, però, è la politica che sceglie il grado di sicurezza che una comunità può permettersi, tenuto conto dei costi. Al riguardo è bene distinguere tra nuove costruzioni e strutture esistenti.


Per le prime va detto che oggi l'ingegneria civile può fornire le soluzioni tecniche per progettare e costruire edifici, ponti e infrastrutture in grado di resistere anche ai terremoti più violenti, grazie anche allo sviluppo di moderne tecnologie antisismiche, che possono garantire un grado

di sicurezza non perseguibile con tecniche tradizionali, senza incidere significativamente sui costi.

Il problema delle strutture esistenti, invece, è ben più delicato. È, infatti, ben noto che gran parte degli edifici esistenti in Italia non è in grado di sopportare l'azione sismica che attualmente la normativa prescrive per gli edifici di nuova costruzione nei rispettivi siti. Gran parte del patrimonio edilizio ha un'età superiore ai 50 anni, valore tipico della vita utile di un edificio e, inoltre, i periodi di maggiore attività in campo edilizio hanno seguito eventi eccezionali, quali le guerre mondiale e gli eventi sismici stessi. Di conseguenza molte costruzioni sono state edificate in fretta e senza adeguati controlli, facilitando l'uso di sistemi e materiali scadenti. Infine, interventi impropri, architettonici e/o strutturali, hanno spesso accelerato gli effetti legati alla vetustà ed al degrado, acuiti da una manutenzione carente, se non del tutto assente.

È necessaria un'efficace politica di prevenzione a fronte degli eventi naturali che si basi su un'oculata programmazione della spesa e degli interventi che, con riferimento alle opere strategiche o di particolare rilevanza (quali prefetture, caserme, ospedali, scuole, ecc.), stabilisca delle priorità sulla base di un'accurata conoscenza delle pericolosità e dello stato di salute delle costruzioni. Una menzione particolare meritano gli edifici scolastici, per i quali l'attenzione è tornata a galla a seguito del terremoto di San Giuliano di Puglia del 2002 ed è ulteriormente cresciuta dopo quelli dell'Aquila del 2009 e dell'Emilia del 2012.

Sul tema della sicurezza dell'edilizia pubblica, l'amministrazione comunale di Avezzano sta ponendo una particolare attenzione ai fini di una corretta prevenzione. Sulla base di quanto stabilito dall'OPCM 3274/2003, art. 2 comma 3, ha



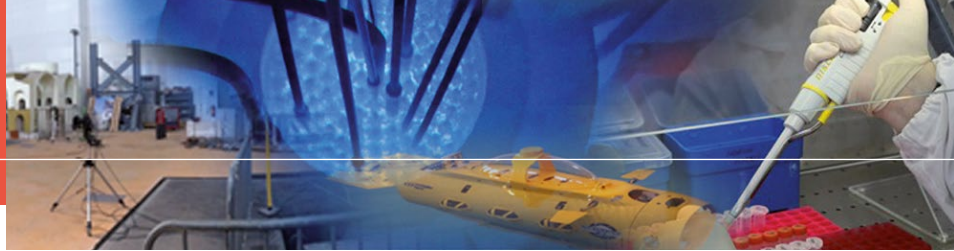
provveduto alle verifiche di vulnerabilità sismica di tutto il patrimonio scolastico, che hanno fornito, purtroppo, risultati non sempre positivi. Pertanto, si è decisa la chiusura di tre plessi scolastici, mentre per il complesso storico delle scuole medie Fermi e Corradini, che ospita complessivamente circa 700 studenti, si è deciso di eseguire uno studio più approfondito che è stato affidato all'ENEA con la collaborazione del GLIS.

Per fronteggiare la situazione è necessario ridisegnare l'intero fabbisogno scolastico del Comune di Avezzano, utilizzando in maniera razionale i finanziamenti disponibili, tenendo conto dei risultati delle verifiche di vulnerabilità sismica e concentrando la popolazione scolastica in edifici più sicuri anche attraverso l'uso di immobili di proprietà privata.

Sono in itinere dieci progetti, di cui tre già appaltati e gli altri da appaltare entro la fine del 2015, per un totale di circa 21 milioni di euro. Per altre sette scuole sono state avanzate richieste di finanziamento in attesa degli esiti dei relativi bandi. L'articolo 11 della legge n. 77 del

24 giugno 2009, di conversione del decreto legge n. 39 del 28 aprile 2009 per la ricostruzione in Abruzzo, prevede che siano finanziati interventi per la prevenzione del rischio sismico su tutto il territorio nazionale, grazie ad un fondo istituito dal Ministero dell'Economia. Tuttavia la spesa rappresenta una minima percentuale, di poco inferiore all'1%, del fabbisogno per l'adeguamento sismico di tutte le costruzioni, pubbliche e private, e delle opere infrastrutturali strategiche, e i fondi vengono erogati con notevole ritardo. Per la realizzazione dei nuovi edifici scolastici verrà adottato il sistema dell'appalto integrato, sulla base di progetti preliminari redatti dal Comune di Avezzano. Nell'attribuzione dei punteggi si darà grande importanza agli aspetti riguardanti il miglioramento della resistenza sismica, rispetto ai minimi di legge, e il risparmio energetico.

In definitiva, costruire in legalità offre maggiori garanzie di sicurezza degli edifici a fronte di eventi sismici: questo deve essere il contributo delle istituzioni per una corretta prevenzione sismica.



Il terremoto del 13 gennaio 1915 e la pericolosità sismica dell'area

Il terremoto della Marsica del 13 gennaio 1915, di magnitudo 7, devastò l'area del Fucino causando circa 30000 vittime e distruggendo diversi centri abitati, tra cui la città di Avezzano. In questo lavoro sono descritti le principali caratteristiche dell'evento sismico e gli effetti sull'ambiente e, sulla base dell'attuale classificazione sismica e degli studi di microzonazione sismica in corso, il livello di pericolosità sismica dell'area fucense, determinato dalla combinazione della pericolosità di base e degli effetti di sito

DOI 10.12910/EAI2015-075

■ G. Scarascia Mugnozza, S. Hailemikael, G. Martini

Introduzione

“Non mi resi subito conto di ciò che era avvenuto; ritenni dapprima che si trattasse del crollo improvviso dello stesso stabilimento dove ero occupato: catastrofe forse avvenuta per lo scoppio di qualche macchina. Non potevo immaginare quale orribile immane catastrofe si fosse abbattuta sulla ridente Avezzano, così tranquilla e piena di vita. La gamba sinistra mi doleva abbastanza, ma ciò non mi impedì di trascinararmi fino all'aperto. Ma appena fuori, le mie orecchie furono straziate da mille lamenti. Guardai Avezzano e credetti ancora di essere vittima di un orrendo sogno: il castello, gli stabilimenti dagli alti fumaiole, la Chiesa dell'artista ed agile campanile, tutto era scomparso. Avezzano era scomparsa ed al suo posto non si scorgevano che pochi muri” (Il Mattino di Napoli, 14 gennaio 1915). Con queste drammatiche parole, un testimone oculare descrive i momenti immediatamente seguenti la scossa di terremoto che colpì Avezzano il 13 gennaio 1915. Fu questo uno dei più distruttivi eventi sismici della storia italiana, con circa 30.000 vittime e 20 centri abitati che subirono la quasi totale distruzione degli edifici. I successivi studi sulla distribuzione dei danni evidenziarono che la cattiva qualità dei materiali di costruzione e le carenze strutturali, insieme a caratteristiche geologico-tecniche tali da innescare fenomeni di amplificazione sismica nei siti più danneggiati, furono le principali cause di distruzione.

Il terremoto del 13 gennaio 1915

Caratteristiche generali dell'evento

Il 13 gennaio 1915 alle ore 06:52:43 (GMT) un catastrofico terremoto colpì l'area della Marsica e parte del Lazio meridionale con intensità che raggiunsero l'XI grado della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS), secondo quanto riportato nel Catalogo INGV-CPT111 (Rovida *et al.*, 2011). La scossa fu avvertita (Figura 1a) nella maggior parte del territorio italiano, dalla Pianura Padana alla Basilicata. In Castenetto e Galadini (1999), si calcola per questo evento una magnitudo $M_s = 7.0$ (st. dev. 0.6 su informazioni da 22 stazioni sismometriche) e $m_b = 6.8$ (st. dev. 0.2 su 2 stazioni). Più recentemente, Rovida *et al.* (2011) stimano una magnitudo $M_w = 7.0 \pm 0.09$ (macrosismica) e $M_w = 7.04 \pm 0.37$ (da regressione di dati strumentali). La scossa principale, che non fu preceduta da *foreshocks*, diede inizio ad un prolungato sciame sismico che si protrasse per circa 4 anni (Cava-

Contact person: Gabriele Scarascia Mugnozza
gabriele.scarasciamugnozza@uniroma1.it

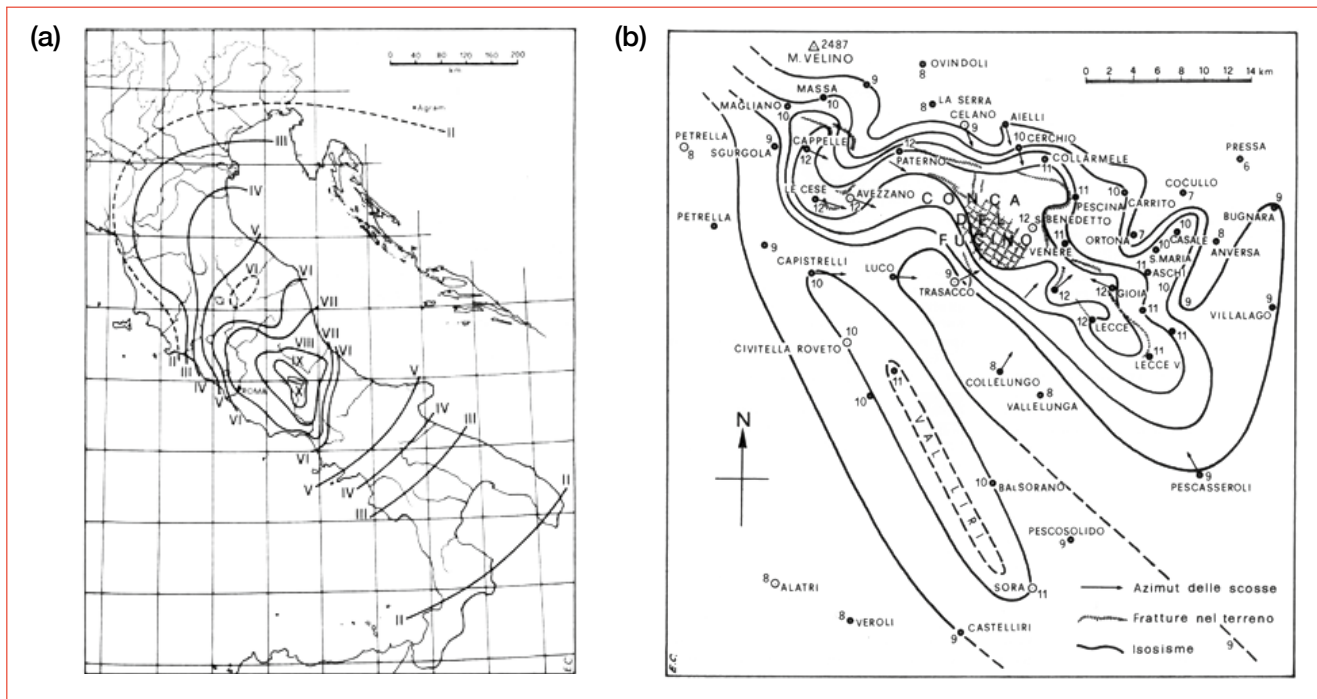


FIGURA 1 Carte delle isosisme del terremoto del Fucino del 13.1.1915: (a) generale; (b) dettaglio per l'area epicentrale
 Fonte: a) Martinelli, 1915; b) Oddone, 1915

sino, 1935). Come evidenziato in Castenetto e Galadini (1999), le repliche non superarono valori di magnitudo $M_s = 4.7$, in linea con il comportamento delle strutture sismogenetiche dell'area appenninica.

Gli effetti sui centri abitati

Il terremoto di Avezzano del 1915 ebbe effetti distruttivi in tutta la Marsica. È stato infatti calcolato (Castenetto e Galadini, 1999) che 21 località subirono la distruzione quasi totale degli edifici, con intensità macrosismiche maggiori o uguali al X grado MCS. Particolarmente pesante fu anche il numero totale delle vittime pari a circa 30.000 unità, che sono state così suddivise per provincia:

- L'Aquila 29.105;
- Frosinone 527;
- Rieti 391;
- Pescara 15;
- Roma 7.

Basandosi su rilevazioni e analisi eseguite nell'area

colpita dal terremoto nei giorni immediatamente successivi alla scossa principale, Oddone (1915) verificò che la maggior parte dei danni agli edifici era imputabile sia alla localizzazione dei centri abitati, posti in siti con caratteristiche geologico-tecniche tali da indurre fenomeni di amplificazione locale del moto sismico, sia all'alta vulnerabilità degli edifici. Infatti, Oddone notò che la maggior parte degli abitati danneggiati erano posizionati su alluvioni recenti o al contatto tra depositi soffici e rocce carbonatiche o, infine, su conoidi o falde di detrito. Per le tipologie edilizie, veniva rimarcata la cattiva qualità dei materiali di costruzione e gravi difetti di realizzazione quali fondazioni insufficienti, gravi difetti strutturali nelle travature e nelle compagini murarie, presenza di sbalzi, volte pesanti e tetti fortemente spingenti.

Gli effetti sull'ambiente

Gli effetti del terremoto sull'ambiente furono numerosi ed estesi su un'area molto vasta.

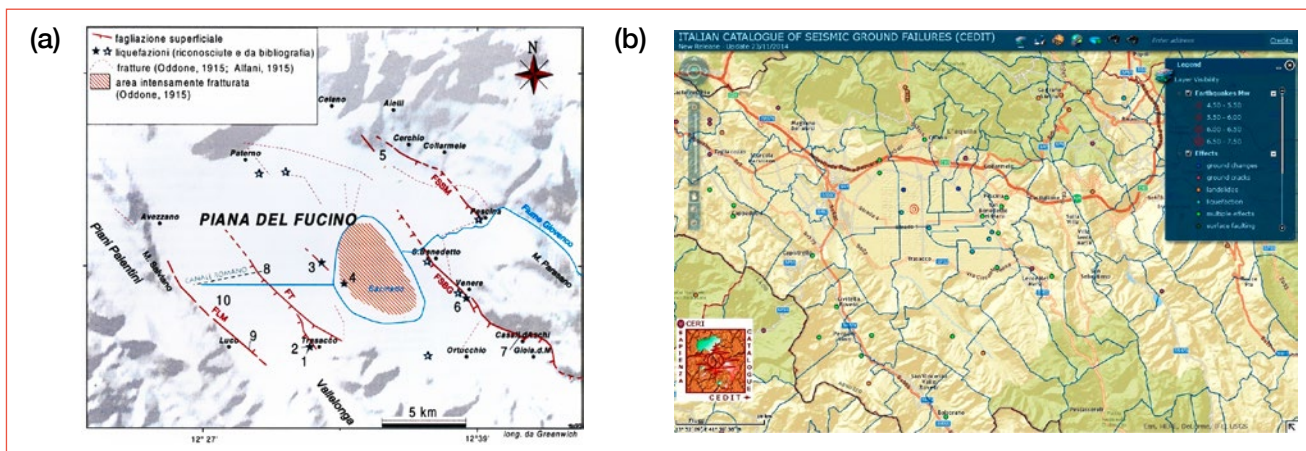


FIGURA 2 Ubicazione degli effetti del terremoto del 1915 sull’ambiente fisico nell’area del Fucino
 Fonte: a) Castenetto e Galadini, 1999; b) Fortunato et al., 2012

A questo proposito, il “Catalogo italiano degli effetti deformativi del suolo indotti dai forti terremoti” (CEDIT-Fortunato *et al.*, 2012) ha censito 41 fenomeni franosi, 12 liquefazioni, 38 rotture superficiali del terreno, 12 modificazioni della superficie topografica.

In particolare, Oddone (1915) segnalò la formazione di una spaccatura del terreno che bordava perimetralmente la piana del Fucino per una lunghezza di circa 70 km, con una larghezza di 30-100 cm e con uno spostamento verticale relativo dei due lati della spaccatura di circa 30-90 cm, dalla quale furono osservate fuoriuscite di acqua e gas infiammabili.

Lo stesso Autore registrò la formazione di vulcanelli di fango (es. Pescina, Sora e Concerviano), e numerosi fenomeni di instabilità dei versanti quali l’innesco di frane o il distacco di massi.

Per quello che riguarda gli effetti di tipo idrogeologico, in molte località furono segnalate l’intorbidimento, la variazione della portata o la temporanea scomparsa di sorgenti e variazioni dei livelli di pozzi o di bacini idrici (Cavasino, 1935).

Pericolosità sismica dell’area

Le sorgenti sismogenetiche

Il catastrofico terremoto della Marsica del 1915 si è generato lungo la Faglia del Fucino, una struttura tettonica

(Figura 3c-d; DISS Working Group, 2010) lunga circa 28 km e larga circa 16 km posta lungo il versante montuoso che borda ad Est il bacino fucense ed in grado di generare forti terremoti (M 6.5-7.0) con periodo di ritorno nell’ordine del migliaio di anni (1400-2600 anni).

L’individuazione delle sorgenti sismogenetiche e la loro parametrizzazione in termini geometrici e cinematici è un fondamentale elemento per la stima della pericolosità sismica del territorio.

Per sorgente sismogenetica si intende una struttura geologica, ovvero una faglia, in grado di generare terremoti. Una modellazione tridimensionale di queste sorgenti (Boncio *et al.*, 2004) è ottenuta integrando dati geologici superficiali, sismologici e geologico-geofisici profondi. Le singole sorgenti sono parametrizzate in termini di caratteristiche geometriche (Figura 3a), di cinematico, di spessore dello strato sismogenetico, di continuità spaziale delle strutture e di livelli massimi della pericolosità sismica associati alle singole sorgenti, quest’ultima rappresentata dalla magnitudo del massimo terremoto atteso.

Ai fini del calcolo della pericolosità sismica, oltre alla modellazione tridimensionale precedentemente descritta, risulta di fondamentale importanza la stima della ricorrenza dei terremoti di una determinata classe di magnitudo che la sorgente è in grado di generare. Tali informazioni sono state elaborate e organizzate nel Database

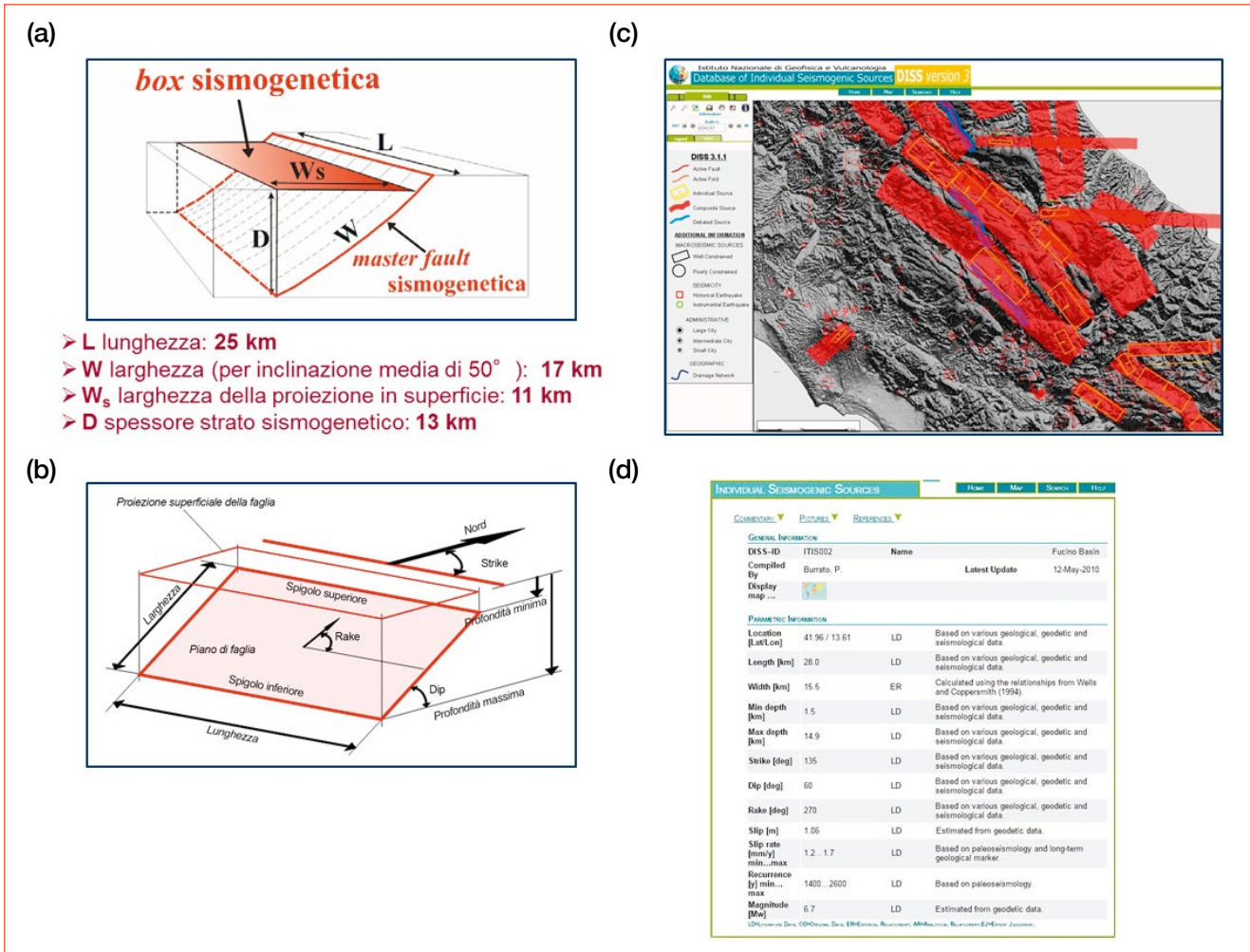


FIGURA 3 (a) Blocco-diagramma esemplificativo di sorgente sismogenetica e parametri geometrici della sorgente "Fucino"; (b) Rappresentazione schematica delle Sorgenti Sismogenetiche Individuali; (c) sorgenti sismogenetiche dell'Italia centrale, (d) parametri per la sorgente ITIS002 "Fucino Basin"
 Fonte: a) Boncio et al., 2004 modificato; b) Basili et al., 2008 modificato; c) e d) DISS Working Group, 2010

of Individual Seismogenic Sources (DISS Working Group, 2010; Basili et al., 2008) realizzato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) e in cui le sorgenti sismogenetiche sono classificate in tre categorie:

i) Sorgenti Individuali, definite sulla base di dati geologici e geofisici sono caratterizzate mediante parametri geometrici, cinematici e sismologici, per le quali si presume una ricorrenza periodica del-

le dimensioni dei piani di rottura, della quantità di spostamento per evento sismico e della magnitudo attesa;

ii) Sorgenti Composite, dedotte sulla base di dati geologici e geofisici, per le quali le dimensioni delle possibili aree di rottura sono scarsamente definite o sconosciute; tali sorgenti non sono quindi considerate capaci di generate terremoti di specifica magni-

tudo, ma il loro potenziale sismogenetico può essere valutato sulla base dei cataloghi sismici disponibili;

iii) Sorgenti Dibattute, rappresentate da faglie attive indicate in letteratura come sorgenti sismogenetiche potenziali ma la cui affidabilità non è ritenuta sufficiente per la loro immissione nel database.

Dalla interrogazione del DISS, è possibile ottenere un quadro esplicativo dei processi sismogenetici attivi in Italia (Figura 3c per l'Appennino centrale) e dei loro parametri descrittivi (Figura 3d per la sorgente sismogenetica individuale "Fucino Basin") di fondamentale importanza per una corretta valutazione della pericolosità sismica del territorio nazionale.

Stime di pericolosità sismica

La pericolosità sismica è una stima dell'entità dello scuotimento sismico atteso in un sito in un determinato periodo di tempo. La valutazione della pericolosità sismica di riferimento sul territorio italiano si basa su un approccio probabilistico (Probabilistic Seismic Hazard Assessment o Analysis-PSHA) che consiste nella stima della probabilità che si verifichi un livello di scuotimento sismico maggiore di un assegnato valore, entro un dato periodo di tempo. Il livello di scuotimento può essere espresso mediante diversi parametri. In genere la classificazione sismica e le norme tecniche per le costruzioni fanno ri-

ferimento all'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido (PGA, *peak ground acceleration*) che, essendo un parametro sintetico, è utile ai fini della classificazione del territorio ma non è rappresentativo dell'energia rilasciata né degli effetti sulle costruzioni (Bongiovanni *et al.*, 2012). La pericolosità sismica del territorio italiano è anche espressa mediante valori dello spettro di risposta elastico in accelerazione al 5% di smorzamento (Se) in funzione del periodo espresso in secondi (Figura 4b). Tale parametro è rappresentativo dello scuotimento risentito da una particolare classe di edifici, caratterizzati da un determinato periodo proprio di vibrazione, a seguito di terremoto. L'approccio probabilistico, introdotto alla fine degli anni 60 (Cornell, 1968), risulta particolarmente utile per la capacità di incorporare le incertezze associate alla stima dello scuotimento sismico.

In maggior dettaglio, la PSHA utilizza i dati disponibili per:

1. delimitare e caratterizzare geometricamente le sorgenti sismogenetiche;
2. caratterizzare le sorgenti in termini di ricorrenza dei terremoti, ovvero del numero atteso di eventi in un anno per ciascun intervallo di magnitudo;
3. definire un modello di attenuazione dell'energia sismica, e pertanto dello scuotimento, con la distanza dalla sorgente (Figura 4a).

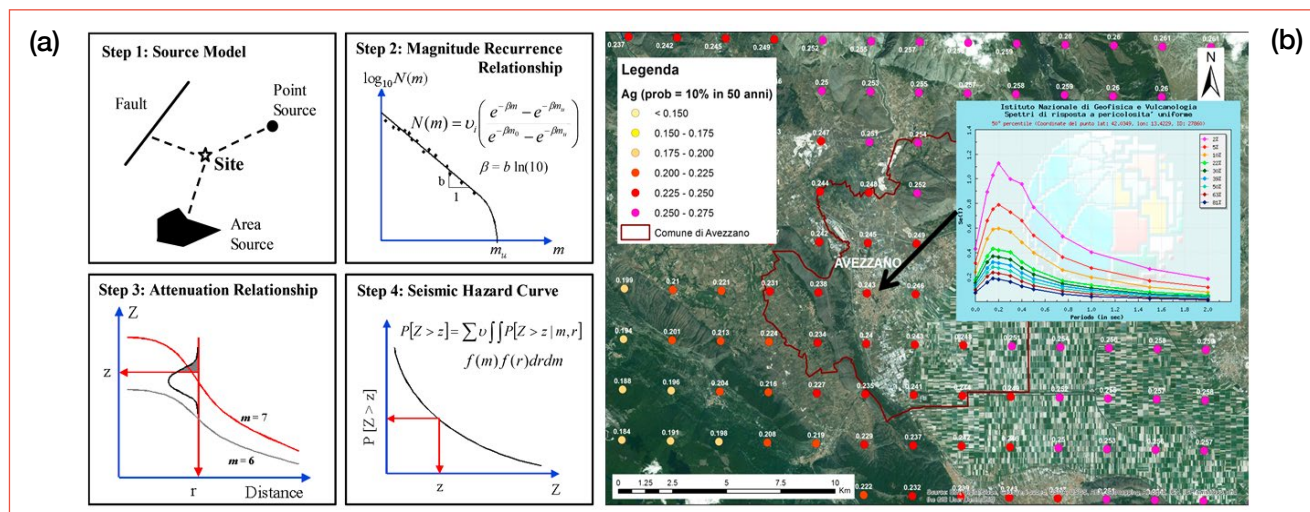


FIGURA 4 (a) Procedura di calcolo probabilistico della pericolosità sismica; (b) Valori delle accelerazioni di picco (A_g) e spettri di risposta a probabilità uniforme (UHS) calcolati per l'area di Avezzano con tempo di ritorno 475 anni
Fonte: a) Reiter 1990; b) INGV

Infine, assumendo un modello statistico delle “comparsa sismiche” è possibile ottenere stime del valore del parametro descrittivo dello scuotimento, PGA o Se, che ha una assegnata probabilità di essere superato al sito in un dato intervallo di tempo o, equivalentemente, che ha un assegnato tempo medio di ritorno; interpolando i risultati ottenuti per più siti, si possono ricavare le mappe di pericolosità, come quelle di riferimento per l’attuale normativa. In particolare, l’area fucense è caratterizzata da valori di pericolosità sismica tra i maggiori dell’intero territorio nazionale, in termini di PGA, infatti, i valori sono di circa 0.25 g per una probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (Figura 4b).

I risultati dell’analisi probabilistica sono sempre relativi al cosiddetto “suolo rigido”, ossia non tengono conto di come il moto sismico in superficie possa essere modificato, in termini di ampiezza, durata e contenuto in frequenza, rispetto a quello in profondità o su roccia (bedrock), a causa delle condizioni geologiche e geomorfologiche locali.

Pericolosità sismica locale

Il documento “Indirizzi e criteri per la Micozonazione Sismica” (Gruppo di lavoro MS, 2008), redatto da un gruppo di esperti sotto il coordinamento del Dipartimento della Protezione Civile ed approvato dalla Conferenza delle Regioni e delle Province autonome, definisce la pericolosità sismica locale come la “componente della pericolosità sismica dovuta alle caratteristiche locali”, ove per caratteristiche locali si intendono i caratteri geologici, geomorfologici, geotecnici e geofisici del sito esaminato. Lo studio di tali caratteri permette di definire le amplificazioni locali e la possibilità di accadimento di fenomeni di instabilità del terreno. Il prodotto più importante di questo genere di studi è la carta di microzonazione sismica.

Un gruppo di lavoro costituito da università, enti di ricerca e liberi professionisti (coordinamento Prof. Boncio, Univ. G. D’Annunzio Chieti-Pescara) sta svolgendo lo studio di Microzonazione Sismica del territorio di Avezzano. Nell’ambito di tale studio, si è giunti alla definizione di un modello geologico di dettaglio dell’area fucense (Figura 5). Il bacino del Fucino è una zona topograficamente depressa, localizzata nell’Appennino centrale, che si è formata per l’attività di due principali sistemi di faglie posti ai margini Nord ed Est del bacino stesso, in corrispondenza delle dorsali montuose

di Tre Monti e del Serrone. Il territorio si caratterizza per l’affioramento di depositi quaternari, di tipo prevalentemente lacustre al centro del bacino e di conoide alluvionale e di versante lungo i margini, sovrapposti alle rocce carbonatiche meso-cenozoiche costituenti il *bedrock* sismico, assimilabile al suolo rigido di riferimento citato nel paragrafo precedente (Figura 5).

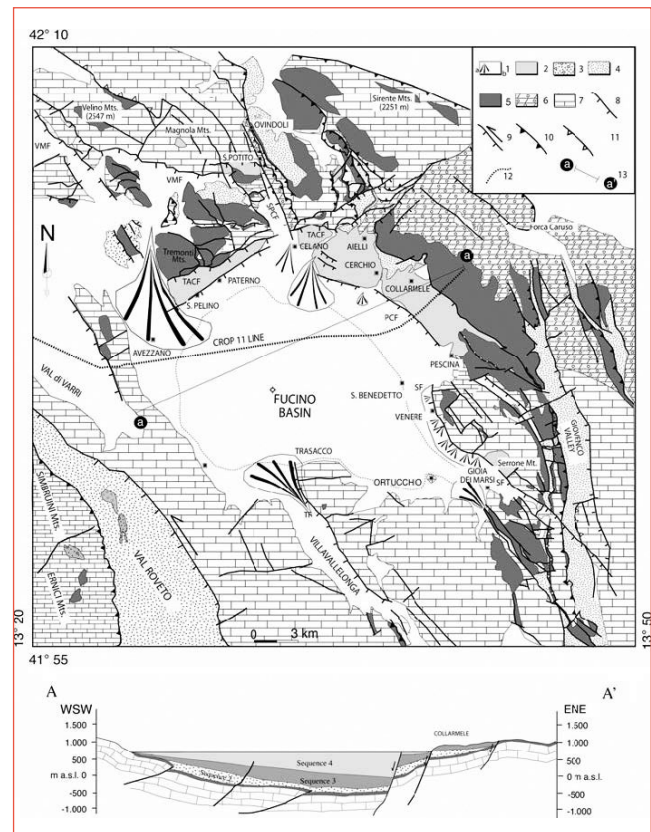


FIGURA 5 Carta e sezione geologica dell’area fucense

LEGENDA: (1) conoidi alluvionali recenti (a); depositi lacustri e fluviali (Pleistocene Sup.–Olocene) (b); (2) depositi alluvionali e lacustri antichi (Pliocene–Pleistocene Sup.); (3) conglomerati (Messiniano Sup.); (4) flysch (Messiniano Inf.); (5) calcari (Paleogene–Miocene Medio); (6) calcari (Cretaceo Sup.–Giurassico Medio); (7) calcari (Eocene–Cretaceo Inf.); (8) faglia normale; (9) faglia transensiva; (10) sovrascorrimento; (11) retroscorrimento; (12) linea sismica CROP11; (13) traccia di sezione geologica
Fonte: Cavinato et al. 2002, modificato

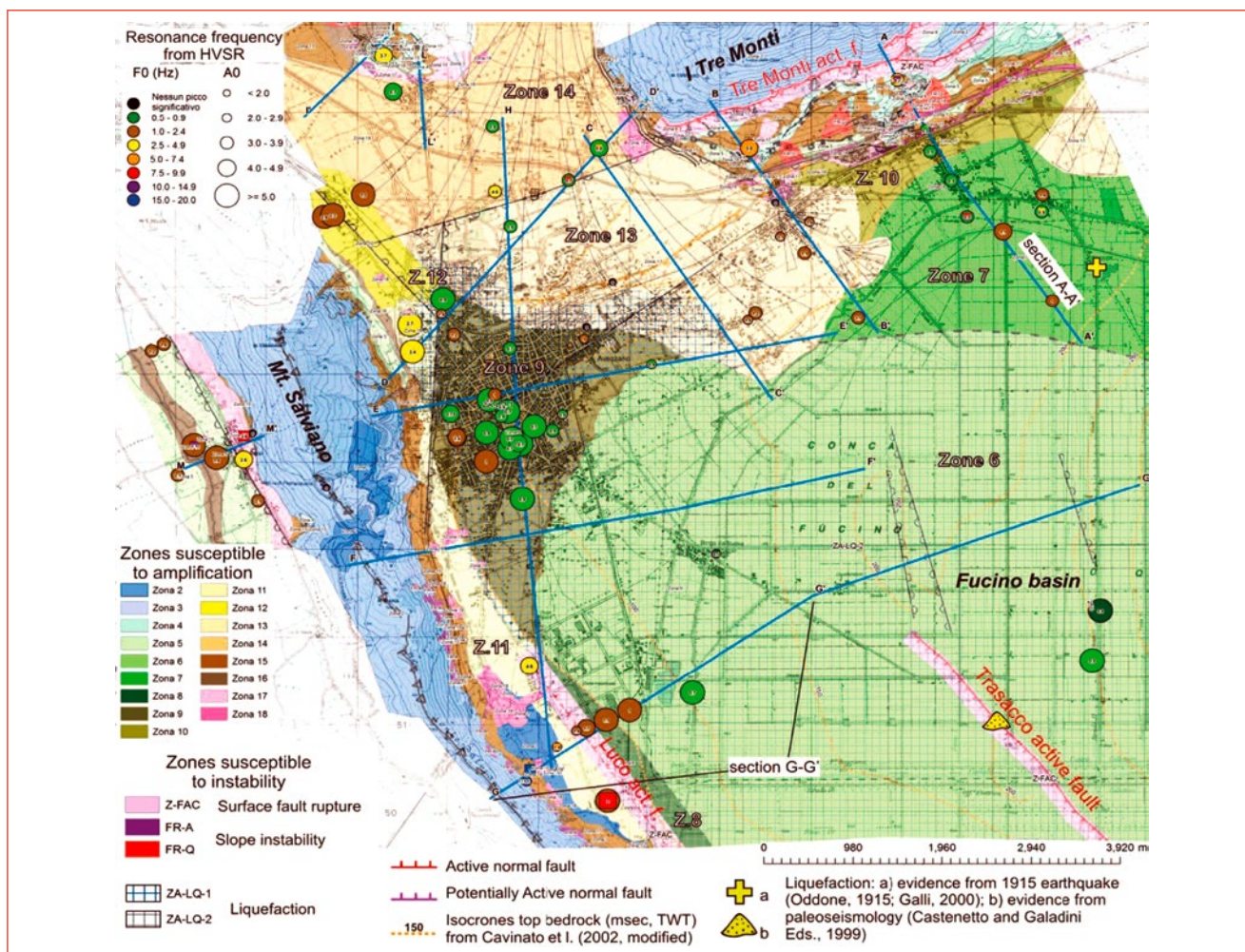


FIGURA 6 Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica dallo studio di MS di Livello 1 per il Comune di Avezzano
 Fonte: Boncio et al. 2015

Una ricerca di Cara *et al.* (2011), finalizzata alla caratterizzazione sismica del bacino del Fucino e condotta mediante monitoraggio sismico del bacino stesso, ha evidenziato l'occorrenza di effetti di amplificazione del moto sismico in superficie alle basse frequenze (< 1.0 Hz) nella parte centrale e sud-orientale del bacino, in conseguenza della presenza di elevati spessori (fino a 600 m) di depositi "soffici" sovrapposti al *bedrock* sismico. Lo studio di Microzonazione Sismica ha inoltre evidenziato come il territorio fucense sia potenzialmente soggetto a fenomeni sismo-indotti, quali la liquefazione

dei terreni sabbiosi, la fagliazione superficiale e l'instabilità dei versanti montuosi che bordano il bacino, che concorrono ad aumentare la pericolosità sismica dell'area (Figura 6; Boncio *et al.*, 2015).

Conclusioni

Il terremoto della Marsica del 1915 rappresenta una delle maggiori catastrofi che ha colpito il territorio italiano in epoca storica. L'elevato numero di vittime

ed il danneggiamento diffuso sono stati il risultato di diversi fattori. In primo luogo la combinazione tra l'elevata pericolosità sismica di base, data la vicinanza dei centri abitati colpiti dall'evento alla faglia sismogenetica del Fucino, e l'elevata vulnerabilità degli edifici dell'epoca. A ciò si deve assommare il contributo, in termini di pericolosità sismica locale, degli effetti di sito, che sono principalmente responsabili dell'aumento dell'ampiezza e della durata dello scuotimento sismico atteso, legati alla configurazione geologico-strutturale del bacino del Fucino ed alle caratteristiche meccaniche dei terreni e delle rocce ivi presenti, nonché degli effetti sismo-indotti (lique-

fazione del terreno, frane e fagliazione superficiale) potenzialmente in grado di colpire l'ambiente costruito e naturale.

La realizzazione di ricerche volte alla stima accurata della pericolosità di base e di studi di dettaglio finalizzati alla zonazione del territorio in termini di omogeneità nella risposta sismica, quali gli studi di MS, si rivelano essere strumenti indispensabili per la mitigazione del rischio associato ai terremoti. ●

Gabriele Scarascia Mugnozza
Università di Roma "Sapienza"

Salomon Hailemikael, Guido Martini
ENEA, Laboratorio ingegneria sismica e prevenzione dei rischi naturali

abstract

The earthquake of January 13, 1915 and the seismic hazard of the area

The January 13, 1915, magnitude 7.0 Marsica Earthquake devastated the Fucino basin and surroundings, causing about 30,000 casualties and entirely destroying several towns, among which the major municipality of the area, the town of Avezzano. In this paper, we briefly review the main characteristics of the earthquake and its effects on the environment. Furthermore, based on the Italian building code and ongoing seismic microzonation investigations, we describe the seismic hazard of the area struck by the earthquake in terms of both probabilistic seismic hazard assessment and contribution of site effects on the seismic hazard estimate. All the studies confirm the very high level of seismic hazard of the Fucino territory.

bibliografia

- Basili R., Valensise G., Vannoli P., Burrato P., Fracassi U., Mariano S., Tiberti M.M., Boschi E. (2008), "The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3: summarizing 20 years of research on Italy's earthquake geology". \, doi:10.1016/j.tecto.2007.04.014
- Boncio P., Lavecchia G. e Pace B. (2004), "Defining a model of 3D seismogenic sources for Seismic Hazard Assessment applications: The case of central Apennines (Italy)". *Journal of Seismology* 8: 407-425
- Bianchi Fasani G., Cavinato G.P., Petitta M., Scarascia Mugnozza G., Voltaggio M. (2008). "The geological model of Celano town area for seismic microzonation activities". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28(12): 978-985
- Boncio P., Milana G., Cara F., Di Giulio G., Di Naccio D., Famiani D., Galadini F., Rosatelli G., Vassallo M. (2015). "Local seismic hazard from detailed geologic investigations: the Avezzano town in the epicentral area of the M7, 1915 earthquake (Fucino basin, central Italy)". *6th International INQUA Meeting on Paleoseismology, Active Tectonics and Archaeoseismology*. 19-24 April 2015, Pescara, Fucino Basin, Italy
- Bongiovanni G., Buffarini G., Clemente P., Saitta F. (2012). "Building in seismic areas: towards a new prevention policy". *15th World Conf. on Earth. Eng., 15WCEE*, (Lisbon, 24-28 Sept.), Paper No. 0672
- Cara F., Di Giulio G., Cavinato G. P., Famiani D., Milana G. (2011). "Seismic characterization and monitoring of Fucino Basin (Central Italy)". *Bull. Earthquake Eng.* 9: 1961-1985
- Cardarelli E., Cercato M., De Nardis R., Di Filippo G., Milana G. (2008). "Geophysical investigations for seismic zonation in municipal areas with complex geology: The case study of Celano, Italy". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28(12): 950-963
- Castenetto S. e Galadini F. (a cura di, 1999). "13 gennaio 1915. Il terremoto nella Marsica", *Agenzia di Protezione Civile – Servizio Sismico Nazionale, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato*, Roma, 789 pp
- Cavasino A. (1935). "I terremoti d'Italia nel trentacinquennio 1899-1933", *Memorie del Regio Ufficio Centrale di Meteorologia e Geofisica*, s. III, appendice al vol. 4

- Cornell C.A. (1968). "Engineering seismic risk analysis", *Bull. Seism. Soc. Am.*, **58**(5): 1583-1606
- DISS Working Group (2010). "Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.1.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas". <http://diss.rm.ingv.it/diss/>, © INGV 2010 - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - All rights reserved; DOI:10.6092/INGV.IT-DISS3.1.1
- Fortunato C., Martino S., Prestininzi A., Romeo R.W., coauthors Fantini A., Sanandrea P. (2012). "New release of the Italian catalogue of earthquake-induced ground failures (CEDIT)". *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, DOI: 10.4408/IJEGE.2012-02.O-05
- Gruppo di lavoro MS (2008). "Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica". *Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile*, Roma, 3 vol. e Dvd
- Martinelli G. (1915). "Prime osservazioni sul terremoto italiano del 13 gennaio 1915". *Boll. Soc. Sismol. It.*, **18**: 377-395
- Oddone E. (1915). "Gli elementi fisici del grande terremoto marsicano-fucense del 13 gennaio 1915". *Boll. Soc. Sismol. It.*, **19**: 71-216
- Pergalani F., Compagnoni M., Petrini V. (2008). "Evaluation of site effects using numerical analyses in Celano (Italy) finalized to seismic risk assessment". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **28**(12): 964-977
- Reiter L. (1990). *Earthquake Hazard Analysis: Issues and Insight*, Columbia University Press, New York
- Rovida A., Camassi R., Gasperini P., Stucchi M. (a cura di, 2011). "CPTI11, la versione 2011 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani". Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>, DOI: 10.6092/INGV.IT-CPTI11
- Wells D.L. e Coppersmith, K.J. (1994). "New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement". *Bull. Seismol. Soc. Am.* **84**: 974-1002



Difendersi dai terremoti: un filo rosso nella storia

L'idea della sicurezza sismica degli edifici si è modificata nel tempo attraverso tappe fondamentali che testimoniano l'evoluzione del pensiero: dalla teoria aristotelica dei terremoti generati da venti sotterranei alla realizzazione della prima casa sismo-resistente progettata da Ligorio dopo il sisma di Ferrara del 1770, dalla visione meccanicistica del XVII secolo al perfezionamento della struttura "baraccata" a seguito degli eventi del 1783 in Calabria. Le soluzioni tecniche, norme costruttive e urbanistiche, si rivelano comunque inefficaci se non accompagnate dalla consapevolezza del rischio e una diffusa cultura della sicurezza

DOI 10.12910/EAI2015-076

■ E. Guidoboni

Introduzione

Questa nota presenta un breve *excursus* dal mondo antico alla fine del Settecento (ossia prima dell'inizio dell'ingegneria come scienza) sul concetto di "sicurezza abitativa" in relazione ai terremoti. È un concetto variato nella storia, ma perseguito, secondo i contesti culturali ed economici delle diverse società nel tempo, e in relazione a ceti e livelli di vita. Le ricerche storiche sui terremoti in Italia, dal mondo antico al XX secolo, hanno messo in luce la variabilità di tale concetto, che emerge dai trattati teorici, dai saperi pratici e dai progetti formulati dopo eventi distruttivi. Il *Catalogo dei Forti Terremoti in Italia* (CFTI4Med, 2007) raccoglie molte informazioni su questo tema.

Durante l'antichità i costruttori trovarono diversi sistemi per rinforzare grandi edifici pubblici e privati, ma le case comuni rimanevano estremamente vulnerabili. La teoria di spiegazione dei terremoti, quella classica aristotelica, prevalse sul bisogno di soluzioni pratiche,

anche in pieno e basso medioevo. Poiché si riteneva che il moto sismico fosse generato dalla pressione di venti sotterranei, i rimedi indicati nei trattati antichi e fino alla fine del Quattrocento, furono i pozzi, *sfiatatoi* appositamente costruiti, aperture profonde da porre a lato delle costruzioni. Non si sa se furono mai realizzati (Guidoboni 1989). Solo nel Cinquecento ci fu una svolta significativa con Pirro Ligorio (1513–1583), che progettò una casa antisismica nel 1571, dopo il forte terremoto che aveva danneggiato Ferrara nel novembre 1570. Quella di Ligorio è la prima casa sismo-resistente nota in area occidentale, progettata non come intervento di rafforzamento dopo danni subiti, ma come edificio *ex novo*.

Nel Seicento l'interpretazione teorica dei terremoti cominciò a orientarsi verso una visione meccanicistica della Terra, che influenzò anche l'osservazione degli effetti sismici e delle propagazioni. Il Seicento fu un secolo di grandi disastri sismici, la cui magnitudo è maggiore di 6: 1638 Calabria, 1654 Marsica, 1659 ancora Calabria, 1661 Appennino Romagnolo, 1688 Sannio, 1693 Sicilia orientale, 1694 Irpinia, 1695 Veneto. I forti terremoti continuavano ad accadere e a fare danni dal nord al sud d'Italia.

Contact person: Emanuela Guidoboni
emanuela.guidoboni2@unibo.it



Il Settecento si aprì con la lunga e violenta crisi sismica che iniziò in Umbria nel settembre 1702 e proseguì nell'aquila-no con picchi di alta energia nel gennaio e febbraio 1703: la scossa del 2 febbraio atterrò l'Aquila e molti paesi dell'Abruzzo. Dopo le rovine di quel terremoto ci furono nuove riflessioni su come irrobustire le case (D'Antonio 2015).

Fu dopo un altro disastro sismico, quello dell'Umbria del 1751, che in un trattato furono proposte nuove tecniche edilizie. Si tentava di rendere più solidali i muri delle case, con concatenazioni particolari delle strutture lignee dei solai e delle capriate (come si vedrà meglio nel seguito). Dopo l'imponente crisi sismica del febbraio-marzo 1783, che lasciò in rovina la Calabria centrale e meridionale, fu proposta una nuova casa, definita *baraccata*: era una struttura lignea a traliccio, riempita di materiali leggeri, in realtà già presente in quasi tutta l'area mediterranea dal mondo antico (anche a Pompei), ma solo allora perfezionata da ingegneri e diffusa come importante innovazione costruttiva. Nella ricerca della sicurezza abitativa prevalsero alla fine del Settecento gli urbanisti, che proposero nuove forme urbane regolari e strade ortogonali e larghe proprio per ottenere una maggiore sicurezza abitativa.

Accorgimenti tecnici, regole costruttive e norme furono escogitate e diffuse, poi abbandonate o smarrite, a prova del fatto che non è sufficiente esperire soluzioni tecniche se manca la consapevolezza del rischio e una cultura condivisa della sicurezza abitativa.

Abitare sicuri: un tormentato obiettivo secolare

Nel mondo antico, come si evince da diversi autori latini che hanno trattato questi aspetti, come Varrone, Plinio, e soprattutto Vitruvio, il buon costruire era imperniato su tre principi base: *firmitas*, *utilitas* e *venustas*. In altre parole la stabilità costruttiva di un edificio doveva coniugarsi con la sua funzione d'uso e con la bellezza. Questi principi rimasero quasi immutati anche nella tarda antichità e nell'alto medioevo e in area bizantina: si pensi a Procopio di Cesarea (VI sec.), che nell'opera *De aedificis* presenta un grande quadro degli interventi edilizi di Giustiniano volti anche a rinforzare gli edifici, e in aree molto sismiche come l'Armenia e l'attuale Turchia. Ma tale impegno riguardava solo le grandi opere pubbliche (fortezze, chiese, acquedotti). Infatti i teorici

dell'architettura e i governi non prendevano in esame l'edilizia civile minore, ossia le case comuni, considerate campo della mera *prassi artigianale*.

Eppure il problema di limitare gli effetti dei terremoti, o addirittura di cercare di impedirli, trovò soluzioni specifiche nei saperi pratici del mondo romano (Giuliani 2011), mentre nei trattati ci si rifaceva alla teoria. Quella più diffusa, e che durò più a lungo, fu la teoria aristotelica dello *pneuma*, più nota come teoria dei venti sotterranei, generati da diversi stati della materia terreste (caldo/freddo, umido/secco). Se la pressione dei venti sotterranei era la causa, il rimedio era permettere che tali venti uscissero senza erompere all'improvviso e fare danni. Come si legge in Plinio furono teorizzati pozzi, sfiatatoi, gallerie e altre analoghe aperture come rimedio antisismico.

Per il lungo periodo medievale non si rilevano tracce scritte su come abitare in modo sicuro. La precarietà della vita quotidiana induceva ad accettare una calamità distruttiva come il terremoto in chiave etica e spirituale. Le distruzioni sismiche erano considerate una disgrazia occasionale fra le molte (guerre, pestilenze, carestie) che minacciavano la vita umana. Solo dalla fine del Quattrocento, con gli studi umanistici e il ritorno alla cultura antica, ci fu un rinnovato interesse per i rimedi contro gli effetti dei terremoti nell'edilizia, ma furono ancora i pozzi a essere indicati come rimedi.

La svolta del Cinquecento

Nei primi anni del Cinquecento, Leonardo da Vinci (1452-1519) si pose il problema della resistenza degli edifici in relazione ai terremoti e a terreni non consolidati: delineò una soluzione da ingegnere militare, per il rafforzamento di fortezze e mura, indicando fondazioni poggianti su archetti capovolti, di cui possiamo vedere il disegno nel codice A dell'Institut de France (Marinoni 1990) (Figura 1). Non sappiamo cosa Leonardo pensasse della sicurezza degli edifici comuni di abitazione. Comunque, c'è una sua indicazione in un piccolo disegno del codice B (Marinoni 1990), su come inserire le travi negli edifici, in modo che fossero ben incardinate nelle pareti portanti. Questo particolare sembra suggerire un accorgimento pratico per rinforzare solai e tetti, applicabile all'edilizia minore (Guidoboni e Ebel, 2009).



FIGURA 1 Leonardo da Vinci, Codice A dell'Institut de France, f. 51r.
Fonte: Edizione critica di A. Marinoni (1990)

Fu solo nella seconda metà del Cinquecento che il problema della sicurezza abitativa fu posto in modo nuovo. Il primo progetto di casa consapevolmente antisismica, non quindi il perseguimento di un rafforzamento dopo un danno subito, è di Pirro Ligorio (Napoli 1513 – Ferrara 1583). Grande architetto, archeologo ed erudito della Roma pontificia, dal 1568 fu ospite dei principi Estensi di Ferrara come antiquario di corte. Il suo progetto di casa “resistente ai terremoti” fu basato sull’analisi dei crolli causati dal terremoto di Ferrara del 17 novembre 1570, di cui Ligorio fu testimone oculare (Guidoboni 1997). Realizzare la sicurezza abitativa, ossia difendersi dai terremoti era per Ligorio “un dovere dell’intelletto umano”: è una definizione molto forte e inequivocabile anche per noi oggi, e fu una affermazione del tutto nuova nella produzione letteraria, filosofica e scientifica del suo tempo.

Nel suo trattato, Ligorio ribadisce più volte il concetto che per non subire danni dai terremoti occorre costruire bene, seguire le *regole dell’arte*, ossia realizzare un edificio di buona qualità. Ligorio individuava i nemici della sicurezza abitativa nel risparmio eccessivo perseguito dai proprietari, nell’uso di materiali scadenti utilizzati dalle maestranze, nell’applicazione di misure scorrette, e nelle difformità topografiche nella geometria degli edifici. Ma queste grandi intuizioni e questo sapere costruttivo non fecero cultura. Il suo trattato rimase manoscritto per secoli (Ligorio, ed. Guidoboni, 2006).

