



Ancora una volta un grave terremoto ha colpito il nostro Paese. Il 6 aprile scorso la provincia dell'Aquila è stata sconvolta dal sisma che ha causato trecento vittime, tra cui molti giovani, e provocato ingenti danni economici. In poco più di trenta anni in Italia si sono avuti i terremoti in Friuli (1976), Val Nerina (1979), Irpinia (1980), Umbria-Marche (1997) e Molise (2002). Anche nel caso dell'Abruzzo numerose sono state le polemiche e le discussioni sulla possibilità di prevedere il sisma, sull'inadeguatezza strutturale degli edifici, sulla efficacia dell'intervento pubblico immediatamente a valle dell'evento. Non è compito di un Ente di ricerca quale l'ENEA intervenire nel dibattito "politico" se non per quegli aspetti squisitamente scientifici e tecnologici. Proprio su questi aspetti intendiamo focalizzare l'attenzione, dedicando l'intero numero della Rivista alle tematiche sismiche, con l'obiettivo di fornire ai nostri lettori utili elementi di conoscenza che permettano loro di valutare in modo consapevolmente informato quanto è accaduto e quanto si sta facendo nel nostro Paese e all'estero nel campo della ricerca su questi temi. Lo "Speciale Terremoto", speciale anche nel numero di pagine, si apre con un intervento del Presidente dell'ENEA, Luigi Paganetto, che presenta sinteticamente le varie linee di ricerca che da molti anni vengono portate avanti nell'Ente in tema di sismica, nonché il pluriennale supporto tecnico-scientifico al Dipartimento della Protezione Civile che ha visto, tra l'altro, numerosi tecnici dell'ENEA intervenire in Abruzzo fin dalle prime ore successive al terremoto.

Nello spazio riservato all'intervista abbiamo chiesto al Sottosegretario Bertolaso quali sono stati i cambiamenti principali che hanno connotato la gestione dell'emergenza da parte della Protezione Civile negli ultimi trenta anni e come le esperienze maturate in Friuli e in Umbria aiutino nell'intervento in Abruzzo.

Nell'articolo di Sabetta, Rovelli, Celebi e Rinaldis vengono esposti i risultati dell'analisi delle registrazioni ottenute durante la scossa principale, i quali presentano caratteristiche peculiari che spiegano l'alto grado di danneggiamento delle strutture.

Bazzurro, Benedettini, Clemente, Martinelli e Salvatori forniscono un quadro degli effetti del sisma sugli edifici in cemento armato e in muratura, valutando nel contempo l'evoluzione delle norme tecniche per le costruzioni.

Nell'articolo di Catalano et al. viene illustrato il lavoro metodologico che ha portato alla redazione della nuova zonazione sismica della Regione Lazio.

Rubino, Acanfora, Ristoratore e Manfredi offrono un quadro sintetico delle attività del Consorzio TRE, in particolare per quanto riguarda la definizione di metodologie speditive per la valutazione della vulnerabilità e della riduzione del rischio, accompagnate da esempi di interventi dimostrativi di protezione sismica.

La sperimentazione su tavola vibrante portata avanti presso il Centro Ricerche della Casaccia dell'ENEA, per verificare l'efficacia delle soluzioni tecnologiche di protezione e delle strutture anche da terremoti, viene illustrata nell'articolo di De Canio e Ranieri.

Le moderne tecnologie antisismiche utilizzate per la protezione delle opere strategiche e pubbliche, di impianti industriali, del patrimonio culturale, ma anche degli edifici residenziali, vengono presentate nel contributo di Martelli e Forni.

Un esempio di sistema di isolamento sismico che garantisce un grado di sicurezza non perseguibile con tecniche tradizionali è quello utilizzato nella ricostruzione della scuola Angeli di San Giuliano in Molise, nella quale nel 2002 persero la vita 27 bambini e la maestra. Ce ne parlano Clemente, Buffarini, Dolce e Parducci.

Infine cinque esperti in problemi sismici di tre centri scientifici della California presentano delle linee guida messe a punto per la valutazione della sicurezza e dell'agibilità di strutture strategiche (ospedali, infrastrutture, edifici pubblici), immediatamente a valle di eventi sismici.

Il Direttore Responsabile
Flavio Giovanni Conti

primo piano

6

LE ATTIVITÀ DELL'ENEA IN CAMPO SISMICO

ENEA'S ACTIVITIES IN THE FIELD OF SEISMIC RESEARCH

Luigi Paganetto

l'intervista

10

INTERVISTA A GUIDO BERTOLASO

INTERVIEW WITH GUIDO BERTOLASO

riflettore su

12

SEQUENZA SISMICA DELL'ABRUZZO: ANALISI DELLE REGISTRAZIONI ACCELEROMETRICHE

*SEISMIC SEQUENCE IN THE ABRUZZO AREA: AN ANALYSIS OF
ACCELEROMETRIC REGISTRATIONS*

Fabio Sabetta, Antonio Rovelli, Mehmet Celebi, Dario Rinaldis

28

LEZIONI DAL TERREMOTO DELL'ABRUZZO: IL COMPORTAMENTO DEGLI EDIFICI VISTO DALL'ANGOLO PROSPETTICO DELLA "REGOLA D'ARTE" NEL COSTRUIRE

*LESSONS LEARNT FROM THE ABRUZZO EARTHQUAKE: BUILDINGS
BEHAVIOUR SEEN FROM THE "AS-ACCORDING-TO-THE-BUILDING-BOOK"
PERSPECTIVE*

Paolo Bazzurro, Francesco Benedettini, Paolo Clemente,
Antonio Martinelli, Antonello Salvatori

46

UN ESEMPIO DI ZONAZIONE SISMICA: LA NUOVA MAPPA SISMICA DELLA REGIONE LAZIO

*AN EXAMPLE OF SEISMIC ZONATION: THE NEW SEISMIC MAP OF
LATIUM REGION*

Giacomo Catalano, Antonio Gerardi, Fulvio Colasanto, Antonio Colombi,
Eugenio Di Loreto, Alberto Orazi, Guido Martini, Antonella Paciello,
Dario Rinaldis, Alessandro Zini, Antonio Pugliese

segue **riflettore su**

58

METODOLOGIE SPEDITIVE PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ E LA RIDUZIONE DEL RISCHIO: LE ESPERIENZE DEL CONSORZIO TRE

SPEEDY METHODS FOR THE ASSESSMENT OF VULNERABILITY AND RISK REDUCTION: THE EXPERIENCES OF CONSORZIO TRE

Ennio Rubino, Massimo Acanfora, Elisabetta Ristoratore, Gaetano Manfredi

72

LA SPERIMENTAZIONE DINAMICA DELLE STRUTTURE

DYNAMIC TESTS ON STRUCTURES

Gerardo De Canio, Nicola Ranieri

89

LA PROTEZIONE DEGLI EDIFICI DAL TERREMOTO MEDIANTE ISOLAMENTO SISMICO E DISSIPAZIONE D'ENERGIA

SEISMIC ISOLATION AND ENERGY DISSIPATION TO PROTECT BUILDINGS FROM EARTHQUAKES

Alessandro Martelli, Massimo Forni

107

LA SCUOLA ANGELI DI SAN GIULIANO: UN ESEMPIO SIGNIFICATIVO DI ISOLAMENTO SISMICO

THE NEW "ANGELI DI SAN GIULIANO" SCHOOL: A SIGNIFICANT EXAMPLE OF SEISMIC ISOLATION

Paolo Clemente, Giacomo Buffarini, Mauro Dolce, Alberto Parducci

117

IL RUOLO DELLA SICUREZZA POST-SISMA NELLE SCELTE DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE PRE-SISMA. LINEE GUIDA E APPLICAZIONI

THE ROLE OF POST-EARTHQUAKE STRUCTURAL SAFETY IN PRE-EARTHQUAKE RETROFIT DECISION: GUIDELINES AND APPLICATIONS

Paolo Bazzurro, Karl Telleen, Joe Maffei, Jay Yin, C. Allin Cornell

appunti di

134

TETTONICA A ZOLLE

A cura di Emilio Santoro

autori



Massimo Acanfora
Consorzio TRE

pag. 58



C. Allin Cornell
Stanford University, Stanford, CA, USA

pag. 117



Paolo Bazzurro
AIR Worldwide
(leader del team EERI in Abruzzo)

pag. 28, 117



Gerardo De Canio
ENEA, Dipartimento Tecnologie Fisiche
e Nuovi Materiali

pag. 72



Francesco Benedettini
Università dell'Aquila

pag. 28



Eugenio Di Loreto
Regione Lazio, Servizio Geologico

pag. 46



Giacomo Buffarini
ENEA, Dipartimento Ambiente,
Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile

pag. 107



Mauro Dolce
Dipartimento della Protezione Civile

pag. 107



Mehmet Celebi
USGS

pag. 12



Massimo Forni
ENEA, Dipartimento Ambiente,
Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile

pag. 89



Paolo Clemente
ENEA, Dipartimento Ambiente,
Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile

pag. 28, 107



Joe Maffei
Rutherford & Chekene Consulting Engineers,
San Francisco, CA, USA

pag. 117



Fulvio Colasanto
Regione Lazio, Servizio Geologico

pag. 46



Gaetano Manfredi
Dipartimento di Ingegneria Strutturale,
Università di Napoli "Federico II"

pag. 58



Antonio Colombi
Regione Lazio, Servizio Geologico

pag. 46



Alessandro Martelli
ENEA, Dipartimento Ambiente,
Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile

pag. 89



Antonio Martinelli
CNR, Istituto per le Tecnologie
della Costruzione

pag. 28



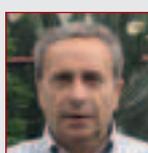
Elisabetta Ristoratore
Consorzio TRE

pag. 58



Guido Martini
ENEA, Dipartimento Ambiente,
Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile

pag. 46



Antonio Rovelli
INGV

pag. 12



Alberto Orazi
Regione Lazio, Servizio Geologico

pag. 46



Ennio Rubino
Consorzio TRE

pag. 58



Antonella Paciello
ENEA, Dipartimento Ambiente,
Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile

pag. 46



Fabio Sabetta
Dipartimento della Protezione Civile

pag. 12



Alberto Parducci
Università telematica e-campus

pag. 107



Antonello Salvatori
Università dell'Aquila

pag. 28



Antonio Pugliese
ISPRA

pag. 46



Karl Telleen
Rutherford & Chekene Consulting Engineers,
San Francisco, CA, USA

pag. 117



Nicola Ranieri
ENEA, Dipartimento Tecnologie Fisiche
e Nuovi Materiali

pag. 72



Yay Yin
Rutherford & Chekene Consulting Engineers,
San Francisco, CA, USA

pag. 117



Dario Rinaldis
ENEA, Dipartimento Ambiente,
Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile

pag. 12, 46



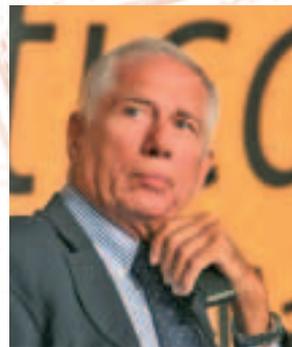
Alessandro Zini
ENEA, Dipartimento Ambiente,
Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile

pag. 46

Le attività dell'ENEA in campo sismico

Luigi Paganetto
Presidente ENEA

Questo numero della Rivista è interamente dedicato al tema dei terremoti. Il Prof. Paganetto, Presidente dell'ENEA, apre la sequenza degli articoli, cui hanno lavorato importanti esperti italiani e stranieri, presentando brevemente le diverse attività di ricerca svolte dall'Ente in campo sismico



ENEA's Activities in the Field of Seismic Research

This special issue is completely dedicated to earthquakes. Prof. Paganetto, President of ENEA, opens the sequence of articles written by outstanding Italian and foreign experts by briefly illustrating the several Agency's activities in the field of seismic research

Le attività di ricerca svolte dall'Ente riguardano la definizione dell'input sismico, l'analisi di vulnerabilità sismica delle strutture e lo sviluppo e l'applicazione di tecnologie antisismiche innovative. Da oltre trenta anni l'ENEA è a fianco della Protezione Civile, a partire dagli eventi sismici del Friuli (1976), proseguendo con quelli dell'Irpinia (1980), di Reggio Emilia-Modena (1996), di Marche-Umbria (1997), fino a quelli del Molise del 2002.

Il supporto alla Protezione Civile rientra tra le attività dell'ENEA in campo sismico, che si articolano in quella della ricerca scientifica e tecnologica, di progetto e collaudo di strutture dotate di dispositivi innovativi, di informazione e formazione. Sin dalle prime ore successive all'evento sismico che ha colpito l'Abruzzo il 6 aprile 2009, l'ENEA si è mobilitato, attivando una *task force* di circa 20 ingegneri e geologi a disposizione della Protezione Civile Nazionale. L'attività svolta ha riguardato inizialmente i rilievi macrosismici, il cui obiettivo era quello di fornire un quadro generale, ma anche sufficientemente approfondito, della distribuzione dei danni. Sulla base dei risultati di tali indagini, sono state poi pianificate le verifiche di agibilità delle costruzioni, con una ricognizione di tutti gli edifici e, quindi, programmati gli interventi di demolizione dei fabbricati pericolanti, o danneggiati irreparabilmente, e quelli di messa in sicurezza degli edifici recuperabili.

La definizione dell'input sismico viene svolta anche attraverso l'installazione di reti accelerometriche di monitoraggio al suolo e in profondità. Lo studio in un assegnato sito si sviluppa attraverso le seguenti tre fasi: l'analisi della pericolosità sismica di base (a livello regionale), che consiste nella stima della probabilità che si verifichi un sisma di intensità maggiore di un assegnato valore, entro un dato periodo di tempo; la definizione degli spettri di sito, che descrivono, nel dominio delle frequenze, il moto sismico atteso al sito in esame; l'analisi della risposta sismica locale (microzonazione sismica), ossia l'individuazione e la caratterizzazione di eventuali situazioni geomorfologiche locali che possono portare ad una amplificazione del moto sismico in superficie in

determinati intervalli di frequenza. Notevoli al riguardo i numerosi studi di risposta sismica locale svolti a partire dalla crisi sismica dell'Umbria-Marche del 1997.

L'analisi di vulnerabilità sismica delle strutture si basa su studi teorici e sperimentali. Questi ultimi consistono nell'analisi sperimentale in situ mediante installazione di reti accelerometriche e velocimetriche, e in laboratorio su tavola vibrante.

I laboratori di prove dinamiche e ambientali dell'ENEA Casaccia costituiscono un centro di eccellenza di competenze e attrezzature ad elevato contenuto scientifico e tecnologico. In particolare, le attrezzature per le prove dinamiche sono una delle risorse più importanti a livello europeo per le attività di ricerca e sperimentazione in ingegneria sismica, dinamica strutturale e controllo delle vibrazioni. I laboratori dispongono di due tavole vibranti a sei gradi di libertà tra le più grandi d'Europa, con cui è possibile riprodurre le effettive sollecitazioni sismiche sulle strutture in maniera simultanea lungo le tre direzioni principali. Vengono effettuati studi sperimentali su sistemi e tecnologie innovative per l'adeguamento sismico di strutture: in particolare, prove sismiche di elementi strutturali e modelli in scala di strutture con isolatori sismici e/o dissipatori di energia sismica.

Le applicazioni riguardano sia strutture civili e industriali, sia strutture di interesse storico-artistico. Le prove sugli elementi strutturali tipici delle strutture storico-artistiche forniscono anche indicazioni sulla distribuzione delle fratture e sui meccanismi di collasso.

Una sequenza tipica di prova sperimentale consiste nel sottoporre il modello ad una serie di sollecitazioni sismiche a intensità crescente fino al collasso. In alcuni casi le prove sono spinte fino alla comparsa di evidenti fratture, ai fini dell'identificazione dei meccanismi di collasso; successivamente la struttura viene consolidata con tecniche tradizionali o innovative e sottoposta nuovamente a prove ad intensità crescente fino al collasso, per verificare l'efficacia del consolidamento.

L'analisi dinamica sperimentale consiste nel rilevare il comportamento di una struttura in

presenza di vibrazioni ambientali e/o forzate, determinandone i parametri dinamici, ossia frequenze proprie, forme modali e smorzamenti. Sulla base dei risultati sperimentali è possibile successivamente tarare un modello numerico (per es. ad elementi finiti) della struttura, che consente l'analisi della stessa anche in presenza di azioni di tipo diverso da quelle presenti al momento della prova.

Nel caso di opere di nuova realizzazione, l'analisi dinamica sperimentale consente di verificare le ipotesi assunte in sede di progetto (rigidezze strutturali, caratteristiche dei materiali, efficacia dei collegamenti, ...); nel caso di strutture esistenti è possibile stimarne lo stato di salute, individuando la presenza e il livello di un eventuale danneggiamento e ricavando utili informazioni per la definizione del relativo intervento di consolidamento. Pertanto, l'analisi dinamica sperimentale trova applicazione anche alle strutture non soggette, nel corso della loro vita, a carichi dinamici rilevanti dovuti al sisma, al vento o alle vibrazioni indotte dal traffico veicolare e ferroviario, presentandosi come un efficace strumento di diagnosi. Tra le principali applicazioni nel campo dell'analisi dinamica sperimentale delle strutture si ricordano: lo studio di diverse strutture afferenti alla sfera dei beni culturali e di edifici di centri storici, l'analisi di strutture da ponte, con particolare riferimento ai ponti strallati di grande luce, svolti in ambito di progetti internazionali, comunitari e nazionali.

In collaborazione con numerosi altri enti di ricerca, università e partner industriali, sia italiani che di altri paesi europei ed extraeuropei, l'ENEA svolge ricerche per lo sviluppo e l'ottimizzazione di moderne tecnologie antisismiche. L'obiettivo è di ridurre drasticamente le azioni sismiche agenti sulle strutture (edifici, impianti industriali e loro componenti, ponti e viadotti), piuttosto che di accrescere la capacità delle strutture a resistere ad elevati carichi sismici.

Ciò permette anche alle parti non strutturali (incluse le apparecchiature contenute in un edificio) di superare indenni il terremoto, come è indispensabile per numerose strutture strategiche il cui corretto funzionamento è essen-

ziale anche dopo un evento (si pensi, ad esempio, ad un ospedale) o per edifici pubblici soggetti ad affollamento (ad esempio, le scuole). Tra le tecniche disponibili, l'isolamento sismico e la dissipazione passiva dell'energia sono le più mature per vaste applicazioni e sono anche contemplate dalle norme sismiche.

Gli studi effettuati dall'ENEA nell'ambito di progetti finanziati dall'Unione Europea ed anche di collaborazioni con gli Stati Uniti e il Giappone, hanno permesso all'Ente di acquisire un ruolo di leadership nel settore, sia a livello nazionale che europeo, e di grande rilievo anche a livello mondiale.

L'Ente ha vaste e riconosciute competenze nell'analisi numerica e nella sperimentazione dei dispositivi e delle strutture dotate di dispositivi innovativi. Al riguardo va ricordato che sono disponibili l'attrezzatura *SISTEM (Seismic Isolator Test Machine)*, per prove statiche e dinamiche di compressione e compressione e taglio combinati) e l'attrezzatura *CAT (Creep and Aging Test)*, per prove di lunga durata), progettate, realizzate e collaudate dall'ENEA.

L'ENEA svolge anche attività di supporto alla progettazione e realizzazione di strutture dotate di dispositivi antisismici innovativi. Tra le principali recenti applicazioni possiamo citare: quattro edifici residenziali a Cerignola, la Scuola Angeli di San Giuliano, la nuova Scuola di Marzabotto, la nuova Scuola di Vado, l'edificio destinato a nuova sede della Fratellanza di Grassina (Bagno a Ripoli, Firenze), un edificio residenziale di 8 piani a Messina.

In quasi tutti i casi l'ENEA ha contribuito sia nella fase di progettazione e ottimizzazione del sistema di isolamento e nella sua installazione, sia, con personale diverso, nella fase di collaudo.

Anche avvalendosi della collaborazione di associazioni del settore come il GLIS (Isolamento Sismico e altre Strategie di Progettazione Antisismica) e ASSISI (Anti-seismic Systems International Society), l'ENEA compie infine azioni di informazione e formazione rivolte sia a tecnici specialisti, che alla popolazione, al fine di descrivere i vari aspetti del terremoto ed illustrare la possibilità di ricostruzione, ricorrendo a moderne tecniche antisismiche.

Semplici alternative.



28 | 31 ottobre 2009
Rimini Fiera

www.keyenergy.it

3^a Fiera Internazionale
per l'Energia e la Mobilità
Sostenibile, il Clima
e le Risorse per un Nuovo
Sviluppo

key Energy

organizzata da:
 Rimini Fiera
business space


In contemporanea con:

ECOMONDO

13^a Fiera Internazionale del Recupero
di Materia ed Energia e dello Sviluppo Sostenibile
www.ecomondo.com

[ENERGYES]

1^a Fiera Internazionale Sistemi
e Soluzioni per un Uso Efficiente dell'Energia
www.energyes.it

In collaborazione con:

AGROENERGIA - Aes - Associazione Nazionale Comuni Italiani - ANEV - Associazione Nazionale Energia del Nord - ANER - Associazione Producers Energy da Fiera Renewable - ASSOCIATI - Associazione Italiana Scienziati Termini - ASSOCIARE
Associazione Italiana dell'Industria delle Impianti - Cda - Conferenza Nazionale dell'Angolarità e della Pesca e della Pesca e della Pesca - COLPREDI - Comune di Rimini - CONAGRICOLTURA - CONAFI - CONFERTECNOLOGIA - COMMERCEVO
CONVULSIONE - EMEA - Fiera per il Nuovo Impianto Energia Ambientale - EUROCOMETRY - EUREA - Federazione Italiana Produttori Fatti Riciccati - FIEE Federazione Italiana per l'Efficienza Energetica - FISE ASSOCAMBIENTE - GRI - ISE
ISEE Associazione Italiana Impianti a Carico Industriale - ISEE Italia - IPPA - NOSTRO CLIMA - OSGAMBIENTE - Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare - Ministero della Pubblica Istruzione, Università e Ricerca - Ministero
dello Sviluppo Economico - Regione del Consiglio del Mezzogiorno - Provincia di Rimini - Quale Energia - Regione Emilia Romagna - SAPI - Sostenibilità Ambientale e Fiere Energetiche - Università di Bologna

Intervista a Guido Bertolaso

Capo del Dipartimento della Protezione Civile



Dal Friuli 1976 all'Abruzzo 2009: la Protezione Civile ha fatto passi da gigante nella gestione delle emergenze. Quali sono stati i cambiamenti fondamentali?

L'attuale sistema di protezione civile nasce senz'altro dall'esperienza maturata nel corso degli eventi tragici che hanno segnato la storia del nostro Paese e che hanno visto impegnati le amministrazioni e gli enti che anche oggi concorrono, a diverso titolo, alle attività di gestione delle emergenze.

Il sisma di magnitudo 6.4 che il 6 maggio del 1976 ha colpito il territorio della media valle del fiume Tagliamento in Friuli, ha visto l'immediato impegno degli uomini delle forze armate, così numerosi in quella zona, ai quali si è affiancato il contingente dei vigili del fuoco e del personale civile, che è intervenuto a prestare un'opera volontaria, svolgendo le prime attività di ricerca e soccorso delle persone coinvolte nei crolli. Le successive attività di assistenza alla popolazione senza tetto sono state principalmente affrontate dalle forze armate, che hanno fatto uno straordinario lavoro. Il sisma avvenne dopo sei anni dall'emanazione della Legge 996/70, nella quale era prevista la nomina di un Commissario Straordinario, che aveva potere sia tecnico che politico. Questa predisposizione normativa, fece sì che fosse nominato un Commissario Straordinario nella persona dell'On. Zamberletti, che coordinò il numeroso dispiegamento di forze armate già presenti nel territorio friulano. Nel terremoto dell'Irpinia del 1980, invece, gli elementi presenti nel Friuli furono completamente assenti anche a causa della scarsa presenza in loco delle Forze Armate. Queste due esperienze operative, diverse tra loro, fecero maturare l'idea di costruire un Dipartimento, in seno alla Presidenza del Consiglio dei Ministri, con il compito di coordinare il "Sistema Complesso italiano dei Soccorsi". Nel 1992, dodici anni dopo il terremoto dell'Irpinia, viene varata la Legge del 24 febbraio n. 225, istitutiva del "Servizio Nazionale di Protezione Civile". La protezione civile oggi in Italia non è intesa, come allora, quale un meccanismo di risposta ad un'emergenza demandato ad alcune singole strutture che gestiscono uomini e mezzi. Si tratta, invece, di un complesso sistema composto da uomini e donne, appartenenti a di-

versi enti pubblici e privati a carattere nazionale, regionale e locale, nonché alle organizzazioni di volontariato che operano al fine di prestare un "servizio" alla cittadinanza. L'attuale sistema di protezione civile italiano, unico al mondo, non guarda solo all'organizzazione della risposta in caso di evento ma lavora, ogni giorno, con lo scopo di aumentare la conoscenza dei rischi nel nostro Paese, far crescere la cultura della protezione civile, preparare gli addetti ai lavori e chi governa il territorio ad affrontare le emergenze che dovessero verificarsi. In questi ultimi anni, inoltre, il Dipartimento Nazionale della Protezione Civile, che opera nell'ambito della Presidenza del Consiglio e che è chiamato a coordinare nel caso di un'emergenza che richieda il coinvolgimento e l'impiego di mezzi e poteri straordinari, ha lavorato proprio al fine di sviluppare e migliorare la capacità di coordinamento a livello nazionale e locale, con i governi regionali e le Autonomie locali. Il frutto di tale importante attività è rappresentato da una recente direttiva del Presidente del Consiglio approvata lo scorso 3 dicembre 2008, riportante indirizzi operativi per la gestione delle emergenze, nella quale a tutte le componenti e le strutture operative appartenenti al servizio nazionale della protezione civile vengono assegnati precisi compiti da svolgere in caso di emergenza di carattere nazionale, proprio come è accaduto in occasione del sisma verificatosi il 6 aprile all'Aquila.

Che cosa caratterizza il Modello Friuli e il Modello Umbria e perché hanno funzionato particolarmente bene? È possibile applicarli ovunque?

Tra i principali aspetti che hanno caratterizzato l'efficacia del Modello di ricostruzione del Friuli a seguito del sisma del 6 maggio 1976 possono essere considerati:

- l'affidamento alla Regione dell'opera di ricostruzione, a seguito della Legge 546 del 1977. La Regione a sua volta da quel momento ha potuto ricorrere alla delega agli Enti Locali, che ha consentito una maggiore partecipazione della popolazione a tale attività;
- l'ordine sequenziale di avanzamento della ricostruzione: prima le fabbriche, poi le case e poi le chiese, per evitare l'abbandono dei luoghi a causa della mancanza di lavoro;
- il mantenimento dell'"identità" dei luoghi, ricostruendo con le stesse tipologie urbanistiche, mantenendo lo stesso grado di aggregazione urbana nelle medesime aree e considerando le misure antisismiche;
- l'identificazione del Sindaco come figura istituzionale

delegata dalla Regione per quanto concerne gli interventi di edilizia abitativa;

- la trasparenza degli interventi di rendicontazione allo Stato per ciascun capitolo di spesa;
- il rapido ritorno alla normalità con lo sbaraccamento ed il ripristino delle aree prefabbricate dove la popolazione senza tetto è stata ospitata a seguito dell'evento.

Per ciò che riguarda, invece, le attività successive al sisma che ha colpito l'Umbria nel 1997, la ricostruzione è stata effettuata tramite il coinvolgimento diretto della Regione, che attraverso leggi regionali prevedeva le procedure per la ricostruzione veloce. A questo processo, sicuramente virtuoso, che ha visto l'importante coinvolgimento delle amministrazioni locali nel processo di ricostruzione, si è dato nome di "modello Umbria".

Tuttavia non si è mai assistito, finora, a quanto avvenuto a seguito del tragico evento che ha sconvolto la Regione Abruzzo. Mentre erano ancora in corso le attività primarie di soccorso ed assistenza alla popolazione colpita, si definivano le regole e le modalità per un rapido avvio delle attività di rientro nelle abitazioni agibili ed una sistemazione della popolazione in alloggi temporanei. Già il 28 aprile, dopo poco più di 20 giorni dal sisma, il Governo ha approvato un Decreto Legge che impiega risorse importanti e getta le basi per il rapido passaggio alla successiva fase dell'emergenza: sistemare la popolazione alloggiata nelle tende o negli alberghi sulla costa, fuori dalla provincia aquilana, in nuovi alloggi antisismici ed ecosostenibili, ubicati in aree vicine alle zone colpite, che consentano alla popolazione la cui casa è inagibile, di attendere senza alcun disagio che la propria casa venga ristrutturata.

Qual è il ruolo della ricerca nel campo della Protezione Civile e quali pensa siano gli ambiti da sviluppare maggiormente?

La Protezione Civile non si occupa solo di soccorso in emergenza. La valutazione, la prevenzione e mitigazione del rischio sismico sono temi fondamentali per evitare l'effetto disastroso dei terremoti sulla popolazione, sulle attività socio-economiche, sui beni monumentali. Particolarmente rispetto a queste tematiche il legame tra la protezione civile e il mondo della ricerca è stato sempre molto stretto ed ha prodotto risultati sinergici di rilievo. Infatti da un lato la ricerca finalizza in maniera concreta le sue attività, ricevendo un significativo supporto finanziario, dall'altro la Protezione Civile è messa in grado di operare con strumenti costantemente allo stato dell'arte. Nel settore sismico lo stretto legame tra protezione civile e ricerca si è sviluppato dopo il terremoto del Friuli del 1976, con il Progetto Finalizzato Geodinamica. Successivamente, dopo il terremoto del 1980, fu istituito il Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti,

che costituì per circa venti anni il riferimento nazionale per le ricerche nel settore, ampliando sensibilmente il bacino di interesse degli studiosi.

Si è andata così realizzando una crescita diffusa della cultura scientifica dei terremoti, sia in ambito sismologico che ingegneristico. Più recentemente, dopo il terremoto di S. Giuliano, si è realizzato un nuovo rapporto tra protezione civile e mondo scientifico, caratterizzato, in generale, da una più forte finalizzazione a prodotti di utilizzazione immediata ai fini di protezione civile, ad una modernizzazione di alcuni settori della ricerca, ad un inquadramento internazionale delle attività di ricerca. In particolare, per quanto riguarda l'ingegneria sismica, i due centri di competenza, ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica) ed EUCENTRE (Centro Europeo per la formazione e la ricerca in ingegneria sismica), nascono con una forte vocazione per l'attività sperimentale, da sempre nota dolente, per carenze strutturali, della ricerca sismica italiana. ReLUIS riunisce in consorzio i quattro principali laboratori universitari italiani di strutture (Università di Napoli, Basilicata, Pavia e Trento) e, grazie ad un accordo con il Laboratorio per prove dinamiche di ENEA-Casaccia, costituisce il sistema più completo in Europa per eseguire prove sperimentali sismiche su grandi modelli strutturali. EUCENTRE si pone come riferimento internazionale, grazie alla sinergia con la Rose School, sia per la formazione che per la ricerca su tematiche particolari.

Le attività scientifiche in ambito sismologico sono sviluppate da INGV, anche in questo caso con il coinvolgimento della quasi totalità del mondo scientifico specialistico, attraverso il finanziamento di unità di ricerca esterne per l'esecuzione di specifici task di lavoro.

Finora le attività dei centri di competenza di ingegneria sismica sono state rivolte principalmente alla previsione e alla prevenzione; gli interventi in fase di emergenza non erano strutturati e avevano carattere volontaristico. Con il terremoto del 6 aprile si è attivata una serie di collaborazioni strutturate da parte dei centri di competenza, con il coordinamento della Protezione Civile, con attività che vanno dal monitoraggio del suolo e delle strutture con strumentazione mobile, al rilievo degli effetti del terremoto sull'ambiente naturale (frane, fratture del terreno) e sul costruito (dal rilievo macrosismico al rilievo di agibilità degli edifici, ordinari e monumentali, e delle opere infrastrutturali). Su questa linea, occorrerà sempre meglio ottimizzare le collaborazioni in fase di emergenza, in modo da mettere a frutto anche in questa fase le grandi potenzialità del mondo scientifico.

È inoltre necessario continuare a favorire l'integrazione tra le ricerche sismologiche e quelle ingegneristiche, per non perdere quel valore aggiunto che deriva dal carattere interdisciplinare di alcune attività ed ottenere prodotti utili ai fini di protezione civile.

Sequenza sismica dell'Abruzzo: analisi delle registrazioni accelerometriche

Fabio Sabetta*
Antonio Rovelli**
Mehmet Celebi***
Dario Rinaldis****

* Dipartimento della Protezione Civile

** INGV

*** USGS

**** ENEA, Dipartimento Ambiente, Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile

Il lavoro presenta i principali risultati ottenuti dall'analisi delle registrazioni in termini di spostamenti residui, rispondenza delle principali leggi di attenuazione del picco di accelerazione, confronto degli spettri di risposta delle registrazioni con quelli di normativa ed interpretazione del danneggiamento anche in funzione della distribuzione dell'energia con il tempo

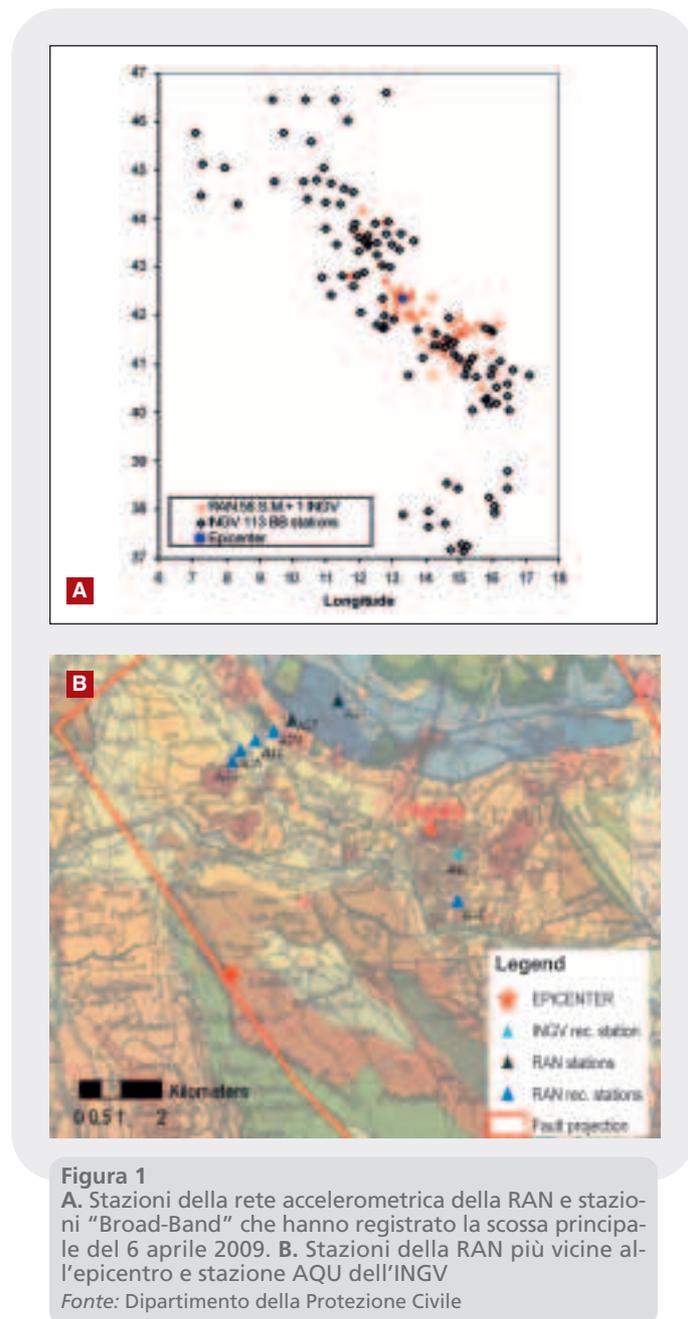
Seismic Sequence in the Abruzzo Area: an Analysis of Accelerometric Registrations

A significant normal-faulting rupture earthquake shook central Italy, and in particular, Abruzzo Region on April 6, 2009 at 1:32:39 UTC, magnitude $M_w=6.3$, producing the largest amount of experimental data ever produced in Italy. Main results are: response spectra of the records exceeded the corresponding as defined even by the most recent up to date code. As demonstrated by comparative normalized cumulative energy plots for stations close to the epicentre, duration of strong shaking, as indicated by the records is short: approximately 70% of the energy affected the structures within a duration of about 3 seconds or less

Introduzione

Il terremoto del 6 aprile 2009, $M_w=6,3$, profondità = 9 km, si è verificato alle ore 03:33 locali a circa 5 km a sud-est della città dell'Aquila su di una faglia normale con orientamento NW-SE (N140°) ed immersione con angolo di circa 45° verso SW. La scossa principale e le successive repliche hanno prodotto il maggior numero di registrazioni accelerometriche digitali mai ottenuto in Italia. Solo per la scossa principale sono state ottenute 58 registrazioni dalle stazioni accelerometriche della RAN (Rete Accelerometrica Nazionale), gestita dal Dipartimento della Protezione Civile, ad una distanza epicentrale che varia tra 4,3 km (AQG, Valle dell'Aterno, Colle Grilli, L'Aquila) e circa 280 km (GNL, Genzano di Lucania, Potenza). Anche un accelerometro dell'INGV (AQU) ha registrato l'accelerazione ad una distanza di 6 km dall'epicentro. A queste sono da aggiungere 113 stazioni a larga banda della rete sismometrica dell'INGV che hanno registrato segnali non saturati a distanze maggiori di 50 km. La *figura 1* mostra che la distribuzione di tali stazioni individua il territorio nazionale anche senza tracciarne i confini. Come riportato in *figura 1-b* le stazioni accelerometriche più vicine all'epicentro e anche al centro dell'Aquila si trovano tutte all'interno della proiezione in superficie della geometria della faglia (distanza "Joyner-Boore" = 0) e sono quella di Aquil-Park (AQK), la stazione INGV (AQU) e quelle della valle dell'Aterno. Relativamente a quest'ultime, le stazioni AQF e AQP (triangoli neri), situate su conoidi e affioramenti rocciosi all'estremità NE della valle, non hanno registrato la scossa principale per problemi di alimentazione dei rispettivi pannelli solari (sono state invece registrate le successive repliche avvenute di giorno).

Un discorso a sé va fatto per la stazione AQM (L'Aquila-II Moro) dove lo strumento con fondo scala pari a 1g è andato in saturazione e si è quindi registrato, anche



in questo caso per la prima volta in Italia, un $PGA \geq 1g$. Verifiche in loco e registrazioni delle repliche (dove peraltro i valori di AQM sono risultati in linea con quelli delle stazioni vicine) hanno confermato il buon funzionamento della stazione AQM.

Dati delle Stazioni e delle registrazioni accelerometriche

In tabella sono riportati alcuni parametri, relativi al valore massimo delle componenti orizzontali delle registrazioni accelerometriche, ordinate per picco di accelerazione (PGA) decrescente e con un valore di PGA superiore a 25 cm/s^2 . La PGA si attenua con la distanza sino alla stazione di Ortucchio. L'elenco mostra che anche gli altri parametri seguono, abbastanza fedel-

mente, lo stesso andamento con eccezione della stazione di Avezzano, in cui probabilmente occorre tener conto di fenomeni di amplificazione locale dovuti alla copertura sedimentaria della piana del Fucino. I parametri riportati in tabella sono stati ottenuti dalle registrazioni corrette con un filtro IIR. Alcuni esempi che mostrano quanto la correzione strumentale possa influenzare le serie temporali del moto dopo il processo di doppia integrazione sono illustrati in Paolucci (2009)^[1]. È da notare come, DURT, la durata secondo Trifunac^[2], sovrastimi la durata della *strong phase*, mentre, DURV, la durata Vanmarcke^[3], calcolata solo per le stazioni vicine all'epicentro, sembra più rappresentativa come durata efficace della registrazione.