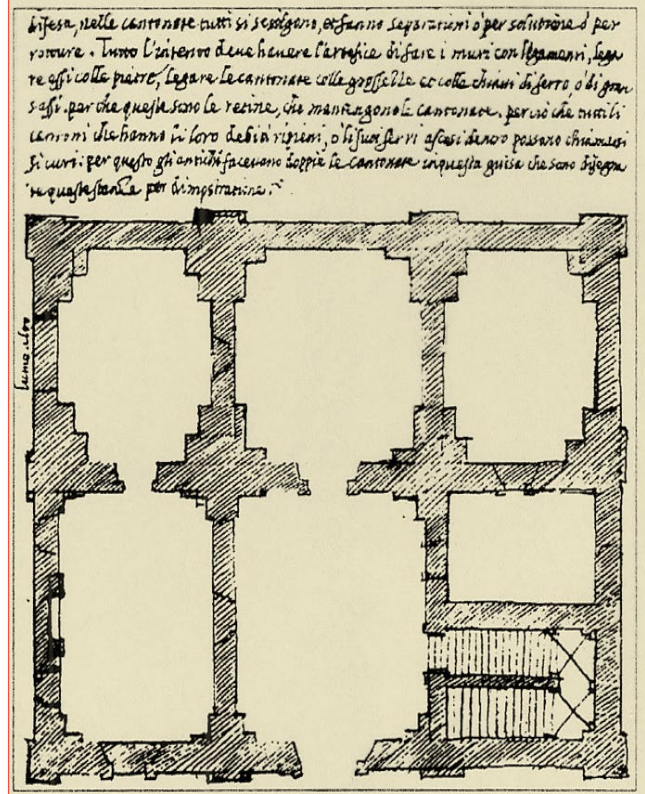
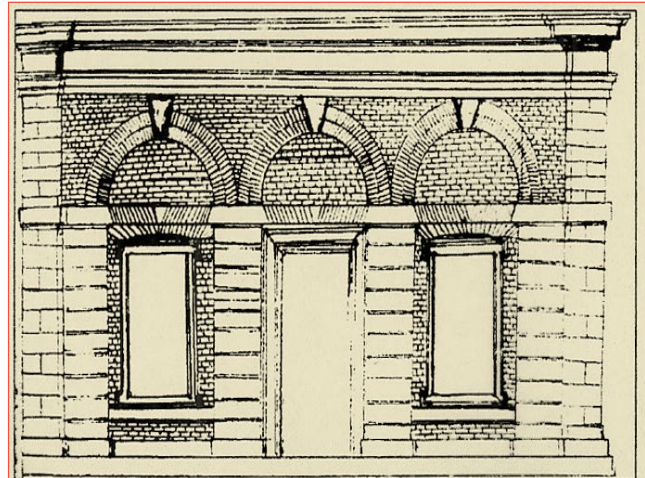


FIGURA 2 Pirro Ligorio, 1571: progetto di casa resistente ai terremoti
Fonte: Guidoboni 1987, 2006

Le esplorazioni teoriche del Seicento: perché oscillano le case?

Durante il Seicento ci fu un discontinuo processo di razionalizzazione del terremoto e di ricerca della sicurezza abitativa. I bassissimi livelli economici delle popolazioni, le guerre, le incursioni, le grandi epidemie di peste, le ripetute crisi sociali e alimentari scoraggiavano questa prospettiva. Perché mai si sarebbe dovuta affermare l'aspirazione alla sicurezza abitativa, quando la vita stessa era continuamente messa in pericolo da una quantità spaventosa di eventi, fra cui il terremoto era solo uno dei tanti possibili pericoli? Grandi disastri sismici colpirono l'Italia in quel secolo, da nord a sud.

Il Seicento fu un secolo di grande importanza per la storia dell'interpretazione del terremoto, ma le scienze non erano ancora separate dalla filosofia e le teorie sull'origine del terremoto rientravano ancora nelle cosmogonie dei filosofi.

Tuttavia ci furono anche approcci al terremoto decisamente innovativi, che contribuirono a consolidare un'interpretazione razionale di questo fenomeno naturale. Fu con René Descartes (1596-1650) che si aprì una nuova fase di pensiero geologico, basato sull'idea meccanicistica della Terra: un'idea che ebbe poi conseguenze irreversibili nello studio della natura. Secondo Descartes, il modello della Terra, da stella luminosa a pianeta freddo, prevedeva la presenza di un fuoco centrale con vari fuochi. Questa nuova concezione della natura, come insieme di materia e di moto governato solo da leggi, stentò a prevalere, ma cambiò l'approccio allo studio dei fenomeni geodinamici e ai loro effetti. Erano anche gli anni in cui Galileo, su altri versanti, poneva la lettura del mondo entro vincoli matematici e leggi per trarne, come è noto, anche conseguenze sul piano culturale e religioso.

Fra gli esploratori di nuove interpretazioni dei terremoti fu anche un personaggio minore, quasi sconosciuto alla storia della scienza, il fisico veneziano Francesco Travaglini, figura di sismologo *ante litteram*, che fu testimone a Venezia degli effetti del terremoto della Dalmazia del 6 aprile 1667. Le domande che Travaglini (1669) si pose erano nuove per i contemporanei e apparivano piuttosto curiose: perché le case con i terremoti oscillano fino a volte a crollare? Perché possono essere percepiti effetti sismici da terremoti lontanissimi, ossia in che modo

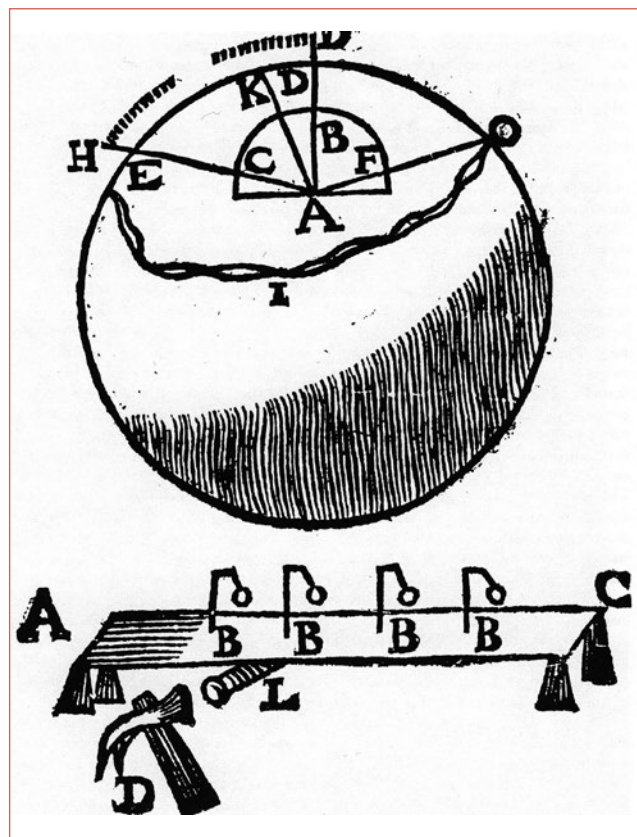


FIGURA 3 F. Travaglini (1669): è ipotizzata per la prima volta l'oscillazione delle case come pendoli rovesciati (B) per la propagazione di un terremoto lontano (A)
Fonte: Guidoboni e Ebel, 2009, p. 171

si propagano i terremoti? In quegli anni non era ancora stata formulata la teoria delle onde sismiche, elaborata circa un secolo dopo e Travaglini cercò di spiegare le oscillazioni degli edifici interpretandoli come pendoli rovesciati su un piano, messi in azione dalle scosse paragonate a colpi di martello (Figura 3).

Quasi alla fine del Seicento, il 9 e 11 gennaio 1693, due violenti terremoti ridussero in macerie la Sicilia orientale, dominata dagli Spagnoli (traggo i riferimenti ai terremoti qui e nel seguito dal CFTI4Med, 2007). La fase di ricostruzione fu piuttosto rapida, sorretta economicamente dal governo centrale spagnolo. Fu avviata un'imponente opera di ricostruzione *ex novo* di interi paesi, di cui circa una decina



cambiarono anche di sito. I progetti delinearono le aree urbane entro nuove geometrie, e disegnarono una razionale *forma urbis*, quale baluardo per nuove sicurezze: strade, piazze, altezza degli edifici ebbero una funzione non solo estetica ma anche pratica. I costruttori del tempo diedero un ruolo preminente alla forma degli abitati e degli edifici, più come urbanisti e filosofi, che come ingegneri. La forma ebbe un ruolo importante ed esteticamente rilevante e da questa ricostruzione si generò lo stile *barocco* siciliano, che ancora oggi ci stupisce nelle sue forme evocatrici e oniriche. Ma la qualità dell'edilizia fu molto trascurata e per varie ragioni. Si ricostruì in fretta, per lo più male, con materiali scadenti, utilizzati perfino negli edifici di culto importanti (come ci hanno evidenziato le analisi ingegneristiche attuali, si pensi alla cattedrale di Noto). La fretta e la cupidigia degli appaltatori-costruttori del tempo, assieme a estesi fenomeni speculativi pesarono in modo rilevante sulla qualità di quelle nuove costruzioni. Il senso del bello sovrastò quello della sicurezza, e ne oscurò la rilevanza. Gli interessi economici fecero il resto.

Teoria e pratica fra loro distanti

Nei primi decenni del Settecento si era andata diffondendo la teoria dell'*elettricismo*, sostenuta anche da importanti scienziati che studiavano l'elettricismo indipendentemente dai terremoti. Oltre ai fuochisti e agli elettricisti (con tutte le loro varianti) si riconosce in quegli anni anche una terza teoria, basata sull'ipotesi che l'aria compressa, soprattutto calda, potesse essere la causa del terremoto. Ma accanto a questa spuntavano altre interpretazioni: Guillaume Amontons (1663-1705) nel 1703, dopo la lunga crisi sismica dell'Appennino centrale – durante cui furono atterrate Norcia e l'Aquila – presentò una dissertazione sulle cause del terremoto basata sulla forte pressione e temperatura dell'aria intrappolata nel sottosuolo. Questa idea dell'*urto* era in qualche modo connessa ai coevi esperimenti sui fucili ad aria compressa e si presentava come una variante modernizzata della teoria aristotelica.

La riflessione sulle cause dei terremoti fu stimolata a livello internazionale anche da una sequenza ravvicinata di importanti eventi sismici: il terremoto peruviano

di Callao e Lima del 1746 (sul quale pubblicarono una sintetica relazione anche Benjamin Franklin and David Hall nel 1749), e i due eventi sismici dell'Inghilterra del 1749 e del 1750, che avevano sconcertato gli inglesi, perché era opinione diffusa che l'isola fosse asismica.

Da sempre i terremoti sono laboratori di osservazioni e di nuove idee e in questo senso la frequenza dei terremoti in Italia ha stimolato numerose risposte e riflessioni. Dopo il terremoto dell'Umbria del luglio 1751, il veneziano Eusebio Sguario, medico e fisico, si misurò con il problema delle case resistenti ai terremoti. Sguario elaborò il concetto base di rafforzamento dei muri e delle parti lignee, ideando nuovi sistemi d'incastro nell'intelaiatura dei solai, per rendere un edificio più compatto e adatto a rispondere all'urto sismico. Non quindi una casa "speciale" o nuova, ma delle speciali precauzioni costruttive, come hanno bene illustrato Bar-bisan e Laner (1988, 1995).

Ma fu il terremoto del Portogallo e del Marocco del novembre 1755, più noto come il terremoto di Lisbona, a scuotere le coscienze europee e a richiamare l'attenzione sul pericoloso rapporto uomo-natura e sulle possibilità di difendersi. Quel terremoto aveva in gran parte atterrito una *città* intera, Lisbona, che era anche la capitale politica ed economica di un impero coloniale, nonché un distretto mercantile importante. In una prima fase fu l'interpretazione religiosa e morale a prevalere in molti intellettuali, sia laici sia ecclesiastici. Quelle opinioni ebbero un primo effetto di scoraggiare la reazione sociale alla difesa dal rischio sismico. Poi il bisogno di ricostruire prevalse e si svilupparono progetti specifici, che mirarono a diffondere un nuovo modello di casa ritenuto più sicuro, piuttosto semplice da realizzare, quindi con buone possibilità di essere adottato anche da chi aveva scarsi mezzi economici: era la così detta "*casa gaiola*", ossia gabbia, tralicciata, voluta dal marchese di Pombal, il famoso "ricostruttore" di Lisbona. Sorvolò qui sugli aspetti tecnici di questa soluzione, per osservare che fu un sapere pratico a sostenere un'idea di sicurezza abitativa, delineando una nuova cultura, e furono i mezzi economici disponibili a imprimere una sorta di ottimismo: non quindi la visione del mondo dei filosofi e degli intellettuali, ma quella del potere politico, dei sopravvissuti e dei costruttori. Fu da allora che nei trattati di architettura iniziò a essere presa in esame anche la sicurezza abitativa.

Proprio su quel terremoto del 1755, uno scienziato inglese, John Mitchell (1724-1793) pubblicò le sue congetture sulle cause dei terremoti. Mitchell evidenziava l'analogia esistente fra i fenomeni sismici e vulcanici, inducendo che loro origine fosse comune. La sua teoria divenne poi nota con il termine *vulcanesimo* e durò fino agli inizi del Novecento, e fu la teoria che precedette e in parte convisse con quella della deriva dei continenti del tedesco Alfred Wegener (1880-1930), che diede poi luogo alla formulazione della tettonica a zolle.

Mitchell studiò minutamente la direzione, la forza, l'ampiezza del moto del suolo e il tempo di propagazione, applicando per la prima volta la *teoria delle onde*. Utilizzando questo metodo, localizzò l'area sorgente del terremoto di Lisbona a 10-15 leghe in mare, fra Lisbona e Oporto. La modernità del suo approccio è oggi indiscussa e Mitchell è considerato fra i padri della sismologia, ma i suoi contemporanei faticarono molto a comprenderlo.

Nell'ambito dell'architettura, nel 1781, uno dei padri del classicismo italiano, Francesco Milizia (1725-1793), affrontò il problema della sicurezza abitativa in relazione ai terremoti. Egli pensò a una casa "sicura", non nel senso di ben costruita e solida, ma una casa speciale, una sorta di cubo di legno, con il baricentro molto basso e quasi privo di aperture. È straordinario osservare come davanti al terremoto furono abbandonati i criteri costruttivi, ignorando la forza della tradizione e della cultura, così radicate e differenziate in Italia. Chi mai avrebbe voluto abitare in un tale abitacolo? Anche Milizia comprendeva quasi rassegnato la distanza fra i rimedi teorici e la realtà.

Sempre nello stesso anno del trattato di Milizia (1781), un forte terremoto colpì la bassa Romagna, allora nello Stato della Chiesa. Un nobiluomo di Faenza, città che aveva subito diversi danni gravi, annotò nel suo diario: "*Grazie Signore, perché con questo terremoto hai colpito solo le persone dappoco e hai protetto i possidenti*". Anche se espressa in modo impietoso e arrogante, questa affermazione sembra già contenere la consapevolezza della sicurezza abitativa: chi poteva costruirsi una solida e appropriata dimora poteva evitare i danni più gravi del terremoto e salvarsi la vita.

Teorie, disastri sismici e ricostruzioni alla fine del Settecento

Negli ultimi decenni del Settecento il nodo teorico della discussione generale fra gli scienziati della Terra verteva sulla *conservazione del principio di continuità* in natura, una specie di ossessione della filosofia naturale, ma anche della scienza dell'Ottocento. Si doveva dimostrare che una causa continua, come il fuoco o l'acqua, produceva un effetto discontinuo come il terremoto. Il pensiero dei filosofi naturali e dei naturalisti era come immobilizzato nella soluzione di questo problema. Per questa ragione l'elettricità sembrò fornire loro la risposta giusta e adattarsi alla tesi della causa discontinua. Eletticismo fu considerata la teoria che poteva spiegare il moto sismico e per questa ragione tale teoria si diffuse tanto (e convisse con la teoria del vulcanesimo), offrendo anche una base, ritenuta "sperimentale" per la prevenzione dai danni sismici.

Pierre Bertholon (1741-1800), un prete dell'oratorio di Saint Lazare di Parigi, sostenne accanitamente l'eletticismo con alcuni "esperimenti" che destarono grande curiosità e consensi persino alla corte di Francia. Egli aveva costruito delle piccole case in scala, su cui scaricava delle scosse elettriche, che scuotevano e incendiavano il modellino. Tale esperimento era ritenuto una dimostrazione valida riguardo al moto sismico come esito di una scarica elettrica. Su questa base Bertholon progettò nel 1779 i "*paraterremoti*" come mezzo di difesa dagli effetti delle scosse sismiche. Questo rimedio consisteva nello sprofondare nei terreni soggetti a terremoti delle lunghe spranghe di ferro, che avevano alle estremità delle punte divergenti, chiamate "verticilli". Le punte inferiori avevano il compito di assorbire il "fuoco elettrico", mentre quelle superiori dovevano disperderlo. Si trattava in pratica di una specie di parafulmine inverso, proprio in quegli anni inventato da Benjamin Franklin.

Pochi anni dopo gli esperimenti di Bertholon, fra il marzo e il febbraio 1783, cinque violenti terremoti colpirono la Calabria centrale e meridionale, riducendola a un mucchio di rovine. Fra i molti progetti di ricostruzione ebbe rilevanza quello della ormai famosa "*casa baraccata*" o meglio tralicciata, forse uno sviluppo della *gaiola* portoghese (Tobriner 1983). Tuttavia questa tecnica costruttiva sembra già realizzata in Calabria dopo

i terremoti del 1638, nel palazzo del conte di Nocera (Fiandaca e Lione 2009). Probabilmente perfezionata dall'ingegnere militare Francesco La Vega (Pezzone 2003), il nuovo progetto di *casa più sicura*, proponeva un'intelaiatura di legno anche per edifici di tre piani; il disegno fu pubblicato con relative spiegazioni teoriche da Vivenzio (1784). Questa tipologia di casa ebbe una certa diffusione (Ruggieri 2013) e ancora oggi se ne trovano in Calabria, coperte da intonaci che le rendono non facilmente individuabili. Alcune di queste case intelaiate, riempite con materiali leggeri (terra cruda e paglia, o laterizi) superarono quasi indenni il terremoto del 1908 dello Stretto di Messina (magnitudo 7.2) e furono usate come abitazioni di emergenza, poi a lungo rimaste e da poco tempo demolite.

Non era estranea a questa casa semi lignea la teoria dell'elettricismo: il legno era una materia non conduttrice dell'elettricità e tale proprietà era importante. Vivenzio, che pubblicò per primo questo progetto, l'accompagnò infatti con alcune figure che riproducevano il sistema di torri "paraterremoto" ideato da Bertolhon. A seguito della grande crisi sismica calabrese, il governo borbonico affrontò in modo specifico alcuni aspetti di una nuova urbanistica: emanò delle normative, note come *Normative Pignatelli*, dal nome del generale Francesco Pignatelli (1734-1812), vicario generale del re Ferdinando IV di Borbone, pubblicate nel 1784. Tali normative imponevano un'altezza limitata ai nuovi edifici e distanze regolari, stabilite da misure fisse delle strade, non meno di 5 m. Anche la larghezza dei muri in relazione alla loro altezza era fissata da rapporti numerici, con molte altre indicazioni. Questo genere di prescrizioni non erano nuove, già nei secoli precedenti erano state proposte come soluzioni, poi perse, poi riaffermate. Il problema per gli storici è però capire se e quanto tali indicazioni furono applicate. Le *Norme Pignatelli* erano coercitive o erano piuttosto dei consigli? La questione è piuttosto controversa. Dal punto di vista storico si può affermare che il peso legislativo di quelle indicazioni divenne irrilevante dopo i moti di Napoli del 1798 e l'instaurazione della breve fase repubblicana di Napoli nel 1799, a seguito del trattato con Championnet, firmato dallo stesso Pignatelli, poi sconfessato dal re, che lo fece arrestare. Non è da escludere che la caduta delle norme sia da connettere con la caduta politica del loro autore.

Le idee giravano anche nei secoli passati e fu così che pochi anni dopo i terremoti della Calabria, nel 1786, quando Rimini fu colpita da un forte terremoto, il settore scientifico prese in esame l'opzione elettricista e si pensò di costruire sulla spiaggia due torri *paraterremoto* (Guidoboni e Ferrari 1986). Tutt'altra risposta venne invece dal settore dei saperi pratici e dei costruttori. Giuseppe Valadier (ventenne e già beniamino del papa) e Camillo Morigia, esperto ingegnere della Legazione di Romagna, condussero due perizie indipendenti, edificio per edificio, descrivendo i danni subiti a Rimini e nel circondario. Le cause dei danni furono individuate – non diversamente da Ligorio due secoli prima – nella cattiva qualità generale dell'edilizia locale, ma anche nell'imperizia e nella fretta con cui erano stati riparati i danni del precedente terremoto del 1672. I periti puntarono dunque il dito sulla vulnerabilità dell'edificato, da cui emergeva chiaramente che cosa occorre fare per avere case più adatte a sostenere i colpi dei terremoti.

Conclusioni

Anche in passato si sapeva come costruire bene per difendersi dai terremoti, o almeno mitigarne gli effetti. C'era una sorta di ingegneria pre-moderna, basata sull'esperienza, sui saperi pratici e sulle intuizioni dei costruttori. Prima ancora del XIX secolo, quando poi si sviluppò una vera e propria scienza delle costruzioni basata sulla matematica e sulla fisica, difendersi dai terremoti era un obiettivo, ma la cui realizzazione era ostacolata o deviata da fattori diversi, soprattutto culturali, economici e sociali.

Misurarsi con il problema teorico e pratico delle case resistenti ai terremoti è un carattere originale e straordinario e precoce della cultura italiana, in cui il concetto di *sicurezza abitativa* si affacciò con consapevolezza già all'inizio dell'età moderna, come eredità del pensiero antico e come affermazione laica del rapporto con la natura. Ma, non molto diversamente da oggi, sapere non voleva dire eseguire e applicare in modo generalizzato. Per arrivare a questo risultato occorrono una percezione del rischio e una cultura condivisa e diffusa della sicurezza abitativa, aspetti che ancora oggi stentano a decollare. ●

Emanuela Guidoboni
Academia Europaea

abstract

Defence against earthquakes: a red thread of history

This note gives a short overview from the ancient world down to the end of the eighteenth century (before engineering began as a science, that is) on the idea of “housing safety” and earthquakes. The idea varies, but persists throughout the cultural and economic contexts of history’s changing societies, and in relation to class and lifestyle. Historical research into earthquakes in Italy from the ancient world to the twentieth century has shown how variable the idea actually is, as emerges from theoretical treatises, practical wisdom and projects drawn up in the wake of destructive events.

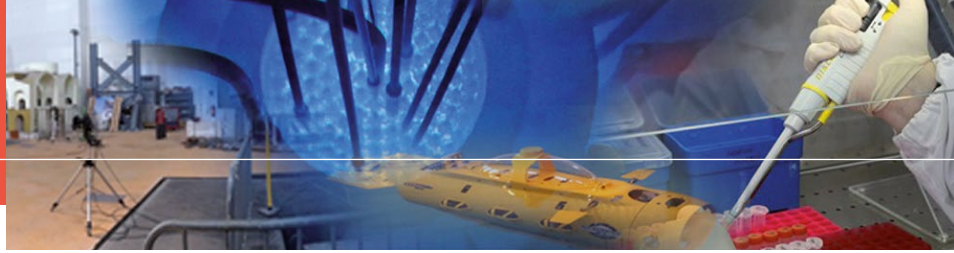
In the ancient world builders devised a number of systems to strengthen large private and public edifices, but common housing was extremely vulnerable. The classic Aristotelian theory explaining earthquakes outweighed the need for practical solutions, right down to the high and late middle ages. Since it was thought that seismic movement was generated by the pressure of subterranean winds, the remedy given by ancient treatises and until the end of the eighteenth century was wells, specially designed breather pipes, deep apertures dug beside buildings. Whether any were ever implemented remains unknown. Only in the sixteenth century was there a breakthrough, with Pirro Ligorio (1513–1583) who designed an anti-seismic house in 1571, after Ferrara was damaged by a strong quake in November 1570. Ligorio’s is the first known seismo-resistant house in the western area, designed not as a reinforcing operation after damage had occurred, but applied to a brand-new building.

In the seventeenth century the theoretical interpretation of earthquakes began to swing towards a mechanistic view of the Earth, affecting how the effects and propagation of earthquakes were observed. Strong earthquakes continued to occur and cause damage, and after yet another seismic disaster – Umbria 1751 – new building techniques were advocated. The attempt was to make house walls bind more solidly by special linking of the wooden structure of floors and roof beams. Following the massive seismic crisis of February-March 1783, which left central and southern Calabria in ruins, a new house was proposed, called baraccata: it was a wooden structure filled in with light materials. This was actually already to be founding the ancient Mediterranean basin (including Pompeii); but only at that time it was perfected, proposed by engineers and circulated as an important building innovation. At the end of the eighteenth century town planners came to the fore in the search for safe housing. They suggested new regular shapes, broad grid-plan streets with a specific view to achieving housing safety and ensuring an escape route in case of earthquake. Such rules and regulations were then abandoned or lost, proving that it is not enough to try out technical solutions, if there is no awareness of the risk and no shared safety culture.

bibliografia

- Baratta M. (1903). Leonardo da Vinci et i problemi della terra, Torino
- Barbisan U e F. Laner (1988). Terremoto e architettura: il trattato di Eusebio Squario e la sismologia nel Settecento, Venezia
- CFTI4Med. (2007). Catalogo dei Forti Terremoti in Italia, Guidoboni E., Ferrari G., Mariotti D., Cornastri A., Tarabusi G., Valensise G., (2007-) Catalogue of Strong Earthquakes in Italy from 461 BC. to 2000 and in the Mediterranean area, from 760 BC. to 1500, *An Advanced Laboratory of Historical Seismology*, <http://storing.ingv.it/cfti4med/>
- D’Antonio M. (2015), Ita Terraemotus damna impedit, Note sulle tecniche antisismiche sottriche in Abruzzo, Carsa Edizioni, Pescara
- Fiandaca O. e R. Lione (2009). Il sisma. Ricordare, prevenire, progettare, in *Atti Ar.Tec*, Messina
- Giuliani C.F. (2011). Provvedimenti antisismici nell’antichità, *Journal of Ancient Topography*, XXI, pp. 25-52
- Guidoboni (1989). Pozzi e gallerie come rimedi antisismici: la fortuna di un pregiudizio sulle città antiche, in *I Terremoti Prima del Mille*, a cura di E. Guidoboni, Bologna, SGA-ING, pp. 127-135
- Guidoboni E., (1997). *An early project for an antiseismic house in Italy: Pirro Ligorio’s manuscript treatise of 1570-74*, in “European Earthquake Engineering”, n. 4, pp. 1-18
- Guidoboni E. (1998). *Earthquakes: Theories from Antiquity to 1600; Earthquakes: Theories from 1600 to 1800*, entries in “Sciences of the Earth. An Encyclopaedia of Events, People and Phenomena”, edited by G. Good, Garland Publishing, New York e London, vol. I, pp.197-205 and 205-2014

- Guidoboni E. e Ferrari G. (a cura di, 1986). Il terremoto di Rimini e della costa romagnola del 25 dicembre 1786: analisi e interpretazione della sismicità dell'area più turistica d'Italia, Bologna, pp. 293
- Guidoboni E. e J. Ebel (2009). Earthquakes and Tsunamis in the Past: a Guide to Techniques in Historical Seismology, Cambridge University Press, London- New York, 590 pp
- Leonardo da Vinci (ed. critica e diplomatica, 1990). I manoscritti A e B dell'Institut de France, a cura di A. Marinoni, Firenze, 2 voll
- Mitchell J (1760). *Conjectures concerning the cause and observations upon the phenomena of earthquakes*, in Philosophical Transactions vol. 51: pp.566-634
- Milizia Francesco (1781). Principi di architettura civile, Parma
- Pezone M.G. (2003). Francesco La Vega e la cultura architettonica neoclassica. La formazione e l'attività di ingegnere militare, in "Napoli e Spagna. Architettura e città nel XVIII secolo", a cura di A. Gambardella, Napoli, pp. 73-90
- Pirro Ligorio (1571, ed. 2006). Libro di diversi terremoti, codice 28, Ja II 15 dell' Archivio di Stato di Torino, Edizione critica, Introduzione e Apparato storico a cura di E. Guidoboni, Edizione Nazionale delle Opere di Pirro Ligorio, Roma, De Luca editore
- Ruggieri N.(2013). Il sistema antisismico Borbonico muratura con intelaiatura linea. Genesi e sviluppo in Calabria alla fine del Settecento, in Bollettino degli Ingegneri, n. 10, pp. 3-14
- Sguario Eusebio (1756), Specimen physico-geometricum de terraemotu ad architecturae utilitatem concinnatum, Venezia
- Tobriner S. (1983). *La Casa Baraccata: Earthquake-resistant construction in 18th century Calabria*, Journal of the Society of Architectural Historians 42, pp. 131-138
- Travaglini F. (1669). Super observationibus a se factis tempore ultimorum terraemotum, ac potissimum Ragusiani physica disquisitio, Leiden
- Vivenzio G. (1784). I storia e teoria de' terremoti in generale e in particolare di quelli della Calabria e di Messina del 1783, Napoli



Earthquake tragedy and application of seismic isolation, energy dissipation and other seismic control systems to protect structures in China

90% of the Chinese territory is seismic. Earthquakes cause victims, but also damage to non-structural elements and inside facilities, stopping the city's life. New techniques, as base isolation and energy dissipation, protect both structures and inside facilities. In China there are many structures with seismic isolation or passive or hybrid control systems. Some recent application, experimental records of real earthquakes, shake table tests as well as future trends on seismic isolation and passive and active control technique in China and in the world are described

DOI 10.12910/EAI2015-077

■ *Fu Lin Zhou*

Earthquake tragedy in China

A tragically strong earthquake, the Tangshan earthquake of magnitude $M = 8.5$, happened at 3:15 a.m. on July 26, 1976. The epicenter depth was only 13 km. The broken faults run through the city. The whole city became ruins, 240000 people died, 96% of buildings collapsed, including houses, schools, hospitals, office blocks, all buildings (Figures 1-3).

Another tragically strong earthquake, the Tangshan earthquake of magnitude $M = 8.0$, happened at 2:28 p.m. on May 12th, 2008. The epicenter depth was only 17 km. The broken faults run through the city. The whole city became ruins, 90000 people died, 80% of buildings collapsed (Figures 4-6).

Just 5 years after the Wenchuan earthquake that hit the Sichuan Province in 2008, a very severe earthquake, the Lu Shan earthquake of magnitude $M = 7.2$, happened in the same province on April 20th, 2013. The epicenter depth was 13 km. The local horizontal Peak Ground Acceleration (PGA) for structures was only 0.15 g, but the recorded ground acceleration was 0.5-0.8 g, that is the 5-8 times the

predicted design value. So it caused damage or collapse of 75% of buildings (about 40,000 buildings) in the Lu Shan County (Figures 7-9), let's say a standing ruin. 196 persons died, 21 were not found, 250000 were injured and the directness economy losses were 5.57 billion Yen.

Lessons learned from strong earthquakes in China

Just after the Lu Shan earthquake, a very positive message came: one of the buildings of the Lu Shan County Hospital, which was protected by seismic isolation, was not damaged at all and performed in an excellent way during the earthquake!

Contact person: Fu Lin Zhou
zhoufl@cae.cn



FIGURE 1 Tangshan city after the shock of 1976

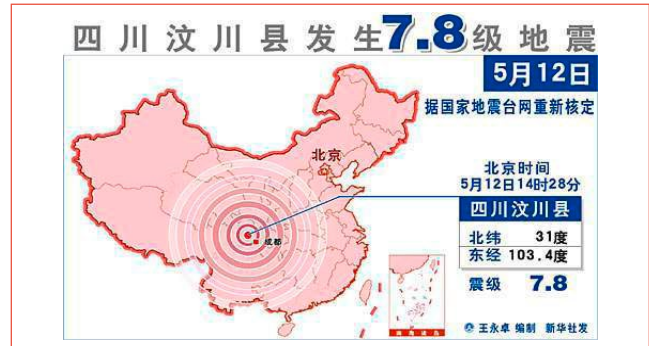


FIGURE 4 The Wenchuan earthquake in China



FIGURE 2 A school in Tangshan



FIGURE 5 Most buildings collapsed in Wenchuan



FIGURE 3 A hospital in Tangshan



FIGURE 6 A school collapsed in Wenchuan

Actually, there were 3 buildings in the Lu Shan County Hospital; all were reinforced concrete structures with 7 storeys and 1 story basement (Figure 10). One building was seismically isolated and, as mentioned, did not suffer

any damage to the structure and decoration, any fall down of the facilities and equipment that were installed inside it. The persons inside it had no panic during the earthquake, this Isolated hospital building become an unique rescue



FIGURE 7 Damage of an office building during the Lu Shan earthquake



FIGURE 10 Lu Shan County Hospital, formed by 3 buildings



FIGURE 8 Collapse of a house building during the Lu Shan earthquake



FIGURE 9 Structure damaged during the Lu Shan earthquake

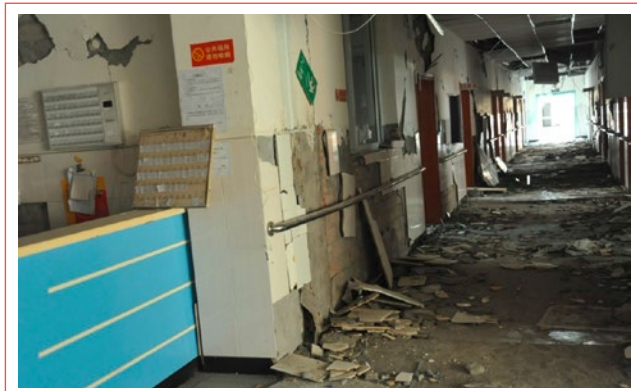


FIGURE 11 The two buildings without seismic isolation in the Lu Shan County Hospital

center in the whole county after the earthquake, thousands of injured people received first aid in it (Figure 12). On the contrary, the other 2 hospital buildings had been built according to a traditional anti-seismic design without

isolation: the persons inside them felt the shaking very severely, the buildings suffered damages in the structure, walls and ceilings, all facilities and equipment fell down and the hospital was fully out of service (Figure 11).



FIGURE 12 The building with seismic isolation in the Lu Shan County Hospital

Many lessons have been learned from strong earthquakes in China, in particular:

1. Most strong earthquakes have been underestimated in China: during the May 12th, 2008, Wenchuan Earthquake, the recorded PGA as equal to 0.96 g, about 10 times the design PGA of 0.10 g; in the April 20th, 2013 Lu Shan Earthquake, the recorded PGA as equal to 0.80 g, about 6 times the design PGA of 0.15 g. So, the designers should take into account the underestimation of strong earthquake provided by the usually adopted design PGA values.
2. The death of most people was caused by the collapse of structures. Earthquakes cause severe damages not only of structures, but also of non-structural elements and inner facilities. They stop the city's life. They stop the operation of hospitals, power plants and so on.
3. Designers should use the new techniques. Seismic isolation and control of seismic vibrations are effective techniques. They protect people's life; they protect both the building and its inner facilities even in strong underestimated earthquakes.

Application of seismic isolation in China

Over 5,000 buildings were built with seismic isolators consisting in rubber bearings in China within 2014. These buildings include houses (about 70 %), offices, schools, museums, libraries and hospitals. The number of storeys of buildings ranges from 3 to 31. Most of these buildings are concrete frame or shear wall-frame structures and brick wall structures. Some railway bridges and highway bridges have also been built with seismic isolation in China. Nowadays, it has become a very strong tendency in China to widely use seismic isolation systems formed by rubber bearings (Zhou, 2014).

Testing and design of seismic isolation systems

Five kinds of materials have been used for isolators in China: sand layers, graphite lime mortar layers, sliding friction layers, rolling and rubber bearing. The rubber bearing is the most popular isolation device in China. Many tests and detailed numerical modeling and analysis have already been carried out in China for seismic isolation systems formed by rubber bearings. The experimental work concerns:

1. tests on the mechanical characteristics of the isolator, which include compression tests (capacities, stiffness) and compression with shear cycle loading tests (stiffness, damping ratio and maximum horizontal displacement);
2. tests on the durability of isolator, which include low cycle fatigue failure tests and creep and ozone aging tests;
3. tests on the structural system, which concern shaking table tests for large scale structural models. In particular, a 6-storey steel frame model with different locations of the isolation system was tested on shaking table (Figure 13): the test results show that the acceleration responses on each storey of the structural model are somewhat different, depending on the ratio between the super structure mass and that of the substructure (Huang, 2003).

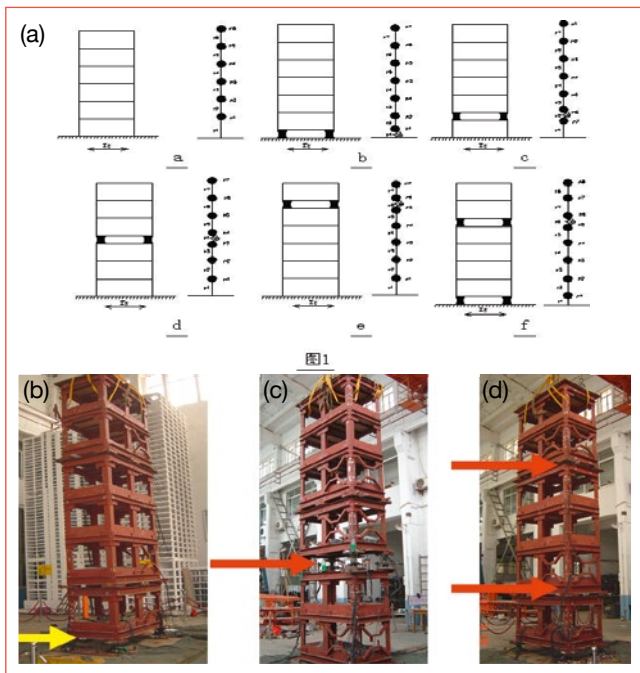


FIGURE 13 Shake table test for different locations of the isolation system. (a) Different locations of isolation system; (b) At the base; (c) On a storey; (d) Multi-layers

Technical code for seismic isolation and energy dissipation in China

Technical regulations on seismic isolation consist of three different sets of codes in China:

1. Technical code for seismic isolation with laminated rubber bearings (CECS 2001). This is the national code for design and construction of buildings and bridges with seismic isolation in China.

2. Standard of laminated rubber bearing isolators (GB 20688-2006). This is the national standard of isolators for laminated rubber bearing in China.
3. Seismic isolation and energy dissipation for building design (Chapter 12 in code for seismic design of buildings, GB50011-2010). This is a part of national code in China for seismic design of buildings, in which is the chapter 12 [2].
4. Technical specification for Energy Dissipation (CECS 2013). This is the national specification for design and construction of buildings and bridges with energy dissipation in China.
5. Seismic Design Code for Isolation Structures (GB 2015). This is the national code for design of buildings structures in China.

Examples of application of seismic isolation

EXAMPLE 1: reinforced concrete (r.c.) multi-storeys house complex with base isolation.

It consists of a group of seismically isolated houses including 72 buildings (4-16 storeys), with a total floor area of 210,000 m², located in the Yunnan Province in Western China (Figure 14).



FIGURE 14 Group of 72 seismically isolated dwelling buildings including (4-16 storeys)



FIGURE 15 Group of 48 isolated buildings with storey isolation supported by a unique r.c. platform



FIGURE 16 Seismic isolation of the Kunming New Airport Terminal (2007-2012)



FIGURE 17 Seismically isolation bridge (Hong Kong-Macau-Zhuhai), 26 km long

EXAMPLE 2: 2-storey platform with r.c. frame supporting 9-storey houses with storey isolation.

It is the largest group of seismically isolated buildings in the world to have been erected on an unique slab (Figure 15). In fact, it consists in a very large platform (2-storey r.c. frame), 1500 m wide and 2000 m long, which covers a railway area in Beijing and supports 48 isolated buildings (7 to 9-storey buildings with r.c. frame) with a total floor area of 240,000 m², built on its top floor. The isolators (rubber bearings) are located on the top floor of the platform to protect the buildings from both the seismic motion and the railway-induced vibrations.

EXAMPLE 3: seismic isolation of the Kunming New Airport Terminal (2007-2012).

The total floor area of this airport is 500,000 m². Because its location is near seismic faults (10 km), it was indispensable to protect the complex structure of the airport, its curved columns, large glasses and large ceiling, as well as the important inner facilities. The only way was to use seismic isolation (Figure 16).

This project made use of 1892 rubber bearings (1,000 mm diameter) and 108 oil dampers to reduce the displacement of the isolated superstructure during earthquakes.

EXAMPLE 4: seismically isolated bridge (Hong Kong-Macau-Zhuhai) crossing the South China sea (26 km).

For this bridge, which crosses the sea and is 26 km long (Figure 17), it was very important to reduce the seismic response of its structures, in particular to avoid damage and cracks at the bottom of the piers and to move the area with nonlinear behavior from the bottom of the piers to the isolators installed on their top. To achieve this, the use of seismic isolation was found necessary.

EXAMPLE 5: protection by means of seismic isolation of historic statues and stone tablets (1200 years old).

It is also important to protect from earthquakes the cultural heritage structures, the statues that are located inside them, paintings on their columns and walls: thus, we need to use seismic isolation to this purpose too (Figure 18).



FIGURE 18 Protection of historic statues and stone tablets (1,200 years old) by means of seismic isolation in China

structure in appropriate positions. The energy dampers provide the structure with a large amount of damping, which will dissipate most energy deriving from the vibration sources before the structure reaches its resistance limit. Thus, they allow the structure to be safe in earthquakes or to satisfy the used requirements concerning wind resistance. The energy dampers may be set on bracings, walls, joints, connection parts, non-structural elements or in any suitable space in structures. They may reduce the structural response of 20-50%, with respect to the traditional design without dampers. This technique is very reliable

EXAMPLE 6: Retrofits with seismic isolation retrofits of school buildings.
Millions of school buildings need to be retrofitted to withstand strong earthquake. In China, in the Shanxi Province, seismic isolation was successfully used to retrofit school buildings (Figures 19 and 20). As a consequence, the Government organized a national meeting to promote the extensions of this kind of retrofits to Chinese schools.

and simple, suitable to be used for general or important new or existed buildings or facilities in seismic regions. Nowadays, five kinds of dampers have been used in China:

- Steel yielding devices;
- Lead yielding devices;
- Oil dampers;
- Buckling Restrained Braces (BRBs);
- Smart materials (Shape Memory Alloy – SMA – devices).

Energy dissipation

Over 2000 buildings had already been protected in China with energy dissipation devices (dampers) in 2014. Energy dissipation is achieved by adding some dampers inside the

Hybrid (passive and active) control of structures

EXAMPLE 7: Hybrid control for Guangzhou Tower, 645 m high.
The reasons of using hybrid control for this tower were:



FIGURE 19 Base isolation system in a retrofitted school



FIGURE 20 Isolation system installed in 1st storey of a retrofitted school



FIGURE 21 Guangzhou Tower

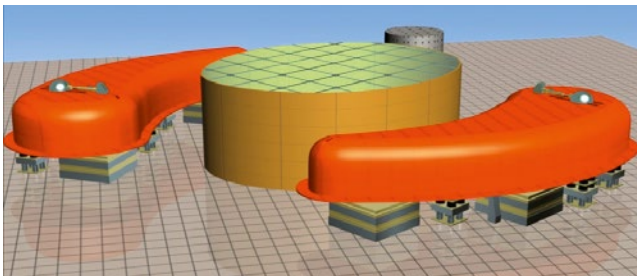


FIGURE 22 Use of 2 water tanks as mass of the Tuned Mass Damper

- Its height is 610 m, thus earthquakes and wind loads were a big problem;
- The structural plane is elliptic, which would lead to torsion in earthquakes or due to wind, without isolation;
- The design of the tower was not satisfied in case of strong winds;

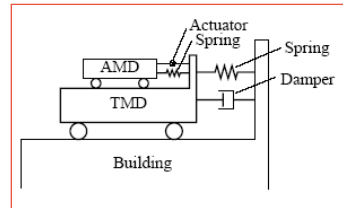


FIGURE 23 Hybrid control system (Tuned Mass Damper + Active Mass Damper)

- The use of Tuned Mass Damper (TMD) was a low cost solution, but the design requirements were not satisfied;
- Active Mass Damper (AMD) is an effective, but its use was too expensive;
- A combination of TMD and AMD, namely a hybrid system (on the top of tower), may be the best balance solution.

Conclusions

Seismic isolation and vibration control systems are techniques that:

- Are safer, even in the case that the earthquake level is underestimated;
- Provide a more effective protection for both structures and inner facilities;
- Are more effective to keep the superstructure in elastic conditions;
- Inexpensive and even more economical in some cases (with possible additional construction Costs limited to $\pm 5 \sim 10\%$);
- More satisfactory for irregular architectural designs.

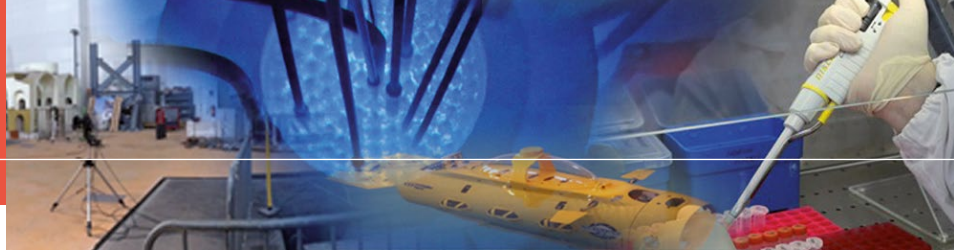
In China, in coming years:

- The traditional anti-seismic design will remain the most used for structures;
- However, seismic isolation and vibration control techniques will be among the main systems. ●

Fu Lin Zhou

Guangzhou University, China
Chinese Academy of Engineering (CAE)
President of ASSISi (Anti-Seismic System International Society)

- Zhou F.L. (1997). "Seismic Control of Structures", Chinese Seismic Publishing House
- Huang X.Y. (2003). "Earthquake Engineering Research & Test Centre. Technical Reports, Guangzhou University
- Zhou F.L. (2014). "Discussion on Compiling Chinese Design Code of Seismic Isolation and Energy Dissipation", Guangzhou University, China



Behavior of response controlled and seismically isolated buildings during severe earthquakes in Japan

Passive control techniques have been widely used in Japan since the 1995 Kobe earthquake. Until the end of 2011, nearly 3000 buildings and 4000 private houses are seismically isolated. The 2011 Great East Japan Earthquake, which caused casualties more than 18300 people and collapse of 127830 building, allowed testing the effective seismic performance of several base isolated buildings. This is quite important for further dissemination of response control and seismic isolation technologies and to prove their effectiveness

DOI 10.12910/EAI2015-078

■ T. Saito

Introduction

The Great East Japan Earthquake

The 2011 Great East Japan Earthquake with a magnitude 9.0 (Mw) occurred at 14:46 for the local time on Friday, 11 March 2011 in Japan. This earthquake triggered destructive tsunami waves which caused extensive damage to the coastal areas in Tohoku region. The National Police Agency has confirmed 15891 deaths, 6152 injured and 2584 people missing as of April 10, 2015. More than 92 percentages of casualties are caused by Tsunami. The number of casualties caused by building collapse, landslides, drop of ceiling panels, etc. from earthquake shaking effect is reported more than 90. Building damage is reported as 127830 total collapses and 275791 partial collapses.

Figure 1 shows the distribution of peak ground acceleration (PGA) recorded during the earthquake, summarized by Earthquake Research Institute (ERI), the University of Tokyo. The K-NET Tsukidate station near the epicentre recorded the PGA of 2699 cm/s^2 in the N-S direction. Strong motions with PGA larger than 200 cm/s^2 were observed over a very wide area in Tohoku. Tokyo is located 300 km away from the epicentre and its stations recorded the PGA of 50 to 150 cm/s^2 .

Response of high-rise buildings under long period ground motion

The Building Research Institute (BRI) has been conducting strong motion observation for buildings since 1957. At the 2011 Great East Japan Earthquake, strong motion records were collected at 54 stations. Table 1 shows the list of high-rise buildings under observation in Sendai, Tokyo and Osaka and the maximum acceleration values observed in these buildings (Saito, 2012). Figure 2 shows the velocity response spectra of horizontal records at the lowest floor of the buildings. The velocity spectra of Miyagi and Tokyo have strong component in the wide band period from 0.5 to 10 second. On the other hand, the response spectrum of Osaka has a dominant period around 6 second which corresponding to the predominant period of the long period ground motions occurred in the deep sedimentary plain in Osaka.

Contact person: Taiki Saito
tsaito@ace.tut.ac.jp

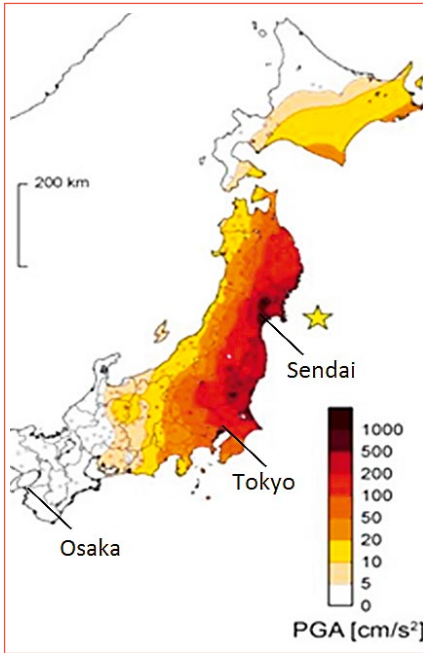


FIGURE 1 Peak ground acceleration recorded at the 2011 Great East Japan Earthquake
Source: ERI, University of Tokyo

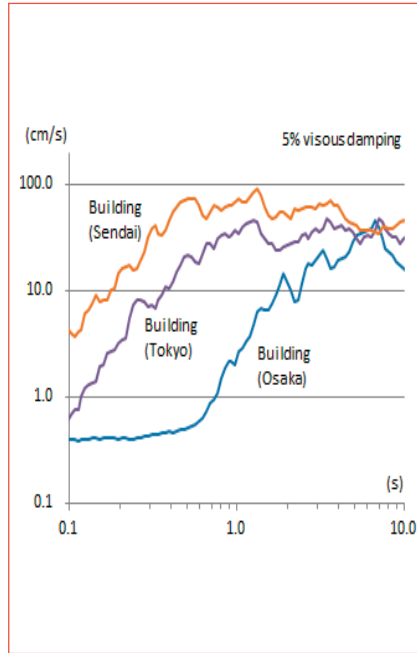


FIGURE 2 Velocity response spectra of the records observed at the lowest floor of high-rise buildings in Japan

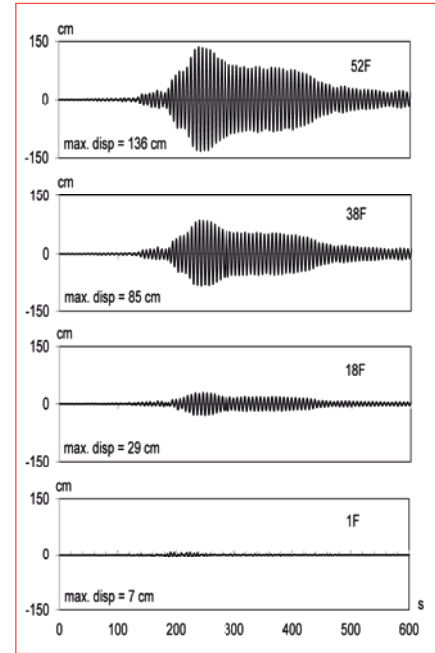


FIGURE 3 Displacement records of the high-rise building in Osaka

LOCATION	STRUCTURAL TYPE	FLOOR	Δ (KM)	LOCATION OF SENSORS	ACC. (CM/S ²)		
					H1	H2	V
Sendai	S	00F 15F	175	00F	183	259	147
				15F	361	346	543
Tokyo	RC	3/F	385	01F	87	98	41
				18F	118	147	64
				37F	162	188	102
Osaka	S	50F P5F	770	01F	35	33	80
				18F	41	38	61
				38F	85	57	18
				50FN	127	88	13
				50FS	129	85	12

TABLE 1 Observed acceleration records at high-rise buildings (From BRI). S: steel, RC: reinforce concrete; Δ: epicentral distance, H1, H2: horizontal components, V: Vertical component

Figure 3 shows the displacement records of the high-rise building in Osaka. Even Osaka is located 770 km away from the epicentre, the large floor movement of 136 cm amplitude was observed at the 52th floor. By this shaking, extensive damage to non-structural elements such as falling of gypsum boards and

ceiling panels were observed. The building has no passive damper inside.

Performance of seismically isolated buildings

Profile of Seismically Isolated Buildings in Japan

The number of seismically isolated buildings increased after the 1995 Kobe Earthquake. Half of the buildings are condominiums and 15% of the buildings are hospitals. Figure 4 shows the latest statistics of seismically isolated buildings from the database of JSSI (Japan Society of Seismic Isolation). The construction of seismically isolated detached houses was increased tremendously after year 2000 when the new regulation was issued to approve not the individual design of houses but the manufacture of the specific type of construction to streamline the inspection process.

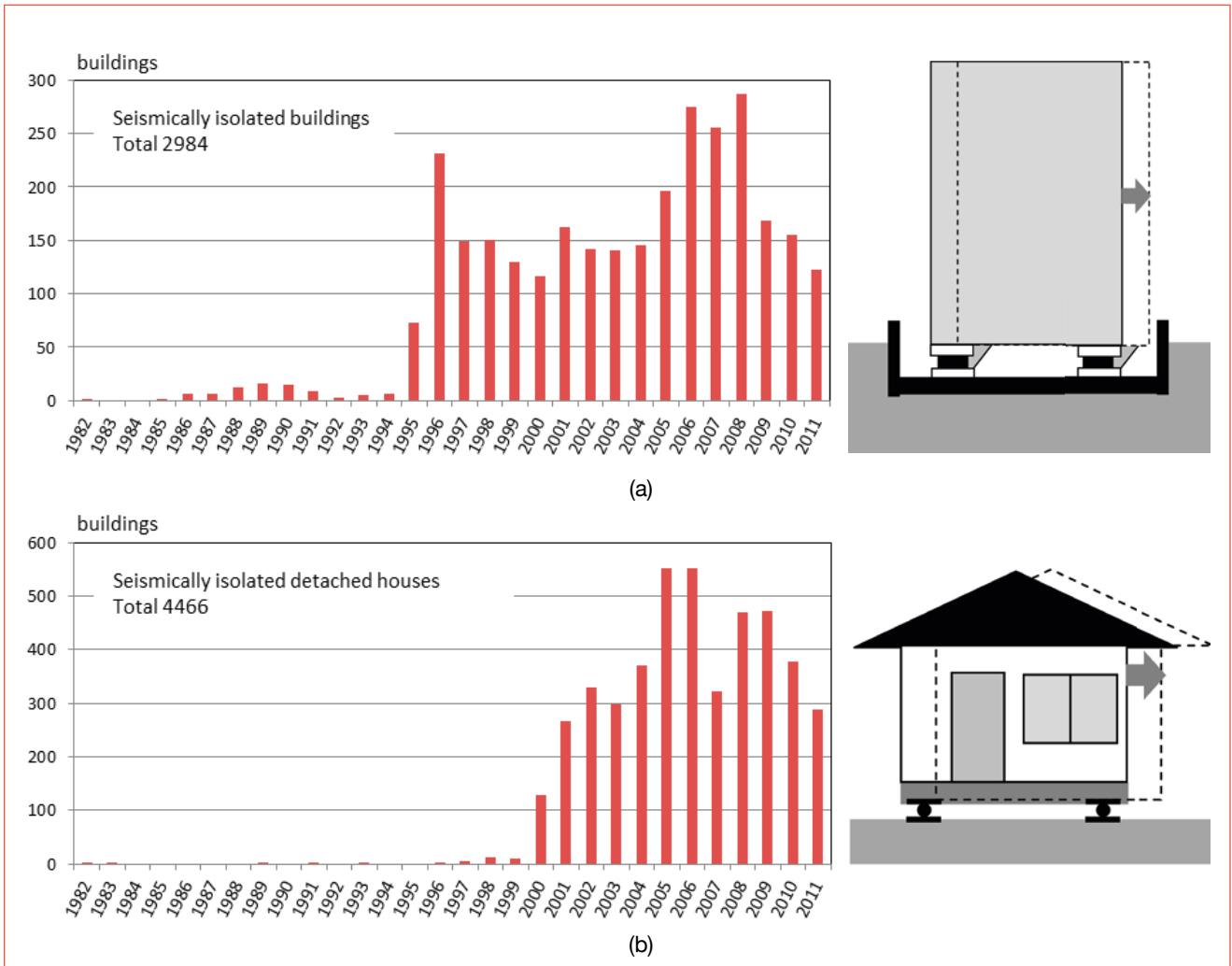


FIGURE 4 Statistics of seismically isolated buildings in Japan (from JSSI). (a) Buildings; (b) Private houses

Performance of Seismically Isolated Buildings during the 2011 Great East Japan Earthquake

Table 2 summarizes the list of seismically isolated (SI) buildings with instrumentation of sensors (Iiba 2013). The maximum acceleration values at different floor levels (under SI, above SI and top floor) and the maximum displacement of SI floor are listed in the table. Those buildings are located in the range of epicentre distance from 172 km to 457 km. The ratios of the maximum acceleration between the foundation

(under SI) and superstructure (above SI and top floor) are plotted in Figure 5. For horizontal acceleration in Figure 5-(a), the ratio decreases as the maximum acceleration at the foundation increases. It certifies excellent performance of seismically isolation system to reduce the horizontal acceleration of superstructure. On the other hand, as shown in Figure 5-(b), the vertical acceleration is amplified in superstructure and the ratio is over 1.0. Figure 6 shows the trajectory of displacement of SI floor on the plane.

	Site	Usage	Structure Type	Floor	Δ (km)	Main isolator and damper	Location of Sensors	ACC. (CM/S ²)			Disp. of SI (cm)
								X	Y	Z	
KA	Sendai	Office	SRC	B2F 9F	172	HRB	under SI	289	251	235	15.7
							above SI	121	144	374	
							top floor	142	170	524	
KB	Fukushima	Office	RC	2F	178	NRB, LRB, OD	under SI	582	758	448	24.6
							above SI	176	213	516	
							top floor	155	185	621	
KC	Fukushima	Office	RC	3F	184	unknown	under SI	411	334	324	5.8
							above SI	184	226	463	
							top floor	154	157	581	
KD	Tsukuba	Office	PcaPC	7F	334	NPB, LRB, SD	under SI	327	233	122	6.8
							above SI	92	76	198	
							top floor	126	91	243	
KE	Tokyo	Musium	RC	B1F 3F	362	HRB	under SI	100	79	84	4.2
							above SI	76	89	87	
							top floor	100	77	90	
KF	Tokyo	Office	RC	B2F 12F	386	NRB, LRB	under SI	104	91	58	5.1
							above SI	55	41	62	
							top floor	94	82	104	
KG	Kawasaki	Residence	PcaPC	6F	401	NRB, LRB	under SI	86	104	34	5.22
							above SI	58	65	49	
							top floor	63	68	55	
KH	Ocdawara	Office	RC	8F	457	NRB, LRB	under SI	136	120	47	25.2
							above SI	58	134	47	
							top floor	63	67	48	

TABLE 2 Observed records of seismically isolated buildings (Iiba 2013). SI: seismic isolation floor, PcaPC: precast prestressed concrete; NRB: natural rubber bearing, HRB: high damping rubber bearing, OD: oil damper, SD: steel damper

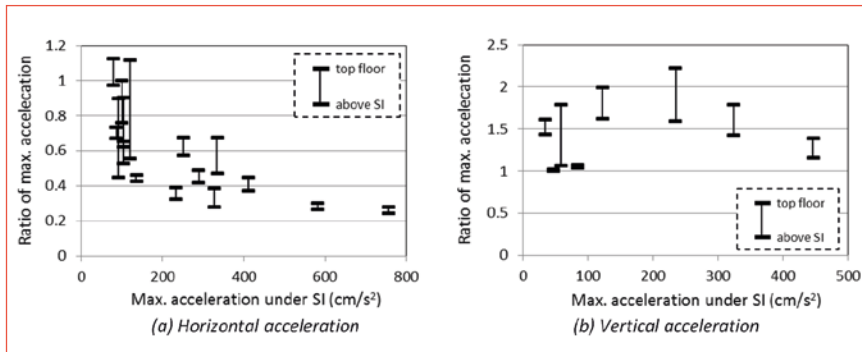


FIGURE 5 Maximum acceleration ratio of superstructure to foundation

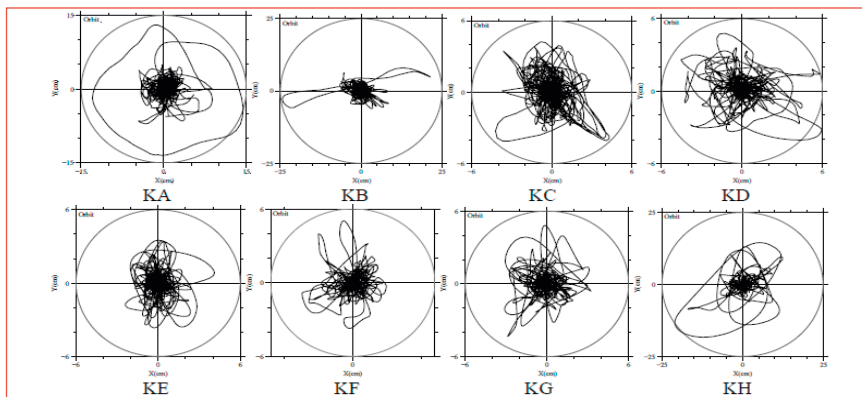


FIGURE 6 Trajectory of displacement at SI floor on the plane (Iiba 2013)

After the 2011 Great East Japan Earthquake, the Japan Society of Seismic Isolation (JSSI) conducted a questionnaire survey for 327 seismically isolated buildings including 19 detached houses. It is reported that superstructures of all seismically isolated buildings suffered almost no damage even under strong shaking with JMA intensity 6 plus. It proved the excellent performance of seismically isolated buildings. On the other hand, various damages were observed in seismic isolation devices (Saito 2013). For example, many cracks were found in lead dampers (Photo 1) which might be increased by the aftershocks. Loose of the bolts, peeling off the paint and residual deformation were observed for steel dampers (Photo 2). Minor damage to expansion joints between SI floor and superstructure was found extensively (Photo 3).

Performance of Response controlled high-rise buildings

Performance of Response Controlled High-rise Buildings during the 2011 Great East Japan Earthquake

Passive energy dissipation dampers including viscous dampers, oil dampers, viscoelastic dampers, steel dampers and friction dampers have been widely adopted for buildings in Japan in recent years. Especially, after the 1995 Kobe earthquake, it has become standard to install passive dampers in steel high-rise buildings to reduce and attenuate



PHOTO 1 Crack on the surface of a lead damper



PHOTO 2 Deformation of U-shaped steel damper



PHOTO 3 Damage to cover panel

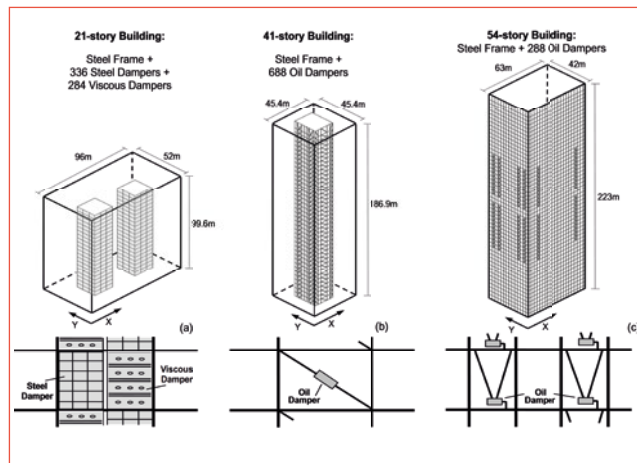


FIGURE 7 Three response controlled buildings with velocity-dependent dampers (Kasai 2012)

shaking of the buildings during earthquakes. However, real performance of buildings with passive dampers has not been proven due to the lack of observation date. At the 2011 Great East Japan Earthquake, valuable observation data were obtained in several buildings with passive dampers which could be one of the best resources to study the effect of dampers.

Kasai et al. (2012, 2013a, 2013b) studied responses of tall buildings in Tokyo during the 2011 Great East Japan Earthquake. Figure 7 shows three high-rise buildings selected in the study. A 21-story building consists of a steel frame and 336 low yield point steel wall dampers and 284 viscous wall dampers. The first natural period of the building is 1.83 second in X-direction and 1.97 second in Y-direction. A 41-story office building consists of a frame using concrete-filled tube columns and steel beams, and 688 oil dampers. The first natural period of the building is 3.97 second in X-direction and 4.10 second in Y-direction. A 54-story office steel building constructed in 1979. It was retrofitted in 2009 by attaching 288 oil dampers. The first natural period of the building is 5.37 second in X-direction and 6.43 second in Y-direction. It is reported that modal superposition up to the 3rd mode is valid to simulate the time histories of acceleration and displacement from the comparison of observed data (Kasai 2012). Responses at the top floor calculated by modal superposition methods are shown

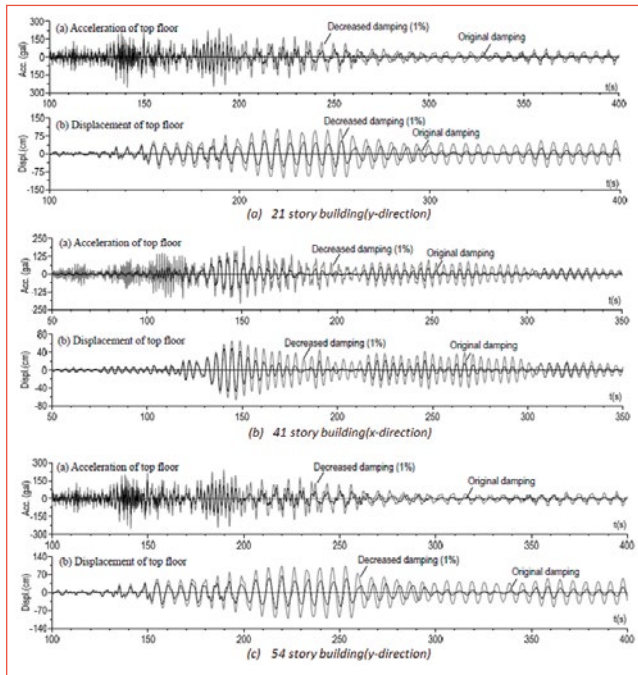


FIGURE 8 Building responses with original and decreased damping ratios (Kasai 2012)

by black lines in Figure 8. The responses are compared with those of decreased damping ratio shown by grey lines which represent a hypothetical case of not using the dampers (by Kasai). In all three buildings, the responses with damper (black lines) are considerable smaller than those without dampers.

It is worth to mention about the vibration characteristics of high-rise buildings without dampers. For the high-rise buildings listed in Table 1, the first and second natural frequencies and damping factors are identified for every 30 sec in the observation records at the top of the building by the N4SID (Numerical algorithm for Subspace based State-Space System Identification) method (Saito 2012). Figure 9-(a) shows the results of identification of a 15 story steel building in Sendai. The first and second natural frequencies do not change very much during the earthquake. The first mode damping factor slightly increases up to 3% when ground motion becomes large and then reduces to 2%. Damage of structural members has not been reported. Figure 9-(b) shows the results of identification of a 37 story reinforced

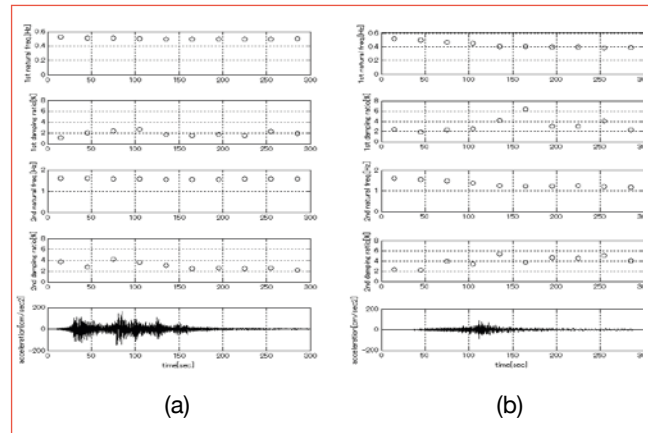


FIGURE 9 Change of vibration characteristics of high-rise buildings during the earthquake (Saito 2012). (a) Steel building in Sendai (H1 direction); (b) Reinforced concrete building in Tokyo (H1 direction)

concrete building in Tokyo. The first natural frequency has declined about 25% compared to the initial value during the earthquake. The first mode damping factor increases up to 6% after ground motion becomes large. Minor damage of slight concrete crack was reported on the non-structural walls.

Response control using passive dampers is suitable for steel buildings because of large deformation capability and small viscous damping. However, it is not suitable for reinforced concrete buildings because of small deformation capability. In other words, for reinforced concrete buildings, small damage such as concrete cracks works to increase damping effect instead of dampers.

Conclusions

Responses of the response controlled and seismically isolated buildings during the 2011 Great East Japan Earthquake are discussed based on the strong motion observation records.

It was proved that superior performance of seismically isolated buildings made it possible not only to reduce the damage of structures but also to protect occupants and contents. Even in the affected areas, hospitals with seismic isolation system succeeded to continue medical operation after the earthquake.

Also the effectiveness of response control techniques using passive dampers in steel high-rise buildings were verified by analysing observation records using the modal superposition method (Kasai 2012, 2013b).

A massive earthquake with a magnitude 9.0 is believed to occur in the near future in southwest of Japan. In order to protect cities and buildings against this earthquake, there is a need for further dissemination of response control and seismic isolation technology.

Acknowledgements

The author wishes to express sincere thanks to Prof. A. Wada (President of JSSI) for his encouragement and guidance. Also the author thanks to Prof. K. Kasai (Tokyo Institute of Technology), Dr. T. Kashima (Building Research Institute) and Mr. N. Kani (JSSI) for providing valuable materials to complete this paper. ●

Taiki Saito

Toyohashi University of Technology,
Toyohashi, Japan

references

- Iba M., Kashima T., Morita K. (2013) "Behaviour of Seismically Isolated Buildings Based on Observed Motion Records during the 2011 Great East Japan Earthquake". *Proc., 13th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures - commemorating JSSI 20th Anniversary -*, Paper No. 875925, Sendai, Japan Sep 2013
- Kasai K., Pu W.C., Wada A. (2012). "Responses of Tall Buildings in Tokyo during the 2011 Great East Japan". Keynote Paper at STESSA 2012 (Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas), Santiago, Chile, January 9-11, 2012
- Kasai K., Mita A., Kitamura H., Matsuda K., Morgan T.A., Taylor A.W. (2013a), "Performance of Seismic Protection Technologies during the 2011 Tohoku-Oki Earthquake". *Earthquake Spectra*: March 2013, Vol. 29, No. S1, pp. S265-S293
- Kasai K., Matsuda K. (2013b). "Significant Building Response Records, from the 2011 Tohoku Earthquake and the Implications for Seismic Designs and Analyses". Invited Lecture: SMIP13 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, Federal Reserve Bank of Los Angeles, 950 South Grand Ave., LA, October 10, 2013
- Saito T., Morita K., Kashima T., Hasegawa T. (2012) "Performance of High-rise Buildings during the 2011 Great East Japan Earthquake". *Proc., 15WCEE*, paper number 1882, Lisbon, Portugal, 24-28 Sep 2012
- Saito T. (2013) "Performance of Seismically Isolated Buildings at March 11, 2011, Tohoku Earthquake". *Proceedings of the 19th CIB World Building Congress*, Brisbane, Australia, May 9-13, 2013



Considerazioni progettuali associate alla risposta di isolatori sismici e dissipatori di energia a scala reale

Studi sperimentali per la caratterizzazione di dispositivi antisismici hanno evidenziato come alcune specifiche siano difficili da realizzare e di discutibile significatività per la progettazione. Normative esistenti e modelli di calcolo, basati su forti semplificazioni del comportamento dei dispositivi comunemente utilizzati, non tengono conto della variabilità dei parametri prestazionali, evidenziata sperimentalmente. È necessario l'aggiornamento delle norme ma anche rendere consapevoli i progettisti dei limiti delle modellazioni semplificate

DOI 10.12910/EAI2015-079

■ G. Benzoni

Introduzione

Al compimento di quindici anni di attività del laboratorio SRMD (Seismic Response Modification Devices) della University of California San Diego, interamente progettato e dedicato alle prove di qualificazione e certificazioni di soluzioni per l'isolamento sismico e la dissipazione di energia a scala piena, si possono riassumere alcune considerazioni, derivate da campagne sperimentali su dispositivi, ritenute importanti per la progettazione con isolamento sismico. Va notato che la specifica attrezzatura di prova del laboratorio SRMD (Benzoni, 2010) ha contribuito ad ampliare enormemente la credibilità delle tecnologie in esame, attraverso prove di dispositivi sottoposti a regimi di forza e di moto non scalati bensì corrispondenti a condizioni di servizio e condizioni limite per la struttura. In particolare il laboratorio ha accumulato un database di dati sperimentali unico al mondo per la varietà sia di

dispositivi provati sia di protocolli di prova. Questa attività, al servizio di agenzie, di progettisti e di produttori, consente inoltre la formulazione di alcune osservazioni sul ruolo del progettista di un intervento con isolamento, proposte di seguito.

Osservazioni derivate dall'attività sperimentale

La prima osservazione, di carattere generale, riguarda dispositivi sottoposti a prove di qualificazione che appartengono a famiglie ben note, anche se contengono elementi innovativi (da cui la necessità di qualificazione) in termini di dimensioni, di materiali impiegati, di prestazioni attese ecc. L'esperienza di laboratorio ha dimostrato che anche dispositivi appartenenti a tipologie consolidate, possono esibire comportamenti inattesi e addirittura problematicità gravi con premature rotture dei dispositivi. Questa osservazione, confermando il ruolo importante della sperimentazione, si pone in vistoso contrasto con una procedura, a volte chiamata pre-qualificazione, che vorrebbe una sorta di automatica accettazione di dispositivi in quanto

Contact person: Gianmario Benzoni
gbenzoni@ucsd.edu



appartenenti a famiglie di cui si posseggono alcuni dati sperimentali, anche se provenienti da dispositivi non identici. In altre parole, ci si vorrebbe affidare a una sorta di similitudine tra dispositivi, sulla base del condiviso meccanismo di funzionamento, dell'uso di materiali simili o identici, del rispetto di alcune proporzioni geometriche ecc.

Va notato che alcuni codici normativi contengono un linguaggio sufficientemente vago al proposito, tale da ispirare l'uso di questa procedura, chiaramente apprezzata per la riduzione dei costi delle prove sperimentali che comporta. In molti casi la risposta di dispositivi, stimata sulla base di prove su unità "simili", ha manifestato inattesi funzionamenti e indicato parametri di risposta caratteristici fortemente diversi dai valori stimati. A titolo di esempio basti citare la ricorrente diversità dei parametri attritivi che si riscontrano durante le prove di isolatori a scala piena rispetto a valori ottenuti come estrapolazione o di risultati su campioni di materiale oppure su interi dispositivi con identici materiali ma differente geometria. Analogamente, per dispositivi elastomerici, la stima di rigidità laterale spesso non viene convalidata in fase sperimentale. Seppur in apparenza confinato ad ambienti accademici e normativi, questo argomento dovrebbe invece interessare da vicino il progettista di una struttura isolata, chiamato ad acquisire e ad approfondire la documentazione riguardante i dispositivi da usare nella forma più completa possibile. Questa iniziale osservazione introduce un intento comune a tutto ciò che sarà presentato in seguito: sottolineare come l'ingegnere strutturista non debba accettare, in maniera acritica, informazioni incomplete e/o indirette riguardanti il funzionamento di dispositivi cui è affidata una enorme quota parte di risorse in caso di evento sismico.

Disposizioni normative per isolatori e dissipatori

Non è possibile analizzare l'impatto della reale risposta di dispositivi antisismici sulla progettazione strutturale se non partendo dalle prescrizioni normative che determinano come il comportamento di isolatori e smorzatori debba essere acquisito ed interpretato. In generale, qualunque sia la specifica norma utilizzata, è opinione

condivisa che il numero di prove sperimentali, cui un prototipo di dispositivo debba essere sottoposto, sia estremamente esteso. È ben noto peraltro come l'elevato numero di prove non contribuisca necessariamente a un aumento dell'affidabilità del prodotto o della correttezza dell'applicazione. Molte normative vigenti, infatti, ancora contengono l'eredità di tempi in cui la conoscenza dei materiali e dei dispositivi, l'affidabilità produttiva e le capacità sperimentali erano limitate. L'elevato numero di prove deriva quindi come compensazione a una scarsa conoscenza del preciso meccanismo di funzionamento. In altre parole si cerca di sondare la risposta dei dispositivi con un'estesa ripetizione della stessa prova per ampi valori di carico, spostamento, velocità ecc. Questa sorta di mappatura della risposta del dispositivo per una vasta griglia di possibili azioni ha delle connotazioni sicuramente positive, quale la ricerca parametrica di comportamenti sperimentali che vanno oltre il limitato campo di impiego suggerito da uno specifico progetto. Ci si interroga infatti, in questo modo, sulla risorsa di prestazioni che il dispositivo è in grado di esibire al di là dei valori di progetto. Nonostante ciò la difficoltà che non trova soluzione e a volte vanifica questo enorme sforzo sperimentale deriva dall'esistente lacuna tra la fase di acquisizione di risultati, ottenuti con le estese campagne sperimentali, e l'implementazione da parte del progettista di queste informazioni nella fase specifica di progettazione. Per chiarire meglio questo concetto vengono qui riportati alcuni risultati ottenuti attraverso campagne di prova su due famiglie molto comuni di isolatori: dispositivi in gomma piombo e dispositivi a pendolo scorrevole. Si intende mostrare come le possibili variazioni dei principali parametri di funzionamento, per nulla trascurabili in termini di impatto sulla progettazione, sono in generale insufficientemente trattate dalle disposizioni normative ma soprattutto spesso ignorate o mal gestite nella modellazione della risposta di isolatori attraverso comuni programmi di calcolo.

Dispositivi in gomma-piombo

A titolo di esempio, e senza alcuna pretesa di generalizzazione, consideriamo la risposta di una serie di isolatori in gomma-piombo sottoposti a ripetuti cicli di spostamento.

Appare evidente (Figura 1) la significativa dipendenza della massima forza di taglio generata dai dispositivi dalla velocità di picco del moto, con incrementi massimi, rispetto a prove lente (0,76 mm/s), del 73%, durante il primo ciclo, valore che si riduce a circa il 45% e il 30% rispettivamente durante il secondo e terzo ciclo. L'importanza della velocità di picco del moto risulta ugualmente rilevante in termini di resistenza caratteristica (*yield shear force* Q_d), con incrementi a volte superiori al 100% rispetto a prove lente. Significativi incrementi con la velocità sono osservati anche in termini di rigidità tangente post elastica. Tutte le prove su dispositivi gomma-piombo sottolineano una significativa variazione della risposta tra il primo ciclo di spostamento ed i successivi. Il progressivo riscaldamento del nucleo in piombo comporta infatti una dimostrata riduzione dei parametri caratteristici della risposta dell'isolatore con conseguente riduzione della capacità dissipativa.

Questi effetti possono essere facilmente tradotti in modelli numerici di comportamento che consentano una dettagliata analisi della risposta strutturale (Benzoni e Casarotti 2009, Kikuchi et al. 2010) ma possono anche, in un approccio semplificato, consentire la definizione di intervalli di variabilità da associare all'analisi con parametri di progetto.

Attraverso questo esempio si vuole riconoscere una difficoltà persistente nell'integrazione tra le disposizioni normative e la pratica progettuale. Considerando il capitolo delle norme europee dedicato alle prove di caratterizzazione prototipale di questi dispositivi (EN15129, 2009, cap. 8.2.1.2.3) si riscontra la richiesta di ripetizione di prove cicliche per valori incrementali di velocità (attraverso diverse frequenze: 0,1 Hz, 0,5 Hz, 2,0 Hz dato il 100% di deformazione a taglio). La norma sembra quindi aver recepito l'importanza di una valutazione della dipendenza della risposta dell'isolatore dalla velocità del moto. Applicando la prescrizione della normativa, per esempio a un dispositivo recentemente sottoposto al laboratorio di UCSD, si ottiene una sequenza di tre test da eseguire con le caratteristiche elencate in Tabella 1.

È immediato notare dalla tabella come la prescrizione in termini di frequenza possa risultare in valori di velocità di picco del moto (sinusoidale) estremamente elevati (non esistono al momento apparecchiature di prova in grado di completare la prova a 2 Hz sopra indicata a causa della elevatissima velocità associata). Viene peraltro consentita dalla norma una modifica dei tre valori

di frequenza richiesti, qualora autorizzata dall'ingegnere strutturista. Oltre alla considerazione che durante prove di qualificazione di dispositivi da parte di un produttore l'ingegnere strutturista potrebbe non essere coinvolto (struttura ancora non definita), la possibile terna alternativa di 0,05, 0,25 e 1,0 Hz comporta velocità di picco rispettivamente di 0,08, 0,4 e 1,6 m/s che possono risultare ancora problematiche per il valore massimo e scarsamente informative per il valore più ridotto. Peraltro l'aspetto più discutibile di questa prescrizione lo si riscontra nei criteri di accettazione dei risultati. Infatti, i margini di accettabile variazione dei parametri fondamentali di funzionamento, anche se ragionevoli per prove a basse e medie velocità, diventano

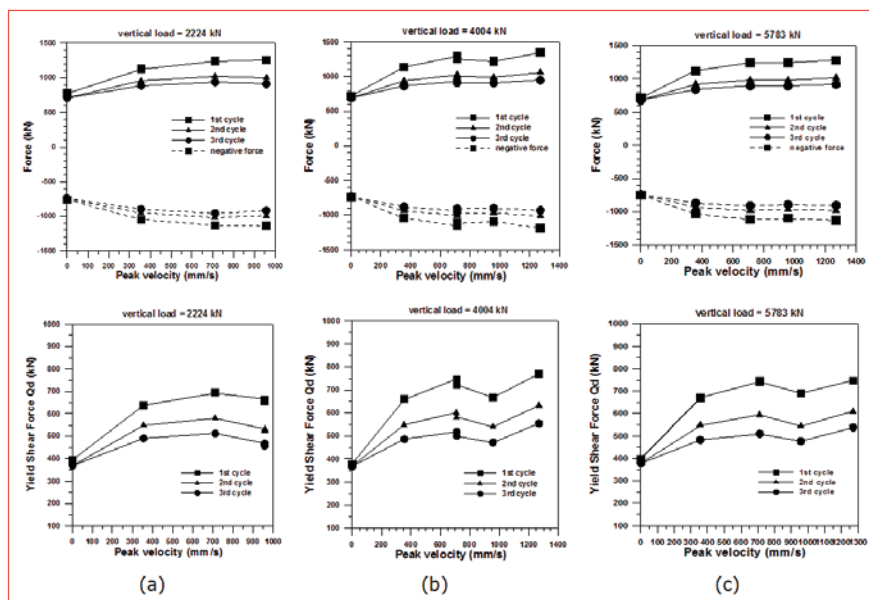


FIGURA 1 Forza di taglio (prima riga) e resistenza caratteristica Q_d (seconda riga) per diversi valori di carico verticale e velocità di picco. (a)=2,7 MPa, (b)=4,9 MPa, (c)= 7,1 MPa

Deformazione a taglio	Tensione di compr. (MPa)	Input	Freq. (Hz)	Numero di cicli	Carico vert. (KN)	Spost. oriz. (m)	Vel. (m/s)
± 100%	5	Sinusoidale	0,1	3	10000	0,26	0,16
± 100%	5		0,5	3	10000	0,26	0,82
± 100%	5		2,0	3	10000	0,26	3,26

TABELLA 1 Esempio di prove richieste per un dispositivo gomma piombo secondo il paragrafo 8.2.1.2.3 delle norme europee EN 15129

proibitivi e irrazionali per le prove a velocità più alte. Nel caso specifico, infatti, è richiesto che la rigidità tangente del terzo ciclo della prova alla frequenza più bassa e più alta non differisca più del 20% dallo stesso valore per la prova a frequenza intermedia. Ne risulta, nel caso limite della Tabella 1, che il terzo ciclo della prova a 3,26 m/s non debba variare più del 20% dalla rigidità del terzo ciclo della prova a 0,82 m/s. Pur immaginando l'esistenza di una apparecchiatura in grado di eseguire il test a 2 Hz, risulta evidente come la ripetizione di tre cicli consecutivi alla velocità di picco di 3,26 m/s (o anche molto inferiore) non trovi rispondenza in alcuna realistica situazione. Il degrado di rigidità quindi non solo non può essere utilizzato in termini di confronto con le prove a velocità più bassa, ma neppure come realistico parametro a se stante. Chiaramente si confonde qui la necessità di sondare una variabilità di prestazioni per effetto della velocità, estremamente utile per il progettista, con una richiesta di prestazioni che neppure corrisponde a scenari possibili durante eventi sismici. La buona intenzione della norma (sondare la risposta di dispositivi per diversi valori di velocità) si traduce quindi in una difficoltà di esecuzione delle prove e in un termine di confusione per l'utilizzatore.

Dispositivi a pendolo scorrevole

Sono moltissimi a oggi i programmi di prova e gli esempi di applicazione completati con dispositivi ad attrito (singoli e doppi). Com'è noto, la diffusione di questa tipologia di isolatori è cresciuta enormemente a causa di alcune caratteristiche peculiari del loro funzionamento. Rispetto a isolatori in gomma ad alto smorzamento (HDRB) e in gomma-piombo (LRB), offrono una forma abbastanza compatta, con spessore notevolmente inferiore a parità di capacità di spostamento. Questa carat-

teristica li rende particolarmente indicati per interventi di adeguamento di strutture esistenti. Sono inoltre in grado di consentire spostamenti molto elevati, soprattutto nella soluzione a doppio pendolo. Con l'uso di questa tecnologia, la frequenza di vibrazione naturale della struttura isolata dipende solo dal raggio di curvatura della superficie di scorrimento e non dalla massa supportata, con conseguente prevedibilità della risposta sismica. Il loro costo è inoltre, in genere, inferiore rispetto ai dispositivi elastomerici. Pur dai principi di funzionamento concettualmente semplici, la qualità di produzione è di fondamentale importanza per la loro prestazione e si associa sia alla qualità del materiale a basso attrito come a dettagli costruttivi. Nell'opinione dell'autore la storia di questi dispositivi è stata in qualche modo contaminata dall'iniziale presentazione in letteratura dei loro principi di funzionamento in forma semplificata e quasi banalizzata, allo scopo di mostrarne gli aspetti salienti del comportamento e i vantaggi rispetto a prodotti concorrenti. Ripetute prove di laboratorio hanno confermato, però, come il fenomeno attritivo non sia facilmente "semplificabile".

L'onerosa campagna sperimentale richiesta per la caratterizzazione di un dispositivo ad attrito si contrappone al fatto che l'esteso numero di risultati sperimentali si traduca con difficoltà, ed in misura limitata, in precise indicazioni progettuali. In modo più appropriato si potrebbe dire che la positiva qualificazione garantisce al progettista la qualità del prodotto in termini generali e la corrispondenza di parametri fondamentali della risposta a valori "di progetto" (vedi il coefficiente di attrito o l'energia dissipata per ciclo). Si notano, però, variazioni di questi parametri che possono sicuramente riproporsi durante il moto sismico o, a maggior ragione, durante la vita della struttura (durabilità). Le indicazioni normative vigenti, anche se prescrivono prove o criteri di accettazioni volti a quantificare e contenere

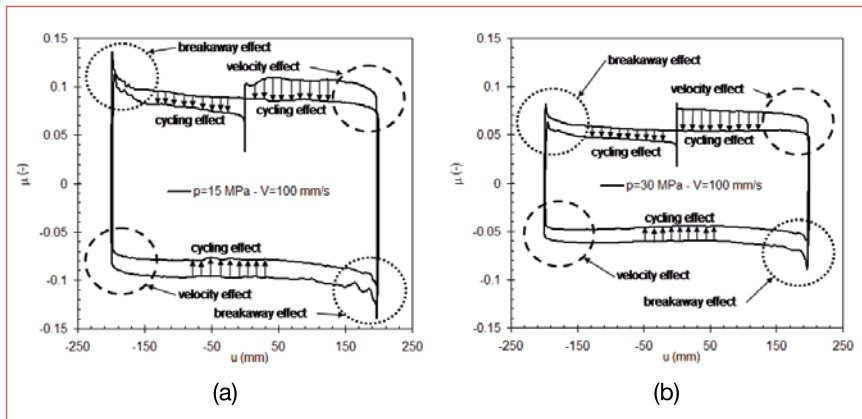


FIGURA 2 Coefficiente di attrito funzione dello spostamento relativo orizzontale

entro intervalli accettabili queste variazioni, non suggeriscono però al progettista il criterio di implementazione dell'informazione. Questa limitazione appare motivata dal fatto che le norme esistenti rispecchiano un'eccessiva semplificazione dei meccanismi reali di funzionamento, che previene la regolamentazione ed interpretazione di importanti fenomeni visibili in fase di sperimentazione. Per chiarire questo punto di vista, consideriamo che le caratteristiche attritive dei materiali impiegati vengono modificate significativamente in funzione delle condizioni di carico e delle caratteristiche del moto. In Figura 2 sono riportate le risposte di un pendolo scorrevole in termini di coefficiente di attrito (μ) e spostamento relativo (u) del dispositivo per valori di pressione pari a 15 MPa (a) e 30 MPa (b).

È possibile evidenziare quattro effetti associati a variazioni delle caratteristiche attritive del dispositivo:

1. Effetto della pressione di contatto, legato alla riduzione del coefficiente di attrito all'aumentare del carico verticale applicato. Il confronto tra le Figure 2(a) e 2(b) mostra, ad esempio, come il coefficiente di attrito si riduca, per il dispositivo in esame, da un valore di circa l'8% al 5%, all'aumentare della pressione.
2. Effetto legato alla ripetizione dei cicli (*cycling effect*), che si manifesta come continua riduzione del termine di attrito con il prolungamento del moto. Questo effetto è tanto più pronunciato quanto più elevata è la velocità del moto stesso.

3. Effetto velocità, che considera la variazione del coefficiente di attrito al variare della velocità. È visibile, per esempio, la riduzione del coefficiente in prossimità dei massimi spostamenti dei cicli di Figura 2, a causa di un input di forma sinusoidale e di una conseguente riduzione della velocità all'inversione del moto.

4. Un effetto *breakaway* o di transizione da una condizione di attrito statico a una di attrito dinamico, osservabile in repentini innalzamenti del coefficiente di attrito all'inizio e all'inversione del moto.

Tra i quattro effetti elencati, il termine forse più significativo, ai fini della corretta caratterizzazione del comportamento di un dispositivo a pendolo scorrevole risulta il termine legato alla ripetizione dei cicli. Il continuo movimento relativo delle parti comporta una variazione di temperatura sulle superfici a contatto e un conseguente *softening* del materiale a basso attrito. Questa condizione genera un sottile film di materiale sulla superficie che agisce come lubrificante solido. Il fenomeno può, ad esempio essere modellato attraverso una funzione che tenga conto dell'ampiezza dello scorrimento così come della ripetizione del moto stesso sulla stessa porzione di superficie (Lomiento et al., 2013). L'effetto combinato dei fenomeni descritti sopra, in termini di energia dissipata (EDC) è visualizzato in Figura 3, dove sono confrontati i valori sperimentali di EDC con un modello che non tiene conto del degrado delle caratteristiche attritive (linea continua senza simboli) e con un modello in cui sono stati implementati gli effetti sopra citati (linea tratteggiata).

L'inadeguatezza di un modello non degradante è chiaramente visibile per valori di velocità superiori a 10 mm/s. Appare evidente come l'esclusione degli effetti associati a pressione, velocità e ripetizione dei cicli (fenomeni termici) comporti una sovrastima significativa della capacità dissipativa del dispositivo, soprattutto per la condizione di 60 MPa che amplifica i fenomeni termici generati, col conseguente rischio di livelli di spostamento della struttura isolata superiori ai valori di progetto. È intuibile

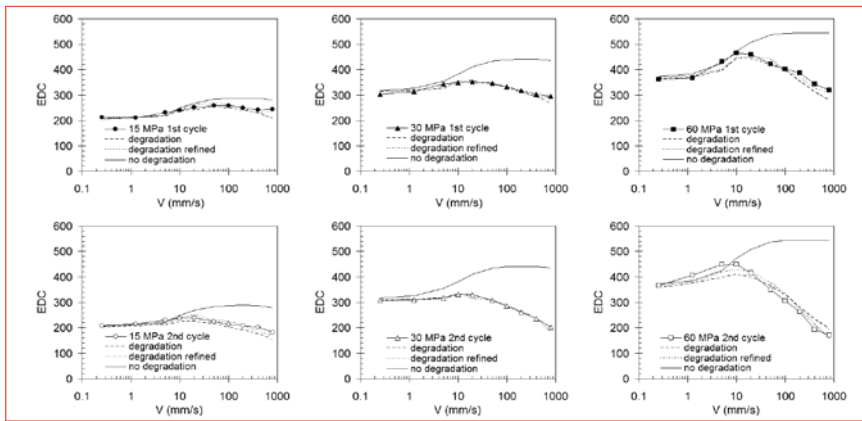


FIGURA 3 Valori sperimentali e numerici di energia dissipata per diversi valori di velocità. Riga superiore relativa al primo ciclo, riga inferiore relativa al secondo ciclo

Scopo	Caratteristiche
Tests per caratterizzare "effetto carico verticale"	Spostamenti e velocità limitati
Tests per caratterizzare "effetto della velocità"	Moto circolare in piano per minimizzare effetti termodinamici evitando lo scivolamento ripetuto sulla stessa porzione di superficie
Tests per calibrare un modello di degrado per "ripetizione dei cicli"	Moto multidirezionale

TABELLA 2 Possibili criteri ispiratori di nuovi protocolli di prova per dispositivi a pendolo scorrevole

le, inoltre, come il *cycling effect*, associato allo sviluppo di fenomeni termici, sia funzione del reale percorso delle superfici in movimento che durante un evento sismico non è di natura mono-direzionale (come molte prove prescrivono) bensì bi-direzionale in pianta. Sulla base dell'esempio proposto, e di molte altre considerazioni riportate in letteratura, ci si auspica una rapida revisione delle norme correnti alla luce di specifici fenomeni osservati, quali quelli indicati sopra, ma anche di fenomeni di stick-slip, di disuniforme distribuzione di pressione all'interfaccia di scorrimento, di reali capacità ricentranti ecc., allo scopo di fornire una indicazione progettuale facilmente fruibile dal progettista. Si possono ipotizzare, come mostrato in Tabella 2, prove che minimizzino l'interazione tra i fenomeni sopra citati, in modo da caratterizzare la variazione del coefficiente d'attrito come funzione di un solo parametro.

Dal punto di vista progettuale, i fenomeni descritti non possono essere trascurati, come spesso avviene, con la giustificazione di esistenti modelli implementati in programmi di calcolo commerciali o di difficoltà di implementazione numerica. Per uno studio, tuttora in corso, degli effetti delle diverse modellazioni dell'attrito sulla risposta strutturale, è stata considerata una semplice struttura a telaio in cemento armato di 4 piani con 3 m di interpiano, a pianta quadrata con telai a 2 campane di 5 m di lunghezza isolato alla base con isolatori ad attrito.

La struttura è stata sottoposta a diversi set di accelerogrammi con componenti in una (X), due (XY) e tre (XYZ) direzioni. Tre diversi modelli di attrito sono stati adottati: 1) attrito funzione solo del termine di velocità, (2) attrito funzione del carico verticale e della velocità e (3) modello completo con attrito funzione di carico verticale, velocità ed effetti termici dovuti al movimento complessivo. I risultati delle analisi mostrano una significativa sensibilità di spostamenti e forze al modello di attrito sia a livello locale di isolatore che a livello d'insieme per la struttura, in termini di differenze tra valori massimi di spostamenti e forze attese.

Nella Figura 4 sono riportati, a titolo di esempio, gli spostamenti in direzioni ortogonali in pianta (X e Y) per l'input sismico tridimensionale di Kobe del 1995 e di Loma Prieta del 1989. L'incremento di spostamento massimo complessivo della struttura nel caso di modello 3 (modello completo di degrado delle caratteristiche di attrito del dispositivo) appare evidente.

Dalle analisi emerge inoltre la diversa risposta per eccitazioni mono e multi direzionali. In particolare i cicli forzato spostamento lungo una componente di moto sono significativamente più stretti durante un moto bi-direzionale in pianta piuttosto che durante il corrispondente moto mono-direzionale. Questo significa che le componenti di spostamento in un moto bi-direzionale possono essere significativamente più elevate in confronto all'equivalente componente di spostamento sotto eccitazione mono-direzionale. Inoltre il moto bi-direzionale comporta maggiori

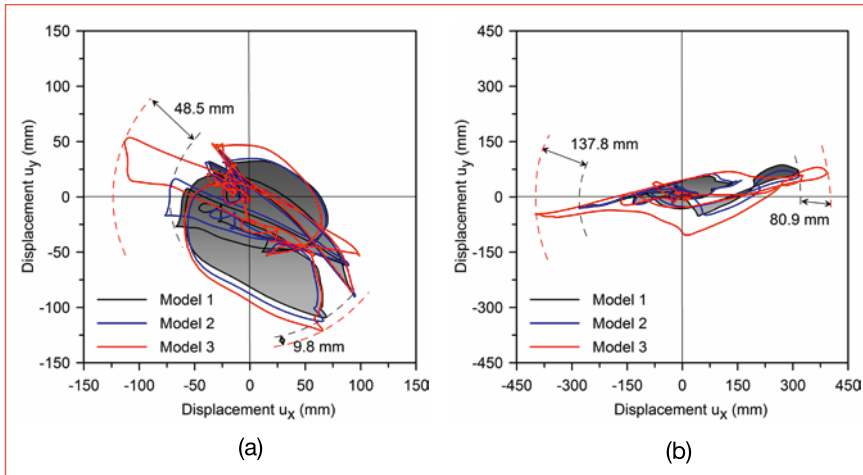


FIGURA 4 Spostamenti in pianta della struttura in cemento armato allo studio sotto l'azione dell'eccitazione tridimensionale di Kobe (a) e di Loma Prieta (b)

spostamenti e velocità, cui sono associati maggiori flussi di calore. Questo incremento di flusso di calore comporta maggiori riduzioni del coefficiente di attrito, con conseguente ulteriore incremento degli spostamenti attesi. Ne consegue che nella maggioranza dei casi, le analisi monodirezionali non sono rappresentative del comportamento dell'isolatore durante eccitazione sismica.

risposta e stima dell'affidabilità dei dispositivi con una chiara struttura interpretativa dei risultati sperimentali, finalizzata ad una proficua fruizione da parte del progettista. ●

Gianmario Benzoni
University of California San Diego, La Jolla,
Department of Structural Engineering

Conclusioni

Seppur non generalizzabili, gli effetti osservati suggeriscono un'attenzione da parte del progettista alla fase di modellazione della risposta dei dispositivi, non correttamente rappresentata da approcci lineari equivalenti o esageratamente semplificati. Si suggerisce, in questo senso, l'uso di modelli recenti, esistenti in letteratura, validati sulla base di estese campagne sperimentali. Al tempo stesso ci si augura che gli sviluppi futuri delle normative siano in grado di armonizzare i passaggi necessari per una rigorosa caratterizzazione della

abstract

Design considerations associated with the response of seismic isolators and real scale energy absorbers

Few observations obtained from extensive experimental programs for the characterization of anti-seismic devices are proposed hereafter. Specifically, few current code requirements, originally intended for the acquisition of fundamental characteristics of performance, proved difficult to be implemented and of questionable significance for the design phase of a seismic isolation application. In particular, for commonly used devices as elastomeric and friction-based isolators, the experimentally validated variation of performance parameters is often not addressed in existing codes and typically neglected in structural models, based on extreme simplification of the device behaviour. The goal of this paper is to suggest an update to specific codes but particularly to solicit the designer's awareness against oversimplification in the modelling phase of the device performance.

bibliografia

- EN 15129 [2009]. Antiseismic Devices. Brussels: Comité Européen de Normalisation (CEN)
- Benzoni, G., Casarotti, C., [2009], "Effects Of Vertical Load, Strain Rate And Cycling On The Response Of Lead_Rubber Seismic Isolators", *Journal Of Earthquake Engineering*, Vol. 13, No. 3
- Benzoni, G., [2010], "The Smd Testing Equipment At The University Of California San Diego", *21mo Secolo, Scienza e Tecnologia*, April 2010, pp 55-60
- Kikuchi M., Nakamura T., Aiken I.D., [2010], "Three-dimensional analysis for square seismic isolation bearings under large shear deformations and high axial loads", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 39, No. 13, October
- Lomiento, G., Bonessio, N., Benzoni, G. [2013] "Sliding concave isolators performance under multi-directional excitations" *Ingegneria Sismica, International Journal of Earthquake Engineering*, 30(3), 17-32
- Lomiento, G., Bonessio, N., Benzoni, G. [2013] "Friction model for sliding bearings under seismic excitation", *Journal of Earthquake Engineering*, 17(8), 1162-119



Progettare in zona sismica nel terzo millennio: le moderne tecnologie

Le moderne tecnologie antisismiche sono ormai largamente diffuse, sia in nuove costruzioni sia in quelle esistenti, come evidenziato nelle più recenti conferenze internazionali, e l'ottimo comportamento degli edifici isolati alla base è oramai stato verificato durante numerosi eventi sismici. I dispositivi attualmente utilizzati sono altamente affidabili, soprattutto gli elastomerici, ma la corretta applicazione delle moderne tecnologie deve essere garantita con criteri normativi adeguati e controlli affidabili

DOI 10.12910/EAI2015-080

■ A. Martelli

Introduzione

Sono ormai da tempo disponibili moderne tecnologie in grado di assicurare una protezione sismica adeguata a tutte le tipologie di costruzioni, sia nuove che esistenti. Esse si basano o sull'approccio tradizionale, che consiste nel rendere la struttura sufficientemente robusta, in modo tale che essa possa resistere al massimo terremoto atteso durante la sua vita nella zona in cui sorge, o sull'uso di dispositivi antisismici (AS), che riducono drasticamente le azioni sismiche trasmesse dal terreno alla struttura, o su una combinazione delle due tecniche summenzionate. Questa relazione riguarda principalmente i dispositivi AS di tipo passivo (ve ne sono anche di tipo attivo, semiattivo od ibrido, ma con applicazioni assai meno numerose) e riassume brevemente sia le informazioni fornite all'*ASSISi 13th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures*, svoltasi a Sendai (Giappone) dal 24 al 26 settembre 2013, sia quelle ricevute successivamente dallo scrivente (Martelli et al., 2014a). Altre relazioni presentate a questo convegno trattano dell'uso dell'approccio

tradizionale prima citato, oltre che delle più recenti applicazioni italiane, giapponesi, cinesi e statunitensi dei dispositivi AS. Dati più aggiornati sull'applicazione dei sistemi AS nei diversi paesi saranno rese disponibili all'*ASSISi 14th World Conference*, che si terrà a San Diego (California, USA) dal 7 all'11 settembre 2015.

Si ricorda che la conferenza di Sendai è stata il 13° evento dell'*Anti-Seismic Systems International Society (ASSISi)* e che essa si è svolta congiuntamente al *20th Anniversary International Symposium* della *Japan Society of Seismic Isolation (JSSI)*, associazione che è stata l'organizzatore locale (JSSI, 2013). Il GLIS (GLIS – Isolamento ed altre Strategie di Progettazione Antisismica), che, come il JSSI, è *corporate member* dell'*ASSISi*, ha coorganizzato l'evento: lo scrivente era membro del Comitato Scientifico (nella sua duplice veste di Presidente del GLIS e Presidente Fondatore ed attuale Vicepresidente dell'*ASSISi*), nonché *key-note lecturer* e relatore su invito per l'Italia (Martelli et al., 2014a).

Applicazioni dei sistemi antisismici

In settembre 2013 si contavano già, a livello mondiale, oltre 23.000 strutture protette da sistemi AS di tipo pas-

Contact person: Alessandro Martelli
martesso1@gmail.com

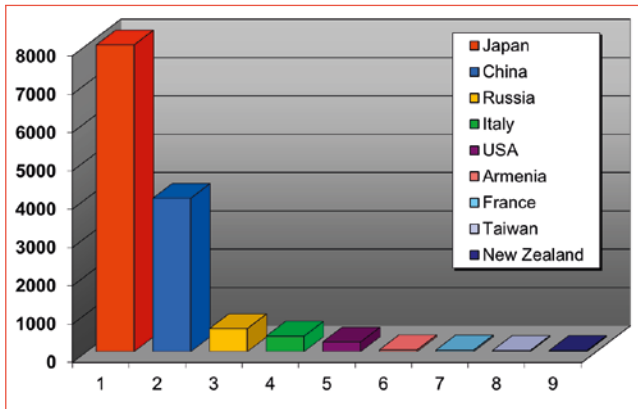


FIGURA 1 Numero degli edifici isolati sismicamente nei paesi più attivi (dati di settembre 2013)

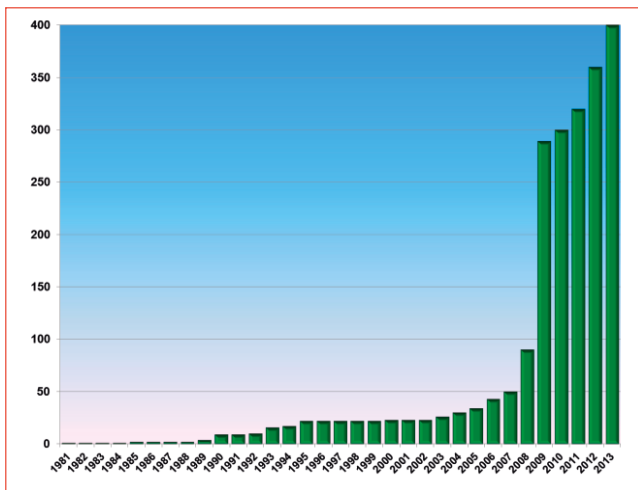


FIGURA 2 Numero complessivo di edifici italiani isolati sismicamente dal 1981 a settembre 2013

sivo, come quelli di isolamento sismico o di dissipazione dell'energia, ovvero da dispositivi in leghe a memoria di forma od oleodinamici di vincolo provvisorio. Tali strutture sono situate in oltre 30 paesi (Figura 1 e Tabella 1) e riguardano sia nuove costruzioni che interventi di adeguamento sismico (*retrofit*) su opere esistenti, di tutte le tipologie (Martelli et al., 2013 & 2014a,b): ponti e viadotti, edifici civili ed industriali, patrimonio culturale ed impianti e componenti industriali, inclusi alcuni nucleari e chimici a rischio di incidente rilevante (*High Risk – HR*).

PAESE	ISOLAMENTO SISMICO			DISSIPAZIONE D'ENERGIA E ALTRI SISTEMI				
	Grandi edifici	Caso	Ponti e viadotti	Strutture industriali	Grandi edifici	Caso	Ponti e viadotti	Strutture industriali
Giappone	3.000	5.000	>1.000 (?)	alcune	1.000	>5.000	n.n.	n.n.
Cina	4.000		400	50	500		200	50
Russia	600	0	>100	0?	8	0	>100	0 (?)
USA	<250		centinaia	alcune	centinaia		n.n.	n.n.
Italia	>400 (?)		decine (?)	3	decine (?)		>300 (?)	0
Taiwan	>29	n.n.	>20	n.n.	>85	n.n.	n.n.	n.n.
Armenia	43	2	≈10	0	3	0	0	0
Nuova Zelanda	15 (?)	0 (?)	3 (?)	2 (?)	2 (?)	0 (?)	1 (?)	2 (?)
Turchia	18	0	11	2	2	0	0	0
Altri paesi	decine (?)		n.n.	decine	decine (?)		n.n.	n.n.
Totali	>14.000		>>1.500	≈80	>>6.500		>>800	>50

TABELLA 1 Applicazioni attuali dei sistemi antisismici (dati resi disponibili alla Conferenza di Sendai del 2013 e, per la Turchia, forniti allo scrivente successivamente). [n.n. = dato non noto; (?) = dato incerto o da precisare meglio]

I materiali utilizzati nella realizzazione degli edifici così protetti sono di tutti i tipi: cemento armato (c.a.), acciaio e persino legno (JSSI, 2013; Martelli et al., 2013 & 2014a,b). Come mostrano la Figura 1 e la Tabella 1, il Giappone (Figure 3, 4, 14 e 15) resta il paese leader per quanto attiene al numero complessivo dei sistemi AS, con un perdurante consistente aumento di tale numero (a metà del 2011 gli edifici isolati giapponesi erano circa 6.600, incluse circa 4.000 case, e quelli protetti da sistemi dissipativi circa 3.000, incluse circa 2.000 case). Però, nella Repubblica Popolare (R. P.) Cinese (Figure 5 e 16-18), l'utilizzazione dei suddetti sistemi sta crescendo ancora più rapidamente che non in Giappone, soprattutto per quanto attiene all'isolamento sismico (a metà del 2011 gli edifici isolati cinesi erano circa 2.500 e quelli protetti da dissipatori od altri dispositivi circa 450). Giappone e R.P. Cinese sono seguiti dagli USA (Figura 6), dalla Federazione Russa (Figura 7) e dall'Italia (Figure 2 e 8-13). Come mostrano le figure succitate, l'uso dei sistemi AS nell'edilizia civile già comprende non solo le strutture strategiche (centri di protezione civile, ospedali ecc.) e pubbliche (scuole, chiese, musei, centri commerciali, alberghi, aeroporti ecc.), ma anche edifici residenziali e persino molte piccole case private. Ovunque il numero di tali applicazioni è in aumento, sebbene esso sia fortemente influenzato dalle "lezioni" apprese a seguito di terremoti violenti e, in ciascun paese, dalla disponibilità e dalle caratteristiche della normativa sismica utilizzata.