Tabella 1 - Registrazioni della rete accelerometrica nazionale: elenco di alcuni parametri Strong Motion per l'evento principale del 6 aprile 2009 Mw = 6,3

Località	cod.	PGA (cm/s^2)	PGV (cm/s)	DURV (s)	DURT (s)	ARIAS (cm/s)	HOUS (cm)	dist faglia (km)	dist epic. (km)	cat. suolo
Valle Aterno Moro	AQM	1000 (sat)	36,8	2,1	7,0	435,4	90,1	0	5,2	A
Valle Aterno - Centro Valle	AQV_	662,6	45,6	3,1	7,8	285,7	94,5	0	4,9	B
Valle Aterno - Colle dei Grilli	AQG_	504,9	35,2	2,9	8,6	137,0	92,2	0	4,4	A
Valle Aterno - Fiume Aterno	AQA	478,0	41,9	4,8	7,7	175,0	86,1	0	4,6	B
Aquil PARK ingresso	AQK_	366,3	34,5	4,8	15,5	128,9	68,1	0	5,6	B
Castello	AQU	309,5	35,0	5,0	7,5	71,0	78,0	0	5,8	B
Gran Sasso (Assergi)	GSA_	148,9	8,8		8,9	44,0	17,8	8,6	18,0	A
Celano	CLN_	89,4	7,7		7,7	9,5	14,3	20,0	31,6	A
Avezzano	AVZ_	67,7	11,2		19,0	9,7	27,3	25,1	34,9	C
Ortucchio	ORC_	64,4	5,4		12,3	7,4	17,8	37,3	49,4	C
Montereale	MTR_	62,2	3,4		15,4	5,8	9,7	15,9	22,4	B
Sulmona	SUL_	33,7	2,5		17,7	1,0	7,0	43,4	56,5	A
Chieti	CHT_	29,4	6,0		31,7	3,8	10,3	52,2	67,0	A
Gran Sasso (Lab. INFN Gal.)	GSG_	29,2	2,5		11,7	0,9	4,9	13,7	22,6	A
Famignano	FMG_	26,4	2,3		21,0	1,2	6,4	16,6	19,3	A
Antrodoto	ANT_	25,9	2,5		22,7	1,8	6,9	19,3	23,1	A

Fonte: ENEA

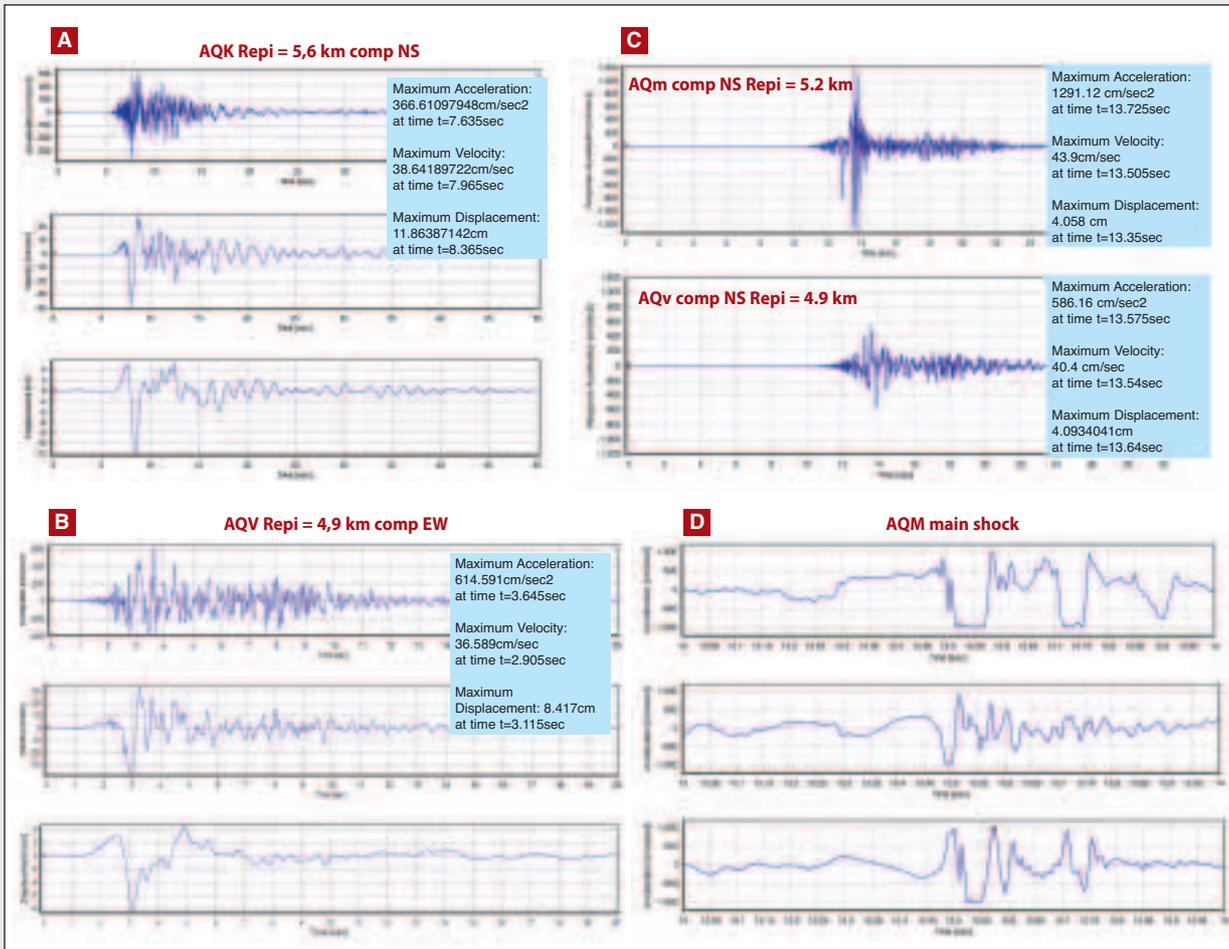


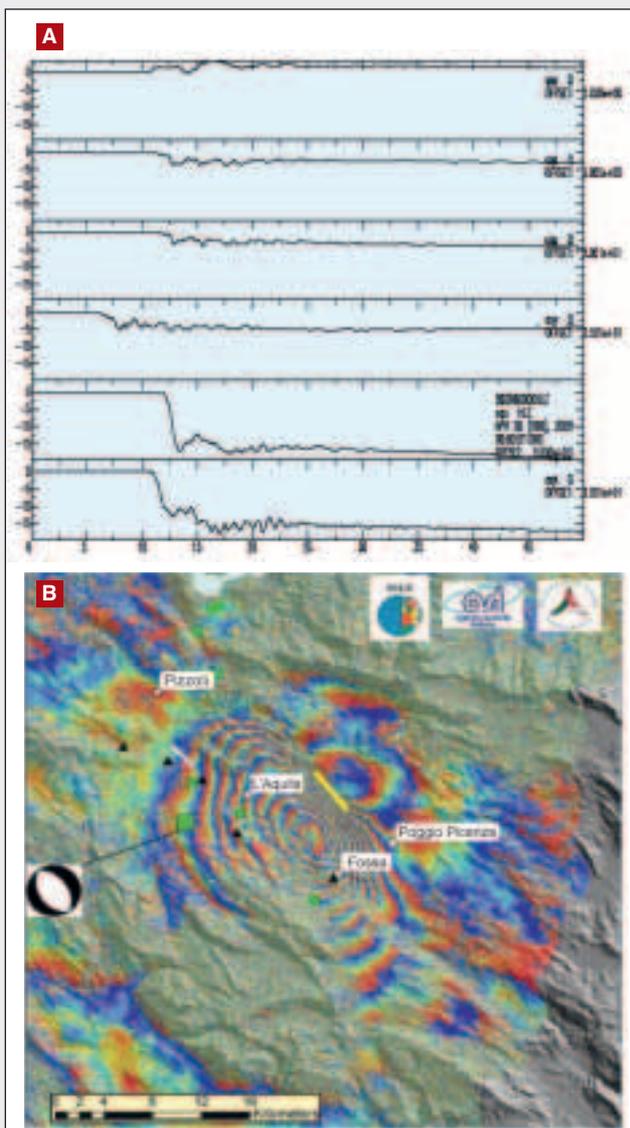
Figura 2

A. Storie temporali corrette dell'accelerazione, velocità e spostamento nella stazione AQP - B. Storie temporali nella stazione AQV - C. Componenti NS dell'accelerazione per le stazioni AQM e AQV - D. ingrandimento delle 3 componenti dell'accelerazione alla stazione AQM nell'intervallo 13-14 secondi

Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

La *figura 2a* mostra le storie temporali di accelerazione, velocità e spostamento, per la stazione di AQP componente NS. Il filtro "Butterworth" passabanda di ordine 4 (0,1 – 50 Hz) è stato scelto in funzione del confronto tra il contenuto spettrale dell'accelerazione e quello del rumore. Analogamente la *figura 2b* mostra le storie temporali per la stazione di AQV componente EW. Nella *figura 2c* sono confrontate le storie temporali dell'accelerazione ottenute ad AQV ed AQM. Queste stazioni,

distanti tra loro circa 400 m, hanno registrato i valori di PGA più alti mai ottenuti durante un terremoto italiano. In particolare AQM ha registrato per la prima volta in Italia un picco > 1g. In *figura 3d* è stato effettuato un ingrandimento di un particolare intervallo temporale delle 3 componenti dell'accelerazione nella stazione AQM. Si vede chiaramente che al secondo 13,5 della registrazione viene raggiunto il livello di saturazione dello strumento. Il picco sulla NS viene stimato oltre 1g



INTERFEROMETRIA. Interferogramma ENVISAT calcolato a partire da una coppia di immagini 1 Febbraio 2009 - 12 Aprile 2009. Le frange definiscono il campo di spostamento (quasi verticale) indotto dal terremoto. Il massimo abbassamento è di circa 25 cm tra L'Aquila e Fossa (ogni frangia corrisponde a circa 2.5 cm). I quadratini verdi indicano il *main-shock* (identificato anche dal meccanismo focale fornito da INGV-BO) e gli *after-shocks* con $M_w > 5$; la linea gialla indica le fratture superficiali osservate; i triangoli marcano la posizione dei caposaldi GPS utilizzati per il confronto con il SAR. Il rettangolo nero mostra la proiezione in superficie del modello di faglia ottenuto a partire dai dati SAR.

Figura 3

A. Storie temporali delle componenti verticali dello spostamento ottenute dalle registrazioni delle stazioni GSA, AQA, AQA, AQA, AQA, AQA; si osserva una dislocazione cosismica di circa 15 cm per le ultime due con una durata del processo di poco più di 5 secondi (elaborazione G. Milana, INGV Roma) - **B.** Interferogramma ENVISAT ottenuto da immagini 1 febbraio-12 aprile 2009

Fonte: ENEA

($\approx 1,26g$). I motivi di un valore così elevato del PGA (PGV e PGD sono invece simili a quelli delle stazioni vicine intorno rispettivamente a 40 cm/s e 4 cm) sono probabilmente da attribuire ad un impulso ad alta frequenza dovuto al meccanismo di sorgente in quanto nelle registrazioni degli *aftershocks* i valori di PGA della stazione AQM son analoghi a quelli delle stazioni adiacenti.

Spostamento residuo e confronto con altre tecniche di misura

Nella letteratura degli ultimi anni viene spesso manifestato un certo scetticismo sulla possibilità di recuperare lo spostamento residuo attraverso l'integrazione degli accelerogrammi. Alcuni ricercatori^[4] anzi concludono che è impossibile misurare lo spostamento residuo dovuto solo a movimenti traslazionali: la loro opinione è che tale componente dello spostamento del suolo non possa essere determinata se non si conosce anche la componente rotazionale del moto. Tuttavia, la disponibilità di stazioni GPS campionate a frequenze di 1 Hz (o maggiori) e co-ubicate con accelerometri (durante i terremoti di Tokachi-Oki in Giappone, e Parkfield e San Simeon in California) ha portato anche a conclusioni più ottimistiche^[5]. Il terremoto dell'Aquila ha fornito dati sia accelerometrici che GPS molto utili per ulteriori contributi a questo dibattito.

Abbiamo potuto constatare che, se si filtra passa-basso a 2 Hz la componente verticale della registrazione della stazione AQK, si ottiene come risultato una storia temporale dello spostamento indicativo di una deformazione permanente del suolo. Per valutare le incertezze derivanti dalla scelta soggettiva delle costanti di tempo (t_1 e t_2) nella cosiddetta correzione Basco^[6] si sono utilizzate le misure indipendenti dello spostamento del suolo ricavate dalle stazioni GPS ad alta risoluzione di-

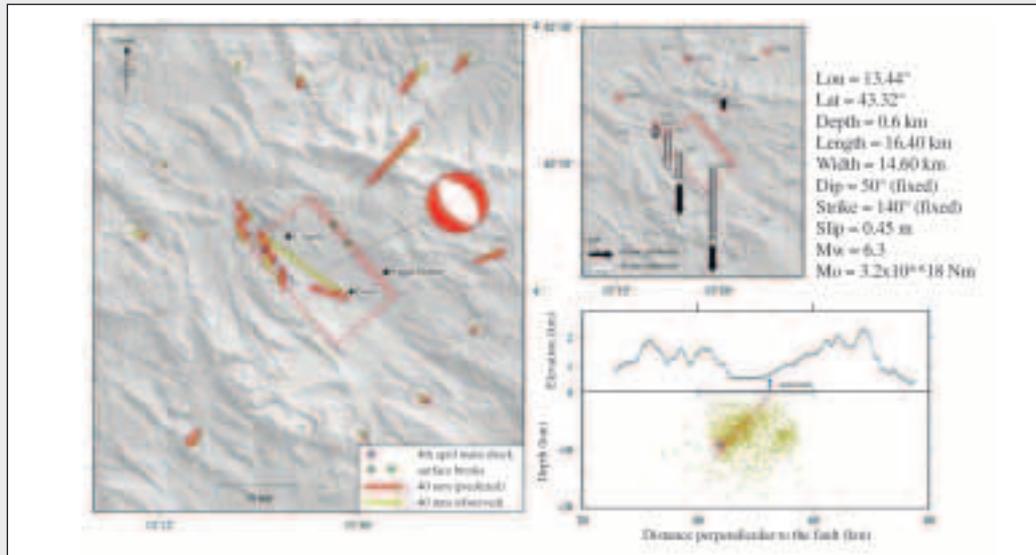


Figura 4
Spostamenti misurati con la rete GPS
Fonte: INGV

sponibili nelle vicinanze di quelle accelerometriche. La *figura 4* mostra le risultanze degli spostamenti ottenuti in alcune stazioni della rete GPS locale con valori che in alcune di esse sembrano indicare uno spostamento di 15 cm circa (Fossa – L’Aquila). Tali valori risultano in ottimo accordo con gli spostamenti permanenti dedotti dalla doppia integrazione degli accelerogrammi registrati in prossimità dell’epicentro e mostrati in *figura 3a*. Infine la *figura 3b* mostra un interferogramma ENVISAT che sembra indicare un abbassamento verticale di circa 25 cm tra L’Aquila e Fossa. Anche per gli spostamenti orizzontali si trova una significativa consistenza tra misure GPS e valori della dislocazione cosismica evidenziata dalle serie temporali di spostamento. La scelta soggettiva dei parametri del processamento del dato accelerometrico comporta incertezze minori del centimetro, che implicano errori sulle dislocazioni orizzontali non superiori al 20% in area epicentrale.

Effetti di sito

Nell’ambito del Progetto S4 della convenzione INGV-DPC del 2007-2009 (<http://portale.ingv.it/l-ingv/progetti/progetti-finanziati-dal-dipartimento-di-protezione-civile-1/>) era stata completata, poco prima del verificarsi del terremoto dell’Aquila, la caratterizzazione dei siti delle stazioni accelerometriche della RAN. Dopo il terremoto, sono stati acquisiti ulteriori dati e informazioni^[7]. Grazie al materiale prodotto, si dispone di una utile documentazione relativa alle stazioni che hanno registrato l’evento (<http://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet/>), che include indagini geologiche, sondaggi geotecnici, e rapporti H/V (sia da terremoti che rumore ambientale).

L’accelerogramma della stazione di AQK, installata ad Aquil PARK, vicino al centro storico della città, ha un picco ben delineato a bassa frequenza (0,6 Hz circa, vedi *figura 5c*). La presenza di tale risonanza del terreno era già stata evidenziata in un

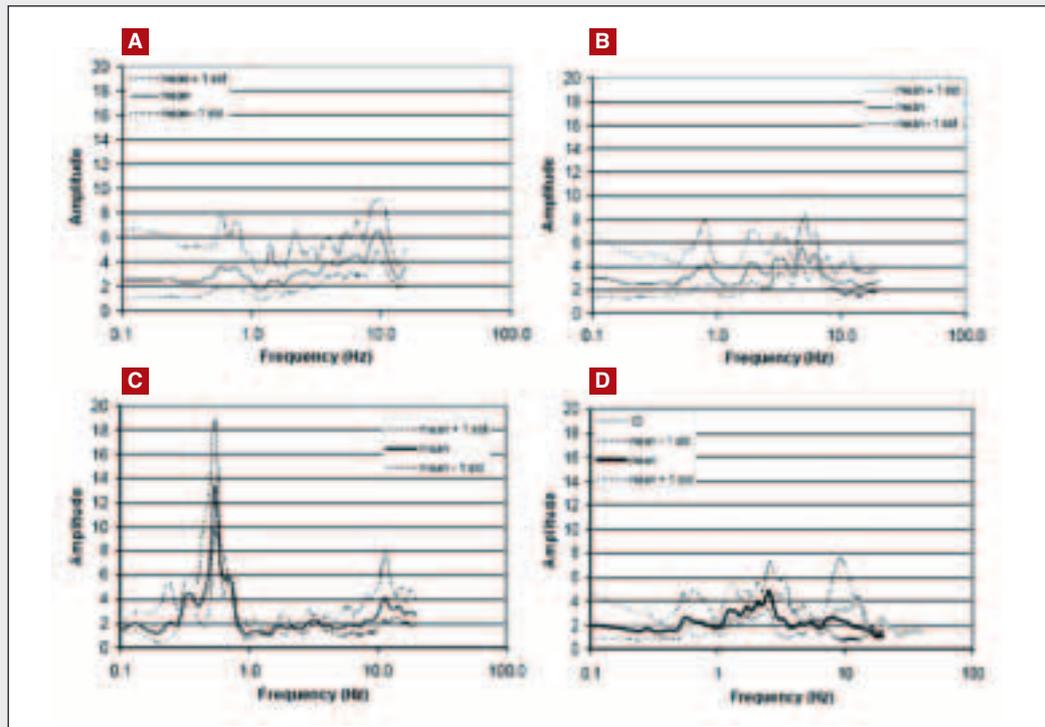


Figura 5
Rapporti spettrali HV di dati *strong-motion*. A. AQA - B. AQG - C. AQK - D. AQV^[7]
Fonte: INGV

articolo che utilizzava misure di weak motion e rumore ambientale^[8]. Le stazioni AQV, AQA e AQG, installate nella valle

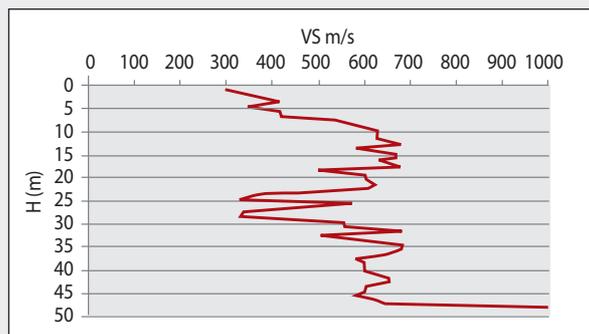


Figura 6
Profilo di Vs per la stazione AQV
Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

dell'Aterno, hanno invece risonanze a frequenze più elevate (*figure 5 a, b e d*). Le stazioni AQV ed AQA sorgono entrambe sui depositi di terra rossa (*figura 1*). AQA sorge a bordo valle in direzione Coppito, mentre AQV è stata installata a centro valle. Per AQV sono state eseguite delle indagini geognostiche (2 fori in situ con stratigrafia, cross-hole e indagini di laboratorio per valutare i parametri dinamici del suolo). Dalla *figura 6*, rappresentativa della velocità delle onde di taglio negli strati del terreno sino ad una profondità di 50 metri, si notano 3 caratteristiche principali: la velocità delle onde cresce da 300 m/s a circa 700 nei primi 10 metri. Quindi si ha una zona di inversione della velocità tra circa 15 e 30 metri dove si ridiscende a 300 m/s. A 35 metri la velocità ritorna agli stes-

si valori degli strati precedenti e si mantiene costante sino al bedrock a 50 metri. Anche AQG fa parte della rete della valle dell'Aterno in corrispondenza del colle dei Grilli che fa da riferimento roccioso (scaglia rossa). La stazione AQK si trova invece nel centro della città e sorge su uno strato di "megabrecce" dello spessore di qualche metro, che sovrasta dei sedimenti lacustri limoso e sabbiosi di 100-150 metri circa (De Luca et al., 2005). Sulla base delle rocce in affioramento e dei dati di velocità, le stazioni in area epicentrale sono classificabili (classificazione EC8) in classe B, con l'eccezione di AQG e AQM per le quali è ipotizzabile la classe A.

Confronto con le principali relazioni di attenuazione disponibili in letteratura

Nella *figura 7* sono riportati i valori di PGA registrati dalle 59 stazioni accelerometri-

che (rombi con diversi colori a seconda della classe di appartenenza del sito della stazione in base all'eurocodice EC8 e alla normativa italiana) e dalle 113 stazioni Broad-Band della rete INGV che non hanno saturato (triangoli neri). Nei dati INGV è incluso anche l'accelerogramma registrato dalla stazione AQU che si trova in prossimità del castello dell'Aquila a circa 6 km dall'epicentro. I dati sono riportati in funzione della distanza epicentrale e messi a confronto con una delle relazioni di attenuazione maggiormente utilizzate per il territorio italiano (SP96-Sabetta e Pugliese)^[9] riportata insieme ai limiti di ± 1 deviazione standard (linee tratteggiate).

Mentre non appare evidente una differenza sistematica dovuta alla classificazione del sito (limiti di una classificazione basata solo su VS30) risulta evidente la sovrastima dei valori di PGA a distanze medio-alte. La disponibilità di strumentazione digitale di elevata sensibilità ha fatto sì che

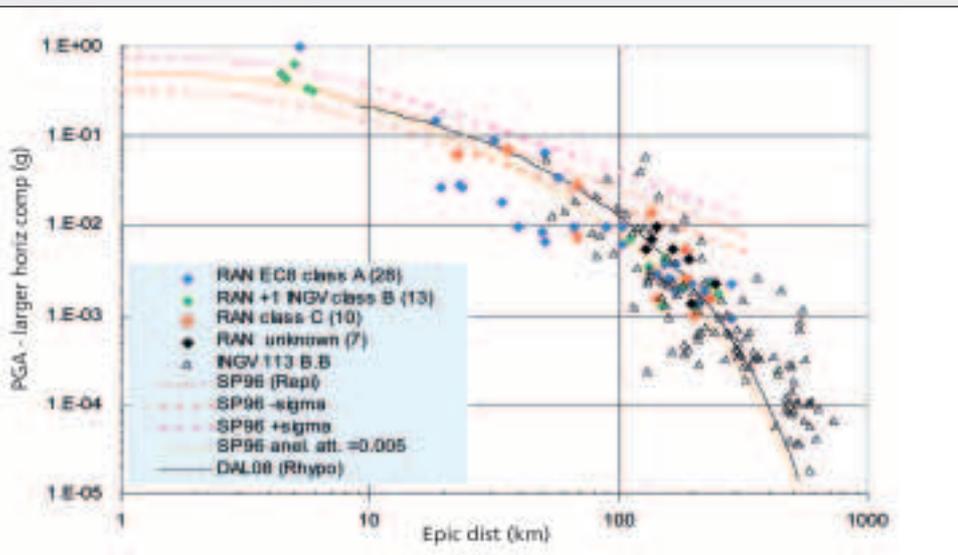


Figura 7

Valori di PGA registrati dalla rete RAN e dai sismometri BB della rete INGV in funzione della distanza epicentrale a confronto con alcune relazioni di attenuazione

Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

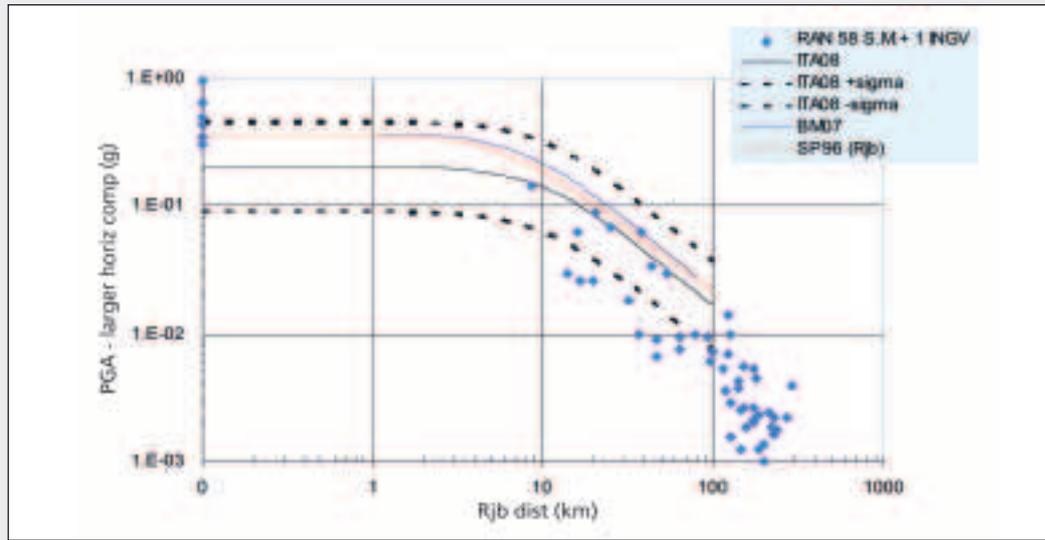


Figura 8
Valori di PGA registrati dalla rete RAN in funzione della distanza dalla faglia a confronto con alcune relazioni di attenuazione
Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

solo in anni recenti si rendessero disponibili registrazioni accelerometriche a grandi distanze, significativamente superiori ai 100 km entro i quali erano solitamente confinati i dati analogici, che mettono in

evidenza l'effetto di attenuazione anelastica non rilevabile a distanze brevi. La semplice introduzione di un coefficiente di attenuazione anelastica nell'attenuazione (in questo caso Sabetta e Pugliese – curva

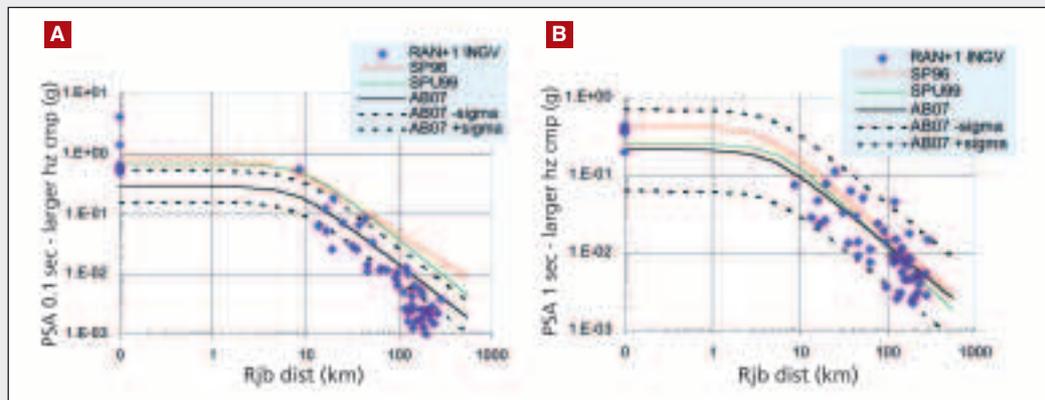


Figura 9
A. Valori dello spettro di risposta a 0,1 sec. e relazioni di attenuazione - B. Valori dello spettro di risposta a 1 sec.
Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

arancione – ma vale per qualsiasi relazione) migliora significativamente il fit alle grandi distanze.

Nella stessa figura è riportata anche, in funzione della distanza ipocentrale, una relazione di attenuazione sviluppata recentemente su dati italiani (DAL08)^[10] che classifica i siti sulla base della loro frequenza predominante e che “fitta” i dati molto meglio, grazie anche a un coefficiente di attenuazione anelastica nell’equazione predittiva. Questo coefficiente stimato dai dati risulta pari a 0,0052, e quindi praticamente uguale a quello utilizzato nella figura 7 per modificare la relazione Sabetta-Pugliese.

In figura 8 sono riportati i valori di PGA in funzione della distanza “Joyner-Boore” corrispondente alla distanza dal punto più vicino della proiezione in superficie della faglia e decisamente più significativa per mettere luce le caratteristiche *near field* delle stazioni in prossimità dell’Aquila che si trovano tutte a distanza

“zero” dalla faglia. Oltre alla Sabetta-Pugliese sono riportate, con riferimento alla formulazione per siti rocciosi, anche Bommer et al. (BM07)^[11] (una estensione di Akkar e Bommer 2007 a magnitudo basse per un totale di 997 registrazioni europee in corrispondenza a 289 eventi di $3,0 \leq M_w \leq 7,6$) e ITA08^[12] (relazione ottenuta utilizzando 561 registrazioni della banca dati accelerometrica ITACA con $4 \leq M_w \leq 6,9$). Quest’ultima sottostima i dati a distanza breve e sovrastima quelli a grandi distanze mentre le due precedenti fittano abbastanza bene il PGA a distanza “zero” e di nuovo sovrastimano le distanze elevate. Va sottolineato tuttavia che la definizione del meccanismo di sorgente ha messo in evidenza un forte effetto di direttività. Quasi tutte le stazioni tra i 20 e i 100 km fortemente sovrastimate dalle attenuazioni (l’effetto attenuazione anelastica non è ancora rilevante) si trovano in direzione NW rispetto all’epicentro e in posizione anti-direttiva ri-

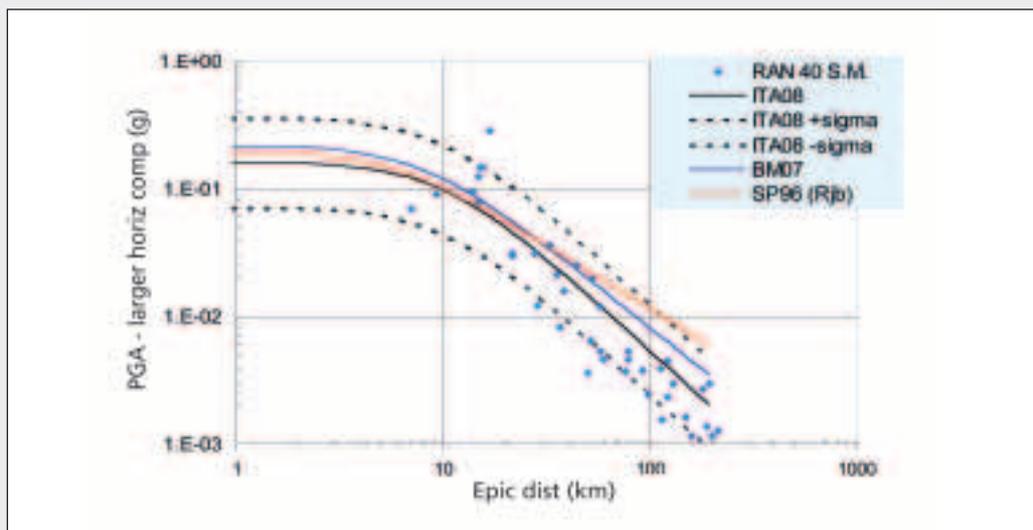


Figura 10

Valori di PGA registrati dalla rete RAN nella replica del 7 aprile a confronto con alcune relazioni di attenuazione

Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

spetto alla rottura della faglia che si è mossa in direzione SE.

In *figura 9* sono riportati i valori dello spettro di risposta, rispettivamente a 0,1 e 1 secondo a confronto con Sabetta_Pugliese, Akkar_Bommer 2007 (AB07) e Spudich et al. 1999 (SPU99)^[13] (relazione basata essenzialmente su dati di faglie normali). Da rilevare ancora una volta l'effetto dell'attenuazione anelastica che fa sì che i dati ad alta frequenza siano sovrastimati dalle attenuazioni di letteratura mentre quelli a frequenza più bassa ricadono all'interno di una deviazione standard.

Nella *figura 10* Sono riportati dati di PGA relativi alla replica più forte della sequenza aquilana, registrata il 7 aprile alle ore 17,47 UTC. L'evento con una Mw=5,6 e una profondità di circa 15 km si è spostato di circa 16 km a SE rispetto all'epicentro della scossa principale. L'evento è stato registrato da un numero inferiore (40) di stazioni della rete RAN perché alcune di quelle a grande distanza non sono scattate a causa della magnitudo inferiore.

Si sono però aggiunte le stazioni AQP e AQF dell'array della valle dell'Aterno e la stazione di Bazzano (BZZ), installata a seguito della scossa principale, per un totale di 7 stazioni in condizioni di *near field*. Si nota una modifica nella distribuzione dei PGA rispetto a quanto previsto dalle attenuazioni di letteratura in confronto al *main-shock*. Le stazioni in *near field* forniscono valori più bassi mentre quelle in *far field* risultano meno sovrastimate.

Spettri di risposta in accelerazione e spostamento e confronto con la normativa

La *figura 11* mostra gli spettri di risposta in accelerazione, al 5% di smorzamento, delle componenti orizzontali delle due stazioni ubicate all'Aquila città (AQK, AQU) e di quella situata al centro della valle dell'Aterno (AQV). Si possono rilevare valori

estremamente elevati alle alte frequenze (0-0,5 sec di periodo) in particolare per la stazione AQV che raggiunge circa 1,6g a un periodo di 0,1 secondi. Ai lunghi periodi si notano invece gli alti valori della stazione AQK in accordo con quanto visto in precedenza in merito alla risonanza del terreno a 1,6 secondi

In *figura 12* gli spettri di risposta delle stazioni che forniscono i valori più elevati sono messi a confronto con la normativa italiana. In particolare sono riportati gli spettri elastici di progetto calcolati con i valori dei parametri di pericolosità corrispondenti al sito dell'Aquila e ricavati dalla mappa di pericolosità realizzata dall'INGV in base all'Ordinanza PCM 3519, pubblicata sulla G.U. del 11/05/06.

Gli spettri sono stati ricavati per le classi di terreno A, B, C e per due periodi di ritorno, utilizzando i parametri a_g , F_0 e T^*_c secondo quanto previsto dalle recenti norme tecniche emanate nel 2008 (NTC08)^[14,15]. Poiché tuttavia nessun edificio dell'Aquila è stato progettato con le NTC08, si è riportata per confronto anche la precedente normativa del 1996 per la 2ª categoria. In tal caso per rendere confrontabile lo spettro del 1996 ($S=9$, $a_g=0,07$) con uno spettro elastico agli stati limite, si è utilizzato un coefficiente di duttilità pari a 4 e un fattore moltiplicativo pari a 1,5 per gli stati limite. Risulta evidente come gli spettri registrati in *near field* per la scossa principale superino abbondantemente ai brevi periodi non solo quello della vecchia normativa ma anche le

Tabella 2 - Parametri e pericolosità del sito dell'Aquila

L'Aquila	a_g (g)	F_0	T^*_c (s)
475 anni	0,261	2,364	0,347
975 anni	0,334	2,400	0,364
2475 anni	0,452	2,458	0,384

Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

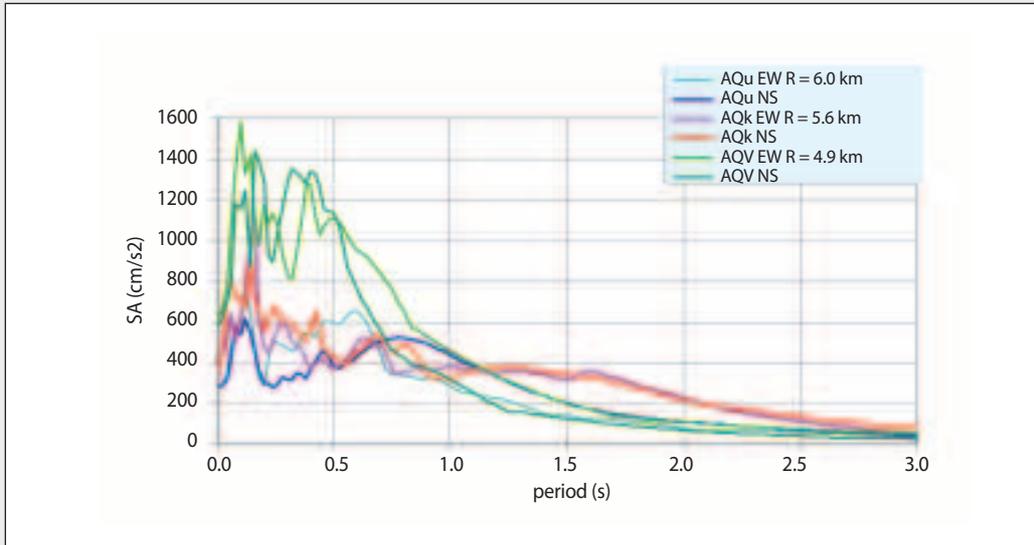


Figura 11

Spettri di risposta in accelerazione al 5% di smorzamento delle componenti orizzontali delle due stazioni ubicate all'Aquila città (AQk, AQu) e di quella situata al centro della valle dell'Aterno (AQv)

Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

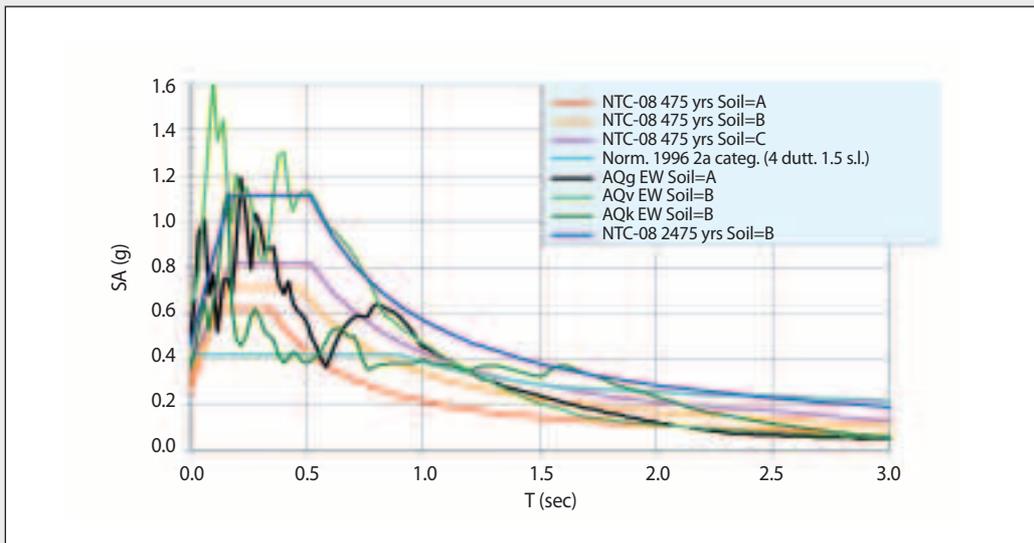


Figura 12

Spettri di risposta delle stazioni che forniscono i valori più elevati a confronto con la normativa italiana del 1996 per la 2ª categoria e delle norme tecniche del 2008 (NTC-08) per diversi tipi di terreno e periodi di ritorno

Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

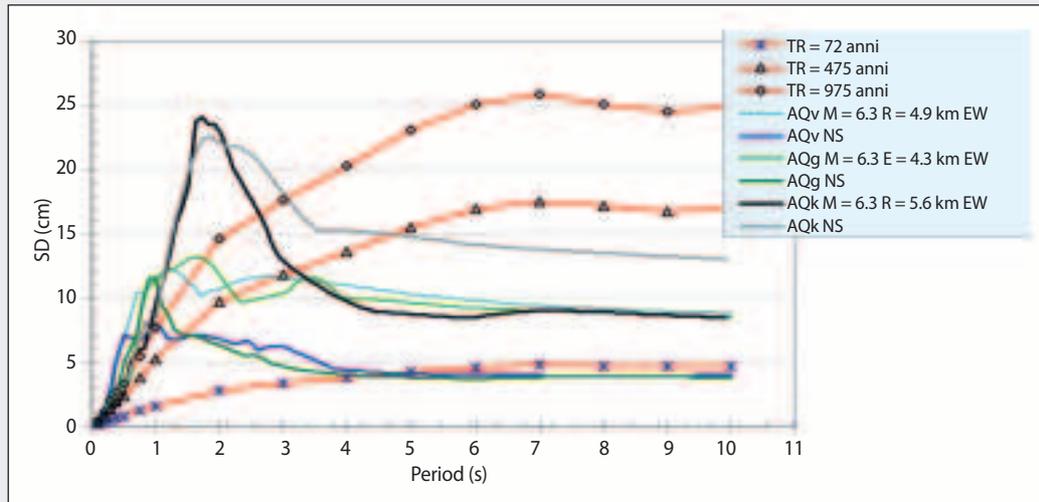


Figura 13
Spettri di risposta in spostamento al 5% di smorzamento confrontati con gli spettri a pericolosità uniforme su suolo rigido (Progetto INGV-DPC-S5-2007^[16]) ottenuti per la città dell'Aquila (long 13.396; lat 42.356)
Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

NTC8 addirittura per un periodo di ritorno di 2475 anni. A periodi maggiori di 1 secondo gli spettri registrati si riallineano con quelli di normativa ad eccezione della stazione di AQK che, come già rimarcato, presenta un notevole contenuto a basse frequenze. Va sottolineato che valori di accelerazione così elevati sono probabilmente dovuti ad effetti di sorgente a distanza zero dalla faglia, in quanto, come già discusso nel paragrafo precedente, a distanze maggiori di 10 km i valori di accelerazione scendono al di sotto di quelli previsti dalle attenuazioni.