La maggior parte dei sistemi d'isolamento sismico fanno uso di dispositivi elastomerici (*Rubber Bearing – RB*), come quelli in gomma naturale ad alto smorzamento (*High Damping natural Rubber Bearing – HDRB*), in neoprene (*Neoprene Bearing – NB*), con nuclei interni in piombo (*Lead Rubber Bearing – LRB*), o (specialmente in Giappone) a basso smorzamento (*Low Damping Rubber Bearing – LDRB*) in parallelo a dissipatori di vario tipo: isteretici (*Elastic-Plastic Damper – EPD*), viscosi ecc. Nelle applicazioni agli edifici, sovente, assieme ai RB, sono utilizzati isolatori a scorrimento a superficie piana acciaio-Teflon (*Sliding Device – SD*), per sostenere le parti leggere degli edifici stessi senza irrigidire inutilmente il sistema d'isolamento (cosa che lo renderebbe meno efficace) e (se i suddetti edifici sono significativamente asimmetrici nel piano orizzontale) per minimizzare gli effetti torsionali (quelli dovuti alle asimmetrie in direzione verticale sono ridotti drasticamente dal moto "quasi di corpo rigido" della sovrastruttura isolata).

Un'altra tipologia di isolatori, che è stata utilizzata in Italia dopo il terremoto in *Abruzzo* del 2009, è costituita dai cosiddetti isolatori "a pendolo scorrevole" (*Curved Surface Slider – CSS*),

derivanti dal *Friction Pendulum (FPS)* americano (Figura 13) e dal successivo *Seismic Isolation Pendulum (SIP)* tedesco. Infine, trovano importanti applicazioni anche isolatori "a rotolamento" (*Rolling Bearing – RoB*), in particolare i cosiddetti *Ball Bearing (BB)* e *Sphere Bearing (SB)*: essi sono molto efficaci e trovano numerose applicazioni (più di 200 nel 2013) per la protezione di edifici in Giappone, ma non in paesi come l'Italia, per il loro costo elevato (però, anche in Italia, isolatori SB ed altri RoB sono già stati utilizzati per proteggere alcuni capolavori, teche museali e costose apparecchiature, incluse quelle di sale operatorie ospedaliere).



FIGURA 3 Edificio di 87,4 m a Tokyo, isolato nel 2000 con 30 LDRB e 99 dissipatori EPD
Fonte: Martelli et al., 2013



FIGURA 4 Vista laterale del complesso di 21 edifici di 6-14 piani, tutti costruiti su un'unica piastra di "artificial ground" isolata a Sagami-hara (Tokyo) con 48 LRB, 103 SD e 83 BB (Martelli et al., 2014a). Si è trattato della prima applicazione giapponese di "artificial ground"



FIGURA 5 Uno dei complessi di edifici residenziali isolati sismicamente nella R.P. Cinese, realizzato nella parte sudoccidentale del paese e costituito da 82 edifici di 4-16 piani tutti isolati singolarmente (area totale = 210.000 m²); molti edifici isolati cinesi sono residenziali e, fra questi, numerosi sono quelli in muratura, anche di notevole altezza
Fonte: Martelli et al., 2014a



FIGURA 6 La City Hall di San Francisco (California, USA), distrutta dal sisma del 1906, ricostruita nel 1912, nuovamente danneggiata dal terremoto di Loma Prieta del 1989 ed adeguata nel 2000 con 530 LRB e 62 SD
Fonte: Martelli et al., 2013



FIGURA 7 L'Hayat (Sea Plaza) Hotel, un edificio di 28-piani in c.a. isolato sismicamente (con 2 piani interrati), alto 93,6 m e con area totale di 40.000 m², costruito a Sochi (Federazione Russa) ed alcuni dei 193 HDRB, fabbricati in Italia, che costituiscono il sistema di isolamento
Fonte: Martelli et al., 2014a



FIGURA 10 Esempio di recente riparazione di un edificio italiano con l'isolamento sismico: il complesso edilizio di Via dei Tigli 6-8-10 a Pianola (L'Aquila) ed uno dei 42 HDRB che, assieme a 67 SD, costituiscono il sistema d'isolamento (progetto del compianto socio del GLIS Ing. Giuseppe Mancinelli e del membro del consiglio direttivo dell'associazione Ing. Daniele Corsetti; certificato di collaudo in corso d'opera rilasciato dallo scrivente in maggio 2014



FIGURA 8 L'edificio principale del nuovo Centro della Protezione Civile di Foligno (ex zona sismica 1), isolato con 10 HDRB e collaudato dallo scrivente nel 2011



FIGURA 11 Esempio di recente applicazione italiana dell'isolamento sismico a scopo preventivo: il nuovo edificio di 7 piani fuori terra di Via Spadafora a Messina (ex zona sismica 1), protetto da 22 LRB e 2 SD installati alla sommità del cantinato (progetto del sistema d'isolamento dei soci del GLIS Ingg. Manlio Marino ed Alberto Dusi; certificato di collaudo in corso d'opera rilasciato dallo scrivente e dall'Ing. Giovanni Caminiti di Messina a luglio 2014)



FIGURA 9 Il nuovo edificio B del Liceo Scientifico Romita a Campobasso (ex zona sismica 2), ricostruito con l'isolamento sismico (12 HDRB e 10 SD) dopo la demolizione degli edifici A e B nel 2010 (essi si erano dimostrati insicuri a seguito di prove sui materiali costruttivi effettuate dall'ENEA nel 2003; l'edificio è stato collaudato dallo scrivente nel 2013
Fonte: Martelli et al., 2014a

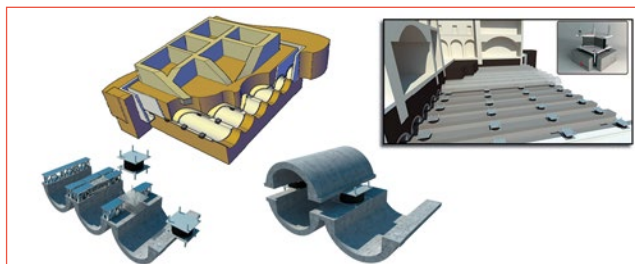


FIGURA 12 Sistema brevettato dall'ENEA e dal Politecnico di Torino per l'adeguamento sismico con l'isolamento di edifici monumentali, attuato inserendo lateralmente tubi di grande diametro (ove alloggiare gli isolatori) sotto le fondazioni, per rispettare (come anche per il museo di Figura 15) i requisiti del restauro
Fonte: Clemente et al., 2011; Martelli et al., 2014°



FIGURA 13 Uno dei tre serbatoi della Società Polimeri Europa del Gruppo ENI situati a Priolo, che furono adeguati sismicamente mediante isolatori statunitensi FPS negli anni 2005-2008, ed un FPS durante e dopo la sua installazione; questa è l'unica applicazione italiana dell'isolamento ad impianti e componenti chimici RIR nota allo scrivente (prima del sisma in Abruzzo del 2009 gli risultava anche l'unica applicazione in Italia di isolatori CSS)
Fonte: Martelli et al., 2014a



FIGURA 14 La Hachinohe City Hall (10 piani), nei pressi di Sendai, isolata sismicamente con LRB (a sinistra) ed il MT Building (18 piani) a Sendai, isolato sismicamente con RB e SD (a destra); entrambi gli edifici hanno resistito indenni al terremoto di Tohoku del 2011
Fonte: JSSI, 2013; Martelli et al., 2014a

Conferme dell'efficacia dell'isolamento sismico

A conoscenza dell'autore, tutte le strutture protette da RB che erano situate in aree colpite da violenti terremoti si sono comportate egregiamente (si vedano, ad esempio, le Figure 14-18), nonostante l'entità di tali terremoti fosse stata frequentemente sottostimata (Martelli et al., 2014a; JSSI, 2013; Zhou et al., 2013).

Le ultime importanti conferme dell'efficacia dell'isolamento si sono avute in occasione del terremoto di *Lushan*, che ha colpito nuovamente il Sichuan, nella R. P. Cinese, il 20 aprile 2013 (Zhou et al., 2013 e Figure 16-18). Tale terremoto, di magnitudo $M = 7,0$ e con profondità ipocentrale di 13 km, si è infatti verificato in un'area che era già stata interessata dall'evento di *Wenchuan* del 2008 (la distanza fra i due epicentri è stata di 150 km) ed è stato caratterizzato da valori massimi dell'accelerazione orizzontale del terreno (*Peak Ground Acceleration* o *PGA*) che hanno raggiunto 0,4-0,6 g, contro quello di progetto di 0,3 g (si noti, per questo sisma, oltre alla perdurante inadeguatezza del suddetto valore di progetto della *PGA*, nonostante l'esperienza del 2008, il fatto che il nuovo evento si è verificato solo 5 anni dopo quello di *Wenchuan*, mentre quest'ultimo era stato preceduto da un sisma di magnitudo comparabile quasi 80 anni prima).



FIGURA 15 Il National Western Art (Le Corbusier) Museum (4 piani) di Tokyo, adeguato con l'inserimento di HDRB in soффondazione nel 1999; durante il terremoto di Tohoku del 2011 l'isolamento ridusse i valori della *PGA* nelle due direzioni orizzontali da 0,19 e 0,27 g a 0,08 e 0,10 g alla sommità
Fonte: JSSI, 2013; Martelli et al., 2014a

Il terremoto di *Lushan* ha causato circa 200 morti ed il ferimento di 250.000 persone; sono crollati o sono stati lesionati circa 40.000 edifici (cioè circa il 75% di quelli presenti nell'area interessata dall'evento). Le costruzioni fortemente lesionate a *Lushan* annoverarono numerosi edifici strategici e pubblici, anche costruiti o ricostruiti dopo l'evento di *Wenchuan*, inclusi ospedali e scuole. Però, ove era utilizzato, l'isolamento sismico risulta aver dato ottima prova di sé.



FIGURA 16 Vista (prima del terremoto del 20 aprile 2013) dell'ospedale della contea di Lushan, costituito da un edificio isolato sismicamente (quello frontale, nella foto) e due fondati convenzionalmente (quelli laterali) ed uno degli 83 LRB che costituiscono il sistema d'isolamento dell'edificio isolato
Fonte: Zhou et al., 2013; Martelli et al., 2014a

Particolarmente interessanti sono, a Lushan, due casi di strutture in c.a.: quello dell'ospedale della contea (7 piani fuori terra ed 1 interrato), costituito da due corpi di fabbrica fondati convenzionalmente ed uno con isolamento sismico alla base (Figure 16-18), e quello di due scuole elementari, l'una fondata convenzionalmente e l'altra isolata sismicamente, ambedue strumentate. La Figura 17 mostra che i due edifici dell'ospedale fondati convenzionalmente hanno subito danni sia strutturali che ai tramezzi, al tetto ed alle apparecchiature contenute, risultando inutilizzabili dopo il terremoto.



FIGURA 17 Danni causati dal terremoto di Lushan del 2013 agli interni dei due edifici fondati convenzionalmente dell'ospedale di Figura 16
Fonte: Zhou et al., 2013; Martelli et al., 2014a

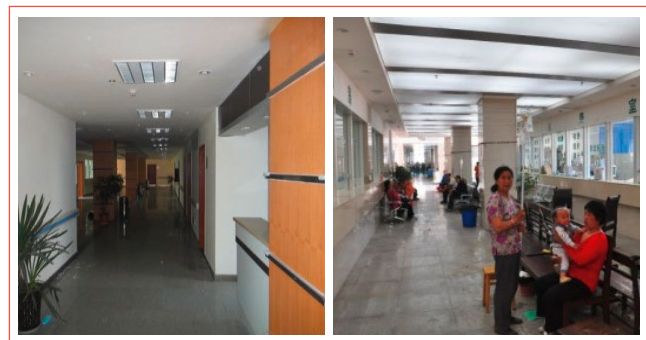


FIGURA 18 Assenza di danni, dopo il terremoto di Lushan del 2013, alle strutture portanti dell'edificio isolato sismicamente dell'ospedale di Figura 16
Fonte: Zhou et al., 2013; Martelli et al., 2014a

Quello isolato, invece (Figura 18), è stato l'unico della contea a restare totalmente indenne ed operativo: ciò ha permesso di curarvi migliaia di feriti (Zhou et al, 2013; Martelli et al., 2014).

Analogo è stato l'effetto dell'isolamento sismico sulle due scuole elementari summenzionate (Figura 19): mentre quella fondata convenzionalmente ha visto il valore della PGA di 0,2 g amplificato, alla sommità, a 0,72 g, per quella isolata il valore della PGA è risultato invece ridotto da 0,2 g a 0,12 g (Figura 20). L'efficacia dell'isolamento sismico è risultata quindi quantificabile in un fattore riduttivo dell'accelerazione massima alla sommità pari 6 (Zhou et al, 2013; Martelli et al., 2014a).



FIGURA 19 Scuola isolata sismicamente a Lushan, rimasta indenne dopo il terremoto del 2013
Fonte: Zhou et al., 2013

Considerazioni conclusive

L'isolamento sismico e gli altri sistemi antisismici (AS) sono già stati largamente utilizzati in più di 30 paesi (inclusa l'Italia) e la loro applicazione continua a crescere, sia per proteggere nuove costruzioni che per adeguare sismicamente strutture esistenti. Le caratteristiche delle norme sismiche utilizzate e le "lezioni" apprese a seguito di terremoti violenti hanno giocato un ruolo fondamentale per l'affermazione delle suddette tecnologie. Il Giappone resta il paese leader per quanto attiene al numero di applicazioni, sia dell'isolamento che della dissipazione di energia. Già nel 2013, però, la R.P. Cinese (dove l'adozione dei sistemi AS era in forte crescita dopo il terremoto di Wenchuan del 2008) si stava avvicinando al Giappone, quanto a tale utilizzazione.

A Giappone e R.P. Cinese seguono nell'ordine, per numero complessivo di strutture protette da sistemi AS, la Federazione Russa, gli USA e l'Italia (Martelli et al., 2014a). Applicazioni sussistono anche in Algeria, Armenia, Argentina e Cile, a Cipro, in Francia (in particolare nell'isola d'oltremare della Martinica), Grecia, India, Indonesia, Iran, Israele, Nuova Zelanda, Portogallo, Romania e Spagna, a Taiwan, in Turchia ed in altri paesi

ancora. Si noti che, almeno nel 2013, Armenia e Nuova Zelanda erano, rispettivamente, dopo il Giappone, il secondo ed il terzo paese, a livello mondiale, quanto a numero di edifici isolati sismicamente per abitante (JSSI, 2013; Martelli et al., 2014a).

L'Italia (dove i contributi del GLIS e dell'ENEA sono stati di fondamentale importanza per l'affermazione dei sistemi AS) è il paese *leader*, a livello europeo, per quanto attiene all'applicazione dell'isolamento e della dissipazione di energia agli edifici ed ai ponti e viadotti ed ha consolidato questo ruolo soprattutto dopo il terremoto in Abruzzo del 2009 (solo all'Aquila i nuovi edifici isolati, dopo tale sisma, risultano allo scrivente essere oltre un centinaio, sia di nuova costruzione che riguardanti *retrofit* di edifici esistenti). L'Italia è anche paese *leader*, a livello mondiale, per quanto attiene all'uso dei sistemi AS per la protezione del patrimonio culturale (Martelli et al., 2014b) ed ha sviluppato importanti progetti in questo settore (Figura 12). Dispositivi AS prodotti in Italia sono stati utilizzati anche in altri paesi, ad esempio a Cipro, nella Federazione Russa, nonché in Indonesia, Iran, Grecia, Portogallo, Spagna, Turchia ecc. (Martelli et al., 2014a).

L'isolamento sismico è ora riconosciuto, a livello internazionale, essere una tecnica particolarmente efficace per la protezione degli edifici strategici (come, ad esempio, i centri della protezione civile e gli ospedali – si vedano, ad esempio, le Figure 8 e 16), perché ne assicurano la totale integrità ed il corretto

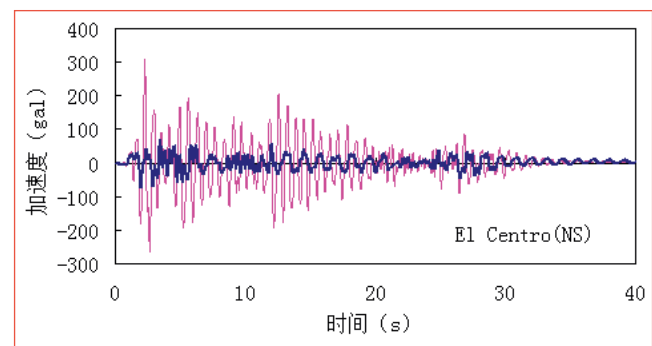


FIGURA 20 Riduzione dell'accelerazione alla sommità della scuola di Figura 19, operata dall'isolamento sismico durante il terremoto di Lushan del 2013
Fonte: Zhou et al., 2013

funzionamento dopo il terremoto, e per quella degli edifici pubblici (scuole – Figure 9 e 19 –, chiese, centri commerciali ecc.), perché, oltre a garantire l'integrità non solo degli elementi strutturali, ma anche di quelli non strutturali e dei contenuti, gli elevati valori del periodo di vibrazione della sovrastruttura isolata rallentano molto le vibrazioni sismiche, minimizzando così il panico.

Alcune normative sismiche (come, ad esempio, quelle adottate in Italia, in Armenia e nella R.P. Cinese) permettono di tener conto, parzialmente, della drastica riduzione delle azioni sismiche operata dall'isolamento, alleggerendo la sovrastruttura isolata: l'uso di tali normative rende l'isolamento sismico una tecnica attraente anche per la protezione degli edifici residenziali (Figure 4, 5, 10 e 11), perché il costo di costruzione aggiuntivo dovuto all'inserimento degli isolatori è almeno parzialmente compensato dal minor costo della sovrastruttura isolata (Martelli et al., 2014a). In generale, poi, una consistente riduzione del costo aggiuntivo dovuto all'isolamento si ha, negli edifici, in presenza di rilevanti asimmetrie degli stessi.

Per aumentare realmente in modo consistente la protezione sismica delle nostre comunità è fortemen-

te auspicabile, dunque, un'utilizzazione più estesa possibile dell'isolamento sismico; questo obiettivo è particolarmente rilevante in Italia, perché oltre il 70% dell'edificato italiano attuale non è in grado di resistere ai terremoti che potrebbero colpirlo e perché tale edificato include molte scuole, molti ospedali, molti altri edifici strategici e pubblici ed anche numerosi impianti chimici HR (Martelli et al., 2014a). In paesi come l'Italia ed altri che utilizzino normative sismiche simili a quella italiana, occorre, però, dedicare estrema attenzione alla corretta applicazione dei sistemi AS, in particolare di quelli d'isolamento sismico, affinché questi sistemi risultino effettivamente "salva vita" e non rendano, invece, l'opera meno sicura di una convenzionale (Martelli et al., 2014a). In particolare, quanto agli isolatori, occorre sceglierli, progettarli, qualificarli, produrli, verificarli, installarli, proteggerli ed ispezionarli in modo adeguato, assicurandosi anche che le loro caratteristiche previste a progetto restino inalterate durante l'intera vita della costruzione. ●

Alessandro Martelli

Presidente GLIS (Isolamento sismico e altre strategie di progettazione antisismica)
e Vicepresidente ASSISi (Anti-Seismic System International Society)

abstract

Designing in seismic areas in the third millennium: modern technologies

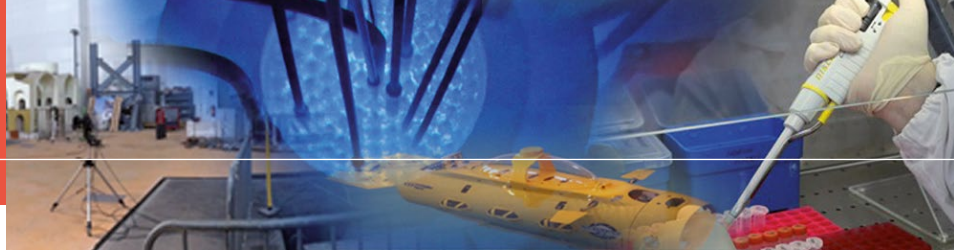
Modern technologies are now available which enable an adequate seismic protection of both new and existing constructions. They are based on both the traditional approach, which consists in making the structure sufficiently strong as to withstand the expected earthquake, or on the use of anti-seismic (AS) devices, which drastically decrease the seismic actions transmitted by the ground to the structure, or on a combination of both aforesaid techniques. This paper mainly concerns the worldwide use of the passive AS devices, especially based on the information provided at the ASSISi 13th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, which took place in Sendai (Japan) on September 24-26, 2013. Other papers presented at this conference deal with the use of the traditional approach. More updated information on the application of the AS systems became available at the ASSISi 14th World Conference, held in San Diego (California, USA) on September 7-11, 2015.

In 2013, according to the data made available the Sendai conference and to subsequent information, more than 23,000 structures in the world had already been protected by passive AS techniques, such as seismic isolation (SI) or energy dissipation systems, shape memory alloy devices, or shock transmitter units. They are located in more than 30 countries and concern both new constructions and retrofits of existing structures of all kinds: bridges and viaducts, civil and industrial buildings, cultural heritage and industrial components and installations, including some High Risk nuclear and chemical plants and components. Buildings are made of all types of materials: reinforced

concrete, steel and even wood. Japan is the leading country for the overall number of applications of the AS systems (more than 15,000); for building protection, it is followed by the Peoples' Republic of China, the USA, the Russian Federation and Italy. The use of the AS systems and devices in a civil context already includes not only the strategic structures (civil defence centres, hospitals, etc.) and the public ones (schools, churches, museums, commercial centres, hotels, airports, etc.), but also residential buildings and (especially in Japan) even many small and light private houses. Everywhere, the number of such applications is increasing, although it is strongly influenced by earthquake lessons and, in each country, by the availability and features of the design rules used. Most SI systems rely on the use of rubber bearings (RBs), such as the High Damping natural Rubber Bearings (HDRBs), Neoprene Bearings (NBs), Lead Rubber Bearings (LRBs), or (especially in Japan) Low Damping Rubber Bearings (LDRBs) in parallel with dampers; in buildings, some plane surfaces steel-Teflon (PTFE) Sliding Devices (SDs) are frequently added to the RBs to support their light parts without unnecessarily stiffening the SI system (which would make it less effective) and (if they are significantly asymmetric in the horizontal plane) to minimize the torsion effects (the effects of the vertical asymmetries are drastically reduced by the quasi "rigid body motion" of the seismically isolated superstructure). Another type of isolators, which has been used in Italy after the 2009 Abruzzo earthquake, is the so called Curved Surface Slider (CSS), which derived from the US Friction Pendulum (FPS) and the subsequent German Seismic Isolation Pendulum (SIP). Finally, rolling isolators (in particular Ball Bearings, BBs, and Sphere Bearings) are also applied: they are very effective and find numerous applications (more than 200 in 2013) to protect buildings in Japan, but not in Italy, because there they have been judged to be too expensive (however, they have already been used, even in Italy, to protect precious masterpieces and other contents of museums, as well as costly equipment, including that of operating-rooms in hospitals). It shall be stressed that, to the knowledge of the author, all structures protected by RBs that were located in areas hit by even severe earthquakes so far exhibited an excellent behavior, in spite of the fact that the violence of such earthquakes was frequently underestimated.

bibliografia

- Clemente P., De Stefano A., Renna S. (2011). "Application of seismic isolation in the retrofit of historical buildings". *Proc. 12th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures – 12WCSI* (Sochi, Russian Federation, 20-23 September)
- JSSI (2013). Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, Proc. on electronic key ASSISi 13th World Conference (13WCSI) & JSSI 20th Anniversary International Symposium (Sendai, Japan, 24-26 September)
- Martelli A., Forni M., Panza G. (2013). "Features, recent application and conditions for the correct use of seismic isolation systems", in: *Seismic Control Systems: Design and Performance Assessment*, 1-16, Wit Press
- Martelli A., Clemente P., De Stefano A., Forni M., Salvatori A. (2014a). "Recent development and application of seismic isolation and energy dissipation and conditions for their correct use", Theme lecture, *Proc. 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, (Istanbul, Turkey, 24-29 August), in: *Perspectives on European Engineering and Seismology*, 1, 449-488, Springer
- Martelli A., Clemente P., De Stefano A. (2014b). "How to ensure seismic safety of schools, hospitals, museums and other strategic or public structures if the existing buildings are monumental or simply old", *Proc. 2nd International Conference on Protection of Historical Constructions – PROHITECH'14* (Antalya, Turkey, 7-9 May), 431-437, Bogaziçi University Publishing
- Zhou F.L., Tan P., Heisa W.L.H., Xian X.L. (2013). "Lu Shan earthquake M7.0 on 2013.4.20 and recent development on seismic isolation, energy dissipation & structural control in China", Key-note lecture, *Seismic isolation, energy dissipation and active vibration control of structures, Proc. on electronic key ASSISi 13th World Conference (13WCSI) & JSSI 20th Anniversary International Symposium* (Sendai, Japan, 24-26 September)



Dal terremoto di Avezzano (1915) a quello dell'Aquila (2009): evoluzione dei criteri di progettazione

Le prime norme antisismiche sul territorio italiano furono emanate da Ferdinando IV di Borbone dopo la crisi sismica calabrese del 1783 mentre le prime norme dopo l'Unità seguirono il terremoto di Messina del 1908 e una prima valutazione delle azioni sismiche, in termini di forze applicate alle strutture, fu fornita dopo il sisma di Avezzano del 1915. Soltanto nel 1975 furono introdotti lo spettro di risposta e l'analisi dinamica. L'evoluzione continua e al riguardo si riportano alcune considerazioni e suggerimenti sia per le costruzioni di nuova realizzazione sia per quelle esistenti

DOI 10.12910/EAI2015-081

■ P. Clemente, G. Bongiovanni, G. Buffarini, F. Saitta

Introduzione

Il 13 gennaio 1915, alle ore 07:52:48, un violento terremoto di intensità pari all'XI grado della scala Mercalli e magnitudo 7,0, colpì l'intera area della Marsica in Abruzzo e parte del Lazio meridionale. L'evento, con epicentro nell'area del Fucino, fu avvertito dalla Pianura Padana alla Basilicata. La scossa principale era stata preceduta da uno sciame di bassa magnitudo, durato alcune settimane ma che non aveva creato allarmi, e fu seguita da circa un migliaio di *aftershock*. I danni furono ingentissimi: 30.000 vittime di cui 11.700 (su un totale di 13.000 abitanti) nella sola Avezzano che fu completamente rasa al suolo. Il terremoto risparmiò soltanto una casa e isolò completamente la zona. I soccorsi partirono con molte ore di ritardo e arrivarono solamente il giorno dopo a causa dell'impraticabilità di molte strade. Vittime e macerie anche nei paesi della Valle Roveto e della media Valle del Liri, nel Cicolano, nella Valle del Salto e nel circondario di Sora. Certamente lo Stato si dimostrò impreparato ad affrontare un disastro simile e a peggiorare le cose contribuì anche la situazione politica internazionale: era appena iniziata la grande guerra e l'Italia vi avrebbe preso parte qualche mese dopo.

Che cosa è stato fatto da allora e com'è cambiata la nostra capacità di prevenire e risollevarci dopo un evento così disastroso? È ben noto che la classificazione sismica del territorio italiano, fino a tempi recenti, ha sempre seguito gli eventi e così l'aggiornamento delle norme tecniche tanto da suscitare lo stupore di Shun Niitsu del Shigeru Satoh Laboratory che ha affermato: "Non riesco a capire perché in Italia quando dite ricostruzione antisismica pensate sempre a qualcosa che si fa dopo e mai prima che il terremoto avvenga". Ripercorriamo la strada fatta con la speranza di poter in un prossimo futuro smentire questa affermazione ma anche perché la conoscenza delle tecniche e delle norme vigenti al momento della costruzione sono indispensabili per poter intervenire sulle strutture esistenti.

Contact person: Paolo Clemente
paolo.clemente@enea.it



Alcuni eventi prima del 1915

Quello della Marsica non fu il primo violento terremoto del Regno d'Italia, essendo stato preceduto di pochi anni da quello che il 28 dicembre 1908, con intensità pari all'XI grado della scala Mercalli e magnitudo 7,1, aveva colpito le città di Messina e Reggio Calabria causando oltre 100.000 vittime. È tuttora questo il più grande terremoto dopo l'unità, secondo in assoluto soltanto al terremoto del Val di Noto del gennaio 1693 di magnitudo 7,4, e ha dato inizio alla classificazione sismica del nostro paese e alle norme tecniche per le costruzioni. Tra i casi precedenti l'unità nazionale si ricordano alcuni significativi per lo sviluppo tecnologico e normativo. Il 30 luglio 1627 un violento terremoto, di intensità pari all'XI grado Mercalli, colpì una vasta area della Campania e della Puglia. Per la ricostruzione si prescrisse il sistema baraccato alla beneventana, costituito da una struttura intelaiata in legno, con ritzi infissi in un basamento di muratura e con le maglie dei telai chiuse con materiali leggeri (canne, legname) cementate con malta e intonacate.

Il 5 febbraio 1783 furono colpite, da un terremoto di intensità dell'XI grado Mercalli, Calabria e Sicilia. L'evento causò circa 30.000 vittime e Ferdinando IV di Borbone, nel marzo 1784, emanò una legge con un regolamento per la ricostruzione che prevedeva regole per la scelta dei siti su cui riedificare, delle tipologie strutturali e dei dettagli costruttivi; fu confermato come idoneo il sistema "baraccato alla beneventana"; un documento illustrativo definiva l'altezza dello zoccolo di fondazione (fino a 130 cm), e lo spessore delle murature (65 cm) e imponeva l'uso di mattoni o di pietre piccole (abbracciabili dalla mano); la struttura di copertura doveva poggiare su cordoli alla sommità della muratura, collegati alla muratura in modo da formare "quasi un telaro".

Il 22 agosto 1859 un violento terremoto colpì Norcia. Pio IX emanò norme piuttosto severe che regolarono la ricostruzione: l'altezza massima delle nuove costruzioni era fissata pari a 2 piani o 8,5 m; lo spessore delle murature interne ed esterne doveva essere non inferiore a 60 cm; le murature esterne dovevano avere una scarpata di 1/20 dell'altezza; andavano previsti collegamenti tra muri interni ed esterni; le aperture dovevano essere allineate verticalmente e a distanza opportuna da spigoli e incroci.

L'unificazione dell'Italia purtroppo determinò un passo indietro nel progresso verso la sicurezza e le regole sismiche preesistenti furono rese meno stringenti in base al principio "liberi edifici in libera nazione". Lo stesso accadde anche dopo il Terremoto di Casamicciola del 28 luglio 1883 che causò circa 2000 morti: inizialmente fu definito un piano regolatore per la ricostruzione ed emanato il Regio Decreto n. 2600 del 29 agosto 1884 che stabiliva le altezze massime delle nuove costruzioni (10 m), vietava le strutture spingenti, limitava gli aggetti dei balconi (60 cm), ma poi la necessità di favorire lo sviluppo turistico dell'isola ebbe il sopravvento e le norme furono disattese. Gli eventi del passato rappresentano dei precedenti significativi con conseguenze sulla qualità del costruito che abbiamo ereditato e che tuttora pesano sulla sicurezza delle nostre costruzioni.

La classificazione sismica

Il Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909 elencava qualche centinaio di Comuni in Sicilia e Calabria, nei quali era posto l'obbligo di rispettare le norme tecniche per l'edificazione delle nuove costruzioni e per la riparazione di quelle danneggiate dal sisma. Fu il primo caso di classificazione sismica del territorio nazionale e riguardava soltanto Comuni dove il terremoto si era recentemente verificato. Così si è operato fino a tempi recenti e, inseguendo gli eventi accaduti, si è arrivati alla fine degli anni settanta con soltanto il 25% del territorio nazionale classificato sismico. Un significativo balzo in avanti si ebbe a seguito del terremoto Campano-Lucano del 23 novembre 1980, quando il 43% del territorio nazionale fu classificato sismico, anche grazie all'introduzione della zona 3, che includeva diversi Comuni delle province di Napoli e di Salerno e, in seguito, anche il Comune di Roma.

Alla fine degli anni settanta si sentì la necessità di razionalizzare la zonazione sismica del territorio nazionale, costruita inserendo di volta in volta Comuni interessati da nuovi eventi sismici, con il risultato di creare "isole" non giustificabili. Fu istituita presso il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici una Commissione per la Riclassificazione Sismica che recepì i risultati del Progetto Finalizzato Geodinamica del CNR e stabilì dei criteri generali con i quali provvedere all'iscrizione dei Comuni negli elenchi di classificazione. La definitiva applicazione di

tali concetti si è avuta soltanto con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, tutto il territorio italiano fu classificato sismico e fu inserita la zona 4, a sismicità molto bassa.

Oggi la norma fornisce i valori necessari per calcolare lo spettro elastico su suolo rigido in corrispondenza dei punti di una maglia sul territorio nazionale di lato pari a 5,5 km, per diversi valori della probabilità di superamento in 50 anni. Per i punti interni alla maglia si procede per interpolazione. In sostanza in qualsiasi punto del territorio nazionale è calcolabile lo spettro di risposta elastico. Si prescinde, quindi, dai confini amministrativi comunali, evitando così la presenza di innaturali salti e vuoti che erano presenti nella classificazioni precedenti. Va osservato che non può più parlarsi di classificazione, mancando le classi, sostituite da una rampa continua (a rigore, da gradini che differiscono di 0.001g).

Le norme tecniche per le costruzioni in zona sismica

Le prime norme tecniche del Regno d'Italia erano nel già citato Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909 e già contenevano importanti concetti, tuttora alla base del buon costruire in zona sismica: si escludeva la possibilità di edificare su siti inadatti, quali terreni paludosi, franosi o molto acclivi; era consentito edificare nuove costruzioni solo con "una ossatura di legno, di ferro, di c.a. o di muratura armata" (muratura animata, muratura squadrata e listata, telai in c.a.); la muratura, in mattoni o in blocchi di pietra squadrata o listata, era limitata alle costruzioni ad un solo piano; si ponevano limiti all'altezza degli edifici (specialmente a particolare rischio per l'uso che ne veniva fatto o strategici), al numero di piani, alla larghezza minima delle strade e agli spazi tra gli edifici; si prescriveva di considerare forze statiche orizzontali e verticali proporzionali ai pesi, per tenere conto degli effetti dell'azione sismica, ma tali forze non erano quantificate; si imponeva il rispetto di regole costruttive (collegamenti fra le strutture, limitazione a 5 m della distanza fra muri portanti, cordoli, sbalzi non superiori a 60-70 cm, strutture non spingenti). Erano già noti anche i concetti alla base delle moderne tecnologie antisismiche, come l'isolamento sismico, ma non fu data fiducia a tale strada e le norme non ne tennero conto.

Fu proprio a seguito del terremoto di Avezzano del 1915 che, col Decreto Legge 5 novembre 1916 (TU) n. 1526, apparve una prima valutazione delle azioni sismiche da considerare nella progettazione, a ciascun piano pari a 1/8 dei pesi associabili al piano stesso, ad eccezione del primo impalcato per il quale erano 1/6 dei pesi. Erano anche fissate le componenti verticali delle azioni sismiche verticali, pari al 50% dei pesi relativi a ciascun impalcato.

Con il Regio Decreto del 3 aprile 1926 n. 705, venivano fissate anche l'altezza massima di interpiano (< 5 m), l'altezza massima edifici in muratura ordinaria (8 m), la distanza tra i muri portanti (≤ 7 m), lo spessore della muratura in mattoni (= 30 cm all'ultimo piano con aumento di 15 cm ad ogni piano inferiore). Molte di queste prescrizioni sono tuttora valide.

Con l'introduzione della zona sismica di seconda categoria (Regio Decreto n. 431 del 13 marzo 1927) furono differenziati i valori delle azioni sismiche (Figura 1) e stabilite nuove limitazioni sull'altezza: 3 piani in zona II, 2 piani in zona I per telai in c.a. e muratura animata, ossia costituita da intelaiature in legno riempite da muratura. Grazie ai progressi delle conoscenze sull'analisi strutturale furono introdotte regole per il dimensionamento degli elementi strutturali (dimensione minima pilastri in c.a. 30*30 cm).

Nel Regio Decreto 25 marzo 1935 n. 640 furono stabiliti nuovi valori delle forze sismiche, ridotti rispetto ai precedenti, e vennero considerati, oltre ai carichi permanenti nella loro interezza, un'aliquota dei carichi variabili pari al 33% del valore di progetto (Figura 2). Veniva fissata anche la luce massima dei balconi, pari a 1 m.

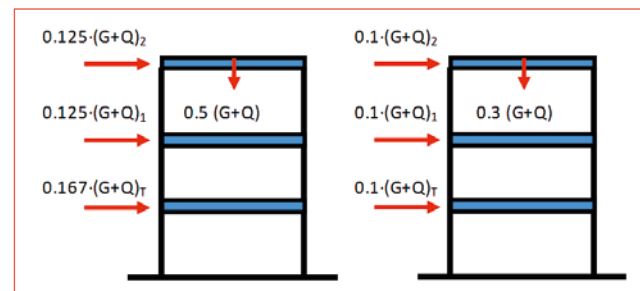


FIGURA 1 Forze statiche simulanti l'azione sismica in zona I (sx) e zona II (dx) secondo il R.D. n. 431 del 13.03.1927

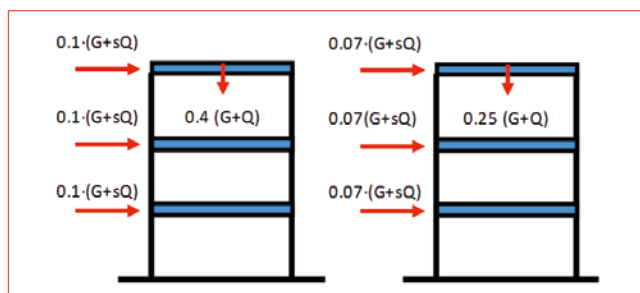


FIGURA 2 Forze statiche simulanti l'azione sismica in zona I (sx) e zona II (dx) secondo il R.D. 25 marzo 1935 n. 640

Una prima idea di prevenzione apparve nel Regio Decreto 22 novembre 1937 n. 2105, che definì le norme del buon costruire anche per Comuni non sismici, ma soltanto dopo il terremoto dell'Irpinia del 21 agosto 1962, di intensità pari al grado IX, si stabilì, con la Legge 25 novembre 1962 n. 1684, che le norme sismiche erano applicate ai Comuni "soggetti ad intensi movimenti sismici" e non più solo a quelli già colpiti dal terremoto. Inoltre: le azioni sismiche erano ridotte in presenza di situazioni geologiche e morfologiche favorevoli; i limiti delle altezze degli edifici erano definiti in funzione della loro tipologia costruttiva e della larghezza delle strade; era possibile realizzare edifici in muratura, c.a., acciaio e legno; erano vietate strutture spingenti; le forze sismiche orizzontali, applicate nelle due direzioni, erano valutate tenendo conto di sovraccarichi ridotti tramite un coefficiente $s = 0,33 \div 1$; la luce massima dei balconi era di 1,5 m.

Il 2 febbraio 1974 viene emanata la Legge n. 64, che rappresenta una pietra miliare nella storia normativa italiana: stabiliva alcuni principi generali, anche di carattere tecnico, e affidava ad appositi Decreti Ministeriali il compito di disciplinare i diversi settori delle costruzioni, garantendo inoltre un più agevole aggiornamento successivo delle norme stesse nonché della classificazione sismica che doveva procedere sulla base di comprovate motivazioni tecnico scientifiche. Così, negli anni seguenti, sono state prodotte norme tecniche relative ad edifici, ponti, dighe e alle indagini sui terreni di fondazione, senza dover ricorrere allo strumento della Legge. È stato inoltre previsto un sistema di controlli e di repressione delle violazioni particolarmente incisivo nelle zone sismiche, la cui efficacia tuttavia si è progres-

sivamente ridotta a seguito della possibilità introdotta dalla Legge 741/81 di snellire le procedure di controllo attraverso metodi a campione.

Va osservato che gran parte degli edifici esistenti in Italia è stato costruito prima del 1974, pertanto non risponde nominalmente a criteri antisismici perché in zona non classificata all'epoca della costruzione o perché progettato in campo elastico con azioni certamente inferiori a quelle reali.

Il Decreto Ministeriale 3 marzo 1975

Il Decreto Ministeriale del 3 marzo 1975, che seguì la legge 64 del 1974, recepì tutte le indicazioni precedenti e introdusse lo spettro di risposta in termini di accelerazione (Figura 4) $a/g=C \cdot R$, con $C=(S-2)/100$ ($S=12$ in zona I, $S=9$ in zona II e, dal 1981, $S=6$ in zona III) e $R=1$ per $T \leq 0,8$ sec e $R=0,862 \cdot T^{2/3}$ per $T > 0,8$ sec. Gli effetti delle azioni sismiche potevano essere valutati con l'analisi dinamica, tenendo conto almeno di tre modi di vibrazione i cui effetti andavano sovrapposti secondo la relazione $\alpha = \sqrt{\sum \alpha_i^2}$, o mediante analisi statica applicando forze parallele all'azione del sisma e distribuite proporzionalmente alle masse presenti con risultante pari a $F_h=C \cdot R \cdot W$ (W = peso totale). Gli effetti delle azioni sismiche verticali, valutati con forze $F_v=m \cdot C \cdot W$ (in genere $m=2$) e da considerare soltanto per luci maggiori di 20 m, strutture spingenti e sbalzi, andavano composti con la radice quadrata della somma dei quadrati.

Per le verifiche era consentito soltanto il metodo delle tensioni ammissibili sommando gli effetti delle azioni sismiche a quelli delle altre azioni. Gli spostamenti sismici effettivi, invece, che sommati a quelli dovuti alle altre azioni non dovevano compromettere il mantenimento delle connessioni né dare luogo a martellamenti fra strutture adiacenti, andavano valutati amplificando quelli ottenuti dall'analisi dinamica per un coefficiente pari a 4 ovvero quelli dell'analisi statica per un coefficiente pari a 6.

Per gli edifici con strutture intelaiate le azioni sismiche orizzontali si schematizzavano con due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali e applicate in corrispondenza dei baricentri dei pesi, ossia alle quote dei solai. L'analisi dinamica, obbligatoria per periodi di vibrazione

maggiori di 1,4 sec, richiedeva l'adozione di uno spettro di risposta di espressione $a/g = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta$, dove: ε = coefficiente del suolo (variabile tra 1,0 e 1,3 per terreni particolarmente compressibili); β = fattore di struttura (normalmente = 1,0 ma che si assumeva = 1,2 se l'azione sismica era interamente affidata ad elementi irrigidenti verticali).

Per l'analisi dinamica le forze da applicare erano pari a $F_h = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot W_i$, con W_i = peso del piano i-esimo, somma dei pesi fissi G_i e un'aliquota (variabile da 0,33 a 1,0) dei carichi accidentali Q_i e $\gamma_i = z_i \sum_j W_j / \sum_j z_j W_j$ = coefficiente di distribuzione con z_i = quota piano i-esimo dalle fondazioni (Figura 3).

Per gli edifici in muratura si limitava l'altezza (per la muratura ordinaria: 7,5 m in zona I, 11 m in zona II e, dal 1981, 16 m in zona III) ed erano fornite prescrizioni geometriche su spessori, distanze tra i muri e posizione e dimensioni delle aperture, senza richiedere un calcolo ad hoc, nonché la predisposizione di cordoli in c.a. in corrispondenza dei solai.

Il Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996

L'ultimo decreto fu il Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996 che conteneva le modifiche introdotte dai precedenti e alcune importanti novità:

- fu introdotto il coefficiente di importanza I (all'epoca detto di protezione sismica), che amplificava le azioni sismiche per 1,2 o 1,4 per le opere rilevanti e necessarie per la protezione civile, rispettivamente;

- si raccomandava di distribuire la forza sismica in modo da simulare gli effetti dinamici del sisma;
- fu introdotta la possibilità di eseguire le verifiche con il metodo agli stati limite combinando le azioni secondo l'espressione simbolica: $\gamma_G G + \gamma_q (Q_{1k} + \sum_2^n \psi_{0i} Q_{ik}) + \gamma_E E$ (con $\gamma_E=1,5$ e per gli altri i valori più sfavorevoli nei rispettivi intervalli: $\gamma_G=1 \div 1,4$ e $\gamma_q=0 \div 1,5$; inoltre, $\gamma_G=\gamma_q=\gamma_E=1$ per la verifica delle fondazioni) e adottando i valori delle resistenze ridotti rispetto a quelli caratteristici dei materiali ($\gamma_c = 1,6$ e $\gamma_s = 1,15$ per calcestruzzo e acciaio per c.a., e $\gamma_m = 1,12$ per l'acciaio, $\gamma_m = 3,0$ per la muratura);
- gli spostamenti relativi erano calcolati con la formula: $d = (d_{st} \pm \lambda \cdot d_E) / \chi$, con $\lambda=2$ o 3 o 4, rispettivamente per I=1,0, 1,2 e 1,4; $\chi=1,0$ o 1,5 rispettivamente per t.a. e s.l.; per gli spostamenti totali: $d_{tot} = (d_{st} \pm 9 \cdot d_E) / \chi$ (tiene conto del moto effettivo del terreno durante un terremoto di forte intensità e del comportamento non lineare della struttura);
- si introdusse un capitolo dedicato agli interventi su edifici esistenti, distinguendo l'adeguamento dal miglioramento sismico.

Inoltre, nella successiva Circolare Ministero Lavori Pubblici 10 aprile 1997 n. 65/AA.GG., venivano fornite istruzioni anche per i dettagli costruttivi necessari per garantire la buona riuscita dell'opera e, in particolare, quella duttilità necessaria per fronteggiare le azioni sismiche dissipando energia ed evitando il collasso.

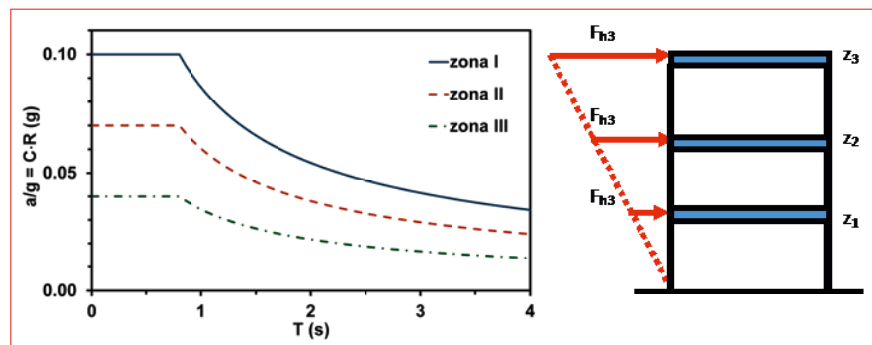


FIGURA 3 Spettro di risposta e forze statiche simulanti l'azione sismica secondo il Decreto Ministeriale 3 marzo 1975 (la zona III fu aggiunta successivamente, nel 1981)

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Con l'OPCM n. 3274/2003, successivamente aggiornata con l'OPCM 3431/2005, le norme furono modificate significativamente, inglobando in pratica l'Eurocodice 8, ma non divennero mai obbligatorie. Nel 2005 il Ministero delle Infrastrutture pubblicò anche il Decreto Ministeriale Infrastrutture 14 settembre 2005, che rap-

presentò il primo tentativo di raccogliere in un unico volume tutte le norme tecniche, ma in realtà contribuì ad aumentare il caos.

Le varie proposte trovarono finalmente la sintesi nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" introdotte con il DM Infrastrutture 14 gennaio 2008, cui hanno fatto seguito le "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14.01.08" (Circolare 02.02.09 n. 617), entrate in vigore, in sostituzione di tutte le precedenti, soltanto a seguito del terremoto dell'Aquila del 6 aprile 2009. Ai fini di un confronto con le norme precedenti si evidenziano i seguenti aspetti:

- la pericolosità sismica è descritta da un insieme di mappe che forniscono, su tutto il territorio nazionale, i valori della massima accelerazione orizzontale *PGA*, della massima amplificazione *F* e del periodo T_{CA} che segna la fine del tratto orizzontale nello spettro in accelerazione su suolo rigido, ciascuna relativa a una probabilità di superamento P_{NRC} in 50 anni (o a un tempo di ritorno T_{NRC}); per suoli non rigidi vengono forniti valori amplificativi di a_g e di T_C^* ; per tener conto dell'importanza dell'opera si assume un evento sismico con P_{NRC} minore fino al minimo del 2% in 50 anni;
- vanno considerate azioni sismiche orizzontali che agiscono contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali, al 100% nella direzione principale e ridotte al 30% nell'altra;
- l'importanza della struttura è valutata amplificandone la vita nominale (generalmente pari a 50 anni, ma che può assumersi anche pari a 100 anni per opere particolari) per un fattore d'uso pari a 1,5 o 2,0, rispettivamente per le opere di particolare rilevanza e necessarie per la protezione civile; dal valore ottenuto dipende l'entità delle azioni sismiche; ciò equivale a fare riferimento a eventi meno probabili e, quindi, più gravosi;
- si tende ad un approccio prestazionale con il criterio della gerarchia delle resistenze;
- le verifiche vanno eseguite con il metodo agli stati limite, combinando gli effetti delle azioni secondo l'espressione simbolica $G + \sum_2^o \psi_{0i} Q_k + E$ e adottando i valori delle resistenze ridotti rispetto a quelli caratteristici dei materiali ($\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$ per calcestruzzo e acciaio per c.a., $\gamma_m = 1,05$ per l'acciaio, $\gamma_m = 2,0 + 3,0$ per la muratura);

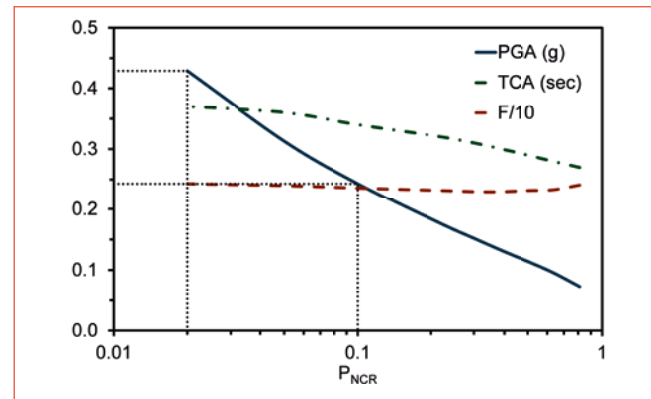


FIGURA 4 Valori dei parametri spettrali al sito di Avezzano

- è distinto lo SLU della struttura (STR) da quello del terreno (GEO);
- è ammesso l'utilizzo delle moderne tecnologie antisismiche, quali l'isolamento e la dissipazione di energia.

Spunti per le norme future

Il confronto tra la mappa di pericolosità relativa al minimo P_{NRC} ($= 2\%$, ossia $T_{NRC} = 2475$ anni) con quella relativa ai massimi eventi credibili mostra che la prima fornisce valori maggiori quasi ovunque (Zuccolo et al., 2011) e, pertanto, va considerata a vantaggio di sicurezza. Nella pratica non è richiesto di progettare con riferimento a tali azioni ma a quelle con probabilità di superamento del 10% ($T_{NRC} = 475$ anni), che sono mediamente la metà di quelle del 2% (Figura 5). Quindi non proteggiamo le nostre costruzioni e le nostre vite rispetto all'azione sismica massima che può verificarsi ma rispetto a un'azione ridotta. Ma c'è di più: rispetto a questa adottiamo un fattore di comportamento q (con valori anche pari a 3-4) affidando la capacità della struttura di non collassare alla sua duttilità. In definitiva, le nostre costruzioni dovrebbero essere in grado di sopportare sismi medio-deboli, con accelerazioni pari al 25-30% di quello di progetto, senza subire danni importanti; per eventi maggiori e fino a quello di progetto dovrebbero danneggiarsi in modo intelligente, ossia senza collassare; infine, in caso di sisma

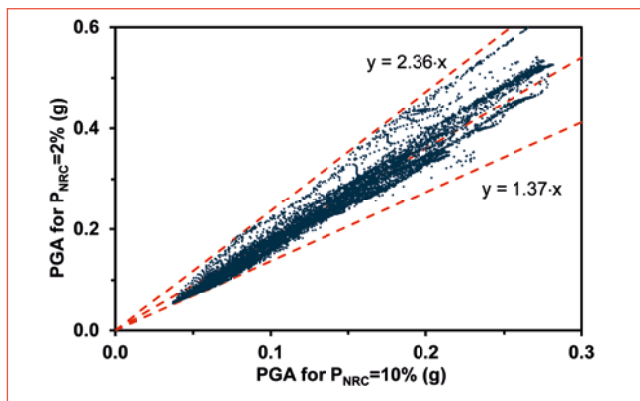


FIGURA 5 Coppie di valori PGA relative a $P_{NCR} = 10\%$ e $P_{NCR} = 2\%$ sul territorio italiano

di intensità maggiore di quello di progetto la struttura dovrebbe crollare.

Una corretta prevenzione dovrebbe, invece, imporre la costruzione di edifici che siano in grado di sopportare senza crollare, pur danneggiandosi, il massimo evento credibile al sito e di fronteggiare un evento di maggiore probabilità, per esempio quello relativo a $P_{NCR} = 10\%$, in campo elastico senza alcun danno. Così facendo la duttilità richiesta sarebbe quasi mediamente pari a 2, valore certamente ottenibile e affidabile.