Poiché la recente tendenza in campo progettuale è quella di definire l'azione sismica sulla base degli spostamenti piuttosto che delle accelerazioni, in *figura 13* sono mostrati gli spettri di risposta in spostamento confrontati con gli spettri a pericolosità uniforme (UHS) ottenuti per tre diversi periodi di ritorno (72, 475, 975 anni) su suolo rigido per la città dell'Aquila^[16]. Si nota come, a brevi periodi (< 1 sec), tut-

ti gli spettri registrati sono superiori a quelli UHS per tutti i periodi di ritorno, mentre a periodi più lunghi l'unica registrazione a superare anche lo spettro UHS a 975 anni è AQK, grazie al suo contenuto in bassa frequenza che raggiunge un picco di spostamento spettrale di quasi 25 cm. Anche per questa registrazione tuttavia, a periodi maggiori di 3-4 secondi, si scende sotto al livello previsto dallo spettro UHS a 475 anni.

Confronto con i danni agli edifici

In analogia a quanto verificato anche in altri terremoti, il danno agli edifici può essere attribuito a tre principali fattori:

- insufficienza strutturale (dovuta alla progettazione o al processo costruttivo, all'età, alla mancanza di duttilità, ai materiali di scarsa qualità, all'assenza di rinforzi longitudinali o di taglio, alla mancanza di pareti di taglio);
- progetto architettonico complesso (eccentricità, piani soffici);

- scuotimento del terreno superiore a quello previsto dalla norma.

Come mostrato dall'andamento temporale della frazione di energia cumulata (Intensità di Arias^[17]) in *figura 14*, la durata del forte scuotimento è breve (≈ 3 secondi). Tuttavia tale lasso di tempo è sufficiente a provocare, dopo appena un paio di cicli, il danneggiamento degli edifici con vizi occulti (vedi ad esempio pilastri non connessi al solaio o con cemento di scarsa qualità). Questo significa che a causa della brevità dello scuotimento forte, l'azione sismica non ha contribuito a prolungati cicli dello spostamento.

Ovviamente in caso di una maggiore durata ad alti livelli di eccitazione, la domanda di spostamento sarebbe stata maggiore e avrebbe determinato un numero molto maggiore di collassi. La *figura 14* mostra che approssimativamente il 50% dell'e-

nergia è stata assorbita dalle strutture nei primi 2 secondi di scuotimento (per AQM si arriva al 70%).

In *figura 15* è riportata la foto degli edifici antistanti la stazione AQM. Si può notare che nonostante il valore del PGA sia il più alto mai registrato per un terremoto in Italia (stimato $\approx 1,2g$ per la componente NS) il grado di danneggiamento delle strutture, pur essendo rilevante, non è annoverabile fra i più gravi nella zona (Pettino) ed è limitato ad elementi non strutturali (tamponature).

Conclusioni

Il terremoto che ha colpito la città dell'Aquila e i centri abitati limitrofi, il 6 aprile 2009 con magnitudo $M_w=6,3$, e le successive scosse di assestamento, hanno generato la più grande e completa mole di dati

sperimentali (registrazioni accelerometriche, larga-banda, interferometriche, GPS, etc.) della storia sismica d'Italia. Inoltre alla stazione accelerometrica AQM, è stato registrato un picco di accelerazione maggiore di $1g$.

Le componenti verticali del moto registrato dalle stazioni situate sull'*hanging wall* della faglia hanno evidenziato uno spostamento residuo massimo di 15 cm dovuto ad una deformazione permanente del suolo, dato confermato da misure interferometri e GPS. Dal confronto con le relazioni di attenuazione maggiormente utilizzate in ambito italiano ed europeo, si rileva una sottostima dei dati a breve distanza mentre la sovrastima di quelli a grande distanza viene decisamente migliorata con l'introduzione di un

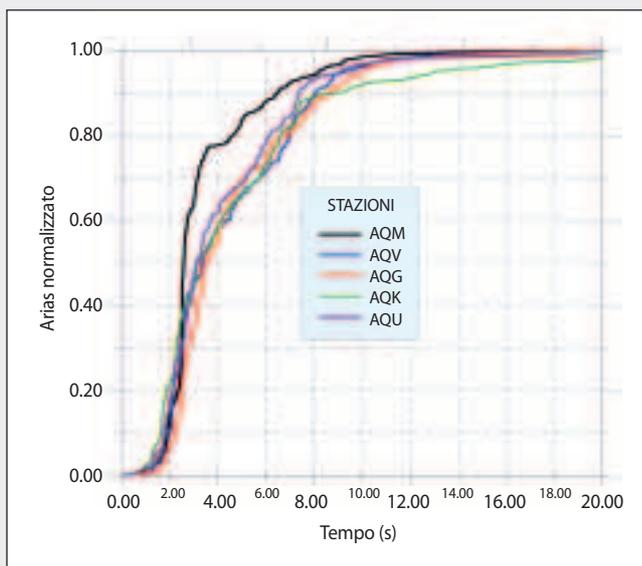


Figura 14

Andamento nel tempo della frazione della cumulata dell'energia rispetto al totale, per le componenti NS delle registrazioni ad AQM, AQV, AQG, AQK, AQU: la durata della strong-phase (5-95%) è tra 3 e 10 secondi circa (durata DURT $\approx 7-8$ secondi, DURV $\approx 3-4$ secondi)

Fonte: ENEA



Figura 15
Postazione accelerometrica AQM e evidenze di danneggiamento negli edifici antistanti
Fonte: Dipartimento della Protezione Civile

coefficiente di attenuazione anelastica. Da un confronto tra gli spettri di risposta in accelerazione registrati nelle stazioni più vicine al centro dell'Aquila e gli spettri di normativa, si nota un forte superamento di questi ultimi in particolare alle alte frequenze. Tale aspetto va sottolineato anche in considerazione del fatto che la maggior parte delle strutture ingegnerizzate sono state progettate in base a normative precedenti meno cogenti dell'attuale NTC-08. Infine una caratteristica peculiare delle registrazioni in area epicentrale, e che ha molto influito sulle caratteristiche del danneggiamento degli edifici, è stata la concentrazione dell'energia, ad alta frequenza e per pochi cicli.

Le registrazioni ottenute durante il *main shock* del 6 aprile 2009, rivelano caratteristiche peculiari che possono spiegare l'inusuale concentrazione del danneggiamento delle strutture nella regione:

- Le relazioni di attenuazione disponibili in letteratura sottostimano i valori di PGA a breve distanza e sovrastimano quelli a grande distanza.

- Le registrazioni in zona epicentrale (distanza "zero" dalla faglia e inferiore a 10 km dall'epicentro) sono fortemente influenzate da effetti di sorgente.
- Le registrazioni della scossa principale mostrano un chiaro effetto di direttività verso Sud-Est.
- La maggior parte delle registrazioni in zona epicentrale hanno un PGA > 0,3g ed alla stazione del Moro (zona di Pettino) addirittura > 1g.
- Come è possibile verificare dagli spettri di risposta, i valori sono particolarmente elevati specie nell'intervallo 2-10 Hz (0,1-0,5 s) che contiene le frequenze proprie della maggior parte degli edifici della regione.
- La durata della fase più energetica degli accelerogrammi è solo di 2-5 secondi. Nel caso di AQV quasi il 60% dell'energia è stato rilasciato nei primi 3 secondi. Ciò implica un forte impulso ad alta frequenza, anche nella componente verticale del moto, che ha colpito le strutture con un moderato numero di cicli ma di elevata ampiezza.

- La maggior parte delle strutture, non duttili, non ingegnerizzate e gli edifici in muratura non rinforzati (comprese le strutture di interesse storico e monumentale) e una parte significativa di edifici semi-ingegnerizzati o in-

gegnerizzati, ma con una limitata riserva di duttilità e una insufficiente resistenza dovuta al progetto o a problemi costruttivi, non avevano la capacità di resistere al livello di scuotimento subito.

Bibliografia

- [1] Paolucci, R. (2009). Preliminary evaluation of long-period ground motion in L'Aquila during the Mw6.3 Apr 6 2009 earthquake based on strong motion records, Department of Structural Engineering, Politecnico di Milano, http://esse4.mi.ingv.it/images/stories/Long_Period_Ground_Motion_LAquila.pdf.
- [2] Trifunac, M.D. and A.G. Brady (1975). A study of the duration of strong earthquake ground motion, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 65, 581-626.
- [3] Vanmarcke, E. H. and S-S. P. Lai (1980). Strong-motion duration and RMS amplitude of earthquake records, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 70, 1293-1307.
- [4] Trifunac, M.D. and M.I. Todorovska (2001). A note on the useable dynamic range of accelerographs recording translation, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 21, 275-286.
- [5] Boore, D.M. and J. Bommer (2005), Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 21, 93-115.
- [6] Paolucci, R., C. Cauzzi, and E. Faccioli (2007). Processing strong motion data and assembling a worldwide digital strong motion database. Deliverable D1 of project S5-seismic input in terms of expected spectral displacements. 2006-08 DPC-INGV Italian Research Programme, (Available upon request from: progettos5stru.polimi.it).
- [7] Ameri, G., P. Augliera, D. Bindi, E. D'Alema, C. Ladina, S. Lovati, L. Luzi, S. Marzorati, M. Massa, F. Pacor, and R. Puglia (2009). Strong-motion parameters of the Mw=6.3 Abruzzo (Central Italy) earthquake, INGV sezione di Milano-Pavia, http://esse4.mi.ingv.it/images/stories/report_ran_20090406_v2.pdf.
- [8] De Luca, G., S. Marucci, G. Milana, and T. Sanò (2005). Evidence of Low-Frequency Amplification in the City of L'Aquila, Central Italy, through a Multidisciplinary Approach Including Strong- and Weak-Motion Data, Ambient Noise, and Numerical Modeling. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 95, 1469-1481.
- [9] Sabetta, F. and A. Pugliese (1996). Estimation of response spectra and simulation of non-stationary earthquake ground motions. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, 337-352.
- [10] Di Alessandro, C., L.F. Bonilla, A. Rovelli, and O. Scotti (2008). Influence of site classification on computing empirical ground-motion prediction equations in Italy, Abstract presented at AGU Fall Meeting, San Francisco, California, December 9-12 2008.
- [11] Bommer, J.J., P.J. Stafford, J.E. Alarcón, and S. Akkar (2007). The influence of magnitude range on empirical ground-motion prediction, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 97, 2152-2170.
- [12] Bindi, D., L. Luzi, M. Massa, and F. Pacor (2009). Horizontal and vertical ground motion prediction equations derived from the Italian Accelerometric Archive (ITACA). *Bull. Earthquake Eng.*, DOI 10.1007/s10518-009-9130-9.
- [13] Spudich, P.A., W.B. Joyner, A.G. Lindh, D.M. Boore, B.M., Margaris, and J.B. Fletcher (1999). SEA99: A revised ground motion prediction relation for use in extensional tectonic regimes. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 89, 1156-1170.
- [14] Decreto Ministeriale Infrastrutture 14.1.2008, "Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni", Gazzetta Ufficiale, n. 29 del 4.2.2008.
- [15] Circolare 617 del 2.2.2009, "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.1.2008", Gazzetta Ufficiale, n. 47 del 26.2.2009, Supplemento Ordinario n. 27.
- [16] Faccioli, E. e A. Rovelli (2007). Definizione dell'input sismico sulla base degli spostamenti attesi. Progetti sismologici di interesse per il DPC - Relazione scientifica finale. <http://progettos5stru.polimi.it>
- [17] Arias A. (1970), "A measure of earthquake intensity". In: Hansen R. (Ed.), *Seismic Design of Nuclear PowerPlant*, MIT Press, Cambridge.

Lezioni dal terremoto dell'Abruzzo: il comportamento degli edifici visto dall'angolo prospettico della "regola d'arte" nel costruire

Paolo Bazzurro*
 Francesco Benedettini**
 Paolo Clemente***
 Antonio Martinelli****
 Antonello Salvatori**

- * AIR Worldwide (leader del team EERI in Abruzzo)
- ** Università dell'Aquila
- *** ENEA, Dipartimento Ambiente, Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile
- **** CNR, Istituto per le Tecnologie della Costruzione

Si riporta una breve descrizione degli effetti del recente sisma dell'Abruzzo sulle costruzioni, corredata di alcune fotografie. Si parla di edifici in cemento armato, di edifici in muratura e si accenna alle strutture afferenti alla sfera dei beni culturali, premettendo uno sguardo all'evoluzione delle norme tecniche per le costruzioni, con particolare riferimento all'area aquilana

Learning from Abruzzo Earthquake: Buildings Behaviour Seen from the "Building According-to-the-book" Perspective

A brief description – with the related photographs – is reported on the effects of the recent Abruzzo earthquake on buildings, particularly reinforced-concrete and masonry buildings. Following an overview of the technical building codes particularly focused on the area of L'Aquila, mention is made of cultural heritage structures

Dice il saggio: "Sbagliando s'impara". Non è sempre vero. L'evento sismico dell'Abruzzo, come i precedenti, ha dimostrato che, almeno in ingegneria sismica, il condizionale è d'obbligo: "Sbagliando si dovrebbe imparare". Gli insuccessi strutturali evidenziati, infatti, sono gli stessi visti e rivisti nei precedenti eventi, le migliaia di fotografie scattate sembrano identiche a quelle di cui eravamo già in possesso. E allora il saggio, volendo rifarsi, suggerisce: "Repetita iuvant". Questo lo accettiamo, innanzitutto perché giustifica il ritorno sull'argomento, ma soprattutto perché quel "iuvant" sembra almeno garantire un miglioramento del nostro modo di costruire e, conseguentemente, di pensare le costruzioni.

L'evoluzione delle norme tecniche per le costruzioni in zona sismica con particolare riferimento all'Aquila

L'Aquila, dichiarata sismica a seguito del terremoto di Avezzano del 1915 e classificata in zona 2 dal 1927, oggi è tra le zone a maggiore pericolosità sismica in Italia. Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), emanate nel 2008, forniscono prescrizioni molto stringenti per le nuove costruzioni ma, ovviamente, non possono aver influenzato la costruzione degli edifici all'Aquila.

Nella precedente ma pur recente classificazione sismica dell'Ordinanza PCM 3274/2003, che assumeva ancora una classificazione basata sui confini amministrativi comunali, L'Aquila era in zona 2 e lo spettro elastico prevedeva per le zone 2 un'accelerazione al suolo di 0,25g, da moltiplicare per il fattore di sottosuolo (mediamente $S=1,25$, per suolo medio tipo B o C) per ottenere l'ordinata spettrale corri-

spondente al periodo nullo, $T=0$. Per ottenere le ordinate massime del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dove ricadono quasi tutti gli edifici normali (periodo T compreso tra 0,15 e 0,5 s, per un suolo medio, tipo B o C), tale valore andava moltiplicato per il fattore di amplificazione $F_0=2,5$. Agli edifici costruiti con tecniche tradizionali non si richiede di sopportare l'azione sismica nella sua interezza in campo elastico, pertanto si definisce lo spettro di progetto che si ricava da quello elastico adottando un fattore di struttura, che tiene conto della capacità della struttura di dissipare energia, ossia della sua duttilità, dipendente dalla tipologia, che per edifici con struttura a telaio regolare vale $q=4,1$. In definitiva l'accelerazione sismica di progetto era $0,25g \cdot 1,25 \cdot 2,5/4,1=0,19g$ (0,15g su terreno rigido, ossia per $S=1,0$), valore molto simile anche a quello attuale, che poteva essere fortemente influenzato dal fattore di struttura e dall'effettivo periodo di vibrazione dell'edificio. Prescrizioni molto restrittive sui dettagli costruttivi garantivano, già dal 2003, un certo controllo della duttilità.

Pochissimi edifici sono stati costruiti osservando le norme del 2003; gran parte delle costruzioni all'Aquila risale a epoche precedenti. Nel 1974 fu emanata la Legge n. 64, che rimandava ai successivi DM del Ministero dei Lavori Pubblici le norme tecniche per le costruzioni in zona sismica; il primo DM è del 1975 e prevedeva uno spettro piatto fino a $T=0,8$ s con ordinata massima pari, per la zona 2, a 0,07g. Tale valore poteva essere amplificato per un fattore di suolo (fino a 1,3) e per un fattore di struttura (fino a 1,2), quest'ultimo nel caso di edifici con pareti di taglio, quindi non per i telai usuali. In sostanza l'azione sismica era assimilata al 7% di quella gravitazionale e l'edificio calcolato in campo ela-

stico. Non era richiesto un controllo della duttilità, affidata in maniera vaga alla regolarità e ai dettagli costruttivi. È probabilmente nella mancanza della necessaria duttilità degli elementi strutturali (specialmente i pilastri) la chiave di lettura del forte danneggiamento e crollo di alcuni edifici in c.a. che, ad uno sguardo non attento a questo fondamentale particolare, potevano apparire anche non particolarmente vulnerabili. In *figura 1* sono messi a confronto gli spettri di progetto delle varie norme. I valori spettrali erano utilizzati sia per l'analisi dinamica a spettro di risposta o, in alternativa, per un'analisi statica equivalente, schematizzando l'azione sismica con un sistema di forze orizzontali la cui risultante era pari al 7% dei carichi gravitazionali e distribuita con legge lineare crescente verso l'alto, al fine di simulare il primo modo di vibrazione.

L'analisi statica era, invece, l'unico tipo di analisi possibile per gli edifici in zona sismica prima del 1975 (Regio Decreto n. 640 del 1935 e successiva Legge 25/11/1962 n. 1684), quando in zona 2 si assumeva un sistema di forze orizzontali pari a 0,07 (0,10 in zona 1) dei carichi verticali, ma senza di-

stribuzione, ossia a ogni impalcato era applicata una forza pari al 7% (10% in zona 1) del carico sismico al piano (se i piani avevano tutti lo stesso peso, le forze erano uguali a tutti i piani). Usualmente i progettisti analizzavano, manualmente, due telai piani (uno per ciascuna direzione), senza quindi considerare la spazialità globale degli effetti dinamici del sisma sulle strutture. Ciò comportava in particolare negli edifici in c.a. il sottodimensionamento per flessione e taglio dei pilastri di spigolo.

Il precedente Regio Decreto n. 431 del 1927 era stato invero più gravoso, prescrivendo azioni orizzontali proporzionali al 10% dei carichi verticali in zona 2 (12,5% al piano terra e 16,7% ai piani superiori, in zona 1) e senza riduzione dei carichi variabili. Va ricordato che lo stesso Decreto aveva introdotto la zona 2. In precedenza, a partire dal DL 1526 del 1916, si applicavamo per le zone sismiche, indistintamente, azioni orizzontali pari al 12,5% dei carichi verticali al piano terra e al 16,7% ai piani superiori.

Comportamento degli edifici in cemento armato

Gli edifici in cemento armato (c.a.) all'Aquila sono stati costruiti in epoche diverse, soprattutto nella seconda metà del secolo scorso. Si tratta di edifici di varia altezza e diversa destinazione d'uso, localizzati appena fuori dal centro storico o in quartieri periferici, specie nelle zone sud e ovest, a volte di costruzione molto recente, addirittura non ancora abitati o venduti. Anche il comportamento è stato molto diverso: si va dagli edifici che hanno mostrato un buon comportamento, con pochi o inesistenti danni, ai collassi clamorosi, passando attraverso una vasta gamma di situazioni intermedie.

La cause principali degli insuccessi possono essere individuate principalmente in tre aspetti che, probabilmente, in ordine di

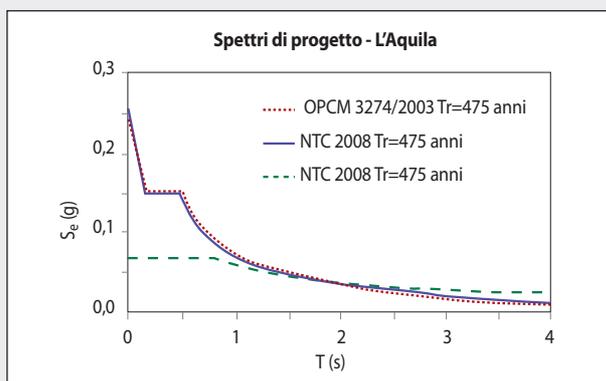


Figura 1
Spettri di progetto (per NTC e OPCM 3274 si è considerato un suolo B, trascurando il fattore di amplificazione del sottosuolo)

Fonte: elaborazione ENEA dalle Norme Sismiche

importanza sono: l'amplificazione locale del sisma, notevolissima in alcune situazioni, dovuta alla conformazione degli strati superficiali sui quali sono impiantate le fondazioni degli edifici o a questioni topo-orografiche (edificazioni in corrispondenza delle creste di pendii, costruzioni poste in zone di forte discontinuità degli strati superficiali di terreno quali le zone

di confine *bedrock-zone* alluvionali della piana dell'Aterno); l'irregolarità geometrica degli edifici; l'inadeguatezza dei dettagli costruttivi (secondo una moderna misura della adeguatezza degli stessi ma, probabilmente, coerenti in moltissimi casi con la tecnica del "buon costruire" al momento della edificazione).

Va subito osservato che i crolli principali si sono avuti in zone ben definite della città, a dimostrazione di effetti particolari di amplificazione al sito, spesso associati a fondazioni con piani di posa poco approfonditi ed impiantate su depositi "morbidi", in cui sono presenti conoidi alluvionali e/o terreni di riporto. In *figura 2* e *3* sono riportati due edifici a pochi metri l'uno dall'altro in località Pettino. In entrambi i casi si è verificato il collasso del piano terra, avente le caratteristiche di piano soffice a causa della presenza degli ingressi ai garages. Un edificio di forma identica a quello di *figura 3* e vicino ad esso, non ha subito gli stessi danni. È da osservare che, molto probabilmente, l'impresa costruttrice non è la stessa, così come possono aversi differenze seppur piccole della tipologia del suolo. La *figura 4* mostra un dettaglio



Figura 2
Collasso del piano terra
Fonte: ENEA



Figura 3
Collasso del piano terra
Fonte: ENEA



Figura 4
Collasso di piano: dettaglio
Fonte: ENEA



Figura 5
 Collasso di piano: dettaglio
 Fonte: ENEA

di una facciata dell'edificio di *figura 2*: è evidente la mancanza di staffe all'interno del nodo trave-pilastro e sono evidenti alcune carenze di particolari costruttivi rilevanti (*figura 5*). Alla carenza di staffe è associato anche un cattivo ancoraggio fra travi di bordo e pilastri, ed una cattiva posa in opera delle staffe medesime, in cui la chiusura delle staffe stesse non è stata ope-

rata correttamente, fatto che ha determinato l'apertura delle staffe (poche) presenti in vicinanza del nodo.

Anche l'edificio in *figura 6* è crollato con un meccanismo di piano debole, rimanendo in bilico e la *figura 7* ne evidenzia la debolezza della zona scala e la plasticizzazione agli estremi della trave del pianerottolo di riposo. Si evidenzia che la zona scala non è rigida come in altri casi, a causa della mancanza della trave di piano, con notevoli problemi di taglio e flessione sul pilastro posto a sinistra. Si nota inoltre come risulta mancante un pilastro di sostegno della scala stessa, e come la posizione della scala sia la più sfavorevole possibile, essendo posta nello spigolo Nord Est dell'edificio stesso. La posizione di cinematismo dell'edificio rivela chiaramente come il primo cedimento si è avuto proprio in corrispondenza del pilastro di spigolo del vano scala, a conferma della intrinseca debolezza del meccanismo così attivatosi. Un collasso di piano si è verificato anche nell'edificio di *figura 8*, dove la debolezza delle travi di collegamento tra i due corpi in corrispondenza del vano scale ha "salvato" l'altra metà del fabbricato e



Figura 6
 Collasso del piano terra
 Fonte: ENEA



Figura 7
 Plasticizzazione delle sezioni di estremità della trave del pianerottolo di riposo dell'edificio in *figura 6*
 Fonte: ENEA



Figura 8
Collasso di piano di un'ala dell'edificio
Fonte: ENEA

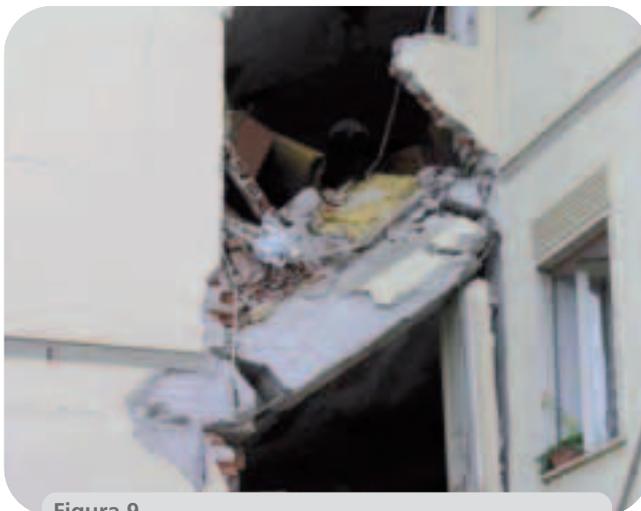


Figura 9
Plasticizzazione delle travi di collegamento dell'edificio in figura 8
Fonte: ENEA

forse molte vite. La completa plasticizzazione delle sezioni estreme è, infatti, evidente (*figura 9*) in funzione della bassa percentuale di armatura facilmente riscontrabile nei nodi trave-pilastro, in corrispondenza delle travi di piano, e della carenza di armature trasversali nelle travi stesse.

Nelle *figure 10* e *11* appaiono due edifici molto simili a Pianola, il primo crollato con meccanismo di piano forse salvato da una maggiore presenza di tamponature al secondo livello, ma con pilastri al piano terra molto danneggiati. L'irregolarità in pianta comporta l'attivazione di componenti torsionali del moto



Figura 10
Edificio a Pianola; collasso del piano intermedio
Fonte: ENEA



Figura 11
Edificio a Pianola sull'orlo del collasso
Fonte: ENEA

indotto dal sisma che aggravano le sollecitazioni nei pilastri di estremità, più lontani dal centro di torsione dell'edificio. Pertanto, se nella progettazione strutturale non si tiene dovutamente in conto questo effetto, può verificarsi quello che è accaduto nei due edifici nelle *figure 12 e 13*, identici e anche realizzati l'uno accanto all-

l'altro. La similitudine del danno tra i due casi è impressionante: sono compromessi i pilastri d'angolo e centrale di facciata (*figure 14 e 15*).

Uno dei casi più rilevanti è comunque costituito dalla "Casa dello studente", avente una pianta strutturale a trifoglio, con un nucleo scale centrale e tre ali, una delle



Figura 12
Edificio a Pettino: danni ai pilastro d'angolo e
adiacente
Fonte: ENEA



Figura 13
Edificio a Pettino identico a quello in figura 12:
identico anche il danneggiamento
Fonte: ENEA



Figura 14
Edificio a Pettino: dettaglio pilastro
Fonte: ENEA



Figura 15
Edificio a Pettino: dettaglio pilastro d'angolo
Fonte: ENEA

quali completamente crollata (*figura 16*). In tal caso, come in molti degli edifici costruiti nei primi decenni del dopoguerra, è stata utilizzata armatura liscia, ormai non più consentita (*figura 17*) ma a norma secondo i dettami normativi dell'epoca.

In tutti i casi visti, oltre ai difetti evidenziati, sono stati riscontrati dettagli costruttivi molto carenti, assolutamente non in linea con le attuali prescrizioni normative, ma comunque non rispondenti alle cosiddette norme del buon costruire, valide di là da ogni normativa. Tra i dettagli costruttivi, generalmente riscontrati e più importanti, si annoverano:

- la carenza di staffe nei nodi trave-pilastro e in prossimità dei nodi stessi, sia in termini di diametro delle staffe, spesso inferiore a 8 mm, sia in termini di passo, sempre superiore ai 20 cm; al riguardo va osservato che in un buon progetto oggi, dal calcolo risulterebbero staffe ad interasse certamente non superiore a 10 cm; inoltre, le staffe nella maggior parte dei casi risultano non richiuse correttamente;
- la mancanza, quasi sempre, di tiranti aggiuntivi alle staffe per contenere le ar-

mature lungo i lati lunghi dei pilastri (le cosiddette spille);

- l'insufficienza delle sovrapposizioni nelle giunzioni delle armature sostituita dalla ripiegatura ad uncino delle armature;
- la pessima esecuzione delle riprese di getto, tra la sommità dei pilastri e l'intradosso delle travi, in corrispondenza dei quali si riscontra, in molti casi, una netta soluzione di continuità (*figure 18 e 19*).

La mancanza di tali caratteristiche, associata a volte a dimensioni ridotte dei pilastri, ha comportato che a danneggiarsi prima fossero i pilastri, anziché le travi, al contrario della buona regola di progettazione "pilastro forte - trave debole".

Questi difetti sono stati riscontrati anche nel caso di alcune strutture denominate "strategiche", dove si è verificata l'esplosione di alcuni pilastri in prossimità dei nodi (*figura 20*) e la presenza di armatura longitudinale di grande diametro (22-24 mm) associata a staffe di diametro molto ridotto (6 mm, *figura 21*).

Nell'edificio sede dell'ANAS i dettagli costruttivi non dovevano essere migliori, come evidenziato dal danneggiamento del pilastro d'angolo (*figura 22*), la cui unica



Figura 16
Le macerie della casa dello studente
Fonte: ENEA



Figura 17
Casa dello studente: dettaglio
Fonte: ENEA



Figura 18
Ripresa di getto: netta separazione tra pilastro e trave
Fonte: ENEA



Figura 19
Ripresa di getto non efficace
Fonte: ENEA



Figura 20
Carenza di staffe nei pilastri
Fonte: ENEA

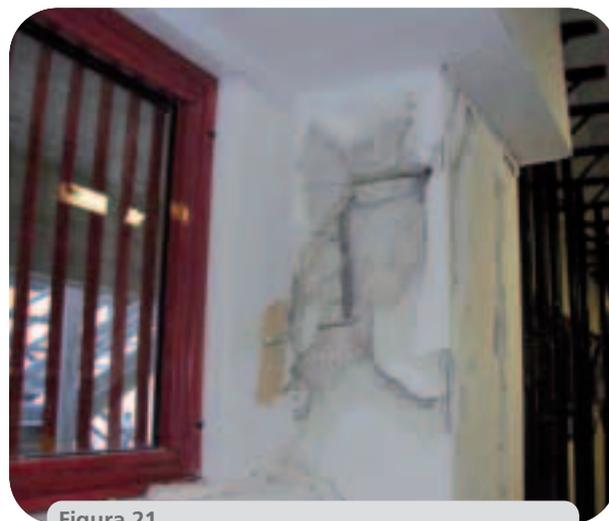


Figura 21
Scarsa armonia tra diametro dei ferri longitudinali e delle staffe e eccessivo passo delle stesse
Fonte: ENEA

“colpa” rispetto agli altri pilastri era quella di non avere collaborazione da tamponature adiacenti, con rottura a taglio determinata proprio dalla presenza della finestra a nastro in corrispondenza di tale pilastro. La struttura portante dell’edificio ha trovato una decisiva collaborazione nelle tamponature che sono state danneggia-

te notevolmente, dissipando l’energia trasmessa dal suolo all’edificio (*figura 23*) e impedendo pericolose deformazioni alla struttura principale. È ciò che si è verificato in molte altre situazioni (*figure 24, 25*). La condizione di danno sugli elementi secondari non strutturali ha comportato comunque un grande danno economico e



Figura 22
Edificio ANAS: pilastro d'angolo
Fonte: ENEA



Figura 23
Edificio ANAS: danni alle tamponature
Fonte: ENEA



Figura 24
Uno dei numerosi edifici in località Il Moro: danni alle tamponature
Fonte: ENEA



Figura 25
Edificio vicino Piazza d'Armi: espulsione delle tamponature
Fonte: ENEA

psicologico e disagi enormi connessi al fatto che buona parte della popolazione (almeno la metà) è sfollata proprio, a causa degli estesi danni alle tamponature ed ai tramezzi. Le tipologie di danneggiamento delle tamponature e dei tramezzi sono le più differenti, ma comunque legate principalmente ad alcune tecniche costruttive,

rivelatesi errate. Nelle *figure 26 e 27* si notano dei collassi di spigolo delle tamponature, per cinematico di rotazione verso l'esterno, sostanzialmente dovuti all'esistenza (invero molto usata nei palazzi in ca. delle periferie aquilane, in particolar modo dal 1970 in poi) di sbalzi esterni ai solai (bow windows) su cui la muratura di

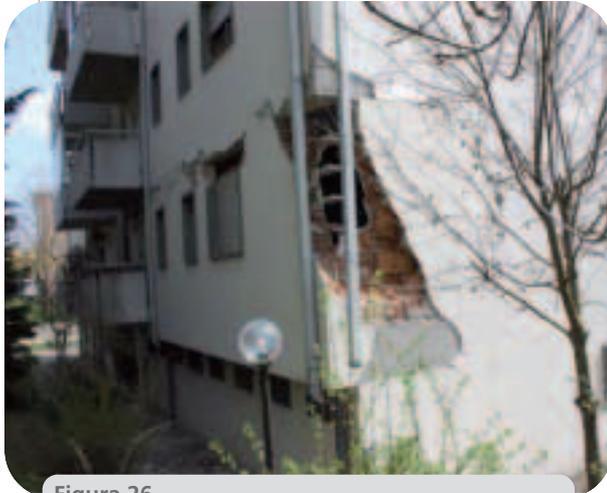


Figura 26
Località Pettino: danni alle tamponature
Fonte: ENEA



Figura 27
Località Pettino: danni alle tamponature (sbalzi)
Fonte: ENEA



Figura 28
Località Pettino: danni alle tamponature
Fonte: ENEA



Figura 29
Località Pettino: danni alle tamponature
Fonte: ENEA

tamponamento risulta semplicemente poggiata, e non efficacemente mantenuta da pilastri di spigolo (in genere assenti, salvo qualche raro caso). La presenza di tali pilastri (non strutturali) avrebbe impedito la rotazione delle tamponature. Tipico è inoltre il collasso, per cinematico di rotazione fuori del piano o per taglio nel piano, delle tamponature a cassetta, quali quelle evidenziate nelle *figure 28 e 29*. La

carena costruttiva, rilevata in moltissimi edifici, risiede in tre fattori principali:

- la cortina esterna della tamponatura a cassetta non è in alcun modo ancorata alla struttura portante o alla tamponatura interna, risultando così di fatto pareti libere, dello spessore medio di 12-13 cm, e di altezza pari a 15-20 m;
- la tamponatura interna molto di frequente è un semplice tramezzo di spes-

sore pari ad 8 cm, insufficiente per permettere l'ancoraggio delle cortine esterne, quando anche tale ancoraggio fosse stato previsto;

- l'eccessiva deformabilità delle strutture in c.a. (pilastri sottodimensionati rispetto allo stato limite di danno, peraltro non previsto dalle precedenti normative italiane), ha comportato un eccessivo impegno delle tamponature e dei tramezzi dal punto di vista delle azioni di compressione e taglio nel proprio piano, determinando fenomeni di rottura quali l'insorgere di lesioni, l'instabilità e la conseguente espulsione delle tamponature fuori del piano.

A causa di tali danni, facilmente evitabili con un buon dimensionamento dei pilastri, la maggior parte di tali edifici è risultata non agibile completamente, per cui i costi di riparazione (ed adeguamento antisismico conseguente) ed i relativi disagi risultano molto amplificati. Laddove le tamponature sono state eseguite correttamente, con ancoraggi delle stesse alle strutture, e con dimensioni delle pareti di spessore adeguato (maggiori di 15 cm), i danni sono risultati comunque generalmente limitati o assenti, e si è evidenziata la collaborazione tra elementi strutturali e non per la corretta dissipazione dell'energia in ingresso sugli edifici a causa del sisma.

Comportamento degli edifici in muratura

Il comportamento generale degli edifici in muratura non è stato "peggiore" di quello degli edifici in c.a. Ancora una volta la qualità della costruzione ha fatto generalmente la differenza: edifici costruiti con "opulenza", ovvero edifici patrizi pubblici o privati, tranne qualche caso eclatante, hanno avuto un comportamento strutturale generalmente buono. Nei casi invece di edifici realizzati in muratura amorfa, vetusta, priva di una malta di aggregazione dei singoli elementi aventi una adeguata resistenza e durabilità, si sono verificati crolli rovinosi e distribuiti di intere aree, specie nelle frazioni (Paganica, Tempera, Onna, San Gregorio, Poggio di Roio, Poggio Picenze ecc.) e nei comuni limitrofi (Castelnuovo, Ocre, Villa S. Angelo, ...) al capoluogo. Emblematica è la situazione di San Gregorio ove nella piazza principale non è sostanzialmente sopravvissuto un solo edificio. Molto spesso, oltre all'insufficiente qualità dell'apparecchio murario vi sono tipologie di collasso legate essenzialmente a errati interventi di ristrutturazione, anche in tempi recenti (sopraelevazioni, coperture a volte spingenti in cemento armato, ...).