Nelle aree a maggiore pericolosità sismica e in presenza di sottosuoli amplificativi, laddove questo comporti costi eccessivi o notevoli vincoli architettonici, si potrebbe accettare un fattore di comportamento maggiore, garantendo l'assenza di danni fino ad un evento con probabilità di superamento maggiore del 10%. In alternativa si potrebbero imporre limiti sull'altezza anche per gli edifici a struttura intelaiata o l'adozione di moderne tecnologie antisismiche.

In gran parte del territorio nazionale sarebbe possibile progettare in campo elastico e un'analisi economica ha dimostrato che una tale assunzione com-

porterebbe costi certamente accettabile specie se confrontati con i costi di riparazione e ricostruzione dei recenti eventi sismici.

Conclusioni

“Ho desiderato accennare al tecnicismo perché con esso in qualche aspetto si può collegare la tendenza alla proliferazione delle norme. È chiaro che le regole hanno nobili motivazioni: l'intento di tutelare la sicurezza strutturale e porgere un aiuto; di portare coerenza e sicurezza in un quadro frammentario e alle volte confuso. Ma un numero di regole eccessivo comporta vari inconvenienti: l'impoverimento dell'autonomia e della creatività, in quanto l'opera del progettista è irretita dalle norme; la difficoltà di discernere ciò che veramente conta; la sensazione di avere al riparo delle norme, responsabilità assai alleviate; la difficoltà non infrequente di rendersi conto dei ragionamenti che giustificano certe regole, rischiando di considerare queste alla stregua di algoritmi, ossia di schemi operativi che, una volta appresi, il pensiero non è più chiamato a giustificare. Ma tra le varie conseguenze, una delle più temibili è l'attenuazione del senso di responsabilità, mentre questa costituisce uno dei diritti fondamentali dell'uomo, violando il quale la vita si appiattisce e si rafforza, attraverso il costituirsi di una società iperorganizzata, il sistema tecnocratico in grado di diventare, come dice Konrad Lorenz, il tiranno della società umana, anche perché la tecnocrazia si giova di un patrimonio di informazioni scientifiche che il singolo non può conoscere se non in minima parte” (Pozzati, 1993).

La parole di Pozzati, molto attuali, non hanno bisogno di alcun commento. ●

Paolo Clemente, Giovanni Bongiovanni,
Giacomo Buffarini, Fernando Saitta

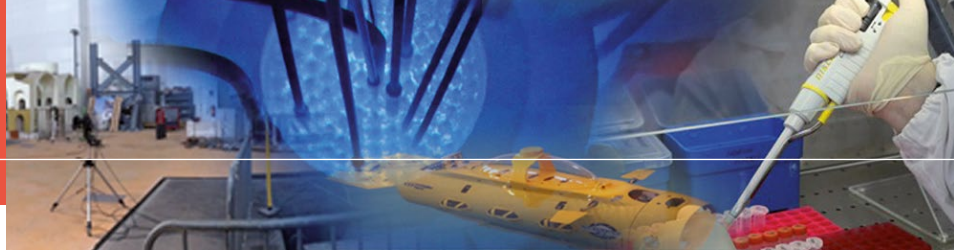
ENEA, Laboratorio ingegneria sismica e prevenzione dei rischi naturali



From Avezzano (1915) to L'Aquila (2009) earthquake: evolution of design criteria

The paper analyzes the evolution of the anti-seismic design criteria presenting and discussing the changes in the seismic code in Italy. A brief presentation of the main earthquakes that hit the peninsula in the 20th century is given, and the subsequent evolution of the code. The first law, which gave rules for buildings, was issued by Ferdinand IV de Bourbon, king of the Two Sicilies, in the 1784, after the seismic event in the Calabria and Sicily regions in 1783, Macro-seismic Intensity XI. Already other significant earthquakes were remembered at that date, especially the one of 1693 in Val di Noto, Sicily, with a 7,4 estimated magnitude. According to the above mentioned law, rules for minimal dimensions of structural elements, masonry walls and foundations, were given, as well as specific prescriptions on the connection between walls and roof. Interesting regulations for reconstruction were also given by pope Pio IX after the earthquake of 1859 in Norcia. The first severe earthquakes after the creation of the Italian Kingdom were the Messina and Reggio Calabria earthquake with magnitude 7.1 (1908), and the Marsica earthquake (1915) with magnitude 7.0. In the Regio Decreto n. 193 of April 18th 1909, a list of municipality classified as seismic ones was proposed. This list was progressively updated but only after earthquakes. Seismic forces in structural design were introduced by the D.L. n. 1526 of November 5th 1916, after the Marsica earthquake, with an almost constant distribution of the acceleration along the building height, not accounting for the actual dynamic behavior of the structures. Only after the n. 64/1974 law and the subsequent seismic code (DM of March 3rd 1975), modal and spectrum analyses appeared. Seismic check could be carried out by means of the static analysis, with horizontal acceleration linearly increasing along the height simulating the first mode of a cantilever beam, or by the dynamic analysis, with modal contributions combined according with the SRSS rule. The DM 16/01/1996 introduced important innovations, such as the importance factor and the possibility of using the limit state design in seismic areas, and the coefficients for load combinations and material strengths were fixed. Furthermore, a specific section was dedicated to existing buildings, in which the seismic improvements and the complete seismic upgrading were distinguished. Finally, in the wake of the more recent earthquake, the OPCM 3274/2003 and then the DM 14/01/2008 aligned the Italian rules to those of the Eurocode 8. The old classification of the territory, based on administrative boundaries, was substituted by a punctual definition in the territory of the seismic parameters needed to plot the elastic spectra. Some observations about the current code and some suggestions to improve the prevention efforts both for new and existing structure are given.

- Bongiovanni G., Buffarini G., Clemente P., Saitta F. (2012). "Building in seismic areas: towards a new prevention policy". *15th World Conf. on Earth. Eng., 15WCEE*, (Lisbon, 24-28 Sept.), Paper 0672, ISBN 9789892031828
- Bongiovanni G., Clemente P., Forni M., Hailmikael S., Martini G., Paciello A., Rinaldis D., Verrubbi V., Zini A. (2013). "Valutazione della pericolosità sismica: considerazioni". *Energia, Ambiente e Innovazione*, No. 3-4, 2-9, ENEA, Roma, DOI: 10.12910/EAI2013-01
- Clemente P. (2010). *Azione sismica sulle strutture*. Appunti del corso di Modellazione dinamica delle strutture, Sapienza Univ. di Roma, Fac. di Architettura
- Clemente P., Bongiovanni G., Buffarini G. & Saitta F. (2015). "Seismic input in the structural design: considerations and application to the Italian territory". *Int. J. of Safety and Security Eng.*, WIT Pres, DOI: 10.2495/SAFE-V5-N2-101-112
- Goretti A. (2007). *Storia delle norme tecniche e della classificazione sismica*. Seminario su Linee guida per la valutazione della resistenza sismica degli edifici strategici e rilevanti. Regione Abruzzo e Univ. L'Aquila
- Pozzati P. (1993). "Proliferazione delle normative e tecnicismo", *Notiziario AICAP* allegato a *L'industria Italiana del Cemento*, n. 3
- Zuccolo E., Vaccari F., Peresan A., Panza G. (2011). "Neo-deterministic and probabilistic seismic hazard assessment: a comparison over the Italian territory". *Pure Appl. Geophys.*, 168, 69-83



Danneggiamento e recupero degli edifici storici: l'esperienza dell'Aquila

La salvaguardia del patrimonio architettonico, la cui fragilità è stata messa in evidenza dai recenti eventi sismici, sta diventando sempre più un problema sociale ed economico in molti paesi. Occorre particolare cura nel definire il livello di sicurezza accettabile, i materiali utilizzabili e le tecniche di recupero che rispettino i valori culturali e storici. Inoltre, devono essere stabilite regole di buona pratica applicabili nei centri storici, caratterizzati da edifici complessi e interconnessi tra loro

DOI 10.12910/EAI2015-082

■ C. Modena, M. R. Valluzzi, F. da Porto, M. Munari

Introduzione

Il 6 aprile 2009, alle ore 3:32 del mattino, la regione Abruzzo, in particolare la città e la provincia dell'Aquila, è stata colpita da un evento sismico di magnitudo Richter $M_I=5.8$ e magnitudo momento $M_w=6.3$. La scossa principale, sviluppatasi ad una profondità focale di circa 8,3 km, ha determinato una distribuzione degli effetti allungata in direzione nordovest-sudest, con un marcato effetto di direttività verso sud-est. Fin dalla seconda metà di dicembre 2008 l'intero territorio era stato colpito da una lunga sequenza sismica ($M_I < 4$), protrattasi (con $M_I > 2$) anche dopo le scosse del 6 e del 7 aprile 2009 ($M_w=5.6$). Queste ultime erano localizzate nella media valle del fiume Aterno, nota anche con il nome di Conca Aquilana. Il terremoto ha colpito un'area alquanto estesa, coinvolgendo la città dell'Aquila e relativa provincia, fra cui numerosi centri storici minori situati sul massiccio montuoso del Gran Sasso d'Italia, e parte del territorio compreso nelle province di Pescara, Teramo e Chieti, interessando senza distinzioni terreni più o meno coesivi e manufatti antropici (Modena et al. 2010). Terremoti come quello dell'Abruzzo si verificano frequentemente sul territorio nazionale, mettendo ogni volta puntualmente a nudo, in particolare, la grande

fragilità del nostro patrimonio architettonico e storico-artistico, che ci è infatti trasmesso profondamente segnato da tali eventi. Singoli edifici e interi centri urbani hanno infatti assunto nel tempo forme, valori e significati storici indissolubilmente legati alla storia sismica di ogni specifico sito: le soluzioni e le tecniche costruttive di volta in volta adottate per ricostruire e/o riparare danni sono infatti testimonianza delle specificità culturali e socio-economiche dell'epoca e del sito in cui un terremoto si è verificato.

Il mondo tecnico-scientifico ha progressivamente preso atto di tale realtà in tutte le sue implicazioni sulle attività necessarie a continuare a garantire a tale patrimonio la sopravvivenza e un uso adeguato anche alle moderne esigenze conservandone tuttavia la capacità di trasmettere, in continuità con il passato, le forme, i valori e i significati sopra citati.

Contact person: Claudio Modena
claudio.modena@dicea.unipd.it



L'approccio alla sicurezza strutturale

Le norme tecniche nazionali hanno ormai recepito, sia pure fra difficoltà e contraddizioni non ancora del tutto risolte, gli approcci ingegneristici al problema della sicurezza strutturale specifici per l'edilizia storica, sintetizzabili negli ormai ben noti concetti di "miglioramento" della sicurezza strutturale, anche nella sua particolare modalità di realizzazione attraverso "riparazioni o interventi locali".

Anche considerando il problema della conservazione del costruito storico sotto il solo profilo della sicurezza strutturale, ignorandone quindi le (ben note e discusse) implicazioni negli aspetti di salvaguardia dei valori storici e artistici, deve ormai considerarsi tramontata qualsiasi idea di ottenere significativi, duraturi e affidabili effetti attraverso soluzioni tecnologiche tese a modificare sostanzialmente le proprietà meccaniche dei materiali ed i comportamenti strutturali propri delle costruzioni storiche (Modena et al. 2012).

Ne consegue che l'approccio alla sicurezza strutturale delle "costruzioni storiche" basato sul concetto di "miglioramento" inteso come riconoscimento, rispetto e "valorizzazione" (in senso strutturale) delle loro caratteristiche costruttive originarie, ricorrendo ove possibile e strettamente necessario a interventi di minima entità ed impatto (ISCARSAH Recommendations; ISO 13822; NTC2008; LGBC2011) e quindi necessariamente locali e molto mirati, non è solo un accorgimento normativo messo in atto per evitare interventi troppo invasivi tali da compromettere il rispetto di fondamentali richieste di conservazione, ma è il modo più appropriato di operare dal punto di vista della "meccanica delle strutture".

Va anche considerato che la costruzione storica sia nello stato "pre-intervento" sia nella configurazione "comunque rinforzata" pone, sempre sotto il profilo della meccanica strutturale, seri problemi di affidabilità, non essendo sempre disponibili strumenti adeguati per valutare "a priori" le sue reali prestazioni, che si manifestano con comportamenti meccanici locali e risposte strutturali complessive di difficile previsione. È in effetti nota l'inadeguatezza delle metodologie di calcolo oggi disponibili (Modena, 2008) a rappresentare, in maniera adeguata, la risposta dinamica in campo non lineare delle strutture murarie storiche, tanto più se messe in parallelo con strutture "moderne": non a caso le valutazioni di sicurez-

za delle costruzioni storiche sono affidate, in procedure ormai codificate a livello normativo, anche a valutazioni di carattere semplificato e/o qualitativo, ragionevoli se applicate a tipologie di cui si conosce il comportamento sotto azioni sismiche in base all'analisi e interpretazione delle passate esperienze, inutilizzabile per tipologie che mettono in campo comportamenti assolutamente non riconducibili a prestazioni osservate in passato.

In questo ambito è stato particolarmente interessante lo studio pilota effettuato su un aggregato del centro storico di L'Aquila, all'interno delle attività del "Gruppo di Lavoro misto per le attività di valutazione della sicurezza sismica e delle strategie di intervento sul patrimonio murario dei Centri Storici", istituito a seguito del sisma che ha colpito il territorio aquilano il 6 aprile 2009 da Dipartimento della Protezione Civile, Consorzio ReLUIS e Struttura del Vice-Commissario delegato per la tutela dei Beni Culturali (Figura 1). Lo studio effettuato si è articolato a partire dal rilievo e dall'analisi delle strutture e delle loro vulnerabilità con lo scopo di redigere il progetto di riparazione e consolidamento sismico (Munari et al., 2011). La metodologia elaborata ha costituito la base per la redazione delle "Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato", edite da ReLUIS (LGRReLUIS, 2010).

Per la fase di analisi, viste l'estensione e la complessità caratterizzante l'aggregato analizzato, si è ritenuto fondamentale l'utilizzo di metodi semplificati. In effetti le Istruzioni per l'applicazione delle (NTC2008) indicano che "l'analisi di una Unità Strutturale (U.S.) di un edificio in aggregato secondo i metodi utilizzati normalmente per edifici isolati, senza adeguata modellazione dell'interazione con i corpi di fabbrica contigui, assume un significato convenzionale: di conseguenza, si ammette che l'analisi della capacità sismica globale delle U.S. possa essere verificata attraverso metodologie semplificate. Sono inoltre obbligatorie le verifiche dei meccanismi locali significativi".

Quindi si sono svolte analisi e verifiche, sia per quanto riguarda i meccanismi fuori dal piano per ribaltamento di intere pareti o parte di esse (eseguiti per la totalità delle pareti considerando i meccanismi significativi), sia per quanto riguarda il comportamento d'insieme, utilizzando il software Vulnus (Bernardini et al., 1989), che consente di effettuare una valutazione preliminare della vulnerabilità dell'aggregato (Figura 2), e studian-

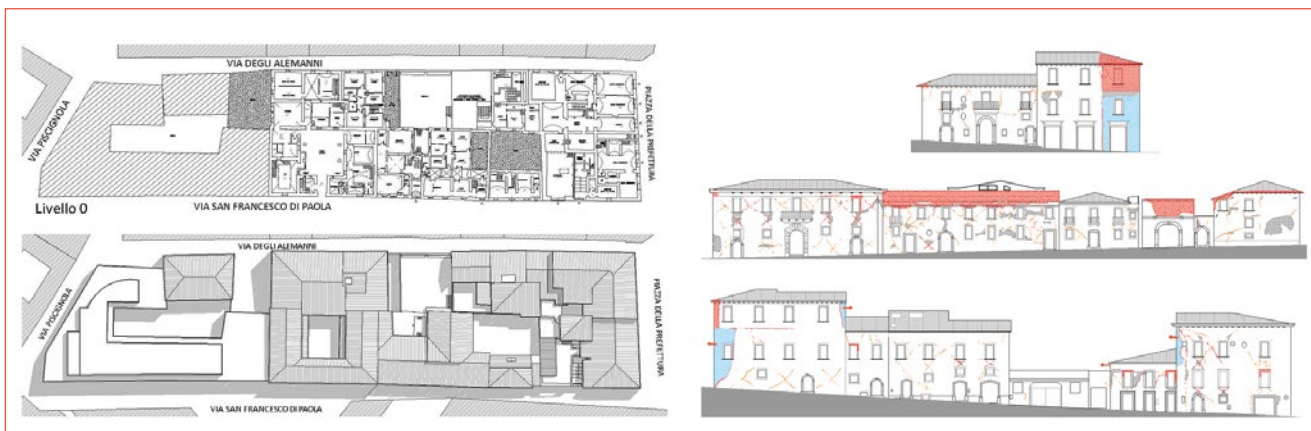


FIGURA 1 A sinistra: pianta del livello 0 e Pianta delle coperture dell'aggregato in esame.
A destra: rilievo dello stato di danno riportato da alcune porzioni dell'aggregato in esame

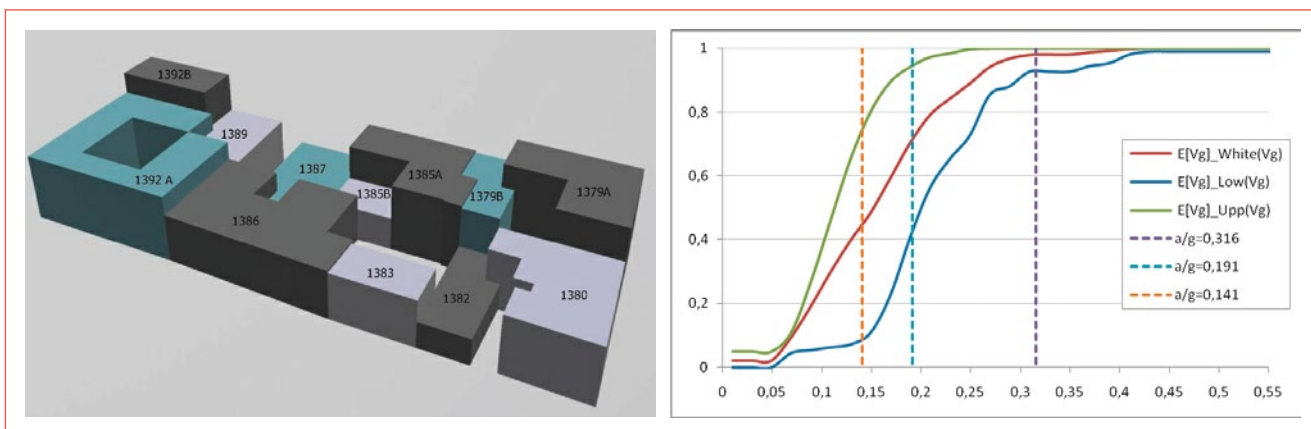


FIGURA 2 A sinistra: suddivisione dell'aggregato in unità da sottoporre all'analisi in Vulnus.
A destra: curve di fragilità risultanti dall'analisi in Vulnus per l'intero aggregato edilizio

do il comportamento di singoli sistemi di pareti complanari (a taglio e pressoflessione nel piano), analizzati come strutture indipendenti.

Mitigazione del rischio sismico dei centri storici

Un altro tema importante emerso a seguito del sisma dell'Aquila è stato quello legato al miglioramento della sicurezza strutturale in relazione alla mitigazione del rischio di interi aggregati urbani.

L'esigenza di affrontare in maniera sistematica il tema della riduzione della "vulnerabilità" del tessuto urbano dei centri storici emerge con forza dopo ogni terremoto, ma si spegne sistematicamente a fronte di insormontabili difficoltà economiche, tecniche, gestionali ed amministrative. Va sottolineato a tale proposito che gli interventi atti ad incrementare la sicurezza di edifici storici possono avere costi che, se eseguiti nell'ambito di cantieri specificamente attivati, possono essere estremamente elevati, spesso non proporzionati all'incremento reale di sicurezza che tali interventi possono

garantire (se confrontati ad esempio con i costi da affrontare per ottenere incrementi confrontabili di sicurezza ad un edificio in fase di costruzione).

È inoltre evidente che l'attivazione di un cantiere specifico di miglioramento della sicurezza di un edificio storico ha senso tecnicamente ed economicamente se riguarda l'intero edificio, il che spesso si traduce in interventi su un intero aggregato urbano, e non singole proprietà. A questo punto appare però impensabile che iniziative di questo tipo possano avvenire su base volontaria, e cioè con il consenso contemporaneo di tutte le proprietà, dipendente anche dalla disponibilità contemporanea di adeguate risorse economiche da parte di tutti i proprietari, che compongono un edificio/aggregato.

La strada dell'intervento obbligatorio trova oltre a difficoltà operative di carattere legale e burocratico/amministrativo non facilmente sormontabili, una difficoltà insormontabile nel fatto che non potrebbe avere seguito concreto se non con impegni economici insostenibili da parte dello Stato.

La strada volontaria, peraltro, potrebbe essere percorribile, per superare le difficoltà sopra citate, attraverso forme di incentivazione economica: qualche esperienza in atto in alcuni Paesi (bonus urbanistici forniti per incentivare gli interventi, forme obbligatorie di polizze assicurative per gli edifici il cui costo dipenderebbe dal livello di sicurezza raggiunto, ossia costerebbero di meno per gli edifici più sicuri ecc.) ha avuto esiti ancora tutti da verificare, anche perché si tratterebbe comunque di caricare sui privati oneri finanziari ancora troppo elevati.

Una via d'uscita da questa situazione di sostanziale inerzia può consistere nel dare sostanza operativa, nel campo della sicurezza strutturale, a pratiche di carattere manutentivo, cioè ad azioni attente e continuative, mirate a prevenire ed eliminare con interventi ordinari, effettuati senza disdegnare ed anzi ricavando il massimo profitto dall'uso delle tecnologie più avanzate, magari eseguiti in occasione di lavori effettuati per far fronte ad altre necessità. Si tratta di un approccio "minimalista", ma potenzialmente portatore di rilevanti effetti sulla sicurezza strutturale, come dimostra quanto accaduto nei centri storici colpiti dai recenti terremoti in Italia, nei quali gli effetti più disastrosi sono spesso connessi con carenze strutturali a cui è possibile rimediare appunto con interventi locali. Dare

forza al concetto e alle buone pratiche di manutenzione, possibilmente programmata, comporta l'applicazione sistematica e ragionata dell'approccio previsto nelle vigenti Norme Tecniche (NTC2008; Circ. 2009) per "riparazioni o interventi locali". In questo senso si muove, ad esempio, la Circolare n. 15 del 30/4/2015 del Segretario Generale del MiBACT, che, sul piano amministrativo, raccomanda agli uffici centrali e periferici del Ministero, in quanto preposti alla vigilanza sulle attività edilizie, atteggiamenti più attenti e "attivi" sui temi della sicurezza strutturale.

Un caso particolare di interruzione della sopracitata "inerzia" è rappresentato dalle emergenze post sisma e dai conseguenti Piani di Ricostruzione. In particolare, a seguito del terremoto che ha colpito il territorio aquilano il 6 aprile 2009 è risultata necessaria l'individuazione di un disegno strategico capace di trovare soluzioni univoche per l'intero territorio del cosiddetto cratere. Quest'ultimo è caratterizzato da una superficie prevalentemente montuosa; i 57 Comuni che lo compongono presentano caratteristiche simili sotto il profilo orografico e limitata estensione territoriale (ad eccezione dell'Aquila). L'area colpita dal sisma è stata suddivisa in 9 ambiti omogenei, i quali raggruppano più Comuni seguendo specifiche logiche aggregative (ad esempio unitarietà economica o amministrativa, aree geografiche geomorfologicamente omogenee, pregio storico-artistico). Le amministrazioni locali, allo scopo di sviluppare una efficace politica territoriale, si sono impegnate dunque ad assumere e a seguire alcuni principi fondamentali quali l'identificazione delle direttrici preferenziali di sviluppo dei centri abitati, dando la priorità al riordino e alla rigenerazione di parti di territorio già compromesse dall'urbanizzazione, e l'acquisizione di un ruolo di indirizzo forte sulle trasformazioni di ambito locale (Marson et al. 2013).

In base all'art. 4 del Decreto del Commissario Delegato per la Ricostruzione (DCD n. 3/2010) sono stati definiti dei Piani di Ricostruzione per alcuni centri storici minori. Ciascun piano rappresenta lo strumento di gestione e programmazione economico-temporale dei progetti funzionali alla realizzazione di interventi di riparazione (miglioramento sismico ed adeguamento sismico) e ricostruzione edilizia e di ripristino e realizzazione di opere pubbliche. Le finalità dei Piani consistono

nell'assicurare la ripresa socio-economica del territorio, nel promuovere la riqualificazione del costruito e nel facilitare il rientro della popolazione nelle abitazioni. I Piani definiscono gli interventi da realizzare (anche di messa in sicurezza) in ciascun Ambito urbanistico (individuati ai sensi degli artt. 4 e 6, comma 1, del DCD n. 3/2010, e finalizzati ad un insieme di interventi integrati, aventi ad oggetto gli aggregati edilizi), anche ai fini di una riduzione della vulnerabilità sismica sia del singolo edificio che su scala urbana, nonché la stima economica, l'individuazione dei soggetti interessati ed il cronoprogramma delle opere. I contenuti dei Piani di Ricostruzione sono disciplinati dalle Norme Tecniche di Attuazione, le quali forniscono un chiaro indirizzo per la redazione dei progetti di ricostruzione, recupero e miglioramento sismico degli aggregati e degli edifici compresi nelle perimetrazioni dei centri storici e negli Ambiti del Piano.

L'Università di Padova in collaborazione con l'Istituto per le Tecnologie della Costruzione del Consiglio Nazionale delle Ricerche, il Politecnico di Milano e l'Università di Roma "La Sapienza" ha redatto i Piani di Ricostruzione per i Comuni di Castel del Monte, Castelvecchio Calvisio, Santo Stefano di Sessanio e Villa Santa Lucia degli Abruzzi (Figura 3).

Progetto e tecnologia fra tradizione e innovazione

A partire dal terremoto del Friuli nel 1976, è iniziata una frenetica ricerca, che non si è mai esaurita, di materiali, prodotti e tecniche per la riparazione e il rinforzo delle costruzioni storiche, spesso proponendo, accanto a quelle "tradizionali", soluzioni basate su tecnologie in uso nelle costruzioni moderne, con una crescente propensione ad enfatizzarne ed esaltarne i caratteri "innovativi", che non sono stati sempre e di per sé, garanzia di reali successi, come evidenziato dal confronto, nel corso delle esperienze emergenziali post-sisma succedutesi dal 1976, con effetti purtroppo sempre "distruttivi" nei centri storici, laddove tali tipi di intervento erano già stati eseguiti.

Esempi significativi derivano dall'uso improprio del cemento armato, reiterato per molto tempo nel campo del cosiddetto "restauro strutturale" con lo scopo di sostituire interamente (tipicamente realizzando "telai" di c.a. incassati nella muratura) o, più frequentemente, parzialmente (tipicamente con la sostituzione di solai e coperture in legno con strutture di c.a., o con la realizzazione di "intonaci armati" affiancati alle pareti murarie) le strutture esistenti. Ne sono derivati comportamenti anomali, difficilmente prevedibili e quantificabili in base alle nostre conoscenze ed agli strumenti di analisi di cui dispo-

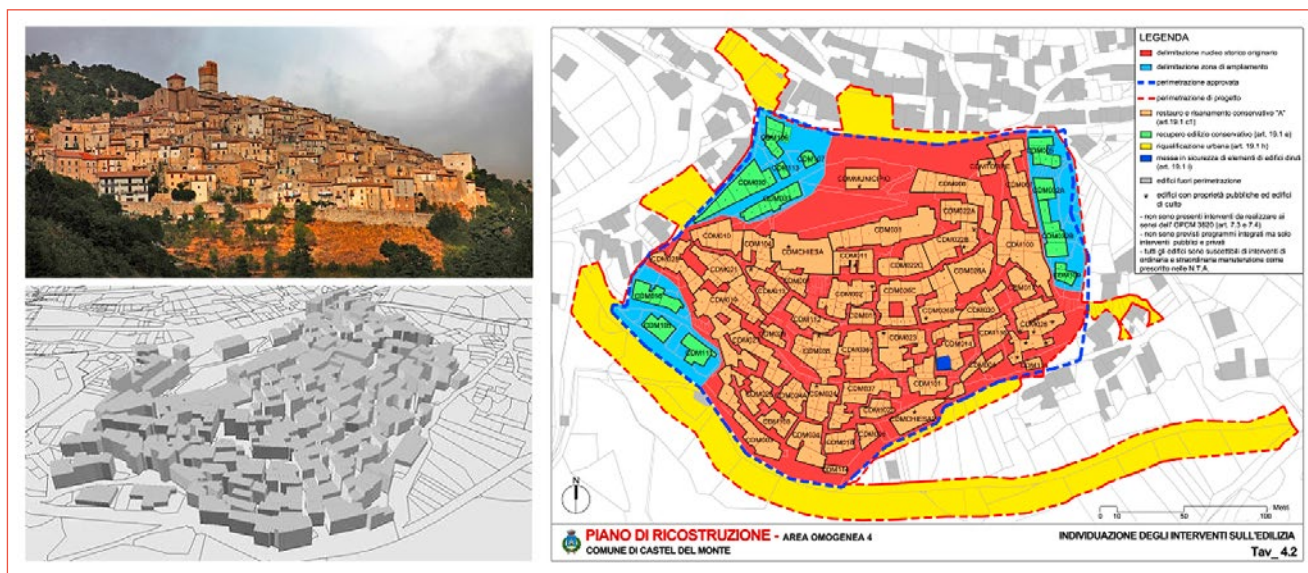


FIGURA 3 A sinistra: viste di Castel del Monte. A destra: identificazione degli interventi previsti per gli edifici dal Piano di Ricostruzione



FIGURA 4 Sellano (PG), 1997, terremoto Umbria-Marche. A sinistra: scorrimento del piano della copertura: in occasione di un intervento pre-sisma, la copertura tradizionale era stata sostituita con una copertura più rigida e pesante; nessun intervento di rinforzo era stato eseguito sulle strutture verticali in muratura. A destra: gli effetti dell'evento su strutture verticali irrigidite con paretine armate



FIGURA 5 A sinistra: Chiesa di San Biagio d'Amiterno (AQ), 2009, terremoto de L'Aquila: crollo parziale della facciata principale della chiesa; la copertura, in occasione di un intervento pre-sisma, è stata irrigidita attraverso l'inserimento di una soletta in cemento armato. A destra: Chiesa di San Marco (AQ), 2009, terremoto de L'Aquila: collasso di un arco causato dalla rotazione rigida dei soprastanti timpani, in cemento armato; nell'immagine è possibile osservare il distacco delle fibre di carbonio applicate all'intradosso dell'arco in occasione di un intervento pre-sisma

che e, più recentemente, dell'Abruzzo (Figure 4, 5 e 6).

I dibattiti su tali temi non sempre sono stati svolti con la necessaria lucidità, in un contesto culturale e tecnico-operativo, forse troppo condizionato dalle pressioni che, fra innovazioni tecnologiche non sempre adeguatamente motivate e preventivamente testate e forti interessi, pubblici e privati, spesso conflittuali per quanto legittimi, sono stati esercitati da impellenti necessità di gestione di emergenze e da ineludibili esigenze di sviluppo di piani di mitigazione del rischio.

Ne ha certamente sofferto la chiarezza di impostazione concettuale del problema della progettazione di interventi strutturali sul costruito storico, come emblematicamente dimostrano gli impropri

caratteri di volatilità che talvolta assumono concetti fondamentali, derivanti dal necessario confronto multidisciplinare, quali l'invasività e la compatibilità, che co-

niamo, ma sempre con effetti disastrosi: ne rappresenta una dimostrazione emblematica quanto si è verificato, specialmente, in seguito ai terremoti dell'Umbria-Mar-



FIGURA 6 Chiesa di San Pietro Apostolo Onna (AQ), 2009, terremoto de L'Aquila: particolare dell'area di crollo invasa dalle macerie in corrispondenza della zona absidale e presbiteriale; intervento con cuciture armate risultato inefficace

strutturale d'insieme della specifica costruzione storica cui appartengono, e quindi delle loro potenzialità e dei loro eventuali punti deboli. Solo in seguito intervengono attività progettuali di carattere più "convenzionale", quali la scelta delle tecniche e tecnologie di intervento e quindi del loro dimensionamento e verifica, in un contesto tuttavia ancora di grande apertura verso la possibilità di scelte alternative.

È in tale contesto che va ricercata l'appropriata distinzione di ruoli fra criteri e metodologie tradizionali (le "regole dell'arte" – Giuffrè, 2010) e materiali e tecniche innovative. In particolare, nelle applicazioni tese a lavorazioni

stipuiscono l'essenza stessa dell'approccio progettuale di "miglioramento" della sicurezza strutturale. È innanzitutto necessario restituire al progetto il ruolo di centralità nell'ambito dell'intervento strutturale sul costruito storico: il progetto deve essere inteso come processo (che inizia con i rilievi e le indagini preliminari, ma continua sul cantiere sino alla fine dei lavori) teso al riconoscimento e all'interpretazione di possibili meccanismi resistenti propri della preesistenza, del loro ruolo nell'ambito della risposta

estese e diffuse, con potenzialmente alto impatto sulla risposta globale, pare insostituibile il ruolo delle prime, in quanto comportano evidentemente le minori possibili variazioni al comportamento strutturale, in continuità con la grande tradizione costruttiva del nostro paese. Appaiono invece trovare il giusto ruolo l'innovazione tecnologica e l'impiego dei materiali "avanzati", laddove essi possano consentire, grazie a proprietà che i materiali tradizionali non hanno (ed es.

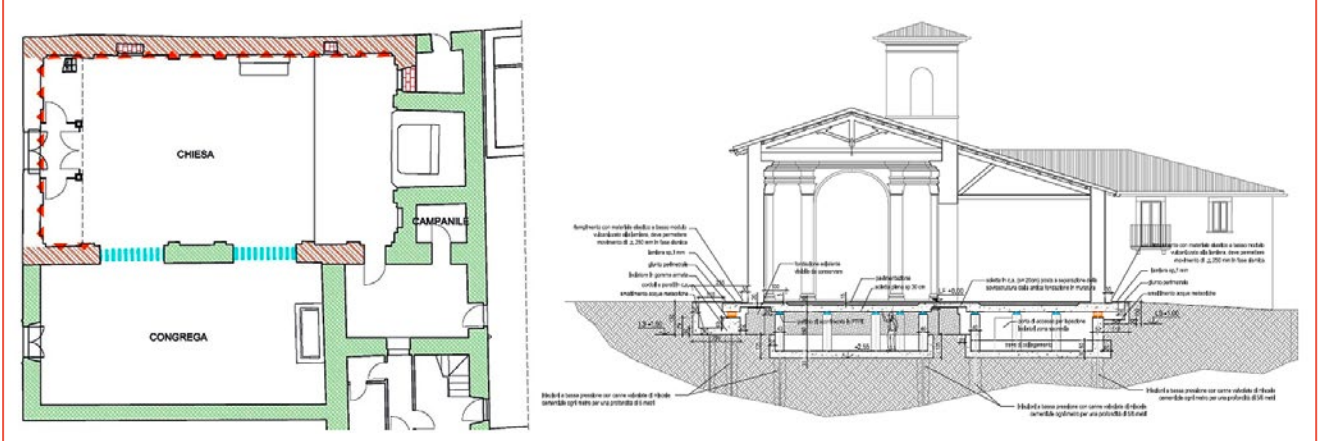


FIGURA 7 Chiesa di San Pietro Apostolo Onna (AQ): a sinistra, interventi con tecniche e materiali tradizionali; a destra, sistema di isolamento alla base

irraggiungibili rapporti fra peso, e/o volume, e resistenza, capacità di penetrazione e/o adesione mantenendo adeguata porosità e capacità di traspirazione), di eseguire quegli interventi “locali e mirati” su specifici meccanismi resistenti.

La tecnologia, come sempre, non è di per sé né buona né cattiva, e non ce n'è una che sia di per sé più adatta di un'altra: è l'uso che se ne fa, cioè il progetto, a giocare il ruolo determinante per il successo o meno di un intervento.

Un caso particolare rivestono, in tale contesto, soluzioni basate sull'impiego di tecnologie di isolamento sismico, integrate da limitati interventi di carattere più convenzionale (per quanto innovativi).

Si tratta delle soluzioni che più radicalmente modificano la risposta sismica della struttura esistente, ma che, allo stesso tempo, la rendono estremamente affidabile (controllabile e prevedibile), in quanto è il solo sistema di isolamento che entra in campo non lineare, conservando così praticamente inalterata la struttura isolata, e offrono potenzialità enormi di ricondurla entro limiti tali non solo da consentire spesso, anche con modesti interventi di riparazione/rinforzo di carattere tradizionale, il raggiungimento di livelli di sicurezza corrispondenti ad un vero e proprio “adeguamento” (specie se si tiene conto della attuale tendenza delle normative nazionali e internazionali a considerare raggiunto tale traguardo, nel caso di costruzioni esistenti, al conseguimento di prestazioni significativamente inferiori a quelle analogamente richieste per nuove costruzioni), ma anche da rappresentare la sola reale possibilità di garantire la protezione anche dei più delicati “beni artistici” (dagli affreschi su pareti e volte agli oggetti d'arte), e cioè di soddisfare uno degli stati limite di cui è chiesta la verifica dalle vigenti norme italiane (Figura 7).

Risulta evidente che si tratta di una soluzione che trova forti limiti di pratica applicazione, sia di carattere costruttivo (ad esempio se l'edificio in esame appartiene ad un aggregato, oppure se gli scavi necessari compromettono la conservazione di importanti preesistenze) o economico (in alcuni casi l'onere potrebbe essere troppo elevato rispetto ai valori da salvaguardare).

È tuttavia auspicabile che venga fatta una chiara riflessione sulla accettabilità in linea di principio di tale tecnologia (che non ha rivali nel minimizzare gli interventi sulla struttura isolata, ma introduce una “cesura” netta e profonda fra la parte di costruzione isolata e quella che rimane ancorata al suolo) anche al fine di orientare la ricerca ver-

so nuove e più appropriate soluzioni sia della tecnologia che delle sue modalità di applicazione.

Conclusioni

L'approccio “conservativo” alla sicurezza strutturale del patrimonio storico-architettonico, entrato ormai nella prassi professionale, avendo trovato uno specifico inquadramento a livello normativo con l'introduzione del criterio di progetto cosiddetto di “miglioramento”, presenta criticità in grado di comprometterne l'efficacia, legate soprattutto ad inevitabili e decisivi aspetti di discrezionalità. Nei termini ingegneristici sui quali è basata tutta la moderna teoria della sicurezza strutturale tale approccio è con tutta evidenza possibile fonte di debolezze sul piano concettuale e metodologico: ad es., è lasciato un ampio margine di arbitrarietà alla attribuzione di capacità prestazionali meccanico-strutturali a particolari materiali e tecnologie, soprattutto innovative, come dimostrano gli esiti spesso negativi dei recenti terremoti in aree dove erano stati eseguiti interventi con l'intento di aumentare la sicurezza strutturale.

Fondamentale risulta il ruolo del progetto, operazione centrale di ogni intervento sul costruito storico, il cui strumento operativo deve essere la “manutenzione”, che può comprendere, nei casi più gravi (tipicamente in seguito ai danni provocati da terremoti), importanti interventi di riparazione e rinforzo, che devono essere in grado di elaborare e adattare al singolo contesto le possibilità che provengono sia dalla tradizione sia dal mondo accattivante delle moderne tecnologie.

Le lezioni derivate dal terremoto dell'Aquila in relazione a queste tematiche sono state molteplici. Sono inoltre evidenti le enormi potenzialità, ma anche le enormi responsabilità, del modo della ricerca e della formazione, che continua infatti a dedicare grandi risorse e fornire contributi rilevanti di aggiornamento tecnico e metodologico, come ad esempio evidenziato dai risultati resi disponibili da due recenti progetti, NIKER (www.niker.eu), finanziato nell'ambito del 7° Programma Quadro della UE, e PROVA-CI (www.provaci.it), finanziato con fondi PON della Regione Campania. ●

Claudio Modena, Maria Rosa Valluzzi,
Francesca da Porto, Marco Munari
Università degli Studi di Padova

abstract

Damage and recovery of historic buildings: The experience of L'Aquila

The preservation and valorization of architectural heritage are more and more becoming a major social and economic issue in many countries. This implies of course that a "minimum accepted level" of structural safety is to be ensured to historical construction typologies: several "new challenges" to structural engineers, in consideration of the original structural consistency of Cultural Heritage buildings, frequently exposed to severe environmental hazards (like earthquakes). Problems range from the same definition and choice of the "conventional" safety level, to the methodologies that can be used to perform reliable structural analyses and safety verifications (as modern ones are frequently not suitable for the construction under consideration) and to the selection, design and execution of appropriate materials and interventions techniques aimed to repair and strengthen the built heritage while preserving its cultural, historic, artistic values. The earthquake that struck the Abruzzo region on 6th April 2009 at 3:32 a.m., had its epicentre in the capital of the region, L'Aquila, and seriously affected a wide area around the city, where many historic towns and villages are found. Lessons learned from this event gave relevant contributions to develop specific tools, to appropriately tackle the above mentioned problems, available to practitioner engineers and architects: methodology to intervene on complex and connected buildings in the historic centres, definition of adequate materials and techniques to intervene on the damaged buildings, codes and codes of practice specific for historic constructions. A short review of all the mentioned aspects is presented in the paper, making specific reference to research activities, practical applications and to the recent evolution of codes and guidelines.

bibliografia

- Bernardini A., Gori R., Modena C. (1989). An application of coupled analytical models and experiential knowledge for seismic vulnerability analyses of masonry buildings. In Kortize, A. (ed.), *Engineering aspects of earthquake phenomena*, Omega Scientific, Oxon
- Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2/2/2009 (Circ.2009). Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008 (G.U. n. 47 del 26/2/09 suppl. ord. n. 27)
- Circolare Segretario Generale MIBACT n. 15 del 30/4/2015, Disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico
- Decreto Ministeriale del 14/01/08 (NTC2008). Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 29 del 4/2/08 suppl. ord. n. 30)
- Decreto Del Commissario Delegato n. 3/2010 (DCD 3/2010). Linee di indirizzo strategico per la ripianificazione del territorio, Commissario delegato per la Ricostruzione
- Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9/2/2011 (LGBC2011). Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 (G.U. n. 47, 26/2/11, suppl. ord. n. 54)
- Giuffrè A. (2010). Leggendo il libro delle antiche architetture - Aspetti statici del restauro - Saggi 1985-1997. A cura di C.F. Carocci e C. Tocci. Gangemi Editore
- ICOMOS_ISCARSAH – International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structural of Architectural heritage: Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage
- ISO 13822 Bases for design of structures-Assessment of existing structures – ANNEX I (Informative) Historic Structures
- Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato (LGRReLUIS 2010). ReLUIS (www.reluis.it), Bozza - Ottobre 2010
- Marson C., Taffarel S., Bettiol G., Munari M., Modena C., Cialone G., Cifani G., Mannella A., Petracca A. (2013). "Sviluppo dei Piani di Ricostruzione di borghi dell'aquilano colpiti dal sisma del 6 aprile 2009". *Atti XV Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"* (Padova, 30 giugno-4 luglio)
- Modena C. (2008). Aspetti strutturali: normativa in campo nazionale internazionale. *KERMES La rivista del restauro*, anno XXI, n. 71
- Modena C., Casarin F., da Porto F., Munari M. (2010). L'Aquila 6th April 2009 earthquake: emergency and post - emergency activities on cultural heritage buildings. In: Garevski, M., Ansal, A. (ed.), *Earthquake Engineering in Europe*. **17**, 495-521, Springer
- Munari M., da Porto F., Bartolozzi A., Mocellini M., Valdesolo A., Modena C. (2011). "Analisi di vulnerabilità sismica e interventi di miglioramento strutturale di un aggregato nel centro storico de L'Aquila". *Atti XIV Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"* (Bari, 18-22 settembre)
- Modena C., da Porto F., Valluzzi M.R. (2012). Conservazione del patrimonio architettonico e sicurezza strutturale in zona sismica: insegnamenti dalle recenti esperienze italiane. *Materiali e Strutture*, **1-2**, p. 17-28, ISSN: 1121-2373



Nuove frontiere della sperimentazione in Europa: il laboratorio CERISI dell'Università di Messina

Il Centro di Eccellenza in Ricerca e Innovazione per Strutture ed Infrastrutture di grandi dimensioni (CERISI) dell'Università di Messina ha recentemente potenziato i laboratori di strutture, geotecnica e meccanica con attrezzature di prova ad alto contenuto tecnologico rivolte alla sperimentazione su materiali e componenti strutturali. Con particolare riferimento all'ingegneria sismica è stato realizzato il nuovo laboratorio EUROLAB, che accoglie alcune attrezzature di prova per la caratterizzazione di dispositivi e componenti strutturali impiegati nelle grandi opere

DOI 10.12910/EAI2015-083

■ G. Ricciardi

Introduzione

Il nuovo laboratorio EUROLAB del Centro di Eccellenza in Ricerca e Innovazione per Strutture ed Infrastrutture di grandi dimensioni (CERISI) dell'Università di Messina (Figura 1) è dotato di alcune attrezzature di prova per la caratterizzazione di dispositivi e componenti strutturali impiegati nelle grandi opere dell'ingegneria civile. In particolare, il laboratorio EUROLAB accoglie un banco di prova per la qualificazione e l'accettazione di dispositivi antisismici (ASD test facility), come i sistemi di isolamento alla base (isolatori elastomerici e a pendolo) e i sistemi di dissipazione (damper, shock absorber ecc.), nonché una tavola vibrante dotata di una "laminar box" utile per la sperimentazione in scala nell'ambito della geotecnica sismica, per lo studio dei fenomeni di amplificazione locale e di interazione suolo-struttura.



FIGURA 1 Il laboratorio EUROLAB del CERISI presso l'Università di Messina

Contact person: Giuseppe Ricciardi
gricciardi@unime.it



Un banco di prova per la caratterizzazione di cavi e stralli da ponte di grande luce completa la dotazione del laboratorio EUROLAB del CERISI, il quale consente di effettuare prove a rottura e prove a fatica su componenti di grandi dimensioni (cavi fino a 109 trefoli, 30 MN di carico assiale e trincea da circa 31 m di lunghezza). In quanto segue si fisserà l'attenzione alle prime due attrezzature rivolte alla sperimentazione nel settore dell'Ingegneria Sismica, evidenziandone le caratteristiche e le capacità prestazionali.

Il banco di prova per dispositivi antisismici

Generalità sull'ASD (Anti-Seismic Device) Test Facility

Il banco di prova (Figure 2 e 3) è stato progettato e realizzato dalla Bosch Rexroth sulla base delle indicazioni dei parametri minimi di performance che consentono di effettuare prove su quasi l'85% della produzione di dispositivi antisismici in Europa. Esso è stato progettato per valutarne la conformità ai requisiti richiesti dalla norma armonizzata UNI EN 15129. Le dimensioni geometriche del sistema ed il layout costruttivo sono stati sviluppati in armonia con il progetto edile del laboratorio che lo accoglie, impegnando un'area di 8,50 x 18,30 m. La struttura della macchina è stata realizzata in parte in acciaio (traverso, tavola), in parte in calcestruzzo armato precompresso (pilastri, parete di contrasto ad "L", fondazione). In Tabella 1 i parametri di performance più significativi del banco di prova.



FIGURA 2 Il banco di prova per dispositivi antisismici (ASD Test Facility) di EUROLAB

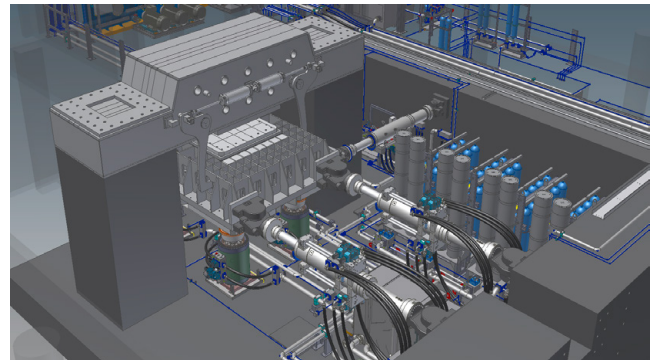


FIGURA 3 Render 3D del banco di prova per dispositivi antisismici (ASD Test Facility) di EUROLAB

	Verticale	Longitudinale	Trasversale
Forza	16000 kN	±3100 kN	±1400 kN
Spostamento	±35 mm	±550 mm	±375 mm
Velocità	±55 mm/s	±1100 mm/s	±1100 mm/s
Rotazione	±2°	±2°	±2°
Acquisizione kS/s	4 kS/s	4 kS/s	4 kS/s

TABELLA 1 Parametri di performance più significativi del banco di prova

La macchina si compone di 5 parti principali:

- una tavola scorrevole, che presenta un'area di prova per isolatori di 2000 x 2000 mm;
- 4 attuatori verticali (asse Z), che applicano alla tavola scorrevole un carico mediante 4 attuatori con pad idrostatici; ogni attuatore verticale è fornito di una cella di carico e di un trasduttore digitale di spostamento ad alta risoluzione;
- 4 attuatori orizzontali (assi X e Y), a coppie disposti in parallelo, che applicano il movimento sul piano orizzontale alla tavola scorrevole;
- una trave metallica superiore progettata per sopportare le sollecitazioni di flessione taglio e torsione indotte dai dispositivi in prova;
- 2 pilastri in cemento armato che collegano la trave superiore con la fondazione, anch'essa in cemento armato precompresso;
- un sistema di accumulo di energia idraulica, costituito da accumulatori idraulici a pistone, con bombole

di gas inerte separate; l'energia idraulica viene rilasciata per il tempo necessario alla prova (alcune decine di secondi), permettendo portate di olio e picchi di potenza elevati.

La tavola scorrevole è inoltre provvista di punti di aggancio per collegare, mediante opportuna attrezzatura, anche smorzatori, consentendo così alla macchina di effettuare prova anche su questi dispositivi antisismici. A questo proposito il muro di reazione è provvisto di uno slot e di una piastra metallica di reazione per incrementare la lunghezza massima dei dispositivi in prova.

La tavola scorrevole

La tavola scorrevole trasferisce all'isolatore in prova il movimento di traslazione secondo gli assi X e Y e di rotazione attorno all'asse Z e trasferisce ad esso il carico verticale. Le sue dimensioni sono di 4920 x 3750 mm ed ospita l'area di prova degli isolatori. Sotto la tavola, agli angoli, sono applicate le "piastre" di scorrimento. Queste sono costituite da quattro lamiere lavorate con macchine ad altissima precisione per ottenere delle superfici a bassissima rugosità.

La progettazione strutturale della tavola scorrevole è stata eseguita con un solutore agli elementi finiti (FEM - vedi Figura 4) che hanno permesso di mantenere sotto controllo le deformazioni anche alle massime prestazioni. Il frame della tavola è stato realizzato mediante una struttura portante costituita dall'assemblaggio di lamiere di basso spessore saldate tra di loro. Questo ha per-

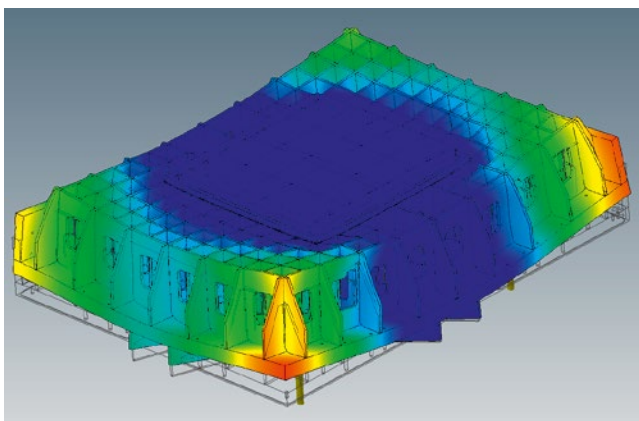


FIGURA 4 Stato di sollecitazione da analisi FEM della tavola scorrevole (esempio)

messo di ottenere una struttura al contempo leggera e resistente, con deformazioni molto contenute. Mediante gli opportuni attacchi, la tavola è collegata agli attuatori orizzontali che le impongono i movimenti di traslazione e rotazione calcolati dal sistema di controllo.

Gli attuatori verticali e i "pad" idrostatici

I 4 attuatori verticali, localizzati simmetricamente agli angoli di un rettangolo ideale di 3020 x 2200 mm, sostengono la forza verticale necessaria alla prova degli isolatori sismici (Figura 5). Essi sono costruiti con una tecnologia ibrida a basso attrito, che permette di ridurre in modo drastico l'attrito di primo distacco delle guarnizioni (stick-slip), ottenendo dei movimenti con un'isteresi pressoché nulla. La corsa di ogni attuatore è molto ampia, 400 mm, e questo consente di montare i dispositivi in prova con molta comodità.

Ogni attuatore è costruito con un rapporto di aree (estensione/retrazione) molto elevato. La piccola area di retrazione ha permesso di ottimizzare il consumo di olio durante i movimenti verticali dando la possibilità di effettuare test sufficientemente estesi nel tempo. Questa caratteristica ha però imposto di usare un sistema idraulico di comando che impiega due servovalvole a tre vie, una piccola per la camera di retrazione ed una grande per quella di estensione, al posto di una normale servovalvola a quattro vie. Le due servovalvole vengono "collegate tra di loro" dal controllore elettronico. L'uso di servovalvole BoschRexroth ad alta portata ed alta dinamica, comandate dal software del controllore in modo indipendente, ha permesso di ottenere una precisione di regolazione ed una velocità superiori. A bordo di ogni attuatore vi è anche una servovalvola di taglia piccola per effettuare le manovre a bassa velocità. Questo consente di effettuare il set-up della macchina in maniera molto precisa e soprattutto sicura per gli operatori.