La gamma di danneggiamento è molto vasta ed è riassunta nelle *figure 30, 31 e 32*,



Figura 30
Collasso fuori del piano in Piazza Palazzo
Fonte: ENEA



Figura 31
Collasso fuori del piano nel quartiere Rivera
Fonte: ENEA



Figura 32
Collasso di spigolo in Corso V. Emanuele II
Fonte: ENEA

anche in funzione della tipologia costruttiva (edificio semplice, edificio monumentale, edificio palaziale); la tipologia di danneggiamento ha in generale comportato molte vittime, sia per collassi fuori del piano, sia per crolli interni di volte, scale, solai. In *figura 33* si ha una muratura composta da elementi laterizi forati cilindrici (quasi dei porta bottiglie da cantina), che costituiscono la muratura portante di facciata, mentre nelle *figure 34* (Roio Poggio) e *35* (Onna) si notano, nel primo caso, l'effetto della copertura pesante in c.a., conseguente ad una ristrutturazione, sulla muratura portante originale non ristrutturata e, nel secondo caso, l'effetto di molteplici fattori:

- la copertura pesante in c.a.;
- una prima sopraelevazione in mattoni in cemento forati da due fori (sezione resistente del mattone molto ridotta, percentuale di bucatura elevatissima) al di sopra del piano terra (forse l'unico originario dell'edificio) composto da una muratura in pietrame;
- una seconda sopraelevazione in blocchetti pieni di calcestruzzo (ottimi di per sé, ma pesanti se posti al di sopra di una muratura più leggera);

- una sopraelevazione finale con una copertura in cemento armato (di ottima fattura, considerato lo sbalzo che è rimasto in piedi al di sopra della porzione di edificio ormai completamente scomparsa).

È da rilevare che, anche nelle zone dove la distruzione è sembrata totale (Roio Poggio, Onna, Castelnuovo, ecc...), gli edifici in muratura ben progettati e realizzati (per esempio, murature in blocchetti in cemento realizzati conformemente alla normativa sugli edifici in muratura in zona sismica post 1974) o ben ristrutturati (con particolare riguardo al consolidamento delle murature, ed alla leggerezza di solai e coperture, nonché al confinamento delle murature stesse), non sembrano avere ricevuto danni rilevanti.

Pur precisando che edifici in c.a. progettati adeguatamente, con dettagli duttili, possono garantire un ottimo comportamento sismico, conforme alle prescrizioni normative più avanzate, va osservato che anche gli edifici in muratura, nei casi di "costruzione a regola d'arte", offrono intrinsecamente ottime caratteristiche di dissipazione. Ciò è legato al carattere "distribuito" degli elementi resistenti verticali



Figura 33
Sgretolamento di muratura (Poggio di Roio)
Fonte: ENEA



Figura 34
Crollo (quasi) completo con copertura pesante (Poggio di Roio)
Fonte: ENEA

di una struttura muraria (muri portanti), paragonato al carattere "discreto" della distribuzione degli elementi resistenti verticali in un edificio in c.a. (pilastri). Inoltre, mentre la dissipazione negli edifici murari è intrinsecamente garantita dalle modalità di danno incrementale che le murature portanti subiscono (classiche fessure a 45° presenti nei pannelli murari resistenti man mano che il livello di danneggiamento avanza), negli edifici in c.a. le capacità di dissipazione sono legate a dettagli costruttivi difficilmente presenti nelle vecchie realizzazioni, come quelle descritte nel precedente paragrafo. D'altra parte anche negli edifici in c.a. la differente morfologia dei pannelli murari presenti all'interno delle maglie dei telai, ha condizionato pesantemente il comportamento degli stessi. Come già detto, edifici in c.a. con telai non particolarmente resistenti hanno mostrato un buon comportamento globale quando nelle maglie dei telai era inserita una buona muratura di mattoni pieni; quando, invece, le tamponature erano costituite da laterizio di scarsa qualità e resistenza, dopo la rottura dei pannelli murari, i telai, privi del necessario controventamento hanno mostrato

spesso i limiti connessi con la tecnica edificatoria utilizzata.

Infine, molti edifici nel centro storico dell'Aquila (*figure 36 e 37*) hanno superato abbastanza bene il sisma a dimostrazione che, forse, gli aggregati edilizi tanto bistrattati per le loro dimensioni, laddove composti di blocchi omogenei in dimensioni in pianta e in altezza, possano avere quelle caratteristiche di compattezza necessarie per fronteggiare le azioni sismiche.

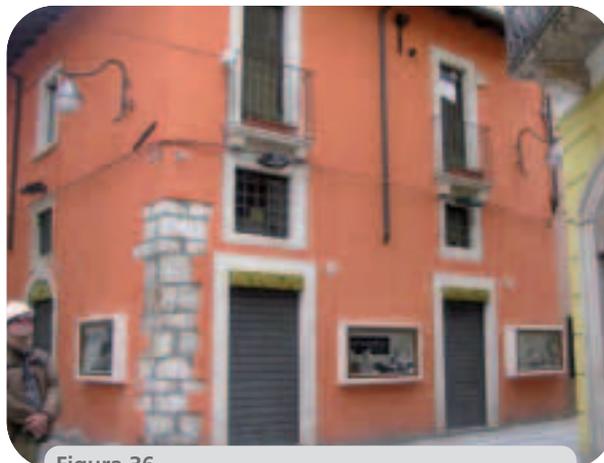


Figura 36
Edificio nel centro dell'Aquila
Fonte: ENEA



Figura 35
Crollo (quasi) completo con copertura pesante
Fonte: ENEA



Figura 37
Edificio nel centro dell'Aquila
Fonte: ENEA

Beni culturali

Come sempre negli eventi sismici, monumenti ed edifici storici subiscono i danni maggiori e non perché siano stati a suo tempo concepiti male (in tal caso il tempo e le varie vicissitudini non li avrebbero fatti giungere fino ai nostri tempi (*figura 38*)), ma perché interventi che avreb-

bero dovuto consolidarli o migliorarli anche simicamente, ne hanno invece modificato la concezione strutturale originaria, rendendoli più vulnerabili.

È questo, ad esempio, il caso della basilica di S. Maria di Collemaggio, costruita da Pietro del Morrone, in seguito Papa Celestino V, la cui tomba, ivi custodita, è stata danneggiata. Nella *figura 39* si vede



Figura 38
La Chiesa di Santa Margherita, nota all'Aquila anche come Chiesa dei Gesuiti, non ha subito danni
Fonte: ENEA

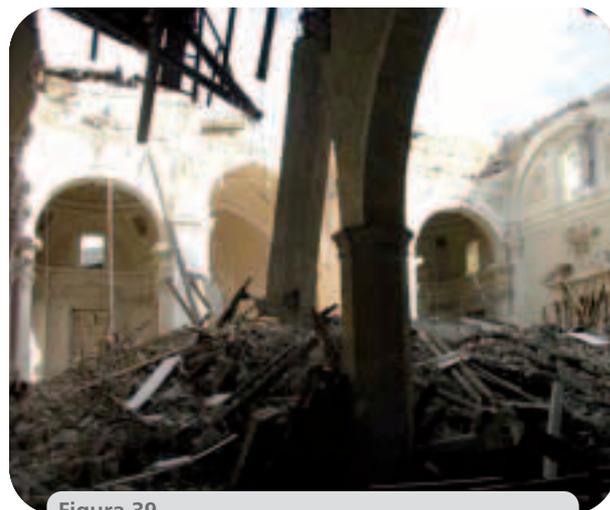


Figura 39
S. Maria di Collemaggio
Fonte: ENEA



Figura 40
S. Maria del Suffragio
Fonte: ENEA



Figura 41
Cupola di S. Maria del Suffragio
Fonte: ENEA

che nel crollo del tetto e della cupola del transetto ha giocato un ruolo importante una trave in c.a., realizzata in un precedente lavoro di consolidamento, probabilmente non ben ancorata alle murature portanti.

Non è possibile in questa sede affrontare il problema in maniera esaustiva, né illustrare i vari casi di maggior interesse nel dettaglio. Si ritiene però doveroso ricordare alcuni casi emblematici.

Le *figure 40 e 41* sono le immagini simbolo dell'evento sismico dell'Aquila: la cupola di Santa Maria del Suffragio, detta anche delle Anime Sante, quasi completamente crollata; la chiesa era stata costruita nel 1713, dopo il terremoto del 1703, mentre la cupola è del Valadier e fu costruita nel 1805. La chiesa di San Bernardino (*figura 42*) costruita a partire dal 1454 e completamente rifatta dopo il sisma che nel 1703 devastò la città, ha riportato danni al campanile. È completamente crollata anche la copertura, cupola compresa, di S. Maria Paganica (*figura 43*).

La chiesa Parrocchiale di Castelnuovo è stata completamente rasa al suolo, vittima

ma anche di un effetto di amplificazione di sito. Nelle *figure 44 e 45* si vede la chiesa prima del terremoto (la foto è stata scattata sul posto da una cartolina ritrovata fra le macerie) e dopo il crollo.

La ricostruzione

Il centro storico dell'Aquila, costituito prevalentemente da edifici in muratura, ha subito gravi danni ma tante strutture hanno sopportato bene il sisma, soprattutto grazie ad una buona manutenzione. In ogni caso il centro storico va salvato, magari anche ricorrendo ove necessario alla ricostruzione con materiali e tecniche moderne, ma rispettando la concezione architettonica originale: muratura armata e/o moderne tecnologie con l'utilizzo di solai misti legno-calcestruzzo sarebbero ottime soluzioni per la maggior parte degli edifici del centro storico. Per gli edifici in cemento armato, invece, va incoraggiata la ricostruzione, soprattutto laddove ci sono stati danni significativi alle strutture portanti: la riparazione potrebbe avere costi elevati e il risultato sarebbe non soddisfacente.



Figura 42
Chiesa di San Bernardino
Fonte: ENEA



Figura 43
La cupola di Santa Maria Paganica
Fonte: ENEA



Figura 44
Castelnuovo: la chiesa prima del terremoto
Fonte: ENEA



Figura 45
Castelnuovo: la chiesa dopo il terremoto
Fonte: ENEA

Per quanto riguarda gli edifici le cui strutture portanti sono state "salvate" grazie al sacrificio delle "parti non strutturali", quali le tamponature, si pone il problema dei costi necessari per riparare gli elementi non strutturali, che mette in discussione l'opportunità di salvare questi edifici. Va evidenziato che, in questi casi, l'integrità della struttura non garantisce nulla sul comportamento della stessa in eventuali eventi sismici futuri; pertanto, tali edifici vanno comunque adeguati similmente.

È opportuno ricordare che una semplice riparazione dei danni riscontrati, anche se ben fatta, non potrebbe che riportare gli edifici alla loro condizione ante-sisma 6 aprile ma questo, ovviamente, non garantirebbe nulla circa la adeguatezza degli stessi edifici a resistere ai terremoti di progetto associati ai diversi stati limite imposti dalla normativa.

Solo mediante una corretta analisi strutturale si potranno effettuare analisi mirate alla valutazione delle capacità di resistenza al sisma dei singoli edifici e, in caso di inadeguatezza, a progettare correttamente le necessarie modifiche strutturali atte all'adeguamento, o comunque ad un

sostanziale miglioramento del comportamento dell'edificio in caso di terremoto. Lo stesso vale per gli edifici apparentemente integri o con pochi danni, che andrebbero verificati e adeguati alle nuove norme sismiche, preferibilmente ricorrendo a tecniche innovative, quali sistemi di dissipazione di energia.

L'ottimo comportamento di alcuni edifici in legno (*figure 46 e 47*), infine, deve far prendere in esame la convenienza di utilizzare di tale materiale, che possiede un rapporto resistenza-peso particolarmente favorevole in zona sismica, anche per edifici durevoli, se accompagnato da un'accurata manutenzione.

Conclusioni

Il terremoto aquilano lascia purtroppo la città, il centro storico, la periferia, i borghi vicini, in una situazione di esteso e profondo danneggiamento i cui connotati sono stati descritti nei precedenti paragrafi.

Il tema attuale, la sfida più importante per la collettività, non è tanto l'interpretazione dei meccanismi di danneggiamento e/o crollo (questo forse è l'interes-



Figura 46
Edificio in legno in costruzione
Fonte: ENEA



Figura 47
Edificio in legno: nessun danno
Fonte: ENEA

se dello studioso ma non certo quello del cittadino comune) quanto le fasi, i tempi, la velocità della ricostruzione che condiziona in forma assoluta il riavvio di una situazione standard cui tutti i cittadini aquilani ed abruzzesi vogliono tendere. Le ricostruzioni a seguito dei precedenti terremoti sono state generalmente molto lunghe.

È auspicabile che questa volta le cose vadano meglio ma, per quanto si possa operare velocemente, saranno necessari diversi anni per l'auspicato ritorno alla normalità. Al riguardo riteniamo che la parola d'ordine "fare in fretta" sia sbagliata.

Non è importante fare in fretta bensì "fare bene": fretta non è sinonimo di qualità e nemmeno di sicurezza che, al momento e per le ovvie ragioni, è la prestazione cui tutte le azioni di tutti gli attori devono tendere.

L'Aquila e gli altri centri abitati vanno ricostruiti in modo che possano essere sicuri nei decenni futuri, in modo che non si debba mai più tornare in quelle zone a ricostruire dalle macerie di un evento sismico, pur se il territorio abruzzese è, e rimane, a elevata sismicità.

È opportuno idealmente sostituire il "fare in fretta" con il "fare nei tempi tecnici strettamente necessari per fare bene", mentre tempi inferiori a questi renderebbero il risultato non affidabile. Per rispettare i tempi tecnici minimi, non si dovrà risparmiare sulla sicurezza né sulla qualità, bensì si dovranno snellire le procedure burocratiche e iniziare la ricostruzione il più presto possibile.

Alla base occorre comunque un'eccellente programmazione degli interventi e una buona armonia tra gli operatori pubblici che hanno la responsabilità delle decisioni e quelli privati che in qualche modo quelle decisioni subiscono.

Nei centri storici, ad esempio, dove l'accesso dei mezzi di lavoro non è agevole e le strade saranno a lungo impegnate da ponteggi, si dovrà programmare la sequenza degli interventi in modo da non ostacolarsi a vicenda e in modo da far precedere la risistemazione delle reti infrastrutturali alla sistemazione dell'edificato. In sostanza una buona organizzazione delle fasi operative che non sia insensibile ai timori e alle attese della popolazione dovrebbe "illuminare" la via del procedere.

Un esempio di zonazione sismica: la nuova mappa sismica della Regione Lazio

Giacomo Catalano*
 Antonio Gerardi*
 Fulvio Colasanto*
 Antonio Colombi*
 Eugenio Di Loreto*
 Alberto Orazi*
 Guido Martini**
 Antonella Paciello**
 Dario Rinaldis**
 Alessandro Zini**
 Antonio Pugliese***

* Regione Lazio, Servizio Geologico

** ENEA, Dipartimento Ambiente, Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile

*** ISPRA

L'analisi della sismicità storica e della pericolosità sismica del Lazio ha fornito la definizione di gruppi di Comuni con livelli omogenei di sismicità ed il calcolo di registrazioni accelerometriche rappresentative dello scuotimento atteso localmente. Questi risultati hanno consentito la redazione della nuova zonazione sismica regionale

An Example of Seismic Zonation: the New Seismic Map of Latium Region

The analysis of historical seismicity and seismic hazard in Latium Region provided both the definition of groups of Municipalities with homogeneous level of seismicity and the calculation of accelerometric time-histories representative of the ground-motion locally expected. These results allowed the edition of the new regional seismic zonation

La Convenzione tra Regione Lazio ed ENEA

È dal 1998 che la legislazione italiana assegna alle Amministrazioni regionali la competenza in tema di zonazione sismica. Per tale motivo, a seguito della pubblicazione dell'OPCM 3274/03^[1], contenente nuovi criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale, la Regione Lazio ha approvato una nuova zonazione del territorio regionale^[2].

Successivamente, l'evoluzione degli strumenti giuridici in chiave sismica ha visto l'emanazione dell'OPCM 3519/06^[3] recante i nuovi criteri nazionali per la definizione delle zone sismiche ed infine, nel gennaio 2008, l'approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni^[4] e delle relative circolari applicative^[5]. Attualmente la normativa lascia alle Regioni la competenza della zonazione sismica dei Comuni per soli fini amministrativi e di gestione del territorio quali, ad esempio: il tipo ed entità dei controlli su progettazione e realizzazione; i criteri di assegnazione dei finanziamenti per la riduzione della vulnerabilità del costruito; le indagini a supporto della pianificazione territoriale. Per la progettazione di nuove opere valgono invece le procedure ed i parametri contenuti nelle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Considerando l'evoluzione in atto del quadro normativo nazionale, nel 2006 è stata siglata una Convenzione tra ENEA e Regione Lazio per l'analisi della sismicità regionale ai fini dell'individuazione di classi di comuni con situazioni omogenee di scuotibilità in occasione di eventi sismici; tale convenzione è diventata operativa il 1° dicembre 2006 e si è conclusa nei primi mesi del 2008.

L'obiettivo principale del programma di

ricerca è stato la messa a punto di una metodologia finalizzata alla selezione di accelerogrammi di input su roccia per ciascun comune del Lazio, basata sia sull'analisi della sismicità storica della regione, sia su uno studio statistico di alcuni parametri d'interesse ingegneristico, descrittivi del livello di pericolosità sismica locale: in particolare gli spettri ad *hazard* uniforme per siti rocciosi. I dati di input per entrambi gli approcci sono quelli elaborati nell'ambito della Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006, Progetto S1^[6].

Per poter caratterizzare l'input sismico nei comuni del Lazio è stato necessario individuare un criterio con cui suddividerli in classi omogenee di sismicità. A tale scopo sono state seguite due linee parallele di attività: nella prima è stata valutata la pericolosità sismica a livello comunale, in base alle informazioni di sismica storica disponibili ed in particolare il Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani CPTI04^[7] ed il Database Macrosismico BDMI04^[8], elaborati nell'ambito del sopra citato Progetto S1; nella seconda sono state applicate metodologie statistiche ai livelli di pericolosità sismica forniti dal Progetto S1, in particolare agli spettri ad *hazard* uniforme relativi ad un periodo di ritorno di 475 anni, calcolati per siti posti su una maglia di circa 5 km di lato. Sono state quindi definite le strategie da seguire per arrivare alla determinazione delle aree geografiche (gruppi di Comuni) della Regione Lazio caratterizzate da una pericolosità sismica simile e tali da poter essere rappresentate, in base a questa caratteristica, da un'unica forma spettrale (metodo statistico) o dai massimi risentimenti dovuti ad eventi sismici riconducibili a Centri sismici opportunamente definiti (metodo storico).

L'analisi dei risentimenti degli eventi che

hanno colpito storicamente i comuni ha avuto una duplice valenza: ha permesso di validare i risultati dell'analisi statistica di raggruppamento degli spettri nella sua restituzione geografica ed è stata utilizzata per individuare gli intervalli dei valori dei parametri sismologici e di *strong-motion* con cui si è effettuata la selezione delle registrazioni accelerometriche reali (*time-histories*), nelle Banche Dati accelerometriche disponibili.

L'analisi statistica dei valori spettrali ad *hazard* uniforme ha permesso di classificare le forme spettrali e quindi di suddividere i Comuni del Lazio in 6 gruppi omogenei. Dalle *time-histories* reali selezionate in base ai risultati dell'analisi della sismicità storica e "rimodellate" secondo le 6 forme spettrali definite dell'analisi statistica, sono state ottenute le *time-histories* di *input* per ciascun Comune della Regione.

Inoltre, le aggregazioni risultanti dall'analisi statistica hanno fornito indicazioni utili per guidare l'assegnazione dei Comuni alle relative Zone sismiche e, quindi, alla redazione della nuova Classificazione sismica regionale.

Analisi della sismicità storica

La pericolosità sismica storica nei Comuni del Lazio è stata studiata per mezzo di una procedura che analizza la sismicità locale con un approccio "di sito". Tale approccio tende a ricostruire le storie sismiche locali analizzando le distribuzioni areali dei risentimenti generati dai terremoti presenti nei Cataloghi sismici nazionali: l'obiettivo è quello di valutare le massime intensità sismiche risentite in ogni Comune e, conseguentemente, selezionare i parametri sismologici degli eventi che le hanno generate.