All'interno dello stelo di ogni attuatore è posta una cella di carico, a doppio ponte estensimetrico, che misura la forza trasferita dall'attuatore alla tavola. Il doppio ponte, unito alla misura della pressione nelle camere del cilindro, fornisce la necessaria ridondanza per rendere molto preciso e sicuro un sistema critico. In ogni attuatore è inserito un trasduttore di posizione digitale micrometrico. L'uso dell'interfaccia digitale mantiene costante la precisione senza il degrado del segnale,

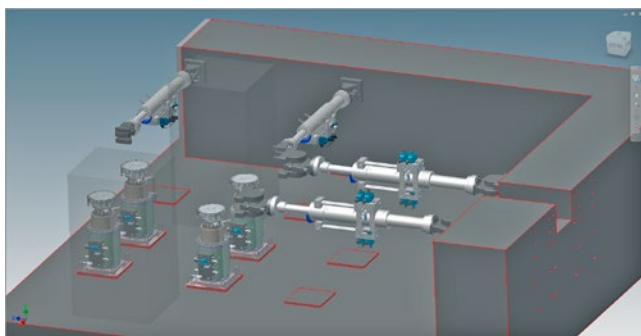


FIGURA 5 Render 3D dei 4 attuatori verticali con pad idrostatici e dei 4 attuatori orizzontali

comune ai trasferimenti di segnale analogici, dovuto ai lunghi collegamenti elettrici.

Gli attuatori verticali applicano il carico dal basso verso l'alto. Tale carico sarà trasferito all'isolatore in prova attraverso la forza di reazione generata dalla piastra di ancoraggio su cui è fissato. Dato che la forza di carico deve essere mantenuta sotto controllo durante tutta la durata del test, il grado di libertà verticale è controllato simultaneamente in forza e posizione. Un *loop* elettronico di controllo ad alta velocità è stato usato per controllare la geometria totale della tavola su tutti i gradi di libertà. La strategia di controllo è sia in posizione sia in forza. Tale sistema ha il compito di mantenere un carico costante sulla tavola assecondando il movimento verticale trasmesso dall'isolatore. La variabile controllata sarà la forza complessiva generata dai quattro attuatori verticali. Per raggiungere tale obiettivo è necessario utilizzare uno schema di controllo in cascata con un anello interno di posizione ed uno esterno di forza. Tale strategia, interamente sviluppata da BoschRexroth, è stata già utilizzata con successo nelle macchine per il test di dispositivi antisismici.

Collegato alla cella di carico di ogni attuatore è disposto un "pad" a sostentamento idrostatico che fa "galleggiare" la tavola scorrevole su un velo d'olio. Questo dispositivo è costituito da un disco di materiale anti-frizione, all'interno del quale viene pompato dell'olio speciale ad alta pressione. Il "pad" idrostatico è montato su di una ralla sferica autolivellante atta a compensare le deformazioni e le rotazioni della tavola scorrevole. L'olio di lubrificazione usato per il sostentamento idrostatico è del tipo ad alta viscosità con un pacchetto

di additivi per altissime pressioni specifiche (EP). Esso viene messo in pressione da una centrale di lubrificazione indipendente da quella di potenza idraulica. Questo sistema di lubrificazione permette alla tavola di scorrere su un velo d'olio senza alcuna frizione (<0,3%) e di eliminare totalmente i fenomeni di attrito di primo distacco. Un così basso livello di forza dissipato dagli attriti conferisce alla macchina una dinamica eccezionale permettendo di provare sia i dispositivi antisismici piccoli sia quelli grandi con un livello di accuratezza superiore.

Gli attuatori orizzontali

Il banco è dotato di due attuatori per ogni asse orizzontale "X" e "Y". I due attuatori di ogni asse sono paralleli tra di loro (Figura 5). Gli attuatori sono collegati alla tavola mediante dei giunti meccanici oscillanti privi di gioco. Questo permette di muovere la tavola scorrevole con il moto di traslazione richiesto dal dispositivo in prova. Gli attuatori sono di tipo a doppio stello con aree bilanciate e costruiti anch'essi con una tecnologia ibrida a basso attrito.

Gli attuatori dell'asse "X", quelli a più alta velocità, hanno a bordo 4 servovalvole BoschRexroth ad alta dinamica in parallelo, mentre quelli dell'asse "Y" sono equipaggiati con 2 servovalvole. Tale architettura idraulica, unita ad una strategia di controllo indipendente delle valvole da parte del software, dà la possibilità di raggiungere prestazioni elevatissime in quanto a dinamica, precisione e stabilità del moto.

A bordo di ogni attuatore vi è ancora una servovalvola di taglia piccola per effettuare le manovre a bassa velocità per effettuare il set-up della macchina. Sullo stelo di ogni attuatore è posta ancora una cella di carico, a doppio ponte estensimetrico. Il doppio ponte, unito alla misura della pressione nelle camere del cilindro, fornisce la necessaria ridondanza di misura. In ogni attuatore è inserito ancora un trasduttore di posizione digitale micrometrico.

La trave metallica superiore

La trave superiore fa da elemento di reazione al dispositivo in prova e sostiene sia i carichi verticali sia quelli orizzontali e di torsione indotti dai dispositivi in prova. Le sue dimensioni sono di 8670 x 2120 mm ed ospita l'area di prova e collegamento superiore degli isolato-

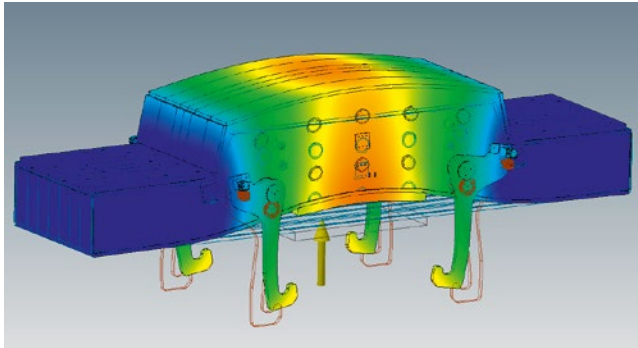


FIGURA 6 Stato di sollecitazione da analisi FEM della trave metallica superiore (esempio)

ri (2000 x 2000 mm). Essa si connette ai due pilastri di cemento armato mediante una serie di tiranti in acciaio 12.9. Questi tiranti sono stati tensionati per permettere al cemento armato di lavorare sempre in regime di compressione, anche ai carichi più elevati necessari alle prove su isolatori sismici di grandi dimensioni.

La progettazione strutturale della trave superiore è stata eseguita con un solutore agli elementi finiti (FEM – Figura 6) che hanno permesso di mantenere sotto controllo le deformazioni anche alle massime prestazioni. Il frame della trave è stato realizzato mediante una struttura costituita per assemblaggio di lamiere di basso spessore saldate tra di loro. Questo ha permesso di ottenere una struttura resistente mantenendo contenute le deformazioni.

La struttura in cemento armato

La struttura in cemento armato della macchina è costituita dai due pilastri che si collegano alla trave superiore, dal muro di reazione delle forze orizzontali e dalla fondazione rinforzata (Figura 7). Tutti gli elementi sopra descritti sono parte integrante di una struttura che concorre a resistere alle forze verticali, orizzontali ed ai momenti indotti dalla prova dei dispositivi antisismici. Annegata sotto i pilastri c'è la trave resistente in cemento armato, che rappresenta la “gemella” della trave superiore metallica. Questo insieme strutturale rappresenta “l’anello resistente” alle forze verticali applicate al dispositivo antisismico in prova.

Il muro di reazione delle forze orizzontali è collegato sia ai pilastri verticali sia alla trave inferiore in calcestruzzo

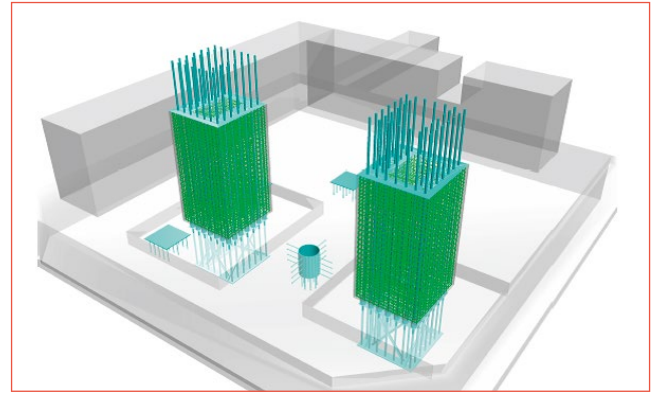


FIGURA 7 Render 3D delle strutture in cemento armato (pilastri, muro di reazione, fondazione)

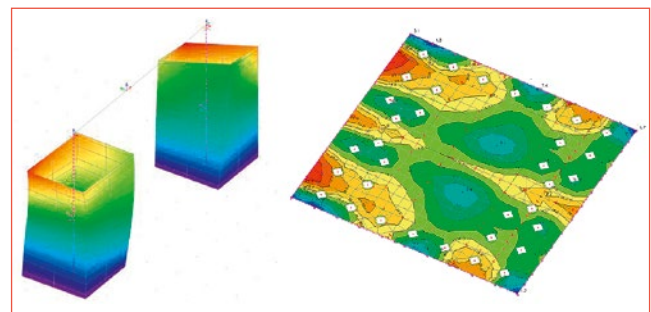


FIGURA 8 Stato di sollecitazione da analisi FEM dei pilastri e della fondazione (esempi)

mediante una piattaforma reticolata con armatura lenta e cavi di post-tensione. La scelta di questa soluzione ha permesso di realizzare una struttura molto resistente e poco profonda, totalmente separata dalla struttura dell’edificio del laboratorio. Anche per il muro di reazione sono stati usati i più moderni mezzi di simulazione agli elementi finiti (Figura 8).

Sistema di accumulo dell’energia idraulica

Data l’elevata velocità impulsiva della macchina è stato necessario prevedere un sistema di accumulo di energia idraulica. Alla massima performance la portata di olio idraulico è nell’ordine dei 20.000 Lpm alla pressione che varia da 22 a 31,5 MPa. Questo livello di potenza idraulica viene però richiesto per poco tempo, per cui il funzionamento della macchina viene assicurato dall’energia cari-

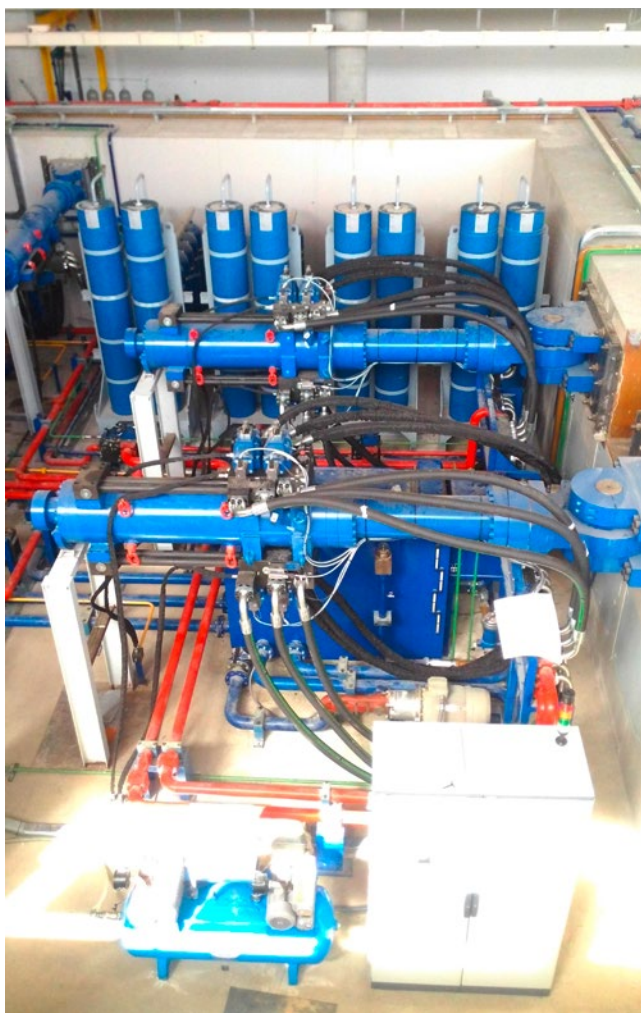


FIGURA 9 Il sistema di accumulo dell'energia idraulica

cata in una batteria di accumulatori idraulici della capacità di 1600 litri di olio e 4480 litri di gas. La centrale oleodinamica, della potenza massima di 600 kW, carica gli accumulatori prima della prova e prepara il sistema idraulico per la prova. Tutta la sequenza di carico e scarico degli accumulatori viene gestita dal sistema elettronico di controllo per mezzo di *manifold* di regolazione e distribuzione della potenza idraulica. Questi *manifold* hanno anche il compito di mettere in sicurezza le apparecchiature interrompendo il flusso d'olio in caso di superamento dei limiti massimi impostati oppure in caso di emergenza.

Sistema elettronico di controllo

Il sistema elettronico di controllo è basato su hardware "Real Time" della National Instruments. L'architettura del controllore elettronico è visibile in Figura 10. Essa comprende un controllore RT che ospita il "motore cinematico", il cui compito è quello di generare i *set point* di ogni singolo attuatore e di calcolare i parametri necessari alla trasformazione delle letture dei vari sensori nel sistema di riferimento X,Y,Z del dispositivo in prova. I *set point* sono calcolati partendo dai parametri di input necessari per effettuare la prova di ogni dispositivo (traiettoria X/Y/Z, frequenza, carico ecc.). Il calcolo della traiettoria viene effettuato con una frequenza che varia da 1 a 4 kHz in funzione delle esigenze della prova.

I parametri calcolati dal motore cinematico vengono trasferiti, mediante fibra ottica, alle schede Real Time che controllano i singoli assi. Questo permette di sincronizzare, mediante un clock comune, tutti i dispositivi presenti nel controllore. I controllori elettronici di ogni singolo asse sono a loro volta dei sistemi in *real time* che hanno il compito di comandare gli attuatori per raggiungere il *set point* richiesto dal motore cinematico. La frequenza di calcolo dei singoli assi varia da 1 a 10 kHz in funzione delle esigenze della prova. I controllori degli assi hanno anche il compito di acquisire e mantenere entro i limiti previsti tutte le grandezze fisiche importanti.

Il controllo delle forze verticali si basa su di un algoritmo sviluppato da BoschRexroth che utilizza un *cascade-loop* in forza e posizione. Il parametro di controllo è dato dalla somma delle quattro forze generate dai singoli attuatori verticali e rappresenta il carico verticale a cui è soggetto il dispositivo in prova. L'uso di questa strategia di controllo della forza totale permette di ottenere una perfetta geometria di movimento della tavola ed una elevata stabilità del sistema. Date le elevate forze in gioco e la necessità di precisione, tutti i carichi vengono misurati con ridondanza tripla: due misure vengono ricavate dalle celle di carico a doppio ponte estensimetrico mentre la terza misura, di congruenza, viene calcolata dalle pressioni presenti all'interno delle camere degli attuatori. In caso di superamento dei limiti massimi la prova viene interrotta e la macchina messa in sicurezza.

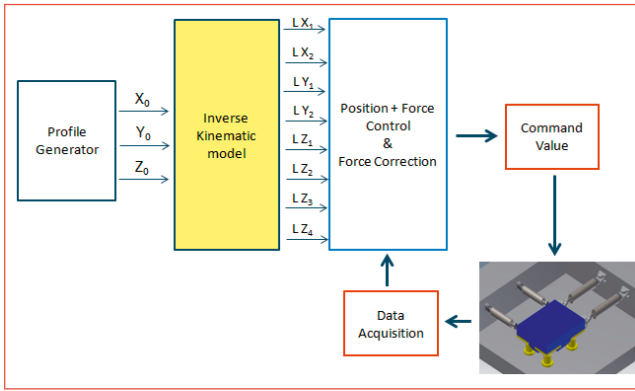


FIGURA 10 Schema semplificato dell'architettura del controllore elettronico

La "laminar box" per la sperimentazione in geotecnica sismica

A completamento delle attrezzature dedicate all'ingegneria sismica, il laboratorio EUROLAB dispone di una "laminar box" che consente di effettuare prove in scala nell'ambito della geotecnica sismica, per lo studio dei fenomeni di amplificazione locale e di interazione suolo-struttura (Figura 11). Essa è costituita da una serie di anelli rettangolari chiusi in alluminio, sovrapposti e collegati tra loro da dispositivi elastici, a formare un contenitore parallelepipedo impermeabile che accoglie il materiale granulare, nonché acqua che simula la presenza di falda. Il terreno viene disposto all'interno mediante una particolare procedura che impiega una tramoggia posta in movimento con velocità e portata controllate elettroni-

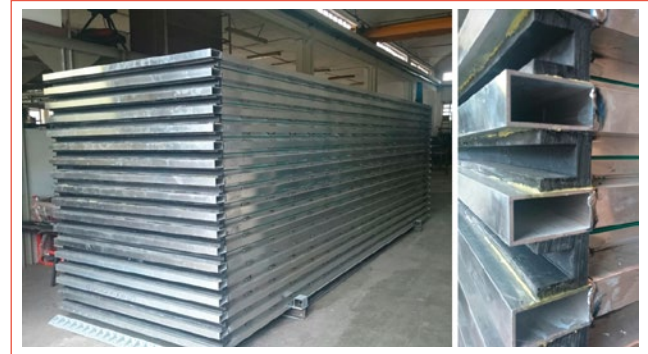


FIGURA 11 La "laminar box" e un particolare dei dispositivi elastici di collegamento degli anelli in alluminio

camente. Il moto sismico viene simulato mediante una tavola vibrante che accoglie la "laminar box", posta in movimento da un attuatore idraulico capace di produrre segnali sismici fino ad una frequenza di 40 Hz.

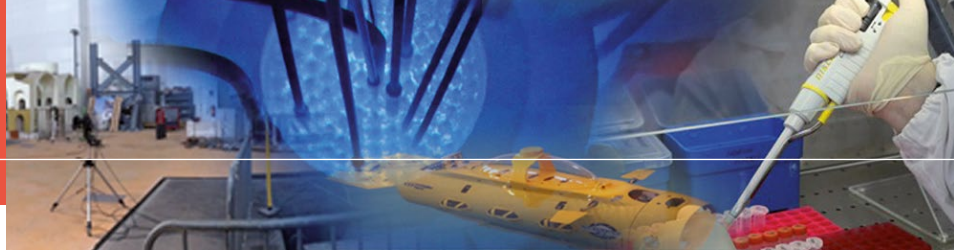
Conclusioni

Il laboratorio EUROLAB del CERISI, con la sua particolare dotazione di apparecchiature di prova, si pone all'avanguardia nel settore della sperimentazione in ambito non solo europeo ma anche internazionale. Esso potrà fornire servizi ai produttori per la qualificazione di dispositivi antisismici e di sistemi di sospensione (cavi, stralli), nonché alle imprese di costruzione per l'accettazione di questi componenti impiegati nella realizzazione di grandi opere dell'ingegneria civile. ●

Giuseppe Ricciardi
Università di Messina

New frontiers of the experimentation in Europe: the CERISI laboratory of the University of Messina

Funded by the EU with 22.1 million euro, the Centre of Excellence for Research and Innovation on large dimensions Structures and Infrastructures (CERISI) of the University of Messina is devoted to experimental investigation and testing in the framework of structural, geotechnical and mechanical engineering. The interest has been focused on applications concerning Earthquake Engineering with the realization of the EUROLAB laboratory, which includes some high-performance test facilities for the qualification of devices and structural components used in the construction of large structures and infrastructures.



Comportamento sperimentale e modellazione numerica di dispositivi di isolamento sismico: l'Incidente Probatorio per i dispositivi del Progetto C.A.S.E. a L'Aquila

Si riporta la metodologia utilizzata nell'ambito dello studio condotto sulla qualità dei dispositivi di isolamento sismico utilizzati nel progetto C.A.S.E. all'Aquila a seguito dell'evento sismico del 6 aprile 2009, limitandosi ad alcune considerazioni di interesse generale. L'analisi dei risultati ha messo in evidenza alcuni aspetti del comportamento sperimentale dei dispositivi stessi e alcuni punti critici di cui tener conto nell'aggiornamento delle norme tecniche

DOI 10.12910/EAI2015-084

■ A. De Stefano

Introduzione

Il progetto C.A.S.E. in sintesi: 4600 alloggi temporanei per gli aquilani rimasti senza casa a seguito del sisma dell'aprile 2009; 183 piattaforme in calcestruzzo armato con sopra mediamente 25 alloggi ciascuna in edifici di tre piani, per la maggior parte in legno. Le piattaforme insistono su 7380 isolatori a scorrimento con superficie curva (pendoli inversi), installati su colonne in acciaio o (poche) in calcestruzzo armato. Un esempio di piattaforma è illustrato in Figura 1.

La sequenza cronologica degli eventi d'interesse è la seguente:

- 6 aprile 2009: terremoto dell'Aquila, Magnitudo $M_w=6.3$. Più di 300 vittime;
- 28 maggio 2009: il Dipartimento di Protezione Civile (in seguito DPC), in veste di committente, invita 5 industrie a partecipare a una gara per fornitura e posa di isolatori sismici. Solo tre società accettano l'invito. Una di esse sarà poi esclusa per documentazione incompleta;

- ottengono la commessa le due società rimanenti, per importi di 5,7 and 3,0 M€ rispettivamente, saliti poi a 7,1 e 4,2 M€ con delibere successive; tutti i dispositivi isolatori sono forniti ed accettati tra il 22 giugno ed il 16 dicembre 2009;
- 13 luglio 2009: un ingegnere del Servizio Tecnico Centrale (in seguito STC) avvisa il DPC che i dispositivi forniti non hanno certificato di qualificazione. Il DPC s'impegna a sottoporre i dispositivi a tutte le prove di qualificazione previste dalle Norme Tecniche italiane (NTC 2008) e ad altri test aggiuntivi. Diversi mesi dopo lo stesso ingegnere del STC dà il via

Contact person: Alessandro De Stefano
alessandro.destefano@polito.it



al procedimento penale con un esposto-denuncia al Tribunale de L'Aquila. Secondo le NTC 2008 le prove di qualificazione sono a carico delle società affidatarie ed il Direttore dei Lavori (in seguito DL) acquisisce la relativa documentazione nel dicembre 2009; tra settembre e dicembre 2009 il laboratorio EUCENTRE di Pavia certifica l'esito delle prove di accettazione su 396 dispositivi estratti dalla fornitura;

- solo il 28 ottobre 2010 il STC certifica la qualificazione per entrambe le Società.

Il Giudice per le Indagini Preliminari avvia un Incidente Probatorio nei confronti di alcuni indagati per decidere se esistano o no gli estremi per un rinvio a giudizio e il 21 luglio 2011 affida allo scrivente l'incarico di una Relazione Tecnica che fornisca supporto alle successive decisioni.

I quesiti del giudice

"Accerti il perito, esaminati gli atti in causa, acquisita la documentazione eventualmente ritenuta necessaria presso gli uffici pubblici o delle parti ed effettuate le necessarie prove tecniche avvalendosi di laboratori specializzati ed a seguito di prelievo a campione degli isolatori già installati a L'Aquila (ove necessario):

- l'esatta tipologia di isolatori forniti nelle 19 aree nelle quali sono state realizzate le abitazioni del progetto C.A.S.E. di L'Aquila;
- il materiale con il quale sono realizzati i suddetti isolatori;
- la corrispondenza (o la totale o parziale difformità) tra il materiale utilizzato per la realizzazione degli isolatori effettivamente forniti ed il materiale proposto in sede di offerta;



FIGURA 1 Una tipica piattaforma isolata C.A.S.E.

- se gli isolatori siano o meno funzionanti, idonei ed utili allo scopo per il quale sono installati e se quelli installati corrispondano a quelli oggetto di omologazione;
- se gli isolatori rispondano o meno alla normativa tecnica in vigore all'epoca delle realizzazione e del loro montaggio."

Data la complessità dell'incarico, lo scrivente ha chiesto al Giudice, e ottenuto, l'autorizzazione ad avvalersi della collaborazione del collega Bernardino Chiaia e della Società di consulenza ARCOS. Il rapporto è stato depositato presso il Tribunale dell'Aquila l'11 luglio 2012 (De Stefano e Chiaia, 2012).

Programma di prove e verifiche ed estrazione dei saggi

La risposta ai quesiti si articola in alcuni passaggi operativi:

1. Acquisizione, studio, analisi critica e verifiche incrociate della documentazione reperita.
2. Predisposizione dei programmi di prova.
3. Estrazione dei dispositivi-campione, imballaggio e marcatura, spedizione ai laboratori selezionati.
4. Esecuzione delle prove, analisi dei risultati e redazione del rapporto di consulenza.

Conclusa, con grande attenzione e discrezione la fase 1, si definiscono i programmi di prova (fase 2), predisponendo:

- analisi fisico-chimiche per identificare e classificare i materiali costituenti;
- prove statiche e dinamiche sui dispositivi per la determinazione dei coefficienti di attrito statici e dinamici e, in generale, per verificare il buon funzionamento complessivo e la coerenza del comportamento in prova con gli esiti delle prove di qualificazione certificate.

Al fine di eseguire le prove e le verifiche programmate, alcuni dispositivi-campione di isolatori sismici sono estratti direttamente dai siti di installazione sotto le piattaforme C.A.S.E. sotto la supervisione del Perito tecnico. Alla ricerca di un compromesso tra contenimento dei costi e significatività della sperimentazione, si decide di estrarre un numero totale di 9 campioni, 3 e 6 rispettivamente per le due Società affidatarie, all'incirca rispettando le proporzioni con il numero di dispositivi installati da ciascuna Società (Figura 2).



FIGURA 2 Prelievo dei dispositivi

Caratterizzazione fisico-chimica dei materiali

Le prove hanno riguardato tre dei nove dispositivi prelevati. Le prove per la caratterizzazione degli acciai inossidabili delle superfici concave di scorrimento, eseguite presso il Laboratorio di Metallurgia del Politecnico di Torino, sono consistite in analisi chimica mediante spettrometria ad emissione ottica (OES) da cui è stato possibile ricavare la composizione chimica del materiale espresso in percentuale in peso dei componenti chimici (EN 10088, 2005).

Com'è noto, la superficie di scorrimento concava è realizzata grazie ad uno strato di acciaio inox che dovrebbe aderire alla concavità della piastra (o delle piastre). È importante verificare la correttezza e coerenza con i termini contrattuali e le Norme Tecniche dello spessore dello strato inox e dell'aderenza degli strati di acciaio inox alla retrostante superficie concava delle piastre di fissaggio dei dispositivi.

Le prove chimico fisiche per la caratterizzazione dei materiali polimerici ad alto scorrimento sono state eseguite presso il Laboratorio Materie Plastiche di Alessandria del Politecnico di Torino e sono consistite in:

- **Analisi termo-gravimetrica (TGA);** metodo di analisi termica che registra variazioni di massa di un campione sottoposto a riscaldamento con rampa di temperatura controllata. Attraverso questa tecnica si possono ottenere informazioni relative alla matrice polimerica del campione analizzato e in particolare alla sua stabilità termica, e valutare la presenza di composti altamente volatili (umidità, plastificanti, oligomeri, solventi ecc.), e / o "filler" inorganico inserito nel polimero.

- **Microscopia Elettronica a Scansione (SEM);** l'analisi al microscopio elettronico consente una caratterizzazione morfologica del campione e, in particolare, grazie all'accessorio EDS, evidenzia qualitativamente la presenza del filler nella matrice polimerica.
- **Calorimetria a scansione differenziale (DSC);** tecnica per valutare le proprietà termiche del materiale polimerico in questione, come temperatura di fusione, temperatura di cristallizzazione, percentuale di cristallinità, temperatura di transizione alla consistenza vetrosa ecc.; sono proprietà caratteristici dei vari polimeri; è quindi necessaria per ricostruire l'identità del materiale.
- **Fourier Transform Infrared Spectroscopy (FT-IR) in Riflettanza Attenuata Totale (ATR);** la spettroscopia infrarossa è una tecnica spettroscopica usata per caratterizzare i materiali. Permette un'analisi direttamente sul campione, senza necessità di ulteriori manipolazioni (come nel caso della tradizionale spettroscopia). Questa tecnica permette di evidenziare i gruppi funzionali presenti nella matrice polimerica, utili per l'identificazione della stessa composizione della matrice. È anche possibile identificare la presenza di qualsiasi additivo organico e di alcuni additivi inorganici.

Prove statiche e dinamiche sui dispositivi

I restanti sei isolatori estratti, rispettivamente due e quattro per le due ditte appaltatrici, sono spediti al laboratorio di analisi meccaniche Caltrans SRMD presso l'Università della California a San Diego.

Il laboratorio sperimentale

Caltrans Seismic Response Modification (SRMD)

L'impianto è stato completato ed è diventato operativo nel 1999, dopo una fase di progettazione e costruzione di due anni (Benzoni et al. 1998, Seible et al. 1998, Shortreed et al. 2000). È stato sviluppato congiuntamente dal Dipartimento dei Trasporti della California, il Dipartimento di Ingegneria Strutturale presso l'Università della California di San Diego e MTS Corporation di Eden Prairie, Minnesota (USA). L'eccezionale domanda di potenza idraulica per questo laboratorio richiede circa 19.000 litri di accumulo di olio in pressione mediante gas azoto fino a 34 MPa.

Per ragioni di sicurezza le pompe ed i 100 accumulatori si trovano in un edificio separato. Il pompaggio diretto, progettato per i test di lunga durata e servito dai serbatoi di accumulo, offre 720 e 417 litri al minuto rispettivamente a 21 e 34 MPa. Il banco di prova permette in tempo reale 6-DOF di attuazione dinamica. Una piastra mobile è azionata orizzontalmente da quattro attuatori idraulici contrastati da un telaio di reazione in cemento armato precompresso (scatola di calcestruzzo armato). La piastra scorre su quattro cuscinetti idraulici a basso attrito ancorati alla base della struttura in calcestruzzo. Essa si estende anche con quattro bracci d'acciaio a bilanciere che supportano all'estremità attuatori verticali inferiori e superiori. L'attuazione verticale principale è consentita da una struttura scatolare metallica di contrasto ancorata mediante tirabassi alla scatola in calcestruzzo armato del basamento (Figura 3). Le proprietà tecniche della macchina sono sinteticamente illustrate nella Tabella 1.

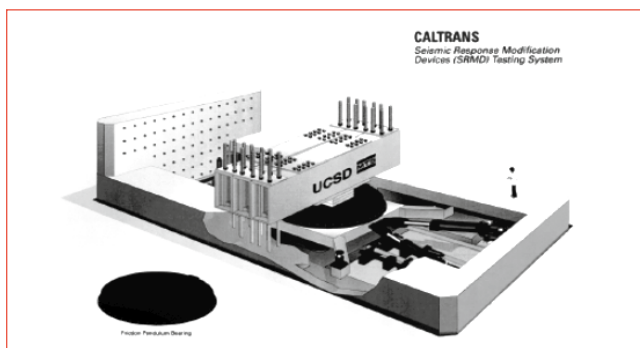


FIGURA 3 Vista prospettica di SRMD

Grandezza	Valore nominale	Accuratezza dell'applicazione	Accuratezza della misura
Forza verticale	53-400 kN	±5%	0,5% del fondo scala
Forza longitudinale	8-900 kN		1% del fondo scala
Forza laterale	4-450 kN		1% del fondo scala
Spostamento verticale	±0,127 m	±2%	1% del fondo scala
Spostamento longitudinale	±1,22 m	±2%	1% del fondo scala
Spostamento laterale	±0,61 m	±2%	1% del fondo scala
Velocità verticale	±254 mm/s	±10%	
Velocità longitudinale	±1778 mm/s	±10%	
Velocità laterale	±762 mm/s	±10%	
Rotazione relativa	±2°		

TABELLA 1 Principali caratteristiche dell'attrezzatura SRMD

Il carico verticale è imposto al campione attraverso il movimento verticale della piastra. Nel caso reale di dispositivi a scorrimento con superficie curva (pendolo inverso), il carico verticale è solo di compressione ed è realizzato mediante il sollevamento della piastra. In generale, il sistema opera in controllo di forza o spostamento, con possibili combinazioni dei due. Per il caso specifico dei dispositivi da provare, il grado di libertà verticale è gestito per il 100% in controllo di forza, mantenendo per tutti gli altri gradi di libertà il 100% di controllo di spostamento.

Programma di prova

Dopo una verifica dell'integrità degli isolatori, tre dei sei spediti a San Diego (uno e due rispettivamente per le due ditte appaltatrici) sono provati con il protocollo indicato nella Tabella 2 come "Serie 1", fedele al protocollo per prove di qualificazione secondo le NTC 2008. Lo scopo primario è la determinazione dei coefficienti di attrito statico e dinamico, per diversi valori di carico verticale e frequenza, ed il controllo della stabilità delle prestazioni dopo 10 cicli. Il protocollo "Serie 2" (Tabella 3) è stato applicato ai rimanenti tre campioni. Seguendo il protocollo Serie 2, una procedura di qualificazione come nella serie 1 ma ridotta è preceduta da una simulazione di terremoto, sulla base di un reale sisma registrato in 3D; segue quindi una storia temporale di spostamento bi-direzionale a quadrifoglio. Il carico verticale massimo ($V1 = 2820$ kN) è imposto dalla richiesta contrattuale, mentre i valori inferiori di forze verticali da utilizzare nelle prove sperimentali sotto carico costante sono scelti sulla base della stima dei carichi di servizio sui pilastri interni ($V2 = 1000$ kN) e perimetrali ($V3 = 500$ kN) con sostanziale conferma ottenuta dalle pressioni misurate in situ.

Il picco di velocità di riferimento (0,26 m/s), valore adottato per le cosiddette "prove dinamiche", è collegato attraverso una legge quasi-armonica con il periodo di progettazione della sovrastruttura isolata. Valori vari in velocità di picco, in accordo con l'NTC standard 2008, sono forniti in misura di ±30% della velocità di riferimento, mentre il limite di spostamento è 0,26 m, costante per tutte le prove.

Il test S1 della Serie 2 è la simulazione dello spostamento relativo tra le due piastre di un isolatore sotto un'eccitazione sismica. La simulazione si basa su una registrazione vera di moto sismico locale in 3D ottenuta durante il terremoto del 6 aprile 2009. Anche se il valore di PGA è relativamente

moderato rispetto all'accelerazione del sisma di progetto, il forte carattere direzionale e la grande asimmetria fanno sì che il massimo spostamento vettoriale dal punto di origine sia solo moderatamente inferiore al limite massimo di spostamento di progetto che influenza la geometria di costruzione di alcuni degli isolatori (Figura 4).

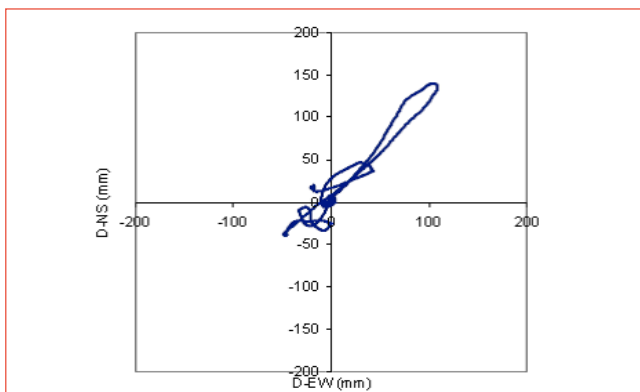


FIGURA 4 Sisma del 6 aprile 2009; traiettoria sul piano orizzontale dello spostamento vettoriale di un punto

Perplessità generali sulle norme italiane ed europee

L'esperienza delle indagini tecniche descritte ha suggerito l'idea di una sostanziale inadeguatezza delle norme che regolano le procedure di prova di accettazione e di qualificazione per isolatori sismici e, in particolare, per dispositivi a scorrimento con superficie curva. Senza entrare in profondità nei dettagli, le NTC 2008 propongono solo prove cicliche mono-direzionali: quelle statiche, ossia lente, con spostamento relativo crescente linearmente a bassissima velocità o le cosiddette "dinamiche" che comportano spostamenti relativi sinusoidali con periodo del ciclo vicino al periodo di progettazione dei dispositivi installati. La norma europea EN 15129 non differisce molto, ma permette, e suggerisce, anche test sinusoidali bidirezionali nel piano orizzontale con una composizione "a quadrifoglio" dei moti componenti (EN 15129, 2010; EN 1337, 2004).

I coefficienti di attrito uscenti dal test "a quadrifoglio" sembrano differire in qualche misura da quelli ottenuti tramite procedura sperimentale unidirezionale; la

test#	Nome test	Direzione	ipost (m)	Vel (m/s)	Freq (Hz)	Forma storia di carico	Carico vert (kN)	Cicli [N]	note
Pre1	Pre-Test						3000		10 min pre-load
1	Coeff. attrito statico	long	0,20	0,0010	0,00090	triangolare	2820	3	stessa velocità prove accettazione
2	Coeff. attrito statico	long	0,20	0,0010	0,00090	triangolare	1000	3	"
3	Coeff. attrito statico	long	0,20	0,0010	0,00090	triangolare	500	3	"
4	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,2000	0,15015	seno	2820	3	Velocità di progetto
5	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,1820	0,11141	seno	2820	3	Velocità ridotta (-30%)
6	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,3380	0,20090	seno	2820	3	Velocità max (+30%)
7	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,2000	0,15015	seno	1000	3	Velocità di progetto
8	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,1820	0,11141	seno	1000	3	Velocità min (-30%)
9	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,3380	0,20090	seno	1000	3	Velocità max (+30%)
10	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,2000	0,15015	seno	500	3	Velocità di progetto
11	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,1820	0,11141	seno	500	3	Velocità ridotta (-30%)
12	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,3380	0,20090	seno	500	3	Velocità max (+30%)
13	Stabilità	long	0,20	0,2000	0,15015	seno	2820	5	
14	Stabilità	long	0,20	0,2000	0,15015	seno	2820	5	
A1	Componente di A3	long	0,20	0,2000	0,15015	sine	2820	3	
A2	Componente di A3	lat	0,20	0,2000	0,15015	sine	2820	3	
A3	Bi-Direzionale	Long+lat	0,20	0,2000	0,15015	clover leaf	2820	1	"clover leaf" (quadrifoglio)
A0	Verifica delle proprietà	Long	0,20	0,2000	0,15015	sine	2820	3	

TABELLA 2 SRMD, protocollo di prova "Serie 1"

test#	Nome test	Direzione	ipost (m)	Vel (m/s)	Freq (Hz)	Forma storia di carico	Carico vert (kN)	Cicli [N]	note
S1	Sisma registrato	x-y-z				spostamenti relativi orizzontali e accelerazioni verticali	1000*	-	* carico verticale e massa sismica
A1	Componente di A3	long	0,20	0,2000	0,15015	sine	2820	3	
A2	Componente di A3	lat	0,20	0,2000	0,15015	sine	2820	3	
A3	Bi-Direzionale	long+lat	0,20	0,2000	0,15015	clover leaf	2820	1	"clover leaf" (quadrifoglio)
Pre1	Pre-Test						3000		10 min pre-load
1	Coeff. attrito statico	long	0,20	0,0010	0,00090	triangolare	2820	3	Stessa velocità prove accettazione
2	Coeff. attrito statico	long	0,20	0,0010	0,00090	triangolare	1000	3	"
3	Coeff. attrito statico	long	0,20	0,0010	0,00090	triangolare	500	3	"
4	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,2000	0,15015	seno	2820	3	Velocità di progetto
5	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,1820	0,11141	seno	2820	3	Velocità ridotta (-30%)
6	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,3380	0,20090	seno	2820	3	Velocità max (+30%)
7	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,2000	0,15015	seno	1000	3	Velocità di progetto
8	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,1820	0,11141	seno	1000	3	Velocità min (-30%)
9	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,3380	0,20090	sine	1000	3	Velocità max (+30%)
10	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,2000	0,15015	sine	500	3	Velocità di progetto
11	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,1820	0,11141	sine	500	3	Velocità ridotta (-30%)
12	Coeff. attrito dinamico	long	0,20	0,3380	0,20090	sine	500	3	Velocità max (+30%)
13	Stabilità	long	0,20	0,2000	0,15015	sine	2820	5	
14	Stabilità	long	0,20	0,2000	0,15015	sine	2820	5	
A0	Verifica delle proprietà	long	0,20	0,2000	0,15015	sine	2820	3	

TABELLA 3 SRMD, protocollo di prova "Serie 2"

causa è probabilmente l'effetto tribologico differente che governa il degrado delle superfici di scorrimento nei due casi. I test sinusoidali, tuttavia, sia mono sia bi-direzionali, non forniscono variazioni dinamiche del carico verticale e non rappresentano fedelmente il comportamento del dispositivo in un vero terremoto. Nel programma sperimentale "Serie 2" il primo passo del processo di prova è una simulazione sismica, che si basa su un vero record sismico 3D di una delle stazioni di misurazione durante la scossa principale di L'Aquila, stato reso disponibile per gentile concessione dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

La macchina SRMD è stata programmata per imporre uno spostamento il più possibile affine alle tre componenti registrate del moto del suolo (Figura 4). La proiezione sul piano orizzontale della combinazione delle due componenti orizzontali di spostamento relativo tra le piastre di ancoraggio di un isolatore è determinata dalla differenza tra il moto quasi sinusoidale della struttura isolata ed il moto casuale multicomponente delle strutture di fondazione che trasmettono la piena azione del terremoto con un effetto filtro trascurabile.

Le macchine di prova in uso in Europa e nella maggior parte del resto del mondo (SRMD è una delle poche eccezioni) non hanno la possibilità di simulare un vero e proprio terremoto su dispositivi in scala reale. Le norme tecniche, quindi, si adattano, accettando il costo di semplificazioni grossolane non sempre adatte a garantire una sicurezza adeguata. È utile ricordare che una corretta stima del coefficiente di attrito è di fondamentale importanza, ma il coefficiente di attrito è largamente influenzato dalle condizioni operative, come la temperatura, il carico verticale ecc. Un attrito troppo elevato può causare un aumento di temperatura troppo veloce e rilevante e, di conseguenza, il deterioramento dei materiali delle superfici di scorrimento; un attrito troppo basso può ridurre la dissipazione e consentire uno spostamento troppo ampio, forse non compatibile con le dimensioni degli isolatori installati.

Il fenomeno stick-slip e il suo impatto distruttivo

Durante la campagna sperimentale a San Diego uno degli isolatori si è rotto nei primi cicli di prova secondo il protocollo "Serie 1". Si tratta di un evento non più

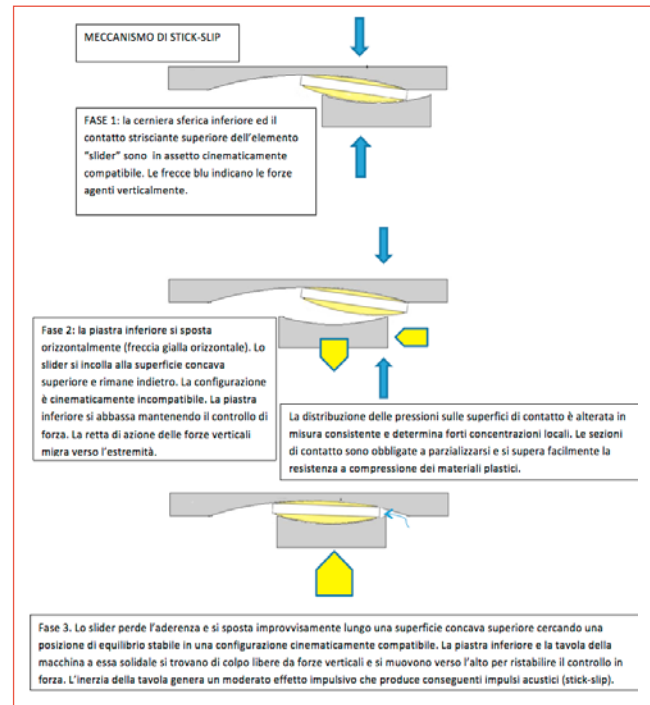


FIGURA 5 Effetto distruttivo dello *stick-slip*

segreto, avendone dato giornali e televisioni informazione al pubblico. Il dispositivo rotto era stato costruito con il materiale polimerico parzialmente diverso rispetto agli altri campioni forniti dalla stessa azienda. Ma perché l'incidente è accaduto? Un aiuto è venuto dall'esame dei diagrammi immediatamente precedenti la rottura e dalla registrazione della telecamera durante la prova. C'era evidenza di comportamento noto come *stick-slip*. Non tutti i campioni lo hanno mostrato, ma alcuni di loro sì. Durante alcune particolari condizioni di moto le superfici di scorrimento convesse e concave sembrano essere incollate insieme temporaneamente. Poi la forza tangenziale vince e si verifica uno scorrimento improvviso. Tale meccanismo può ripetersi molte volte. In realtà il fenomeno *stick-slip* può svolgere un ruolo davvero distruttivo, come mostrato in Figura 5.

Un ulteriore commento è importante: il campione rotto, come appena ricordato in precedenza, è stato confezionato con materiali polimerici parzialmente diversi rispetto agli altri campioni estratti da testare. Tuttavia

il nome commerciale era lo stesso. Ciò suggerisce una preoccupazione d'interesse generale: il marchio CE può essere equivalente ad una omologazione da parte del Servizio Tecnico Nazionale, ma richiede in precedenza la certificazione ETA (European Technical Authorization) per qualificare i materiali costitutivi. Una domanda interessante si pone a questo punto: in un contesto generale è possibile per un dispositivo tecnologico ottenere il marchio CE sulla base del suo nome commerciale e una qualifica ETA per un dato materiale costituente e quindi utilizzare il marchio CE, conservando lo stesso nome commerciale utilizzando materiali diversi?

Conclusioni

Nel 2012 si è conclusa l'indagine preliminare. Un processo è iniziato contro solo pochi tra i tanti soggetti coinvolti nella fase precedente. Il processo è ancora in corso e ciò impone la dovuta discrezione. La relazione preliminare di indagine non offre una verità giudiziaria. In ogni caso si cerca di rispondere con argomenti solidi e credibili, per quanto possibile obiettivi, alle domande del giudice. Nessun dettaglio dei risultati dell'indagine è illustrato e discusso qui, tranne quei pochi che sono importanti per il loro significato generale; sono impor-

tanti perché indicano che il problema della verifica e qualificazione di isolatori e altri dispositivi per la mitigazione sismica non è completamente risolto; qualcosa di importante manca.

La struttura SRMD è l'unica al mondo con una capacità così potente e flessibile in sei gradi di libertà. Per costruire un'altra macchina simile altrove occorrono ingenti investimenti ed elevati costi operativi e di manutenzione. Ottenere un sostegno pubblico o privato è un compito difficile, perché le attuali norme tecniche non richiedono tali prestazioni. Dall'altro lato le norme tecniche rimangono povere perché devono adattarsi alla troppo limitata disponibilità di macchine di prova adatte. Si può dire che c'è una sorta di inibizione ricorsiva. Nel caso specifico di isolatori a scorrimento con superficie curva la norma tecnica dovrebbe prestare più attenzione a rifiutare i materiali che mostrano un comportamento stick-slip, potenzialmente distruttivo se il progetto del dispositivo non è sufficientemente avveduto.

Infine, il marchio CE di qualità per un prodotto industriale deve essere in accordo con l'Autorizzazione europea rilasciato per i materiali costituenti. Non deve essere richiesto e accettato in caso di uso ambiguo del nome commerciale. ●

Alessandro De Stefano
Politecnico di Torino

abstract

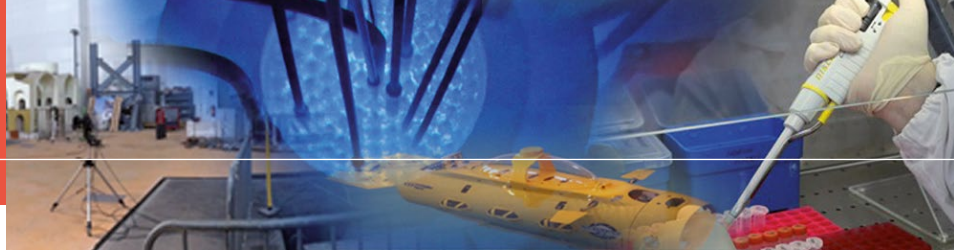
Experimental performance and numerical modeling of seismic isolation devices: the procedural issue in a judicial process for the devices of the C.A.S.E. project in L'Aquila

The C.A.S.E. project was a large engineering realization, designed and built in very short time in L'Aquila after the strong earthquake of April 2009, to supply long-term provisional houses for people having lost their homes during the seismic event. Two or three-store houses were built on about 180 reinforced concrete plates supported by concrete or steel columns and base seismic isolators (about 7000 curved surface sliding devices). Due to doubts and complaints of a member of the technical staff of a supervising governmental Institution about the quality of the isolating devices with respect to the contractual agreement and the technical norms, the Court of L'Aquila started a preliminary investigation to ascertain the consistency of the complaints in view of taking decisions about the start of a criminal trial. The Author of the present paper, with the help of the Colleague Bernardino Chiaia, was in charge of the technical aspects of such preliminary investigation. This contribution shows and explains how and why the technical investigation was programmed and carried out. It is, substantially, a kind of methodological report; not any relevant detail of the results is shown and discussed here, the trial being still pending, except for few considerations of absolutely general interest. The analysis of the outcomes of the experimental campaigns, however, suggests some general comments on the nature and impact of the observable phenomena and on some critical points of the technical norms.



bibliografia

- Benzoni G., Seible F. (1998). "Design of the Caltrans Seismic Response Modification Device Test System". *Proc. of the U.S.-Italy Workshop on Seismic Protective Systems for Bridges* (Technical Report MCEER -98-0015)
- De Stefano A., Chiaia B. (2012). *Consulenza tecnica per incidente probatorio per il Tribunale di L'Aquila*. Procedimento penale n. 122/11 R.G.N.R., n. 1185/11 R.G. G.I.P., July 11, 2012
- EN 10088 (2005) *Stainless steel*, Comité Européen de Normalisation (CEN)
- EN 1337 (2004) *Structural bearings*. Comité Européen de Normalisation (CEN)
- EN 15129 (2009). *Antiseismic Devices*. Comité Européen de Normalisation (CEN)
- Medeot R. (2010). "The European Standard on Anti-Seismic Devices. Large structures and infrastructures for environmentally constrained and urbanised areas". *IABSE Venice Symposium Report*, Vol. 97, ETH, Höggerberg, Zurich
- NTC 2008 (2008). *Norme tecniche per le costruzioni*. D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008
- Seible F., Benzoni G., Post T., Mellon D. (1998). The Caltrans Seismic Response Modification Device Test System. *Proc. 5th Caltrans Seismic Research Workshop*, Sacramento, California, USA
- Shortreed S., Seible F., Filiatrault A., Benzoni G. (2000). "Characterization and Testing of the Caltrans Seismic Response Modification Device Test System". *J. Philosophical Transactions of the Royal Society of London*



L'isolamento sismico degli impianti a rischio di incidente rilevante

Numerosi terremoti violenti colpiscono varie aree del pianeta, con intensità ben superiori a quelle previste per la progettazione delle strutture. Tra queste un'attenzione particolare meritano gli impianti industriali a rischio di incidente rilevante, sono particolarmente esposti a causa del numero e della complessità delle strutture e dei componenti critici. Per questi sono necessarie tecniche antisismiche, come l'isolamento sismico, in grado di fornire una protezione completa, anche in caso di eventi estremi, superiori a quelli di progetto

DOI 10.12910/EAI2015-085

■ M. Forni

Introduzione

Gli impianti chimici, petrolchimici e le centrali nucleari, sono strutture estremamente complesse, formate da numerosissimi componenti con le più diverse caratteristiche dinamiche, strettamente interconnessi al fine del corretto funzionamento dell'impianto stesso. La progettazione e la verifica antisismica di sistemi così complessi richiede ovviamente uno sforzo superiore rispetto a quello dei comuni edifici, anche a causa della possibilità di incidenti rilevanti, in grado cioè di arrecare ingenti danni non solo alle persone ma anche all'ambiente circostante. L'isolamento sismico, con la sua capacità di abbattere significativamente le accelerazioni orizzontali e di rendere uniforme il moto della sovrastruttura durante il terremoto, è certamente una tecnologia molto attrattiva per questo tipo di impianti. Fra l'altro, l'isolamento sismico consente di standardizzare il progetto, rendendolo praticamente indipendente dal sito di costruzione (e questo è certamente utile per impianti destinati a essere realizzati in tutte le parti del mondo). Dal punto di vista strettamente tecnico, lo svantaggio dell'isolamento sismico è principalmente dato dallo spostamento relativo tra la parte isolata ed il terreno (o gli edifici adiacenti) e la conseguente necessità di prevedere un opportuno spazio (*gap*) fra le due parti. Negli impianti industriali, il *gap* sismico è spesso attraversato

da reti impiantistiche, in particolare tubazioni, contenenti fluidi infiammabili o pericolosi, spesso anche in temperatura e pressione. Per limitare questo problema, per il quale sono comunque già disponibili giunti di dilatazione per ogni esigenza, conviene estendere il più possibile la zona isolata. Mentre in una centrale nucleare è facile riconoscere un'*isola* contenente tutti i componenti critici ai fini della sicurezza, in un impianto petrolchimico, che è estremamente vasto, occorre isolare i singoli componenti critici (in genere serbatoi, vedi paragrafo seguente).

Numerosi progetti di ricerca e decine e decine di applicazione in casi reali, hanno ormai dimostrato non solo che l'isolamento sismico è una tecnica ormai matura per una vasta diffusione in ogni tipo di impianto, ma che anche il bilancio economico, qualora correttamente eseguito, è certamente positivo.

Nei prossimi capitoli verranno illustrati esempi di importanti applicazioni in campo petrolchimico e nucleare.

Contact person: Massimo Forni
massimo.forni@enea.it



Impianti petrolchimici

I serbatoi per lo stoccaggio di prodotti petrolchimici nelle raffinerie sono certamente i componenti più critici in caso di evento sismico. La tipologia di danno più comune è la fuoriuscita del liquido contenuto (serbatoi cilindrici, Figura 1) o la rottura delle colonne di supporto (serbatoi sferici, Figura 2). Nel “migliore” dei casi si avrà un forte inquinamento del terreno circostante, nel peggiore un incendio che potrebbe propagarsi ai serbatoi vicini, con danni sempre maggiori e con conseguente inquinamento atmosferico, nubi tossiche, ecc. Pertanto, l’isolamento sismico dei soli serbatoi comporterebbe già una decisiva riduzione del rischio di incidente rilevante in caso di terremoto.

Nei prossimi paragrafi verranno brevemente esaminate le problematiche principali delle due più diffuse tipologie di serbatoi e le possibili soluzioni, così come emerso dalle conclusioni del Progetto Europeo INDEPTH (Bergamo et al., 2007) e da altri progetti di ricerca effettuati dall’ENEA a partire dalla metà degli anni 90. Per maggiori dettagli ed approfondimenti si rimanda a Forri et al. (2001) e Martelli et al. (2002).

Serbatoi cilindrici

I serbatoi cilindrici servono per lo stoccaggio di grandi quantità di liquidi, sia grezzi che lavorati. Dal punto di vista strutturale, sono formati da lamiere “sottili” e sono più o meno ancorati al terreno (a volte solo “appoggia-



FIGURA 1 Incendio nella raffineria di Tupras, causato dal terremoto della Turchia del 1999

ti” oppure parzialmente interrati). Durante il terremoto la massa del liquido interno agisce sulle pareti cercando di sollevare il bordo nella parte in trazione e provocando una deformazione detta a “zampa di elefante” in quello in compressione (Figura 3). Fino ad accelerazioni del terreno di 0,25 g, risulta ancora conveniente (in termini economici) ancorare il serbatoi al terreno ed aumentare lo spessore delle pareti. Per accelerazioni comprese fra 0,25 e 0,5 g, l’isolamento sismico diviene competitivo nei confronti dell’irrobustimento tradizionale. È da notare che il costo dell’isolamento sismico non è dovuto solo agli isolatori (che comunque devono essere numerosi e piuttosto grossi a causa del notevole peso da sostenere), ma anche alla necessità di realizzare una spessa base rigida in cemento armato su cui appoggiare il serbatoio (non necessaria nel caso di fondazione convenzionale, che è sempre piuttosto blanda in questo tipo di strutture). Il costo di tale basamento può anche superare quello del serbatoio stesso (struttura, come si è detto, tutto sommato “semplice”) per cui la soluzione isolata non è in genere attrattiva per i gestori dell’impianto. Diverso è il caso dei serbatoi per lo stoccaggio di gas liquefatti (LNG tank), caratterizzati da un doppio contenimento (quello interno in acciaio criogenico, adatto a sopportare bassissime temperature) e dalla presenza di costose attrezzature per il raffreddamento del gas e del suo mantenimento allo stato liquido: in questo caso l’isolamento sismico serve anche a proteggere l’investimento.



FIGURA 2 Incendio in una raffineria, causato dal terremoto di Tohoku del 2011 (Giappone)

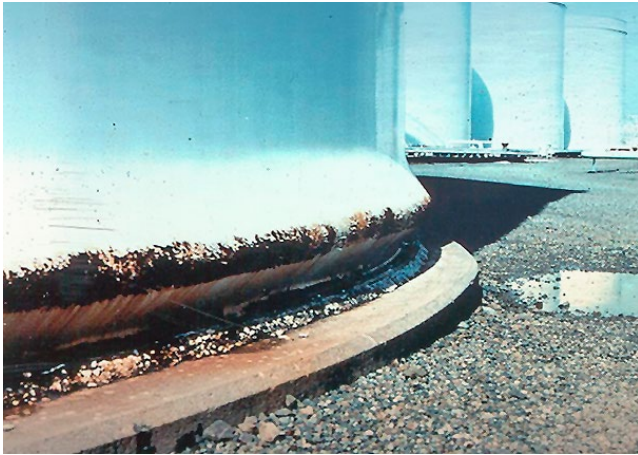


FIGURA 3 Tipica deformazione a “zampa di elefante” in un serbatoio cilindrico



FIGURA 4 Serbatoio LNG a Pampa Melchorita, Perù, isolato con dispositivi a pendolo scorrevole

La Figura 4 mostra il caso di un serbatoio LNG a Pampa Melchorita (Perù). I serbatoi LNG dotati di isolamento sismico sono circa una ventina e la loro realizzazione è iniziata negli anni 90.

Per accelerazioni superiori a 0,5 g l'isolamento sismico diviene l'unica soluzione tecnica possibile, in quanto servirebbero spessori di lamiera tali da non risul-

tare saldabili e ancoraggi estremamente complessi. Infine, l'isolamento sismico, unito a grossi spessori ed ancoraggi fra serbatoio e piattaforma di base, può fornire adeguata protezione sismica fino ad accelerazioni di 0,8-0,9 g. È da notare che, per eventi estremamente violenti, gli impianti petrolchimici restano comunque sottoposti a rischio di rotture, fuoriuscite ed incendi. Pertanto, la riduzione del rischio parte anche dalla scelta iniziale del sito di costruzione, che dovrebbe essere scelto in zone a bassa sismicità e lontano da centri abitati.

Sfere

I serbatoi sferici servono in genere per lo stoccaggio di GPL, propano, ammoniaca e altri gas liquefatti (conservati tipicamente a $8 \div 12$ bar e $-40 \div -60$ °C). Per limitare gli sforzi sulle pareti, le sfere possono essere semi-interrate. Più frequentemente, sono supportate equatorialmente (molto diffuso è il metodo Horton, che utilizza 11 colonne). Questa configurazione permette di rinforzare abbastanza semplicemente il serbatoio utilizzando controventi disposti a “X” fra le colonne (Figura 5) mentre rende abbastanza problematico l'inserimento dell'isolamento sismico, che richiederebbe la connessione rigida delle basi delle colonne per mezzo di telai o solettoni. Chi scrive non conosce esempi di serbatoi sferici isolati alla base delle colonne, nonostante che tale possibilità sia stata analizzata in dettaglio, anche con prove su tavola vibrante, nel corso del succitato progetto INDEPTH (Forni et al., 2006).

È piuttosto evidente che il metodo Horton non è particolarmente adatto per offrire resistenza nei confronti terremoti di forte intensità, a causa del significativo valore della massa (svariate migliaia di tonnellate) posta in posizione elevata. La presenza delle colonne provoca inoltre problemi di fatica sulle saldature a causa dei cicli termici cui sono sottoposte le pareti. Recentemente sono stati eseguiti molti retrofit sulle sfere Horton, volti ad eliminare le colonne ed appoggiare direttamente la sfera su un unico basamento di grosse dimensioni (come una gigantesca pallina da golf). A questo punto l'inserimento dell'isolamento sismico al di sotto del basamento è piuttosto semplice e, infatti, è già stato utilizzato in decine di applicazioni.



FIGURA 5 Retrofit con controventi su di un serbatoio sferico nella raffineria di Aspropirgos (Grecia)



FIGURA 6 Rimozione delle colonne in un serbatoio "Horton" e inserimento dell'isolamento sismico nel basamento

Sloshing

Il liquido contenuto nei serbatoi si mette in movimento durante il terremoto generando onde superficiali. Questo fenomeno (*sloshing*) è in parte positivo, in quanto evita che tutta la massa partecipi simultaneamente al moto sismico (essendo una parte in 'ritardo') e riduce quindi il carico inerziale agente sulle pareti che si avrebbe, ad esempio, nel caso di serbatoio completamente pieno e liquido confinato (configurazione che viene sempre evitata). Lo *sloshing* può comunque generare problemi nei serbatoi cilindrici in quanto l'onda superficiale potrebbe superare il bordo del serbatoio stesso e far fuoriuscire il liquido (Figura 7).



FIGURA 7 Fuoriuscita di liquido dalla sommità di un serbatoio cilindrico semi-interrato a causa dello *sloshing*



FIGURA 8 Danneggiamento del tetto di un serbatoio cilindrico a causa dello *sloshing*

Molti serbatoi infatti hanno solamente un tetto mobile (galleggiante) o comunque non adatto a sopportare grossi carichi impulsivi (Figura 8). Inoltre, negli LNG, il serbatoio interno che contiene il liquido criogenico non ha nessuna copertura. Occorre pertanto evitare fenomeni di accoppiamento fra la frequenza naturale dello *sloshing* e quella dell'isolamento sismico, al fine di evitare la formazione di onde di altezza significativa. Il rischio di accoppiamento è maggiore in serbatoi di piccole o medie dimensioni. Infatti, il periodo naturale dello *sloshing* in serbatoi di grande dimensioni può arrivare a 7-9 s, ben lontano dal periodo di 2 s tipico dell'isolamento sismico.

Impianti nucleari

Stato dell'arte

Negli anni 1983-84 sono entrati gradualmente in funzione i 4 reattori nucleari della centrale di Cruas, nel sud della Francia (Figura 9), primo esempio di applicazione dell'isolamento sismico a centrali nucleari. L'anno dopo toccava a due identiche unità realizzate a Koeberg (Sud Africa). La decisione di isolare questi impianti fu presa negli anni 70 (quando al mondo gli edifici dotati di questa tecnologia si contavano sulle dita di una mano) per non dover modificare il progetto standard dei PWR francesi, progettati per resistere ad un terremoto di riferimento con accelerazione massima di 0.25 g (contro i 0.3 g dei due siti succitati). Pertanto, le centrali nucleari sono state fra le primissime strutture su cui si è applicato l'isolamento sismico. In netto contrasto con questo brillante inizio, nei successivi 30 anni sono stati realizzati centinaia di reattori nucleari, nessuno con isolamento sismico (mentre nel frattempo gli edifici civili isolati sono passati da poche unità a oltre 15.000, come illustrato da Martelli et al., 2014). Le ragioni di questo brusco stop vanno ricercate nel fatto che la maggior parte degli impianti oggi in funzione sono costituiti da

reattori ad acqua, caratterizzati da un'architettura piuttosto robusta e compatta, in grado di resistere non solo ai relativamente bassi input sismici assunti a progetto fino a pochi anni fa (in genere 0.25 g), ma anche a significativi terremoti reali. Ne è un esempio la centrale Kashiwazaki-Kariwa, danneggiata dal severo terremoto di Niigata-Chuetsu-Oki del 2007, rimasta fuori servizio per 3 anni, senza comunque aver subito gravi danni. Hanno comunque giocato un ruolo negativo anche la mancanza di normativa specifica (tutt'ora carente) e il fatto che l'isolamento sismico non fornisce protezione in direzione verticale.

I recenti devastanti terremoti che hanno colpito varie zone del pianeta e i criteri di sicurezza sempre più stringenti adottati dai reattori di III e IV Generazione hanno fatto però aumentare notevolmente i valori di riferimento assunti per i terremoti di progetto. Inoltre, la verifica sismica è stata estesa anche in condizioni di "beyond design" per cui, anche per eventi estremi (fuori progetto), deve essere dimostrata l'integrità dell'impianto ed impedita la fuoriuscita di materiale radioattivo. Pertanto, oggi l'isolamento sismico è diventato praticamente una strada obbligata, soprattutto per i reattori veloci raffreddati a metalli liquidi (LMFR) caratterizzati dalla presenza di componenti flessibili, inclini ad amplificare l'eccitazione sismica. Questi reattori, in grado di produrre nuovo combustibile durante il normale funzionamento (reattori autofertilizzanti) saranno una scelta obbligata per



FIGURA 9 I quattro reattori della centrale nucleare di Cruas (Francia), i primi al mondo dotati di isolamento sismico (1983)

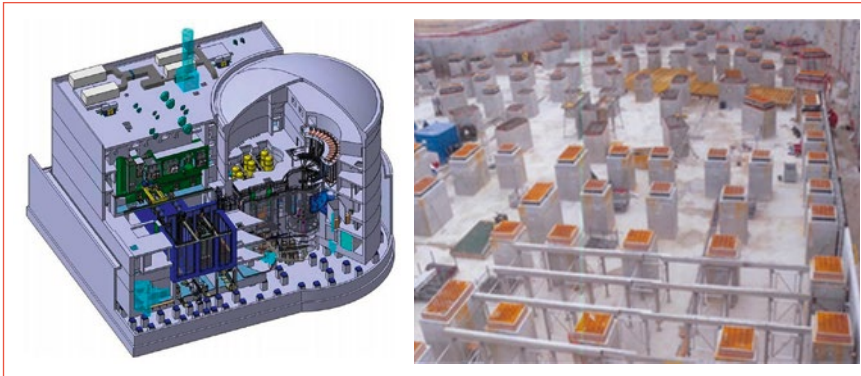


FIGURA 10 Schema del reattore sperimentale Jules Horowitz di Cadarache (Francia) e posa in opera degli isolatori sismici

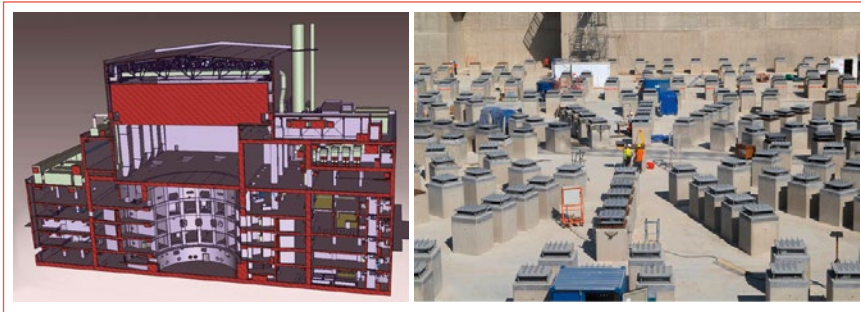


FIGURA 11 Schema del reattore a fusione ITER in costruzione a Cadarache (Francia) e posa in opera degli isolatori sismici

uno sviluppo sostenibile in un futuro non lontano. Come vedremo nel paragrafo successivo, praticamente tutti i nuovi progetti di reattori attualmente in fase di sviluppo prevedono l'isolamento sismico.

Ad oggi, sono comunque solo due i reattori in fase di costruzione con l'isolamento sismico, entrambi presso il centro di ricerche di Cadarache, nel sud della Francia: il reattore sperimentale Jules Horowitz (JHR, Figura 10) e il reattore a fusione ITER (Figura 11).

Nuovi progetti

A partire dagli anni 90 sono iniziate attività di ricerca e sviluppo riguardanti la possibilità di isolare sismicamente reattori veloci raffreddati al sodio quali l'ALMR (*Advanced Liquid Metal Reactor*), il PRISM (*Power Reactor Innovative Small Module*, poi divenuto S-PRISM) e lo

STAR-LM (*Secure Transportable Autonomous Reactor-Liquid Metal*) in USA, il KALIMER (*Korea Advanced Liquid Metal Reactor*) in Corea, il DFBR (*Demonstration Fast Breeder Reactor*) in Giappone e l'ESFR (*European Fast Breeder Reactor*) in Europa. Alcuni di questi progetti sono stati abbandonati, altri successivamente modificati e ancora in fase di sviluppo. Per maggiori informazioni si rimanda al lavoro di Forni e Poggianti, 2011.

Un grosso sforzo è stato fatto per il reattore ad acqua IRIS (*International Reactor Innovative and Secure*) sviluppato da Toshiba-Westinghouse con un notevole contributo italiano; per lo sviluppo del suo sistema di isolamento sismico si è arrivati fino alla costruzione e prova di isolatori prototipici (Forni et al., 2009). Anche il piccolo reattore 4S (*Super Safe, Small and Simple*, sviluppato sempre da Toshiba-Westinghouse e candidato ad essere realizzato in Alaska) prevede l'isolamento sismico. Al momento però questi due progetti sono stati "congelati". Sempre nel campo

dei reattori ad acqua è da citare lo studio effettuato da ENEA e ENEL, in collaborazione con EdF, per lo studio dell'isolamento sismico del reattore francese EPR (*European Pressurized Reactor*), che si pensava di realizzare in Italia in 4 esemplari su tre siti (prima dell'incidente di Fukushima e del referendum del 2012). L'isolamento sismico avrebbe permesso di adattare il reattore alla maggiore sismicità italiana senza modifiche significative al progetto originale (e di renderlo più sicuro).

Nell'ambito del progetto europeo SILER (*Seismic-Initiated events risk mitigation in LEad-cooled Reactors*), coordinato da ENEA (Forni et al., 2014) è stato sviluppato il sistema di isolamento sismico dei reattori raffreddati a piombo MYRRHA (*Multi-purpose hybrid research reactor for high-tech applications*) e ELSY (*European Lead-cooled System*). MYRRHA non è un

reattore di potenza ma il primo prototipo mondiale di “bruciatore” di scorie nucleari, la cui costruzione è prevista in Belgio. ELSY invece è la prima versione del prototipo europeo di reattore al piombo, sviluppato da Ansaldo con una forte collaborazione e sostegno da parte di ENEA.

In SILER, prototipi in scala piena dell'isolatore progettato per ELSY (del tipo HDRB - *High Damping Rubber Bearing*) sono stati realizzati e sottoposti a severe prove sperimentali con eccitazioni tri-direzionali fino a rottura, fornendo ottimi risultati. Per MYRRHA è stato sviluppato un isolatore in gomma naturale con nuclei di piombo, realizzato in scala piena e testato fino allo spostamento di progetto.

Il progetto ELSY si è poi evoluto in ALFRED (*Advanced Lead Fast Reactor European Demonstrator*), destinato a divenire il dimostratore di questa tecnologia e la cui costruzione è prevista in Romania. Il sistema di isolamento sismico di ALFRED (simile a quello di ELSY) è stato progettato da ENEA nell'ambito del Work Package 8 (*Seismic Studies*) del progetto europeo ESNII Plus. Nello stesso WP8, sotto il coordinamento di ENEA, è in fase di progettazione anche il sistema di isolamento sismico del reattore ASTRID (*Advanced Sodium Technological Reactor for Industrial Demonstration*), per il quale

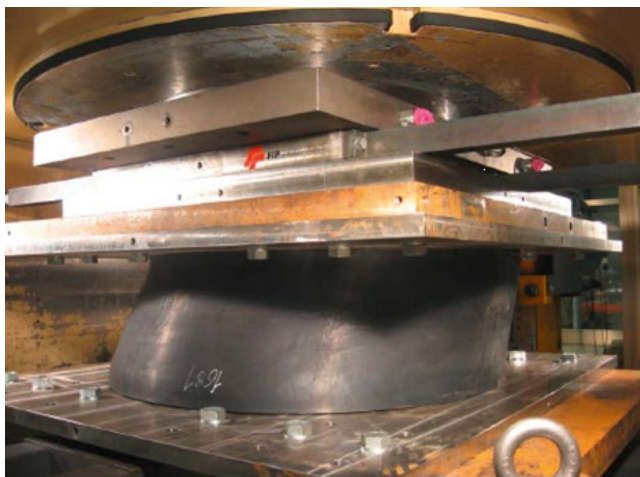


FIGURA 12 Isolatore in gomma ad alto smorzamento armato con piastre d'acciaio (Ø 1,3 m) realizzato dal partner FIP nell'ambito del Progetto SILER per l'isolamento sismico del reattore ELSY
Per gentile concessione di FIP-Industriale

è prevista la costruzione e la qualifica sperimentale di isolatori prototipici in neoprene (simili a quelli utilizzati per il JHR e per ITER). Per maggiori informazioni sull'isolamento di questi due reattori si rimanda al lavoro di Poggianti et al. (2015).

I succitati progetti SILER e ESNII Plus hanno dimostrato che l'isolamento sismico è in grado di fornire completa protezione sismica agli impianti nucleari, con ampi margini di sicurezza nei confronti di eventi impreveduti (*beyond design*). Inoltre, in SILER sono stati sviluppati non solo isolatori sismici di grosse dimensioni (Figura 12), adatti a sopportare elevati carichi verticali e grossi spostamenti orizzontali, ma anche gli elementi di interfaccia necessari per attraversare il gap che separa la parte isolata dal terreno o dagli edifici adiacenti (vedi paragrafo successivo).

Elementi di interfaccia

Abbiamo visto che l'isolamento sismico comporta la necessità di accettare significativi spostamenti orizzontali e prevedere un apposito spazio di separazione (gap) intorno alla parte isolata. Le reti impiantistiche che attraversano il gap dovranno essere dotate di appositi giunti di espansione in grado di assorbire gli spostamenti relativi fra le due parti in caso di sisma. Ovviamente cavi elettrici e piccole tubazioni (tipiche degli edifici civili) non creano particolari difficoltà. Diverso è il caso di grosse tubazioni contenenti liquidi infiammabili/tossici o ad elevata temperatura e pressione, tipici degli impianti industriali. Inoltre, anche lo stesso gap deve essere protetto non solo dagli agenti atmosferici, ma anche da possibili intrusioni e incidenti come allagamenti (anche alluvioni e tsunami) o incendi.

Giunti per tubazioni

Come discusso nel paragrafo dedicato agli impianti petrolchimici, in un impianto petrolchimico vengono in genere isolati singoli serbatoi; pertanto il problema più frequente è quello di dotare di giunti flessibili grosse tubature in ingresso/uscita, a volte anche a basse temperature e in pressione. Nell'ambito del già citato progetto INDEPTH sono stati sviluppati e testati su tavola vibrante con eccitazione tri-direzionale,

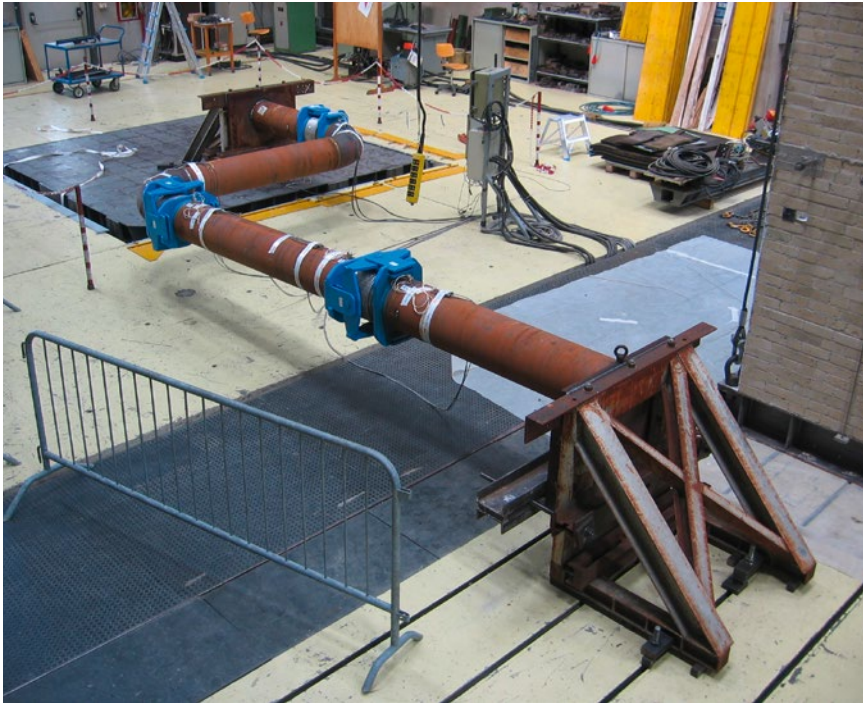


FIGURA 13 Giunti di espansione sviluppati nell'ambito del progetto INDEPTH dal partner BOA per assorbire spostamenti relativi fino a 80 cm in serbatoi isolati sismicamente in impianti petrolchimici



FIGURA 14 Giunti di espansione sviluppati nell'ambito del progetto SILER dal partner BOA e testati presso il laboratorio ELSA del JRC di Ispra. La corretta disposizione di 2 giunti permette di assorbire, nella tubazione che porta il vapore dal reattore ELSY alla turbina, spostamenti relativi orizzontali fino a 90 cm
Per gentile concessione di BOA e JRC Ispra

giunti prototipici installati su di un segmento di una grossa tubazione in scala piena (per liquidi a temperatura ambiente e non in pressione), in grado di compensare spostamenti fino a 80 cm (Figura 13).

Tale tecnologia è stata estesa, nell'ambito del già citato progetto SILER, ad una tubazione contenete vapore a 450 °C e alla pressione di 180 bar, rappresentante un segmento prototipico della linea che collega il reattore ELSY alle turbine, situate in un edificio non isolato adiacente. Le severissime specifiche di progetto richiedevano di accommodare lo spostamento in caso di terremoto estremo, tre volte superiore allo spostamento di progetto (90 cm).

Il giunto è stato testato presso il laboratorio ELSA del JRC di Ispra (Figura 14) in condizioni pseudodinamiche ed ha superato brillantemente il collaudo. La tu-

bazione presa in esame nel progetto SILER costituisce ovviamente il caso più severo che si possa presentare in un reattore, quando l'isolamento è esteso a tutta l'isola nucleare.

Altri componenti

Gli isolatori sismici sviluppati nel progetto SILER sono stati testati fino al limite di rottura, prossimo ad una deformazione a taglio del 300%. Siccome lo spostamento assunto a progetto corrisponde ad una deformazione del 100%, questo comporta un margine di sicurezza di un fattore 3 in caso di evento inatteso. Si è ovviamente deciso di sfruttare tutto il margine di sicurezza a disposizione per lasciare l'edificio isolato libero di muoversi in caso di terremoto. Il gap antisismico viene pertanto ad avere una larghezza dell'ordine di grandezza di 1 m. In SILER è stato considerato il problema della protezione di un gap antisismico così ampio, che deve essere protetto da un sistema mobile in grado di compensare

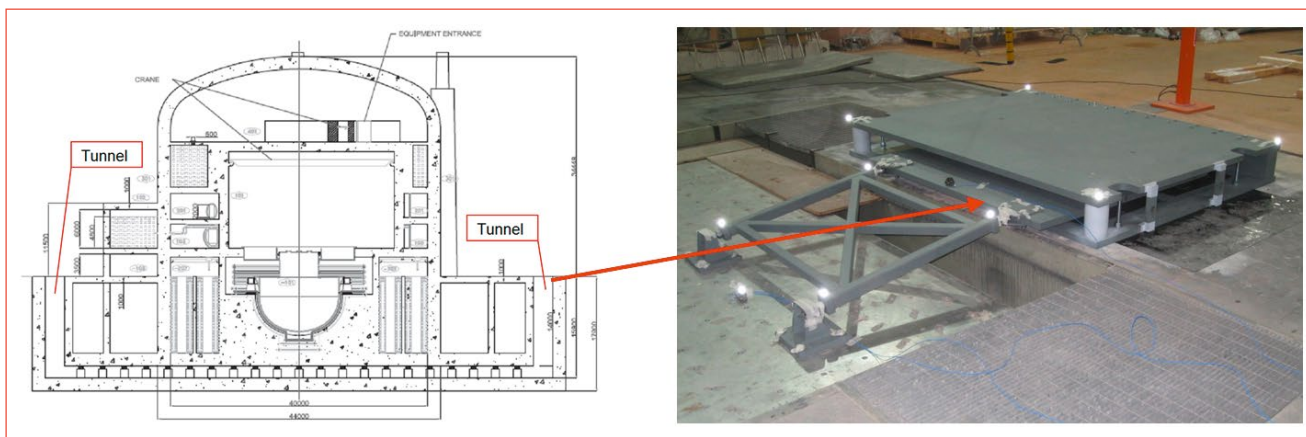


FIGURA 15 Coprigiunto del gap sismico di ELSY, sviluppato dal partner MAURER e testato sulla tavola vibrante ENEA

spostamenti orizzontali bidimensionali di ± 90 cm fornendo contemporaneamente adeguata resistenza a urti e incidenti, e impermeabilità anche nei confronti di allagamenti (è stato considerato un'alluvione con 2 m di altezza del livello dell'acqua). Il coprigiunto, sviluppato dal partner MAURER, è poi stato testato sulla tavola vibrante dell'ENEA (Figura 15).

Infine, in SILER è stata analizzata la possibilità di ammortizzare l'urto che si avrebbe fra l'edificio isolato ed il muro di contenimento del terreno in caso di eventi inattesi, molto al di sopra del limite di progetto. Si è dimostrato che tale compito può essere svolto da dispositivi simili ai *fender* utilizzati nei porti per evitare l'urto diretto fra la nave e la banchina. L'utilizzo di tali dispositivi, poco frequente anche in edifici civili, non è comunque mai stato preso in considerazione in impianti nucleari.

Costi

Impianti petrolchimici

Il problema dei costi di applicazione dell'isolamento sismico è particolarmente sentito negli impianti petrolchimici, dove la maggior parte dei serbatoi poggia direttamente sul terreno o comunque su fondazioni relativamente semplici, in quanto il carico è uniformemente distribuito su una grande superficie. La realizzazione di una doppia piastra fondazione di

grosso spessore e l'utilizzo di grandi isolatori sismici rende antieconomica l'applicazione di questa tecnologia a queste strutture, per la cui protezione sismica ci si affida all'irrobustimento convenzionale, accettando anche la perdita del componente in caso di terremoto. Ovviamente il rischio di fuoriuscite di liquidi pericolosi e di conseguenti incendi è alto. Come si è visto nel paragrafo agli impianti petrolchimici, fanno eccezione i più costosi serbatoi sferici e quelli per gas liquefatti (LNG), per i quali l'isolamento sismico risulta conveniente anche come protezione dell'investimento. Esistono oggi alcune decine di applicazioni, che rappresentano comunque una frazione bassissima del totale.

Centrali nucleari

Diverso è certamente il caso di una centrale nucleare, non solo per la possibilità di incidenti rilevanti potenzialmente più pericolosi, ma anche per l'elevato costo di realizzazione e la maggior compattezza rispetto all'impianto petrolchimico. In questo caso è infatti possibile proteggere l'intera isola nucleare (di estensione relativamente limitata) la cui massa è dello stesso ordine di grandezza dei serbatoi LNG (almeno per i reattori più piccoli), con un costo quasi trascurabile se paragonato a quello complessivo. È da notare che la maggior parte del costo aggiuntivo non è da attribuirsi agli isolatori sismici, ma alle opere civili necessarie al loro inserimento: doppia pia-



stra di fondazione e muro laterale per il contenimento del terreno, equivalenti a migliaia di metri cubi di cemento armato aggiuntivi.

Per le due centrali storiche di Cruas e Koeberg, il bilancio economico è stato certamente positivo perché, in assenza di isolamento, avrebbero dovuto essere interamente riprogettate tutte le strutture e tutti i componenti. Gli attuali reattori JHR e ITER costituiscono eccezioni perché, in quanto macchine sperimentali, hanno costi elevati (addirittura 'astronomici' nel caso di ITER) e non consentono di fare una valutazione realistica dell'incidenza del costo dell'isolamento sismico. Per il succitato reattore IRIS (Forni et al, 2009), caratterizzato da dimensioni ridotte (50 m di diametro), il costo è stato valutato in circa l'1% del complessivo. Tale valore è da considerarsi un ragionevole ordine di grandezza anche per impianti più grandi (anche se, al momento, non ci sono significativi dati disponibili per fare valutazioni complete).

Conclusioni

Le centrali nucleari sono state fra le primissime strutture oggetto di applicazione dell'isolamento sismico, non solo per l'efficace riduzione della componente orizzontale dell'accelerazione, ma grazie soprattutto alla possibilità di standardizzare il progetto e renderlo praticamente indipendente dalla sismicità del sito di costruzione. Tale possibilità costituisce un indiscusso vantaggio per impianti industriali complessi destinati ad essere realizzati in ogni parte del mondo e la cui progettazione richiede tempi lunghi e importanti investimenti.

L'isolamento sismico è una tecnologia senz'altro matura, ormai da anni, per applicazioni ad impianti a rischio di incidente rilevante, rallentata solo da considerazioni economiche, spesso incomplete e ingiustificate, e dall'assenza, per anni, di chiare normative. ●

Massimo Forni

ENEA, Laboratorio ingegneria sismica e prevenzione dei rischi naturali

abstract

Seismic isolation of plants at risk of a severe accident

More and more devastating earthquakes struck every year our planet. Many of these, though occurring in areas considered at high risk of earthquakes, far exceed the levels required by law. The industrial plants subjected to risk of severe accident, in particular petrochemical and nuclear power plants, are particularly exposed to this risk because of the number and the complexity of the structures and critical components of which they are composed. For this type of structures, anti-seismic techniques able to provide complete protection, even in case of unforeseen events, are needed. Seismic isolation is certainly the most promising technology of modern antiseismic as it allows not only to significantly reduce the dynamic load acting on the structures in case of seismic attack, but to provide safety margins against violent earthquakes, exceeding the assumed maximum design limit.

- Bergamo G., Castellano M. G., Gatti F., Marti J., Poggianti A., Summers P., (2007), "Seismic Protection at Petrochemical Facilities: Main Results from INDEPTH Project", *proc. of the 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures*, Istanbul, Turkey, May 28-31, 2007
- Forni M., Martelli A., Poggianti A., Spadoni B., Pugliese A., Sanò T., Addressi D., Ciampi V., Foraboschi F.P., (2001), "Development of Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems for Large Storage Tanks of Liquefied Gas", *Fifth World Congress on Joint Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures*, Rome, 7-11 October, 2001
- Forni M., Poggianti A., Bergamo G., (2006), "Shaking Table Tests On A Spherical Tank Mock-Up Provided With Seismic Isolation And Flexible Piping Connections", *Proceedings of PVP2006-ICPVT-11, 2006 ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference*, July 23-27, 2006, Vancouver, BC, Canada
- Forni M., et al., (2009), "Seismic Isolation of the IRIS Nuclear Plant", *Proceedings of the 2009 ASME pressure Vessel and Piping Conference, PVP 2009*, July 26-30, 2009, Prague, Czech Republic
- Forni M., Poggianti A., (2011), "Seismic Isolation of Nuclear Power Plants", *The Thirteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*, Chania, Crete, Greece, 6-9 September
- Forni M., Poggianti A., Scipinotti R., Dusi A., Manzoni E., (2014), "Seismic isolation of lead-cooled reactors: The European project SILER", *Nuclear Engineering and Technology*, 46 (5), pp. 595-604
- Martelli A., Muzzarelli M., Forni M., Poggianti A., Spadoni B., (2002), "Valutazione dell'Applicabilità dell'Isolamento Sismico alla Protezione Sismica di Impianti Industriali (ISI)", *Atti del Convegno VGR 2002 "Valutazione e Gestione del Rischio negli Insediamenti Civili ed Industriali"*, Seminario Annuale del GNDRCIE (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Rischi Chimico, Industriali ed Ecologici), Pisa, Italy (October 2002)
- Martelli A., Clemente P., De Stefano A., Forni M., Salvatori A., (2014), "Recent Development and Application of Seismic Isolation and Energy Dissipation and Conditions for Their Correct Use", *15th European Conference on Earthquake Engineering (15ECEE)*, Istanbul, 24-29 August, 2014
- Poggianti A., Dusi A., Forni M., Manzoni E., Scipinotti R., (2015) "Seismic protection of two Advanced Fast Reactor Demonstrators: Alfred and ASTRID", *SECED 2015 Conference: Earthquake Risk and Engineering towards a Resilient World*, 9-10 July, Cambridge, UK



Isolare conviene: valutazioni su un edificio di nuova costruzione

Il confronto in termini di costi di costruzione tra due soluzioni strutturali, l'una a base fissa e l'altra con isolamento sismico, per la realizzazione di un edificio di uso plurimo in Avezzano, caratterizzato da complessità distributiva in pianta ed in elevazione, ha mostrato un sensibile vantaggio economico nella realizzazione della seconda rispetto alla prima. Ciò va ad aggiungersi al superiore livello di prestazione offerto nei confronti del sisma della struttura con isolamento sismico che, pertanto, può conseguire un superiore valore di mercato

DOI 10.12910/EAI2015-086

■ W. Bellotta, F. Amatilli

Introduzione

Le nuove Norme Tecniche NTC 2008 prevedono che le strutture si possano proteggere dagli effetti distruttivi dei terremoti per mezzo della loro duttilità, ovvero della capacità di subire estese deformazioni plastiche, quindi dissipando energia, senza crollare. Il meccanismo di protezione dal collasso, finalizzato alla salvaguardia delle vite, comporta quindi la possibilità di un rilevante danneggiamento strutturale. Al fine di limitare o addirittura azzerare i danni alle strutture causati dai terremoti si possono introdurre sistemi di dissipazione dell'energia alla struttura, che, limitando l'intervento della struttura stessa nella dissipazione, la preservano dal danneggiamento. Una tecnica alternativa, finalizzata alla riduzione delle azioni sismiche sulla struttura, è l'isolamento sismico alla base; questo viene realizzato interponendo tra suolo e struttura gli isolatori in grado filtrare l'energia sismica, limitando quindi le azioni sulla struttura che, sotto l'azione di terremoti rilevanti, si muoverà sostanzialmente rigidamente. L'impiego dei sistemi di isolamento sismico alla base consente quindi di progettare la struttura per

resistere a modesti terremoti, e questo implica una riduzione dei costi; ma al contempo si ha il costo aggiuntivo del sistema di isolamento e dei sistemi di connessione funzionale della struttura all'esterno (linee idriche, elettriche, gas ecc.). Nella presente memoria si descrive il progetto di un edificio di uso plurimo di 5 piani, con struttura in cemento armato da realizzarsi in Avezzano. La scelta dell'intervento di isolamento alla base è una specifica richiesta della committenza per offrire sul mercato immobiliare un prodotto ad elevatissima sicurezza antisismica; al contempo è stato verificato, come verrà mostrato nel seguito un indubbio vantaggio economico sui costi di realizzazione; infatti una struttura equivalente in c.a. a base fissa avrebbe un costo maggiore a causa delle particolari condizioni plano-volumetriche e urbanistiche da rispettare.

Considerazioni generali

Caratteristiche architettoniche, distributive, strutturali

L'edificio di uso commerciale – residenziale – uffici dovrà sorgere in via Falcone di Avezzano. La particolare conformazione del lotto, unitamente ai vincoli imposti dalla presenza a confine di un edificio, e l'obbligo di realizzare

Contact person: Walter Bellotta
w.bellotta@alice.it



una piastra per parcheggi al piano seminterrato hanno imposto una configurazione planovolumetrica dell'edificio complessa in pianta ed in elevazione che incide sulla risposta sismica dell'edificio. Nella impostazione della progettazione architettonica e strutturale preliminare, si sono previste strutture portanti di elevazione da realizzarsi con telai in cemento armato nelle due direzioni principali per 4 piani fuori terra più un piano interrato; solai di piano in latero-cemento di spessore $H = 20 + 5$ cm; altezza media di interpiano pari a 3,00 m; superficie lorda coperta di mq 440, con pianta approssimativamente rettangolare al piano seminterrato ed al piano primo; al piano secondo ed ai piani terzo e quarto sono presenti significative rastremazioni in pianta ed interruzioni in altezza che comportano una configurazione complessa del fabbricato come si evince dalla Figura 1. Per la realizzazione delle strutture in cemento armato si prevede l'impiego di calcestruzzo classe C1 25/30 ed acciaio B450C. In conseguenza della distribuzione architettonica in pianta e in elevazione, l'edificio presenta spiccate irregolarità che rendono problematica la realizzazione di una struttura a base fissa in grado di soddisfare i requisiti di normativa a costi ordinari di mercato. Si è sviluppata una valutazione comparata di due distinte tipologie strutturali, l'una a base fissa, l'altra con isolamento alla base, per verificare la incidenza e le eventuali economie sui costi di realizzazione di un sistema di isolamento alla base.

Caratteristiche geologiche e geotecniche dell'area di sedime

La località interessata dall'intervento edilizio presenta una stratigrafia geologica impostata sui sedimenti ghiaiosi e limoargillosi tardo-pleistocenici e olocenici di facies fluviale-deltizia, deposti dai corsi d'acqua che dalle zone più elevate scendevano verso l'antico lago del Fucino. La presenza del lago stesso ha comportato l'instaurarsi di vari cicli sedimentari legati all'alternanza delle diverse fasi di stazionamento della superficie lacustre. Le prove sismiche effettuate in sito (MASW) hanno stimato una velocità delle onde S nei primi 30 m di terreno pari a $V_{S30} = 399$ m/s classificando il suolo come categoria "B". Le indagini con misure del microtremore sismico, condotte in prossimità del sito di sedime, evidenziano un significativo picco di amplificazione delle onde sismiche in corrispondenza delle frequenze $f_0 = 0,9$ Hz cau-



FIGURA 1 Rendering progetto architettonico

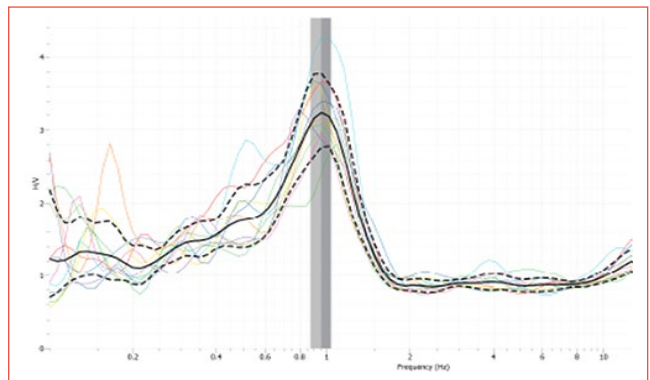


FIGURA 2 Rapporto spettrale H/V e frequenza risonanza

sato da una probabile inversione delle velocità delle onde di taglio. Tale circostanza ha costituito un elemento primario di riferimento nella scelta del periodo T del sistema si isolamento.

Pericolosità sismica del sito

La pericolosità sismica del sito è stata definita attraverso gli spettri elastici di risposta in accelerazione e spostamento e di accelerogrammi spettro-compatibili, sulla base delle coordinate geografiche e della identificazione dei parametri di sito (Sottosuolo tipo B, Categoria topografica T1). Si è assunta una destinazione d'uso del fabbricato di Classe II e una vita nominale $V_N = 50$ anni.

Criteria di valutazione e confronto dell'intervento

Nell'intento di porre a confronto i vantaggi e gli svantaggi connessi all'impiego dell'isolamento sismico quale strategia di difesa contro gli eventi di sismici è stata effettuata una progettazione in parallelo di due strutture portanti, avendo come dato di partenza comune il progetto architettonico. Istituire un confronto fra due strutture sostanzialmente diverse non è cosa facile perché il confronto stesso rischia di perdere efficacia qualora non sia garantito un sufficiente grado di oggettività. Per tale motivo si è individuata una tipologia strutturale omogenea tra le due soluzioni individuate. La prima progettazione prevede la realizzazione di struttura a telaio in c.a. e pareti del vano ascensore di tipo tradizionale; la seconda prevede la medesima struttura a telaio con l'inserimento, sulla testa dei pilastri al piano seminterrato, di isolatori.

Progettazione struttura a base fissa

La struttura a base fissa è stata impostata prevedendo telai in c.a. nelle due direzioni principali e considerando la presenza delle pareti in c.a. che costituiscono il vano ascensore. I pilastri sono disposti secondo la maglia strutturale prevista nel progetto preliminare per necessità architettoniche e distributive interne. Al primo livello essi sono incastrati a una maglia di travi rovesce a T ortogonali, che costituisce il sistema di fondazione, di sezione 50x110 cm. Le travi di elevazione sono di sezione 40x60 cm e 40x40 cm a tutti i livelli. I pilastri presentano sezioni variabili da 40x70 cm al primo livello fino a 30x60 cm all'ultimo ordine. Si è condotta una preliminare procedura di tipo iterativo per il corretto predimensionamento ed orientamento degli elementi resistenti prin-

BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE														
IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE							RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (kN)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)	Lpianta	B pianta	Rig. FloX	Rig. FloY	Rig. Tors.	r / Is
									(m)	(m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	/RigFle
1	3	5138,73	9,2	11,64	8,32	10,2	-0,88	-1,44	23,85	18,5	324415	362659	29101330	1.03
2	6,5	5123,71	10,07	11,45	8,18	10,09	-1,89	-1,36	23,85	19,5	121889	130138	9797846	0.98
3	9,56	2842,5	10,02	6,92	8,36	9,25	-1,65	2,33	23	19,5	94234	97173	6788152	0.96
4	12,5	3482,7	9,55	5,75	8,19	8,1	-1,35	2,35	11,4	19,5	61194	64310	3608655	1.15
5	16,74	929,85	9,1	5,92	8,37	7,71	-0,74	1,79	3,3	19,5	20119	34408	1463328	1.14

TABELLA 1 Baricentri delle masse e rigidezze della struttura a base fissa

Analisi dinamiche struttura a base fissa

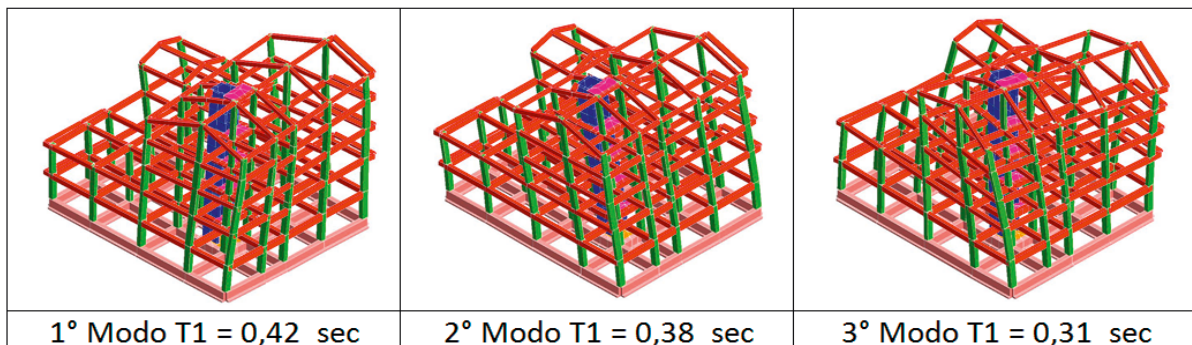


FIGURA 3 Modi di vibrazione

cipali (pilastri) tali da consentire un minimizzazione dei valori di eccentricità di piano tra baricentri masse e rigidzze e con l'intento di conseguire un adeguato valore del rapporto di rigidezza torsionale $r/l_s > 0,8$.

Le analisi dinamiche lineari con spettro di progetto, condotte sul modello 3D a base fissa, hanno messo in evidenza una risposta complessa della struttura, con spiccati accoppiamenti dei modi superiori e forme modali prevalentemente di tipo rotazionale e roto-traslazionale, con percentuali di partecipazione delle masse nelle due direzioni come riportato in Tabella 1. La struttura progettata a base fissa presenta travi e pilastri di sezioni notevoli con elevate percentuali di armatura.

Progettazione struttura a base isolata

Impostazione strutturale

L'intervento di progetto, prevede la utilizzazione di un sistema di protezione passiva mediante l'inserimento di isolamento alla base. L'isolamento sismico consente di disaccoppiare il moto della struttura da quello del terreno e conseguentemente di ridurre le forze sismiche trasmesse alla parte in elevazione (sovrastuttura) mediante incremento del periodo fondamentale.

Il sistema di isolamento è realizzato disponendo in testa ai pilastri del piano interrato isolatori Friction Pendulum della FIP, Mod. FIP-D L 310/600(3700) e FIP-D L 510/600(3700). Gli isolatori sono a doppia curvatura, con raggio di 3700 mm e carico assiale di progetto rispettivamente di $V1 = 1000$ kN e $V2 = 2000$ kN. La scelta di utilizzare due modelli di isolatori con diverso valore del Carico Assiale di Targa

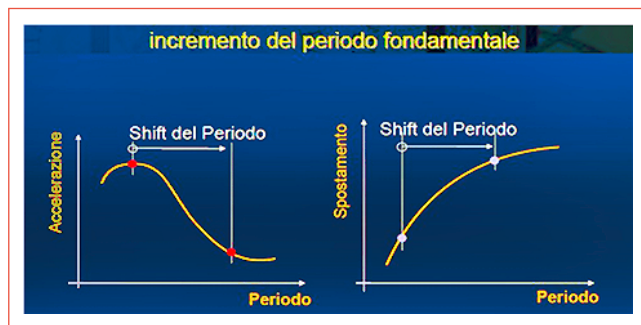


FIGURA 4 Riduzione accelerazione spettrale con aumento periodo struttura

è dettata dalla necessità di tener in conto dei diversi carichi verticali trasmessi in fondazione dalla sovrastruttura che presenta una porzione di 5 piani ed un'altra parte due soli piani di elevazione. La sovrastruttura dell'edificio resta sostanzialmente simile nella tipologia, localizzazione ed orientamento degli elementi strutturali principali (pilastri). Le travi a tutti i livelli e nelle due direzioni principali sono predimensionate con sez. 30x50 cm; i pilastri a tutti i livelli della sovrastruttura sono predimensionati con sezione 30x50 cm. I pilastri del piano cantinato che sostengono gli isolatori presentano una sezione 70x70 cm (capitello 80x80 cm) tale da garantire con ampio margine una rigidezza orizzontale superiore a 20 volte la rigidezza orizzontale degli isolatori, in conformità del punto 7.10.4.3 NTC 2008.

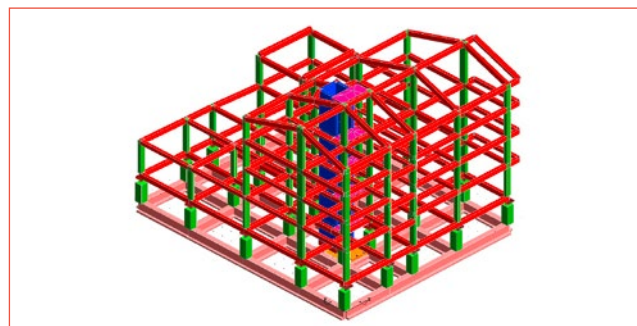


FIGURA 5 Modello 3D della struttura isolata

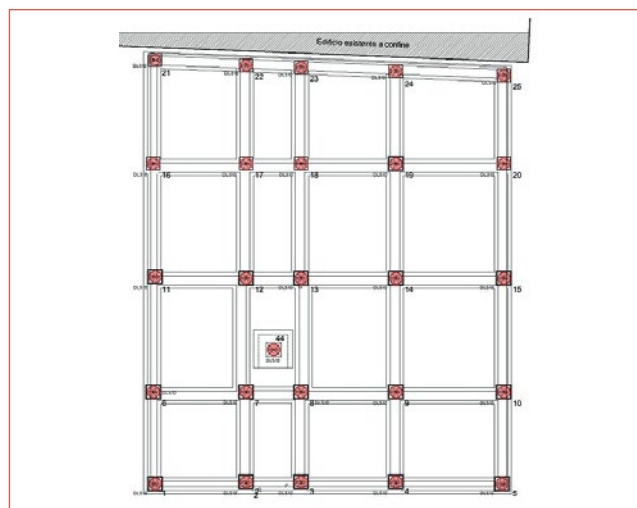


FIGURA 6 Pianta del sistema di isolamento

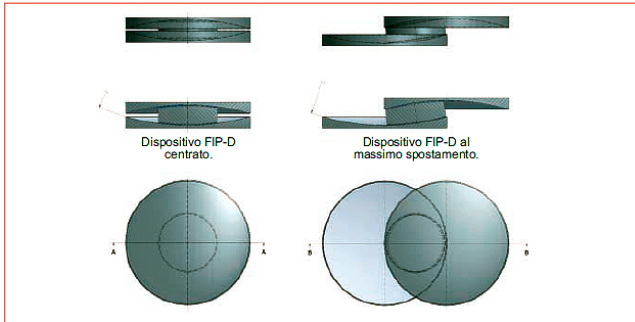


FIGURA 7 Isolatori a doppia curvatura

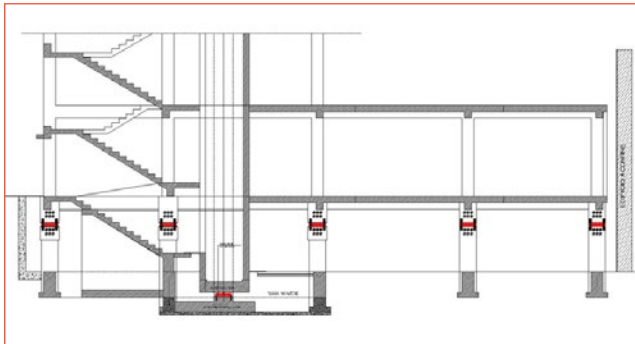


FIGURA 8 Disposizione del sistema di isolamento

Motivi della scelta del sistema FPS e predimensionamento degli isolatori

La estrema irregolarità della struttura sia in elevazione che in pianta comporta eccentricità sensibili ai vari piani tra i baricentri delle masse e delle rigidità. La presenza di porzioni di edificio con diversi piani di elevazione determina inoltre carichi sugli isolatori differenziati per localizzazione in pianta. Tali condizioni potrebbero risultare di complessa gestione con l'impiego di isolatori in gomma. Per superare tali problematiche si è operata la scelta del sistema di isolamento sismico con isolatori a scorrimento a superficie curva che garantisce la corrispondenza tra baricentro masse e baricentro delle rigidità del sistema al piano di isolamento, in conseguenza del fatto che la rigidità orizzontale degli isolatori a pendolo è legata al carico assiale agente al livello dei dispositivi. Una ulteriore considerazione riguarda il fatto che il periodo di isolamento conseguibile con il sistema FPS risulta indipendente dalla massa della sovra-

struttura e legato al raggio di curvatura ed al coefficiente di attrito dinamico della superficie di scorrimento dell'isolatore. Tale condizione consente maggiore libertà di scelta del periodo di isolamento target, anche in considerazione delle problematiche emerse sulle frequenze di risonanza del sito che presenta un periodo di risonanza pari a $T_0 = 1,1$ sec ($f_0 = 0,9$ Hz). Questa condizione induce a ricercare un sistema di isolamento che consenta un significativo gap tra il periodo naturale della struttura isolata e il 1° periodo di risonanza del terreno. La ricerca di periodi $T > 2,5$ sec consente di scongiurare ogni possibile effetto di amplificazione locale legato a fenomeni di risonanza. Il valore del Periodo del 1° Modo di vibrare della struttura a base fissa è pari a $T_f = 0,42$ sec. La scelta di un periodo $T_{is} > 2,5$ sec. del sistema di isolamento consente inoltre di ottenere un elevato valore dell'Indice di isolamento pari a: $I_s = 2,5 / 0,42 = 5,9 \gg 3$ che garantisce da ogni possibile accoppiamento dei modi superiori. Assunto un modello bilineare rigido-plastico incrudente del legame costitutivo degli isolatori con azione assiale costante per carichi semipermanenti, si definiscono le grandezze del sistema di isolamento coefficiente di attrito statico, coefficiente attrito dinamico, raggio della superficie di scorrimento, sulla base dei prodotti in commercio e si svolge un predimensionamento degli isolatori.

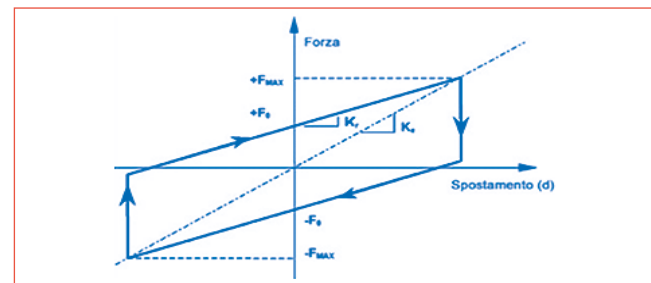


FIGURA 9 Modello bilineare Forza-Spostamento con azione assiale costante

Periodo isolatore	$T = 2 * \pi * \sqrt{SQR(R/g)}$	T	3,86	sec
Rigidità secante	$K_{eff} = N * (1/R + \mu/d_c)$	Keff	0,49	kN/mm
Smorzamento viscoso equivalente	$\xi = 2 * \mu * \pi * (\mu + d/R)$	ξ_{eq}	28,7%	%
Periodo secante allo spost. progetto	$T_{eff} = 2 * \pi * \sqrt{SQR(V/K_{eff} * g)}$	Teff	2,86	sec
Spostamento di progetto		d_{dc}	158	mm

TABELLA 2 Parametri di predimensionamento dell'oscillatore secante

Assunto un modello lineare equivalente del sistema bilineare di isolamento, il predimensionamento dei dispositivi di isolamento avviene con procedura iterativa per la ricerca della domanda di spostamento sul sistema di isolamento d_{dc} , e conseguentemente del periodo T_{eff} e dello smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} allo stato limite considerato. I valori ottenuti in tale procedura sono riportati nella Tabella 2.

Definizione del sistema di isolamento nel modello 3D

Si procede alla modellazione della struttura isolata adottando i parametri di catalogo FIP degli isolatori FP utilizzati per il predimensionamento. Il parametro fondamentale del sistema di isolamento con isolatori a scorrimento con superficie curva è rappresentato dal coefficiente di attrito dinamico μ_{din} . Esso è dipendente dalla velocità di scorrimento e dalla pressione tra le superfici di contatto. Per velocità di scorrimento $\dot{u} = 0,2 - 0,4$ m/sec si considera modesta la dipendenza di μ_{din} dalla velocità e, in prima approssimazione, trascurabile (Constantinou 1987, Filiatrault 1997). Il valore del coefficiente di attrito dinamico nel modello 3D di calcolo (SW CDSWIN) è assunto pari a: $\mu_{din} = 2,5 * (N_{sd}/V)^{-0,8337}$.

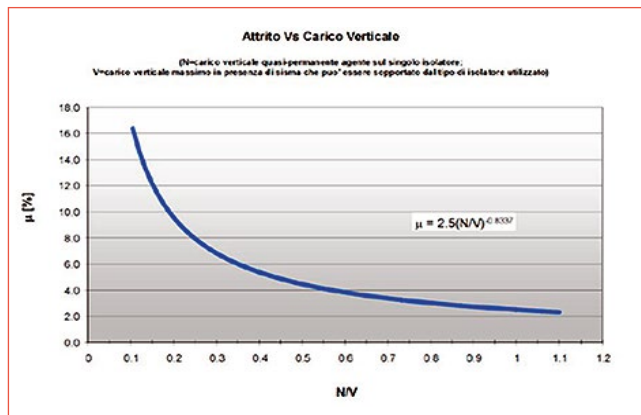


FIGURA 10 Legame coefficiente attrito dinamico vs carico verticale

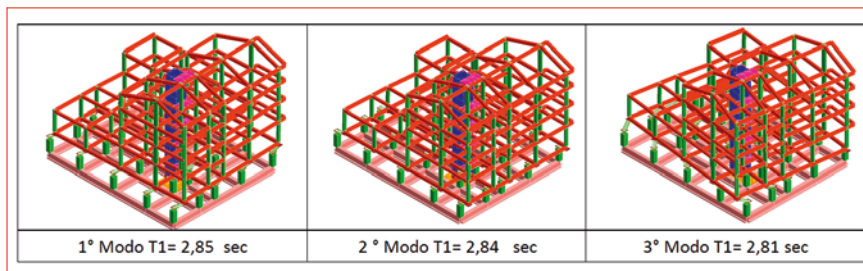


FIGURA 11 Prime 3 forme modali

Periodi e masse partecipanti dell'edificio isolato				
Modo	Periodo T [sec]	Smorz. Mod. [%]	Percent. Massa Ecc. X-X [%]	Percent. Massa Ecc. Y-Y [%]
1	2,85	28,5	81,10	0,18
2	2,84	28,9	0,59	99,36
3	2,81	30,8	7,99	0,14

TABELLA 3 Risposta dinamica della struttura isolata

Analisi Dinamica Lineare struttura isolata

Si conducono analisi dinamiche modali con spettri elastici ai diversi Stato Limite. Le prime due forme modali, di tipo puramente traslazionale, presentano una percentuale di massa eccitata superiore al 91% con totale disaccoppiamento dei modi superiori ed una conferma delle ipotesi base del sistema SDOF di isolamento. Le procedure di calcolo della struttura e del sistema di isolamento vengono condotte in riferimento all'art. 7.10 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) 2008. Si esegue poi la verifica di ammissibilità della analisi dinamica lineare secondo l'art. 7.10.5.2 e si procede nelle verifiche allo stato limite di collasso del sistema di isolamento controllando che la domanda di spostamento risulti inferiore ai valori di targa degli apparecchi utilizzati.

Condizione primo distacco

Nell'istante che precede l'inizio della fase dinamica di moto per effetto dei sisma, si sviluppa un attrito di 1° distacco μ_{dist} , che può valere $2 * \mu_{din}$ (Bondonet e Filiatrault, 1997). In tale condizione il comportamento della struttura è ancora quello a base fissa con applicata una accelerazione alla base che raggiunge la soglia necessaria a superare il 1° distacco.

Il valore di a_g in tale condizione si ottiene dall'equilibrio delle forze di inerzia mobilitate dalla azione sismica e la forza di attrito di 1° distacco, secondo le espressioni che seguono:

- Forze di inerzia sismiche : $F_h = M_p \cdot a_g + M_e \cdot (a_g \cdot F_o)$
- Forza di attrito 1° distacco : $F_r = F_\mu = \mu_{dist} \cdot W_p$

In condizione di incipiente distacco si determina: $F_\mu = F_h$
 • da cui si ottiene $a_g = W_s \cdot \mu_{dist} / (M_p + M_e \cdot F_o) = 0.051 g$
 Determinata la a_g di attivazione di 1° distacco si è condotta la ulteriore verifica della sovrastruttura con modello equivalente a base fissa, sotto la azione sismica della accelerazione di 1° distacco al piede.

Analisi Dinamica Non Lineare struttura isolata

Il controllo di ammissibilità dell'analisi dinamica lineare non risulta totalmente soddisfatto e si deve procedere con Analisi Dinamica Non Lineare (ADNL). Viene condotta su modello 3D di struttura, con solutore OpenSees. Per le verifiche allo Stato Limite di Collasso (SLC) del sistema di isolamento si procede assumendo come azioni di progetto n° 7 terne di accelerogrammi artificiali spettrocompatibili prodotti dal SW CDSWIN. Nella procedura di ADNL il valore di μ_{din} per ciascun isolatore viene aggiornato ad ogni passo di analisi sulla base delle variazioni istantanee del carico verticale N ottenute dalla procedura di integrazione al passo delle equazioni del moto. Il valore medio del tagliante alla base ottenuto con analisi dinamica non lineare risulta coerente con il valore di taglio alla base ottenuto con analisi dinamica modale. Il controllo di accettazione si considera soddisfatto.

- Tagliante alla base con ADNL > $V_{ADNL} = 135,1 t$
- Tagliante alla base ottenuto con Analisi Dinamica Lineare > $V_{ADL} = 141,1 t$

La domanda di spostamento allo SLC, ottenuta come media dei valori massimi delle 7 Time History di spostamento per ciascun isolatore, risulta sempre uguale o inferiore a: $-dd-max = 102,2 mm$.

Le domande di spostamento massimo allo Stato Limite di Collasso per tutti gli isolatori sono ampiamente entro i valori di targa degli apparecchi di isolamento utilizzati (capacità di spostamento allo SLC: $dc-max = 300 mm$), con elevato margine anche nei confronti delle verifiche di cui all'art. 7.10.6.2.2.

Controlli risultati Analisi Dinamica Non Lineare SLC

(Cicli di isteresi - Traiettorie spost. isolatori)

- Isolatori centrali (isolatore n. 84):
il carico verticale poco variabile determina un percorso di incremento forza-spostamento approssimativamente lineare. Il coefficiente di attrito dinamico $\mu_{din} \approx$ costante nei cicli;
- Isolatori di bordo (isolatore n. 80):
significative variazioni istantanee del carico verticale determinano un percorso di incremento forza-spostamento variabile con più marcato comportamento non-lineare. Il coefficiente di attrito dinamico è variabile a ogni step d'integrazione: $\mu_{din} =$ variabile con N .

Controllo Velocità di Scorrimento Isolatori SLC

La velocità di scorrimento media del sistema di isolamento allo SLC risulta pari a $V_m = 380 mm/sec$, inferiore a valori ritenuti sensibili per surriscaldamento degli apparecchi di isolamento ($V_{max} > 500 mm/sec$) con adeguato margine. La verifica si ritiene soddisfatta.

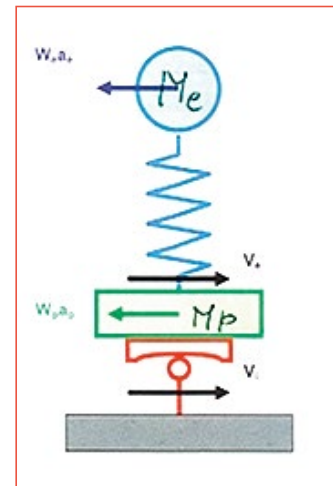


FIGURA 12 Modello oscillatore eq. sistema terreno-isolamento-edificio

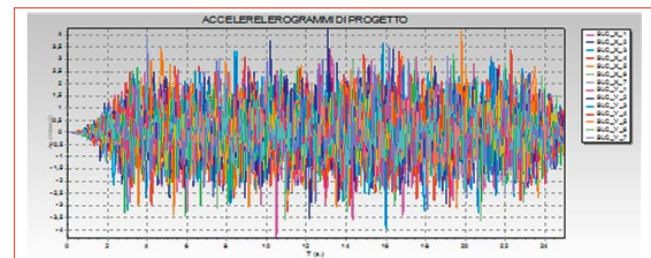


FIGURA 13 Accelerogrammi di progetto spettrocompatibili

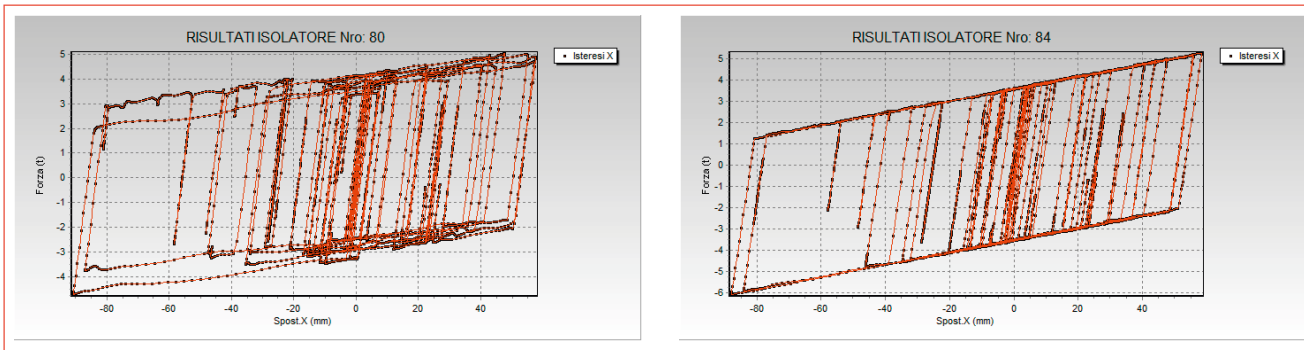


FIGURA 14 Figura 14 Cicli di isteresi X-X degli isolatori n. 80 e n. 84

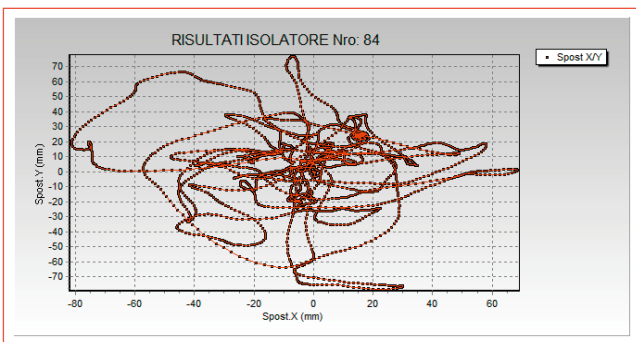


FIGURA 15 Traiettorie di spostamento dell'isolatore n. 84

Struttura a base fissa vs struttura isolata

Confronto geometria delle due strutture esaminate (sezioni ed armature pilastri)

Un primo confronto tra le due strutture esaminate (a base fissa e isolata) può essere condotto esaminando gli esecutivi delle carpenterie realizzati per le due diverse tipologie strutturali. Si ricorda che le strutture di elevazione sono confrontabili come tipologia strutturale (telai in c.a. nelle due direzioni principali e solai in latero-cemento) e come materiali impiegati.

Sono evidenti le differenze tra le due strutture esaminate, sia per quanto riguarda le sezioni (40x70 cm struttura a base fissa, 30x50 cm con struttura isolata) che per le armature.

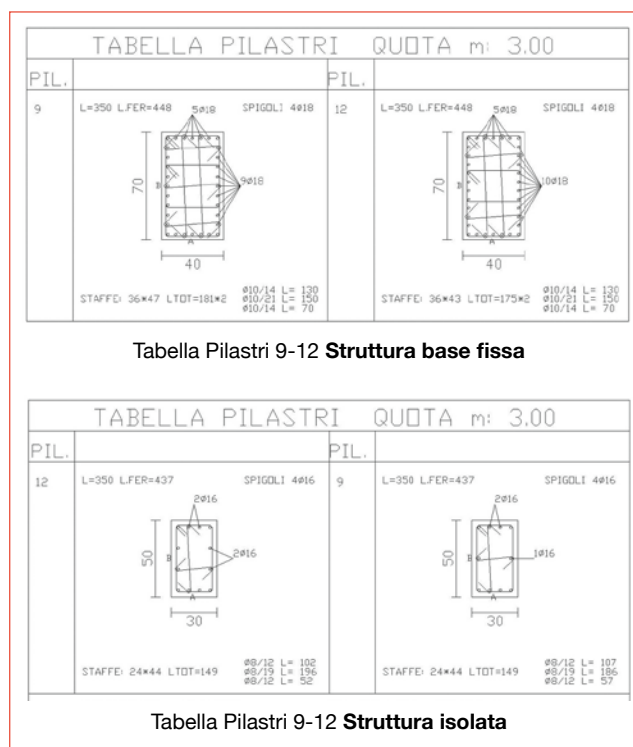


FIGURA 16 Confronto fra carpenterie delle strutture in c.a. a base fissa vs a base isolata

Confronto dei costi di realizzazione

Si sono determinati i costi di realizzazione delle due distinte strutture esaminate (struttura a base fissa e struttura isolata) sviluppando due Computi Metrici estimativi con applicazione dei prezzi unitari ricavati dal Prezziario Ufficiale della Regione Abruzzo.

Computo metrico struttura base fissa - vs struttura isolata						
Materiale	Unità misura	Fissa	Isolata	Differenze quantità	Costi unitari prezziario Regione Abruzzo 2014	Differenza costi realizzazione [euro]
Calcestruzzo	mc	390	329	61	133,53	8,145,33
Armature metalliche	kg	82,367	42,067	40,300	1,54	62,062,00
Casseforme	mq	1,943	1,717	226	27,14	6,133,64
Totale differenza costi struttura [euro]						-76,340,97

TABELLA 4 Differenze dei costi di realizzazione delle due strutture esaminate (struttura a base fissa e struttura isolata) in c.a.

COSTO SISTEMA ISOLAMENTO FPS			
TIPOLOGIE	Costo Unit.	n.	Tot.
ISOLATORI FIP-D L310/600 (3700)	2.000,00	9	18.000,00
ISOLATORI FIP-D L510/600 (3700)	2.300,00	17	39.100,00
PROV. ACCETT. ISOLATORI	1.400,00	2	2.800,00
COSTO SISTEMA ISOLAMENTO FPS [Euro]			+ 59.900,00

TABELLA 5 Costi del sistema di isolamento alla base

Nella Tabella 4 si riportano le differenze di quantità e di costi di realizzazione delle due strutture. La struttura a base fissa presenta un costo di realizzazione delle opere in cemento armato superiore di circa 76.300 euro rispetto alle analoghe opere della struttura isolata.

Costo del sistema di isolamento

Si riporta ora il quadro di computo delle strutture di isolamento alla base, sempre sviluppato in applicazione del prezziario della Regione Abruzzo (Tabella 5).

Sottraendo il costo aggiuntivo del sistema di isolamento al risparmio conseguito nella realizzazione delle strutture in c.a. della soluzione con isolamento alla base si ottiene ancora un vantaggio nei costi di realizzazione pari a: Economie complessive str. B. isolata Vs str. B. fissa: $(76.300 - 59.900) = \text{euro } 16.400$.

Conclusioni

Si è operato un confronto in termini di costi di costruzione delle due tipologie strutturali prese in considerazione, l'una a base fissa e l'altra con isolamento alla base, per la realizzazione di un edificio di uso plurimo in Avezzano avente particolari complessità distributiva in pianta ed in elevazione. Si è accertato che si consegue un indubbio vantaggio economico della struttura isolata rispetto alla struttura a base fissa. Si sottolinea il diverso livello di prestazione offerta dalle due strutture nei confronti del sisma ed il superiore valore di mercato conseguibile con una struttura che offre livelli di resistenza improponibili con strutture a base fissa. Inoltre, la sensibile riduzione dei problemi di distribuzione ed architettonici nell'inserimento della struttura a base isolata rispetto a quella a base fissa (maggiori ingombri delle strutture) consente un migliore sfruttamento degli spazi interni. Un'analisi completa dovrebbe tener conto infine anche dei costi di intervento per riparazione ed adeguamento in caso di evento sismico che danneggerebbe sicuramente la struttura a base fissa, secondo le prestazioni richieste per il *performance based design*. ●

Walter Bellotta
Ingegnere in Avezzano

Fabrizio Amatilli
Architetto in Avezzano

abstract

Isolation system is convenient: estimates of a new building

The paper presents the technical and economic comparison between two possible solutions, one with base isolation and the other with a fixed base, for a reinforced concrete building, for civil and commercial use in Avezzano, Italy, characterized by high seismic hazard. The requests of the customer and urban constraints, the presence of an adjacent building, make that the structure has an irregular plan-volumetric layout; then the design of the fixed base structure requires foundations of large size as well as of pillars and beams. By using the design spectrum requested by the Italian Technical Code (NTC 2008), with the following data: $V_{S30}=399$ m/sec, class of use II (ordinary building), life of the structure 50 years (corresponding to a return period equal to 475 years), linear dynamic analysis of 3D model of the structure showed that the natural periods range from 0.42 sec to 0.13 sec, 88% of participating mass, with torsional and torsional-translational modal shapes and strong coupling of the higher modes.

Trying to get a better dynamic behavior of the structure, preserving the geometry, it has been designed by inserting base isolation pendulum devices between foundation and the superstructure. The choice of the pendulum seismic isolation ensures correspondence between the projection of the mass gravity-center and stiffness-center in any operating condition, since the horizontal stiffness is linked to the axial load at the level of the devices. According to Italian Technical Code the structure has been designed as it was located in seismic zone 4 of the previous Code, very low level of seismic hazard, obtaining relevant reduction of the dimension of pillars and beams, with FIP isolators FIP-D L 310/600-3700 and FIP-D L 510/600-3700. Dynamic Linear analysis carried out on base-isolated framed building showed two first translational modal shapes, with periods $T_{is} = 2.85$ sec and mass participation $> 91\%$ with total decoupling of the higher modes. The achievement of periods $T > 2.8$ sec allows to avoid any possible effect of local amplification due to soil resonance phenomena.

The costs of building the two structures have been estimated. The fixed base one has a cost higher than the similar base isolated one even considering the additional cost of the isolation system. In addition a higher market value can be achieved with a structure that offers resistance levels unfeasible with the fixed base one. Finally, it is worth to mention that the fixed base structure is exposed to damages in case of earthquake with consequent repair costs and loose of functionality while this is not expected for the base isolated one.

bibliografia

- G. Bondonet, A. Filiatrault, (1997), "Frictional Response of PTFE Sliding Bearings at high frequencies", *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, 2(4), 139-148
- Buffarini G., Clemente P., Satta A. (2007), "Isolamento sismico: valutazioni economiche" *Proc. of the XII Convegno Nazionale L'Ingegneria sismica in Italia*, ANIDIS, Rome (in Italian)
- Clemente P. and Buffarini G. (2010), "Base isolation: design and optimization criteria". *SIAPS 1-1(2010) 17--40*. DOI 10.2140/siaps.2010.1.17, Mathematical Science Publisher
- Calvi G.M., Pietra D., Moratti M. (2010). "Criteri per la progettazione di dispositivi di isolamento a pendolo scorrevole". IUSS Press *Progettazione Sismica* n. 3 2010
- Quaglini V., Poggi C. (2009). "Sperimentazione su isolatori a pendolo scorrevole e materiali componenti". *Proc. of the XIII Convegno Nazionale L'Ingegneria sismica in Italia*, ANIDIS, Bologna
- M.C. Constantinou, P. Tsopelas, A. Kasalanati, E. Wolff (1999), "Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings", Technical Rep. No. MCEER-99-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State Univ. of New York at Buffalo, Buffalo, NY
- Constantinou M.C., Caccese J., Harris H.G., 1987, Frictional characteristic of Teflon-steel interfaces under dynamic conditions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamic* 15(6), 751-79



Applicazione dell'isolamento sismico per il miglioramento sismico degli edifici danneggiati dal terremoto aquilano

A dieci anni dal primo intervento di adeguamento sismico di un edificio esistente mediante isolamento sismico alla base, eseguito a Fabriano, vengono presentate alcune applicazioni nell'ambito della ricostruzione post sisma all'Aquila. Pur constatando la semplicità concettuale dell'isolamento sismico e la sua applicabilità a una grande varietà di edifici, l'esperienza ha dimostrato come l'applicazione a edifici esistenti debba essere "fatta su misura", con accorgimenti studiati caso per caso, e richiedono esperienza e sensibilità da parte del progettista

DOI 10.12910/EAI2015-087

■ D. Corsetti

Introduzione

Il sisma del 6 aprile 2009 ha accelerato l'entrata in vigore delle NTC-08, che hanno portato ad una diversa concezione costruttiva per i fabbricati, sia esistenti che di nuova realizzazione. L'entità dei danni causati dal sisma ha indotto i progettisti a ragionare su quale fosse l'entità accettabile degli stessi. Il danneggiamento causato dal sisma non dovrebbe incidere pesantemente sulla comunità, sia in termini di vite umane sia come onere economico per la ricostruzione. Il sisma aquilano ha offerto ai tecnici impegnati nella ricostruzione, la possibilità di sperimentare ed eseguire interventi innovativi per limitare i costi in termini di vite umane e in termini economici nel caso di un futuro evento sismico. In quest'ottica si pongono gli interventi di isolamento sismico alla base su edifici esistenti eseguiti nell'Aquilano, così come quelli

che utilizzano la dissipazione energetica o tecniche di nuova concezione come il sistema CAM.

Nel seguito vengono presentati due interventi di isolamento sismico di edifici esistenti, il primo terminato alla fine del 2013 e il secondo in corso di realizzazione. In entrambi i casi, le progettazioni sono partite tra il 2009 ed il 2011 insieme all'ing. Mancinelli (socio GLIS, scomparso prematuramente nel 2012), che ha messo a disposizione la propria esperienza maturata nei lavori di isolamento sismico di un edificio esistente a Fabriano, danneggiato in seguito al sisma Umbria-Marche del 1997.

Condominio Pianola

Inquadramento e indagini

La prima applicazione riguarda un complesso, costituito da tre corpi di fabbrica, sito in località Pianola alla periferia di L'Aquila (Figura 1). Il fabbricato sorge in una zona di recente costruzione (era stato terminato a fine 2008 e diversi proprietari non ne avevano ancora

Contact person: Daniele Corsetti
dani.corsetti@gmail.com



preso possesso) che ha particolarmente risentito del sisma, con molti edifici nelle immediate vicinanze gravemente danneggiati o addirittura crollati. Il danneggiamento è stato di diversa entità da un estremo all'altro del complesso, condizione che ha fatto ipotizzare la presenza di un terreno di fondazione eterogeneo, vista la significativa lunghezza della struttura.

I tre corpi di fabbrica sono composti ciascuno da un piano seminterrato, tre piani fuori terra e un sottotetto e sono separati da un giunto sismico (Figura 2). L'insieme è costituito da 18 unità abitative ripartite su tre livelli con tre accessi a valle e altrettanti a monte, coincidenti con le zone di collegamento verticale. La planimetria che risulta dall'insieme dei fabbricati è una sorta di "serpentone" di circa ottanta metri di lunghezza in pianta. Molto articolato è anche l'andamento altimetrico dell'edificio, dalle fondazioni e dal primo impalcato che sono sfalsati. L'edificio segue l'andamento del terreno, ma lo nega parzialmente in elevazione, creando dei dislivelli tra i primi impalcati di circa 60 cm tra un corpo di fabbrica e l'altro. La forma così particolare ha indotto ad approfondire lo studio sia a livello strutturale sia a livello di dettaglio architettonico, condizionando la progettazione dell'intervento.

Le prove sui materiali effettuate (prelievo di provini in calcestruzzo con relativo schiacciamento, indagini sonre e prove pacometriche) e l'analisi dinamica speri-

mentale condotta dall'ENEA, hanno consentito di conoscere la struttura e di tarare il modello di calcolo. In particolare, l'analisi dinamica ha evidenziato un diverso comportamento dinamico del corpo centrale rispetto ai due corpi laterali; infatti, il primo periodo proprio del fabbricato centrale è risultato di 0,35 s mentre per i due laterali è risultato 0,45 s con la presenza anche di una forma modale torsionale.

La campagna di indagini si è completata con sondaggi geognostici, che hanno evidenziato la presenza di strati di terreno fino a trenta metri di profondità con valori di velocità delle onde S piuttosto bassi, soprattutto negli strati superficiali, tanto da classificare il terreno come tipo D, aspetto che ha condizionato le scelte progettuali. Un terreno di questo tipo è infatti piuttosto scadente dal punto di vista della portanza superficiale, e non si presta alla realizzazione di fondazioni e sottofondazioni di tipo profondo (pali o micropali).

Ipotesi di intervento

Una volta effettuate tutte le indagini volte alla conoscenza dell'insieme fabbricato-terreno, si è passati alla valutazione della vulnerabilità dei singoli corpi di fabbrica in quanto separati dai giunti sismici, anche se le indagini sperimentali hanno evidenziato una non completa efficacia dei giunti stessi.

Le verifiche sugli edifici sono state eseguite con analisi dinamica a spettro di risposta, ed è emerso che i meccanismi, sia fragili sia duttili, avvenivano per percentuali inferiori al 30% dell'azione corrispondente allo SLV previsto per il sito in esame, con i meccanismi fragili che anticipavano quelli duttili. Tali risultati, bassi per un edificio di nuova costruzione, uniti alla necessità di portare il livello di miglioramento dell'edificio almeno al 60% dello SLV per rispettare le ordinanze emanate per il sisma, avrebbero richiesto un intervento su quasi tutti gli elementi strutturali, dalla fondazione fino alla copertura, con costi strutturali e di ripristino degli elementi secondari quali tamponature, tramezzature e relative opere di finitura molto alti, ben al di sopra dei limiti di convenienza economica stabiliti dalle norme. L'edificio era destinato alla demolizione.

Onde evitare lo spreco di risorse economiche e dare nel contempo un risultato che cautelasse gli abitanti sia dai danni strutturali e sia dalla crisi o dal danneggiamento di elementi secondari (quali le tamponature), si



FIGURA 1 Vista d'insieme dell'edificio oggetto di intervento (Condominio Pianola)

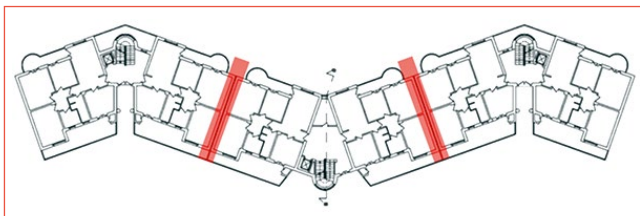


FIGURA 2 Una pianta tipo dell'edificio con evidenziati i giunti sismici tra i fabbricati (Condominio Pianola)

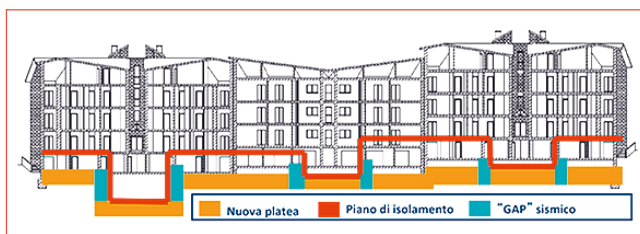


FIGURA 3 Isolamento sismico su più livelli (Condominio Pianola)

è deciso di adottare la soluzione che prevede l'isolamento sismico alla base dell'intero complesso, al fine di limitare quanto più possibile gli interventi in elevazione, conservando le parti non danneggiate o lievemente danneggiate dei livelli superiori. Il sisma aquilano, infatti, ha causato molti danni ai piani bassi degli edifici, mentre il livello di danno si riduce man mano che si sale di livello ed il fabbricato oggetto di intervento non faceva eccezione. Moltissimi danni erano presenti al piano seminterrato ospitante i garage ed al piano terra dove, di fatto, le unità immobiliari risultavano gravemente danneggiate per il crollo di tamponature esterne e tramezzature interne, mentre i danni ai livelli superiori risultavano decisamente più lievi.

I vantaggi della realizzazione di un sistema di isolamento sismico alla base, unito a piccoli interventi di rinforzo locale, erano molteplici. Occorreva invece ideare soluzioni di particolare importanza per mantenere intatti i percorsi verticali costituiti da scale e ascensori e per la necessità di lasciare "libertà di movimento" all'edificio tramite un gap sismico (facilmente realizzabile verso il terrapieno grazie ad un cavedio in parte esistente, ma praticamente impossibile tra i tre fabbricati).

La soluzione adottata prevede l'eliminazione del giunto per i primi due livelli in quanto non era possibile cre-

arne uno compatibile con l'isolamento sismico (con spostamenti fino a 40 cm). Si è deciso quindi di unire le travi di bordo degli edifici contigui in un'unica trave in c.a., garantendo l'effettiva rigidità dei solai sfalsati e così uniti. Per risolvere la criticità del collegamento dei vani scala e ascensore, si è ipotizzato il piano di isolamento su livelli sfalsati, il primo in sommità ai pilastri del piano seminterrato, e il secondo al di sotto dei vani scala, evitando così sia di interrompere i collegamenti verticali sia di reperire spazi interni al fabbricato per creare i gap sismici (Figura 3).

Il modello della struttura riproduce la reale situazione *post operam* con i fabbricati uniti e prevede lo spettro di progetto al 75% dello SLV per la sovrastruttura, mentre per la sottostruttura è stato impostato lo spettro allo SLC, così come per i dispositivi di isolamento. Nel progetto sono stati adottati isolatori elastomerici armati (con modulo di taglio dinamico $G_{din}=0,8$ MPa e smorzamento viscoso $\xi=15\%$) e isolatori a scorrimento con superficie piana. Il fattore di struttura considerato per le verifiche della sovrastruttura isolata, è pari a 1,5 (come indicato al § C7.10.6.2.1 della circolare n. 617). Alla fine del processo iterativo, il progetto contava un totale di 42 isolatori in gomma e 67 isolatori a superficie piana, con un periodo $T_{is}=1,90$ s, pari a circa 3,5 volte quello delle strutture a base fissa.



FIGURA 4 Pulvino superiore, è visibile il conccio del vecchio pilastro che dovrà essere tagliato per inserire l'isolatore, mentre sotto è visibile la parte superiore della camicia in acciaio di rinforzo del pilastro (Condominio Pianola)

Tale incremento del periodo permette una drastica riduzione della sollecitazione sismica sulla sovrastruttura rispetto a quella che si sarebbe avuta per l'edificio a base fissa. Di conseguenza sono enormemente diminuiti gli elementi della sovrastruttura bisognosi di rinforzo, e in ogni caso gli interventi richiesti sono concentrati sul livello immediatamente superiore a quello isolato. Gli elementi con resistenza insufficiente sono stati rinforzati con fibre in carbonio, con il preciso obiettivo di eliminare i meccanismi fragili, e pilotare la rottura degli elementi verso meccanismi duttili meno pericolosi.

Fasi operative

La realizzazione del sistema di isolamento ha richiesto diverse fasi, prima tra tutte l'unione degli edifici collegando le travi esistenti del primo e secondo impalcato con barre di armatura inghisate agli elementi da collegare ed con un getto integrativo in calcestruzzo per solidarizzare il tutto.

Successivamente sono stati irrobustiti i pilastri del piano seminterrato con camicie in acciaio e getto in calcestruzzo autocompattante (SCC) (Figura 4). Tale operazione è stata necessaria per conferire ai pilastri l'opportuna resistenza per soddisfare le verifiche allo SLC (stato limite di collasso), le necessarie dimensioni per ospitare in sommità l'isolatore sismico e l'adeguata rigidità. La posa è stata particolarmente complicata per quanto riguarda le camicie in acciaio, piuttosto ingombranti e pesanti, mentre il successivo getto con calcestruzzo SCC, eseguito in un'unica fase, non ha comportato particolari problemi anche perché tale soluzione non richiedeva grandi quantità di armatura a contatto con il pilastro esistente.

Alla base dei pilastri, ove era presente un vespaio tipo iglù, sono stati realizzati dei bauletti in calcestruzzo debolmente armati per l'appoggio dei martinetti idraulici, necessari per sostenere la struttura nel periodo transitorio in cui i pilastri vengono tagliati per l'inserimento degli isolatori. Di seguito sono stati realizzati i pulvini superiori che sono stati posizionati con l'ausilio di una contropiastra in acciaio forata, atta ad accogliere le zanche dell'isolatore. I pulvini sono stati realizzati di dimensioni maggiori rispetto alle contropiastre in una direzione, in modo da poggiare i martinetti idraulici a fianco dell'isolatore, evitando la formazione di eventuali fessure sulla struttura esistente nelle fasi realizzative.



FIGURA 5 Isolatori inseriti, i martinetti sono ancora in opera (Condominio Pianola)

Terminate tutte le operazioni di preparazione, si è passati all'inserimento dei dispositivi di isolamento, che prevedeva il taglio dei pilastri, la rimozione del concio in c.a. del vecchio pilastro, l'inserimento dell'isolatore e la messa in carico dello stesso tramite martinetti piatti (Figura 5). Al termine delle operazioni sono stati rimossi i martinetti laterali.

Per tutto il complesso la procedura è stata la stessa, ad eccezione dei vani scala dove, come indicato in precedenza, è stato necessario ricorrere alla sottofondazione per non interrompere la continuità della scala stessa. Una volta realizzati gli scavi necessari per tratti, inserite le armature ed effettuati i getti in calcestruzzo, si è demolita la vecchia fondazione e sono stati realizzati i pulvini, in questo caso utilizzati come base per le camicie in acciaio, al contrario nel resto dell'edificio. Per i dispositivi di isolamento dei vani scala è stato necessario effettuare un getto sollevato rispetto alla fondazione così realizzata, onde evitare che eventuali ingressi di acqua potessero arrivare ad un livello tale da andare a contatto con l'isolatore in gomma. Al di sopra dei pulvini sono state poi poste le camicie in acciaio, gettate con calcestruzzo SCC. I pulvini di questo livello sono stati collegati con travi in acciaio, in maniera da essere rimovibili e permettere l'ispezione del vano tecnico inferiore così creato (Figura 6). Superiormente è stata disposta una pavimentazione flottante, anch'essa rimovibile, che

permette l'approntamento della strumentazione necessaria a eseguire l'eventuale sostituzione degli isolatori o anche solamente la loro ispezione.

I gap sismici in questo edificio sono di diversi tipi a causa della forma articolata sia in pianta sia in elevazione. Il complesso presentava un cavedio verso monte e ai lati delle testate dei fabbricati di estremità che ha permesso di ricavare lo spazio sufficiente per lo spostamento dell'edificio (Figura 7).



FIGURA 6 Graticcio delle travi in acciaio a collegamento dei pulvini. Si può notare che anche l'impiantistica passa nel vano tecnico ed è ispezionabile (Condominio Pianola)

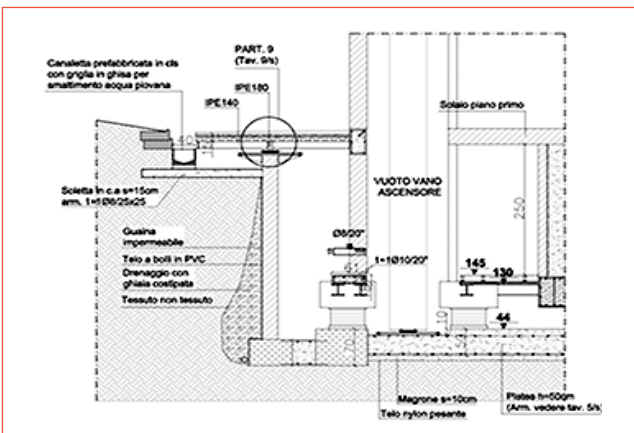


FIGURA 7 Dettaglio costruttivo del cavedio lato monte (Condominio Pianola)

Sul lato valle è stato necessario creare il gap, così com'è stato necessario ricavare un gap interno tra i vani scala e i garage, dovuto ai livelli sfalsati del sistema di isolamento, ottimizzando gli ambienti interni al piano seminterrato. I gap laterali sono stati creati semplicemente perché è stato sufficiente liberare il cavedio esistente da una soletta a sbalzo ancorata al cavedio stesso. Il gap sul lato monte del fabbricato ha richiesto invece una soluzione maggiormente articolata. Su questo lato del fabbricato erano presenti dei balconi a raso del terreno che era necessario ripristinare. Era anche indispensabile creare un gap di circa 40 cm pari allo spostamento di progetto. Per raggiungere l'obiettivo si è posta in opera una griglia di larghezza pari allo spostamento di progetto del fabbricato, evitando la possibilità che il gap fosse facilmente riempito.

Il complesso presenta tre accessi sul lato monte, ove è stato necessario realizzare il gap. Per mantenere inalterata la fruibilità di tali accessi sono state realizzate delle passerelle. Le passerelle sono state create con dei vassoi metallici pavimentati internamente poggiati su guide metalliche al fine di ridurre al minimo l'attrito e non creare importanti impedimenti al movimento dell'edificio.

Il gap frontale sul lato valle dell'edificio è stato ricavato proseguendo la fondazione al difuori dell'edificio, riportandosi alla quota del piano di campagna con un piccolo muro in c.a. e coprendo il vano così ottenuto con delle intelaiature metalliche coperte da lamiera (Figura 8).



FIGURA 8 Particolare della struttura del gap lato valle, realizzato da "spicchi" metallici rimovibili (Condominio Pianola)

La particolarità della soluzione è nella completa rimovibilità della pavimentazione, che consente l'eventuale sostituzione dei dispositivi di isolamento ma anche l'ispezionabilità di tutta l'impiantistica che passa al di sotto della pavimentazione stessa. Infine, la parete dei garage (solidale con la fondazione) non arriva a toccare il soffitto, mentre la struttura del vano scala è sospesa sugli isolatori.

Altri dettagli esterni sono necessari per evitare cadute accidentali dell'utenza sui salti di quota tra gli edifici, o elementi "fusibili" dei quali si ammette la rottura in seguito al movimento dell'edificio. Questi ultimi sono elementi che vanno a danneggiarsi con molta semplicità e non creano un ostacolo al movimento, quali ad esempio i pannelli esterni delle ringhiere che, in condizioni normali non possono trovarsi a una distanza superiore ai 10 cm, ma che in fase sismica devono potersi rompere ed essere facilmente ed economicamente sostituiti.

Edificio bifamiliare

Il secondo intervento riguarda un altro edificio sito in L'Aquila, avente dimensioni molto più limitate rispetto al primo, ma che presenta diverse criticità di intervento. L'edificio in questione è in realtà formato da tre corpi di fabbrica in c.a. affiancati, senza alcun giunto sismico. I tre corpi di fabbrica sono nello specifico un garage interrato di un unico livello, l'edificio residenziale vero e proprio di tre livelli, e il portico anteriore (monopiano). L'edificio presentava danni al piano terra mentre ne presentava pochissimi (solamente a livello delle finiture) ai piani superiori, come già riscontrato per il terremoto aquilano.

Le indagini e l'ipotesi di intervento

Trattandosi di un edificio inagibile a seguito del sisma, è stata eseguita la verifica di vulnerabilità al fine di individuare gli elementi sui quali intervenire per raggiungere il livello di sicurezza minimo richiesto dalle norme (60% di quello relativo allo SLV). Anche in questo caso sono state effettuate le indagini del caso sui materiali: il conglomerato cementizio è risultato non particolarmente performante, con resistenze a compressione tra i 180 ed i 200 kg/cmq nelle prime due elevazioni, mentre il sottosuolo è risultato di tipo B.

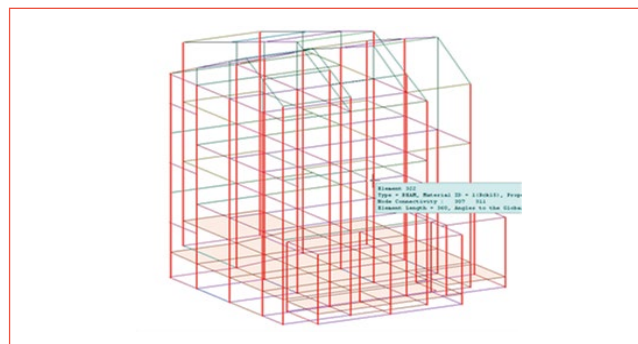


FIGURA 9 Pilastri da rinforzare per ottenere l'adeguamento al 60% dello SLV, edificio a base fissa (Edificio Bifamiliare)

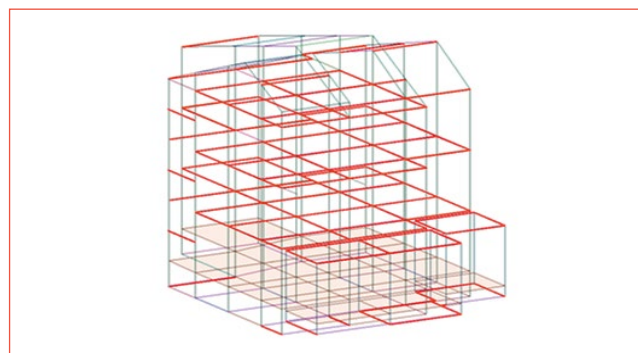


FIGURA 10 Travi da rinforzare per ottenere l'adeguamento al 60% dello SLV, edificio a base fissa (Edificio Bifamiliare)

Le verifiche non erano soddisfatte in una gran quantità di elementi strutturali; più del 90% delle travi e dei pilastri erano insufficienti a sopportare il sisma di progetto, sia pure con uno spettro ridotto (Figure 9 e 10).

Vista la grande quantità di elementi strutturali da rinforzare, si è di nuovo considerata l'adozione di un sistema d'isolamento sismico alla base, in quanto eseguire un intervento tradizionale avrebbe significato portare a nudo l'intera struttura. A favore di questa ipotesi ha contribuito anche la presenza di un piano fondale di circa due metri più profondo rispetto al piano di calpestio del piano terra, che avrebbe evitato costose e non sostenibili opere di sottofondazione. Le criticità da affrontare sono state di tre tipologie: la creazione dei gap sismici (i tre corpi non avevano giunto sismico), l'inserimento degli isolatori (questa fase è sempre piuttosto delicata), e la predisposizione dei vani per l'ispezione.

Le fasi di intervento

La fondazione è stata rinforzata trasformando lo schema esistente a travi rovesce in uno a platea, lasciando intatte le travi esistenti e collegandole tramite una soletta in c.a. in modo da irrigidire, quanto più possibile, il piano, al fine di limitare eventuali cedimenti differenziali.

È stata incrementata la sezione dei pilastri della sottostruttura, con nuova armatura integrativa ancorata sia alla fondazione sia al pilastro esistente (Figura 11). Non sono state utilizzate camicie in acciaio, in quanto la quantità di armatura integrativa è risultata accettabile ai fini di una buona riuscita del successivo getto in calcestruzzo.

Una volta preparati i pilastri della sottostruttura, si è creato il nuovo piano di calpestio del piano terra, sufficientemente rigido da sopportare le sollecitazioni di sollevamento tramite i martinetti utilizzati per l'inserimento degli isolatori (Figura 12).

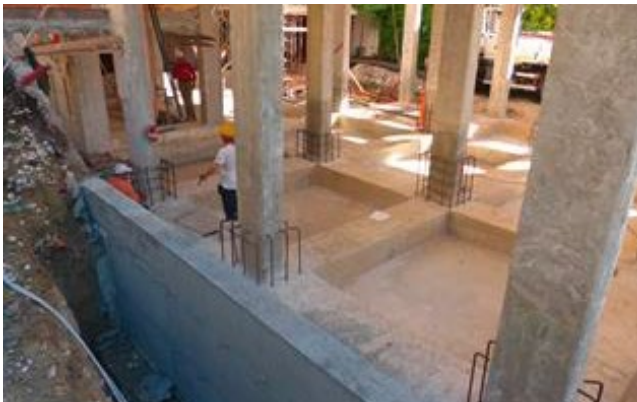


FIGURA 11 Vista dell'edificio durante la realizzazione dei ringrossi dei pilastri (Edificio Bifamiliare)



FIGURA 12 Fasi di realizzazione del piano di calpestio collegato ai pilastri esistenti (Edificio Bifamiliare)

La criticità maggiore era insita nella mancanza di giunti con i corpi di fabbrica del garage posteriore e del portico anteriore, e nell'impossibilità di utilizzare una soluzione unica per trattare entrambi. Nello specifico, il corpo di fabbrica del garage presentava la copertura trattata in parte come tetto-giardino, in parte come terrazzo della zona notte dell'edificio residenziale ed era intersecato dall'edificio residenziale (Figura 13). Essendo il garage interrato, non è stato possibile unire le due strutture, perché non ci sarebbe stata possibilità di movimento verso il terreno. Tenuto conto dei vincoli esterni presenti, la soluzione progettuale è consistita nello spezzare questo corpo di fabbrica creando una nuova struttura, costituita da quattro pilastri e da una nuova trave a sostegno del solaio del garage in modo da poter poi demolire il tratto di solaio esistente tra i due corpi. Il vuoto così ricavato dal solaio demolito è diventato il gap sismico tra la parte residenziale e il locale garage (Figura 14).

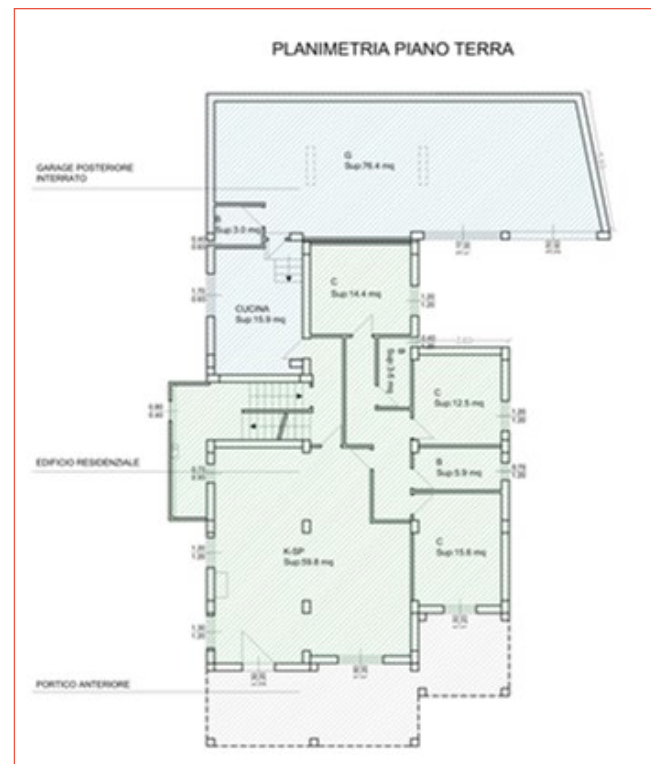


FIGURA 13 Stato *ante operam*, posizione dei corpi di fabbrica (Edificio Bifamiliare)

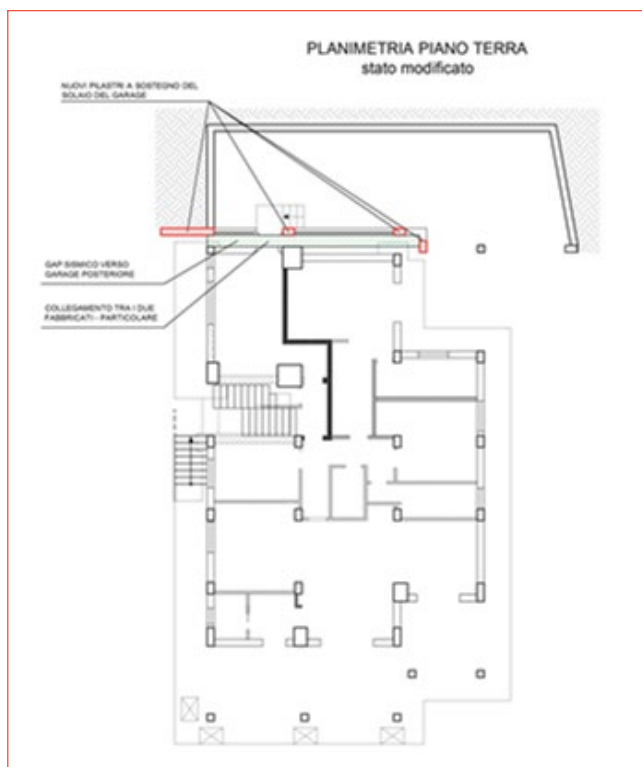


FIGURA 14 Stato di progetto, il garage viene “tagliato” in due dal gap sismico (Edificio Bifamiliare)

Diversa è stata la soluzione progettuale adottata nei confronti della struttura del portico. In questo caso non vi sono vincoli esterni, quindi le due strutture potevano essere unite e, a tal fine, è stato utilizzato il sistema CAM, con nastri in acciaio inox, che ha permesso di realizzare il collegamento a secco, velocemente e senza saldature in opera (Figura 15). La tecnologia utilizzata ha permesso inoltre di non incrementare significativamente la sezione, evitando riseghe sulle pareti a finiture ultimate.

Terminate queste operazioni si è proseguito nella demolizione del concio in c.a. dei pilastri e al posizionamento di isolatori elastomerici e delle slitte (Figura 16). Una volta posizionati tutti i dispositivi si è proceduto a terminare tutti quei passaggi, cavedi e botole, necessari durante la vita dell'edificio per l'ispezione dei dispositivi, passando, infine, a completare le opere non strutturali.



FIGURA 15 Fase di realizzazione del CAM sui pilastri senza giunto (Edificio Bifamiliare)



FIGURA 16 Posizionamento dell'isolatore (Edificio Bifamiliare)

Conclusioni

I due interventi presentati indicano la possibilità di realizzare sistemi di isolamento sismico sia per grandi edifici che per quelli di più modeste dimensioni e con meno risorse a disposizione. È chiaro che interventi di questo tipo sono pensati per garantire una protezione complessiva, ovvero sono adatti a proteggere sia il contenitore che il contenuto, cercando di ridurre quanto più possibile gli effetti di un sisma futuro sia sulla struttura sia su gli elementi cosiddetti secondari la cui crisi porta all'inagibilità dell'edificio tanto quanto i danni strutturali.

Il sisma aquilano ha permesso di fare diversi paragoni tra il miglioramento sismico con metodi tradizionali e con isolamento sismico. Quest'ultimo spesso risulta vincente dal punto di vista economico a causa delle carenze diffuse negli edifici (fragilità delle tamponature e limiti di resistenza degli elementi strutturali, caratteristiche riscontrabili non solo nel costruito aquilano) e soprattutto per i costi non trascurabili delle opere connesse agli interventi strutturali veri e propri, che i sistemi di isolamento sismico alla base spesso scongiurano o limitano fortemente.

L'adozione dell'isolamento sismico per le nuove costruzioni è oramai una soluzione consolidata: l'inserimento dei dispositivi è molto semplice e veloce e,

di conseguenza, la produzione del cantiere non ne risente particolarmente; inoltre il costo dei dispositivi spesso è ripagato, in tutto o in parte, dalla maggiore leggerezza della sovrastruttura. Per gli edifici esistenti, invece, è a volte difficoltoso stabilire la convenienza economica tra le soluzioni a base fissa e quelle con isolamento sismico a causa delle innumerevoli varianti presenti in ogni fabbricato, ma il valore aggiunto in termini di sicurezza e l'annullamento dei costi di riparazione a seguito di eventuali sismi futuri sono aspetti di importanza enorme per una consapevole politica di prevenzione. ●

Daniele Corsetti
Ingegnere in Fabriano

abstract

Application of seismic isolation for seismic strengthening of buildings damaged by the earthquake of L'Aquila

The earthquake of 6 April 2009 destroyed the social and economic network fabric of the town of L'Aquila. Since then, many buildings have been restored and some designers have taken the opportunity of rebuilding the town applying innovative technologies. In this context, despite the inevitable bureaucratic hurdles and economic constraints, added to the death of Mr. Mancinelli in 2012 (GLIS Member), several projects were carried out on existing buildings with the idea of applying base seismic isolation. A decade after the first application of this solution on an existing building in Fabriano by Mr. Mancinelli, the experience has proved to be a success, both in terms of achieved results and ease of management. For L'Aquila earthquake the idea was to replicate the positive experience of the "Marche earthquake", though the problems and obstacles to face often were substantially different.

The experience outlined below is a summary of the issues faced and resolved in two projects, taking into account that any solution can be further improved and refined depending on the ability and sensitivity of the designer. We have come to the conclusion that the projects of a base seismic isolation of existing buildings are "tailor-made" projects, and that the solutions have to be analysed a case by case, even if the main concepts are simple and applicable to a wide range of buildings.

**energia
ambiente
e innovazione**

bimestrale dell'ENEA

anno 61

settembre - ottobre 2015