La procedura di analisi adottata prevede una serie di passi successivi così sintetizzabili:

- selezione dei terremoti significativi per il territorio regionale;
- modellazione ed analisi dei relativi campi macrosismici;
- valutazione delle massime intensità locali;
- sintesi dei risultati e classificazione dei Comuni in base a livelli omogenei di sismicità.

Le elaborazioni sono state eseguite essenzialmente in ambiente GIS. Attraverso la definizione delle massime intensità storiche locali e degli eventi che le hanno generate, si è giunti all'identificazione di gruppi di Comuni con livelli omogenei di pericolosità sismica definita sulla base delle intensità locali e dei parametri magnitudo, distanza ed intensità epicentrali. In questo modo si è potuto procedere alla selezione, tramite interrogazione di Banche Dati accelerometriche, delle registrazioni reali compatibili con i livelli di sismicità storicamente risentiti nei singoli Comuni. L'unità territoriale adottata nel presente lavoro è costituita dall'area amministrativa dei 378 Comuni del Lazio, ad esclusione del Comune di Roma. Per quest'ultimo, data la sua ampia estensione, si è preferito utilizzare i 19 Municipi nei quali è suddiviso il territorio comunale. Sono state inoltre analizzate separatamente alcune aree dei Comuni di Rieti, Colfelice, Vejano, Nepi e Pescorocchiano. Per questo, d'ora in avanti, quando si parla di Comuni del Lazio si intendono le 402 aree risultanti dall'unione dei Comuni, dei Municipi di Roma e delle aree separate dai Comuni sopra ricordati.

I 103 terremoti che hanno generato nel territorio regionale almeno una intensità superiore alla soglia di danno, definita dal V-VI grado della scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS), sono stati sovrapposti all'andamento delle zone sismogenetiche ZS9^[9]: queste ultime rappresentano le aree, delimitate per tutto il territorio nazionale, contenenti strutture geologiche

in grado di generare terremoti. Per queste zone sono stati determinati sia il tipo di meccanismo focale prevalente (comprensivo, distensivo o trascorrente), sia la magnitudo ed il numero medio di eventi a cui possono dare origine.

Dall'analisi della distribuzione geografica degli epicentri (figura 1) sono state individuate alcune aree di raggruppamento, definite come Centri Sismici, vale a dire zone con caratteristiche sismotettoniche omogenee. In particolare, procedendo dall'area appenninica verso la costa, possono essere considerate:

- le ZS9 n. 919, 923 e 927, descritte come le aree a maggiore rilascio di energia dell'Appennino e caratterizzate da importanti faglie di tipo distensivo cui corrispondono le più estese sorgenti sismogenetiche ed i terremoti a magnitudo più elevata. Rientrano in queste zone i

- Centri sismici 2) Umbro-Reatino, 4) Avezzano, 5) Aquilano, 6) Lazio meridionale e 8) Sannio-Basilicata-Irpinia, caratterizzati da terremoti con magnitudo superiore a 6 ed intensità epicentrale maggiore del IX grado della scala MCS;
- la ZS9 n. 920, descritta come coincidente con il settore tirrenico a tettonica distensiva, caratterizzato da una sismicità a bassa energia con sporadici eventi di magnitudo relativamente elevata. Rientra in questa zona il Centro sismico 3) Reatino, i cui eventi più forti presentano magnitudo intorno a 5.5-6.0 ed intensità epicentrali tra il VII-VIII e l'VIII-IX MCS;
- le ZS9 n. 921 e 922, che racchiudono i distretti vulcanici del Lazio settentrionale e dei Colli Albani, caratterizzate da una sismicità diffusa, ma con moderato rilascio di energia e con pochi even-

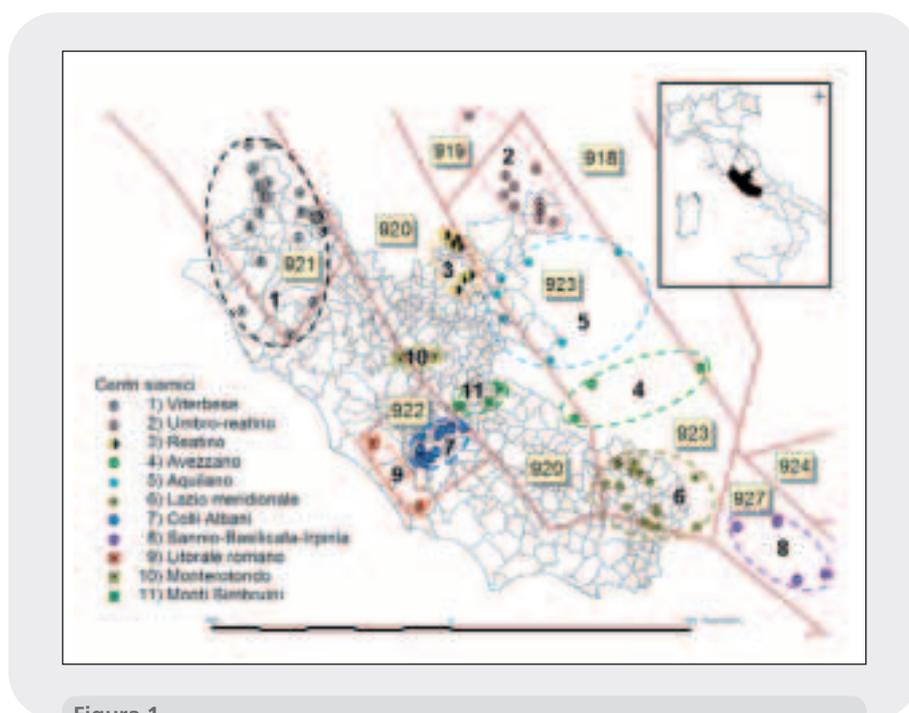


Figura 1
Distribuzione degli eventi che hanno generato nel territorio del Lazio almeno un'intensità superiore alla soglia del danno (V-VI grado MCS) ed andamento degli 11 Centri Sismici definiti nel testo, confrontati con le Zone Sismogenetiche ZS9^[9]

Fonte: Convenzione Regione Lazio-ENEA

ti a magnitudo più elevata. Appartengono a queste Zone il Centro 1) Viterbese ed il Centro 7) Colli Albani, caratterizzati da terremoti con magnitudo massime moderate (tra 5.0 e 5.5) ed intensità epicentrali non superiori all'VIII MCS;

• sono stati infine identificati alcuni Centri sismici a carattere prevalentemente locale, Centro 9) Litorale romano, Centro 10) Monterotondo e 11) Monti Simbruini, con eventi di magnitudo massima intorno a 5.0 ed intensità epicentrali tra il VI ed il VII MCS. Nonostante la

Tabella 1 - Gli eventi sismici più significativi nella definizione delle massime intensità storiche locali

ANNO	ME	GI	OR	MI	SE	Area Epicentrale	IO	MAW	C.S.
1695	6	11	2	30	0	BAGNOREGIO	85	5,77	1
1819	5	26	16	30	0	TARQUINIA	70	5,17	1
1919	9	10	16	57	0	PIANCASTAGNAIO	80	5,38	1
1969	7	2	7	55	0	TOLFA	70	5,08	1
1971	2	6	18	9	0	TUSCANIA	75	4,90	1
1639	10	7	0	30	0	AMATRICE	100	6,26	2
1703	1	14	18	0	0	Appennino reatino	110	6,81	2
1298	12	1	0	0	0	Reatino	85	5,93	3
1898	6	27	23	38	0	RIETI	75	5,48	3
1706	11	3	13	0	0	Maiella	95	6,60	4
1915	1	13	6	52	0	AVEZZANO	110	6,99	4
1349	9	9	0	0	0	Aquilano	95	6,46	5
1703	2	2	11	5	0	Aquilano	100	6,65	5
1349	9	9	9	0	0	Lazio merid.-Molise	100	6,62	6
1654	7	23	0	25	0	Sorano-Marsica	95	6,17	6
1806	8	26	7	35	0	Colli Albani	75	5,47	7
1829	6	1	9	0	0	Colli Albani	70	5,17	7
1876	10	26	14	18	0	PALESTRINA	65	5,03	7
1899	7	19	13	18	54	Colli Albani	70	5,18	7
1927	12	26	15	6	14	Colli Albani	70	5,02	7
1456	12	5	0	0	0	Molise	100	6,96	8
1688	6	5	15	30	0	Sannio	110	6,72	8
1895	11	1	0	0	0	CASTELPORZIANO	60	4,83	9
1919	10	22	6	10	0	ANZIO	70	5,53	9
1484	1	19	0	0	0	MONTEROTONDO	65	5,06	10
1901	4	24	14	20	0	MONTELIBRETTI	75	5,15	10
1795	8	15	0	0	0	S. GREGORIO DA SASSOLA	70	5,17	11
1941	9	8	16	30	0	CERVARA DI ROMA	65	5,03	11
2000	3	11	10	35	27	Alto Aniene	60	4,73	11

Fonte: CPTI 04 (Catalogo Parametrico Terremoti Italiani), INGV

limitata estensione areale ed il moderato livello di sismicità, questi Centri sismici forniscono un contributo non trascurabile alla definizione dei livelli di sismicità locale dei Comuni interessati dai relativi eventi.

Dall'analisi spaziale delle intensità osservate in seguito a tutti gli eventi selezionati, procedendo separatamente per ogni Centro sismico, sono stati identificati i 29 terremoti che più influiscono nella definizione delle massime intensità storiche locali (tabella 1).

È stato così possibile assegnare ad ogni Comune del Lazio il livello di massima intensità storica risentita e gli eventi sismici che l'hanno generata. La distribuzione geografica di queste intensità (figura 2) mostra una disposizione concorde con l'assetto strutturale e sismotettonico dell'Italia Centrale, in fasce parallele all'asse appenninico, con i valori massimi localizzati nel reatino e nel Lazio meridionale. Un'ampia fascia ad intensità intermedia, tra il VI-VII ed il VII MCS, occupa l'area centrale della Regione, inglobando i Cen-

tri sismici del viterbese e dei Colli Albani, nonché quelli locali di Monterotondo e dei Monti Simbruini. Infine, lungo il litorale si localizzano le intensità più basse, appena al di sopra della soglia del danno, ad eccezione dei Comuni interessati dal Centro sismico del Litorale romano.

La classificazione dei Comuni in aree a sismicità storica omogenea è avvenuta mediante la generazione di "Indici" che riassumono i parametri sismologici degli eventi più gravosi. In particolare, per ogni Comune e distinguendo secondo gli 11 Centri sismici, sono state raccolte le informazioni relative agli eventi che hanno generato le massime intensità storiche locali comprensive di data, localizzazione epicentrale, intensità epicentrale e magnitudo. Questi parametri sono stati riassunti in classi discrete di intensità epicentrale (ad esempio alle intensità V-VI / VI MCS è stata assegnata la Classe 06), classi di magnitudo (a magnitudo 6.5-7.0 assegnata la Classe 07) e classi di distanza epicentrale (per distanze tra 11 e 30 km assegnata la classe 030).

riflettore su

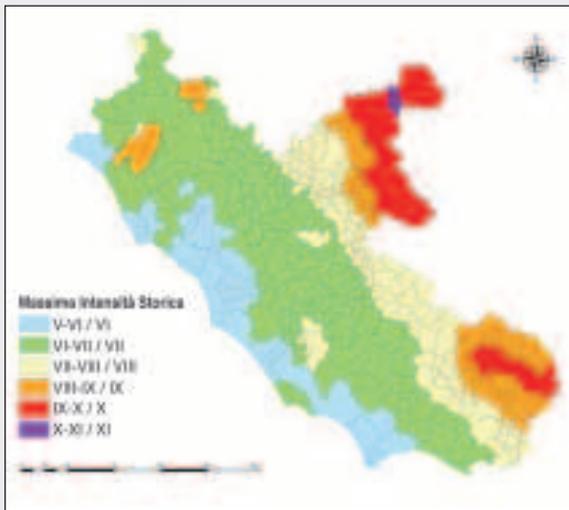
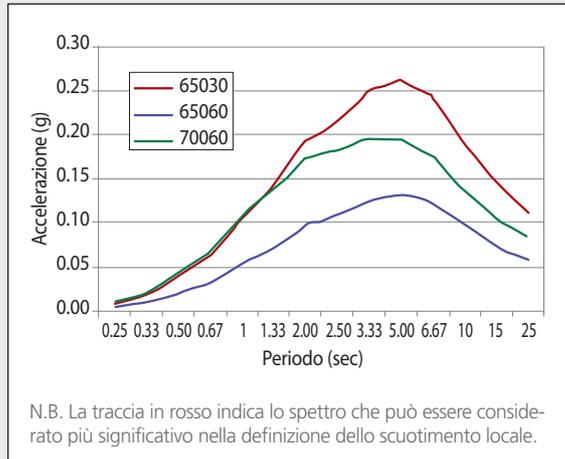


Figura 2
Massime intensità storiche risentite nei Comuni del Lazio
Fonte: Convenzione Regione Lazio-ENEA



N.B. La traccia in rosso indica lo spettro che può essere considerato più significativo nella definizione dello scuotimento locale.

Figura 3
Esempio di sovrapposizione degli spettri di accelerazione calcolati mediante i parametri sismologici da analisi storica
Fonte: Convenzione Regione Lazio-ENEA

Dal momento che la massima intensità storica di un Comune può derivare da eventi riconducibili a più di un Centro sismico, per valutare l'influenza locale dei singoli terremoti è stato calcolato il probabile livello di scuotimento locale, descritto da spettri di accelerazione ottenuti mediante una legge di attenuazione della accelerazione con la distanza epicentrale^[10].

Nell'esempio in *figura 3* si nota che dei tre eventi che contribuiscono all'assegnazione della massima intensità storica, uno presenta lo spettro di accelerazione (in rosso) più elevato e, quindi, può essere considerato il più significativo nella definizione della pericolosità sismica locale. In questo modo sono state identificate le coppie di magnitudo e distanza epicentrale mediante le quali è stata eseguita, interrogando le Banche Dati accelerometriche disponibili, la selezione delle registrazioni reali che meglio si adattano ai livelli di sismicità della regione. Il numero finale di *time-histories* selezionate è riportato in *tabella 2*.

Analisi statistica della pericolosità sismica

Scopo dell'analisi statistica è stato quello di studiare le caratteristiche delle forme

spettrali ad *hazard* uniforme elaborate dal Progetto S1 INGV-DPC^[6] in corrispondenza dei nodi di una maglia di circa 5 km di lato che copre l'intero territorio nazionale, in modo da permettere una loro classificazione. Per la Regione Lazio sono stati analizzati gli spettri relativi a 556 punti-griglia.

Prima di descrivere i passi relativi alla procedura di classificazione, è opportuno osservare come i dati in esame mostrino un'elevata autocorrelazione spaziale, dove per autocorrelazione spaziale si intende la caratteristica delle osservazioni statistiche di influenzarsi a vicenda in ragione della loro contiguità spaziale^[11,12]. In altri termini, minore è la distanza tra le osservazioni, maggiore è la probabilità di individuare *pattern* simili. Questa considerazione non costituisce di per sé una sorpresa, data la natura del fenomeno in oggetto, ma serve a guidare preliminarmente la vera e propria analisi di raggruppamento (*clustering*), nonché a dettare alcune ipotesi relative alla distribuzione spaziale dei valori di accelerazione.

L'analisi è stata eseguita mediante lo strumento della *cluster analysis*, avendo come vincolo la coerenza della rappresentazione finale con le pre-esistenti cognizioni relative alla realtà sismogenetica regionale. Più in dettaglio, ricordando come il criterio dirimente di una analisi in cluster debba essere quello di una ragionevole sintesi senza perdita eccessiva di informazioni, il lavoro è stato orientato da tre scelte fondamentali:

- si è fatto ricorso a metodi di *clustering* non parametrici;
- quali variabili in *input*, al solo scopo di ottenere una migliore modellazione della forma spettrale, non sono stati utilizzati i dati originari, ma i dati predetti in base ad una funzione interpolatrice che assicura un articolato *continuum*, applicata agli spettri non normalizzati;

Tabella 2 - Time-histories selezionate dalle banche dati accelerometriche

Classi di distanza epicentrale	Classi di magnitudo				Totale
	50-55	55-60	60-65	65-70	
< 10 km	36	4	2	0	42
10-30 km	122	24	12	6	164
30-60 km	38	48	16	12	114
60-100 km	11	7	22	16	56
> 100 km	0	4	6	6	16
Totale	207	87	60	40	394

Fonte: Convenzione Regione Lazio - ENEA

- il trasferimento delle evidenze empiriche della *cluster analysis* (riferite ai punti-griglia) alla vera e propria zonazione dei Comuni del Lazio, che costituisce l'obiettivo ultimo dell'analisi, è avvenuto mediante l'applicazione di strumenti sia statistici (tra i quali proprio i valori di autocorrelazione spaziale), sia di coerenza della distribuzione geografica.

Per quanto riguarda la scelta dell'algoritmo di *clustering* più soddisfacente, a seguito di numerosi tentativi *try and error*, la preferenza è ricaduta sul *kernel density*^[13,14]. L'analisi ha condotto in prima istanza alla suddivisione degli spettri ad *hazard* uniforme in 9 gruppi (figura 4). In tale schema il cluster n. 9, tuttavia, corrisponde a pochissime unità che identificano osservazioni relative a punti immediatamente a Nord e a Sud di Roma. L'andamento di questo gruppo è quindi più quella di "zona-cuscinetto" tra aree sismologicamente differenziate e per tale motivo si è potuto distribuire detto *cluster* in quelli contigui più simili.

In base all'esame delle forme spettrali medie di tutti i *cluster* relative al 90° percentile, valore questo scelto in omaggio ad una procedura maggiormente conservativa, è stato possibile operare una riduzione a posteriori del numero di gruppi. Si è passati così dagli 8 *clusters* originari a 6 (figura 5). Tale operazione di semplificazione è stata resa possibile grazie al fatto che i *clusters* 2 e 6, e i *clusters* 5 e 7 presentano evidenti analogie in termini di forma spettrale. In particolare, sempre per rimanere conservativi, il *cluster* 6 è in grado di "assorbire" il *cluster* 2 e il *cluster* 7 può fare altrettanto nei confronti del *cluster* 5, a causa di un loro maggior valore relativo al 90° percentile.

La fase successiva dell'analisi è consistita nel passaggio dagli originari punti di analisi del Progetto S1^[6] alle 402 unità amministrative della Regione. In altre parole,

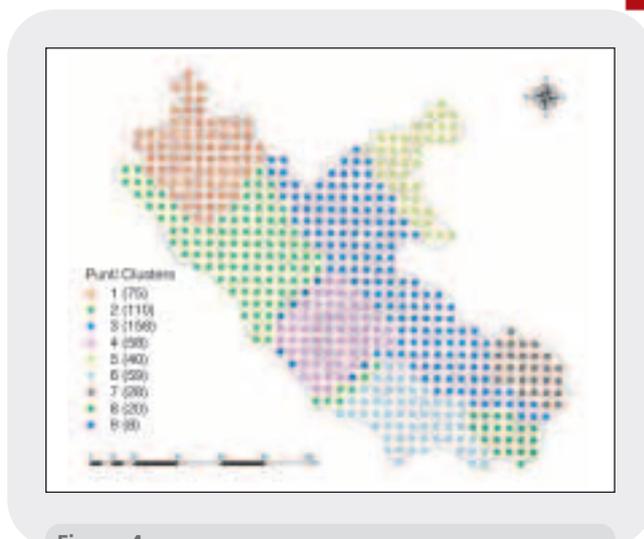


Figura 4
Rappresentazione geografica dei *clusters* ottenuti elaborando i valori spettrali ad *hazard* uniforme del Progetto S1^[6]

Fonte: Convenzione Regione Lazio-ENEA

si è provveduto a passare da una classificazione in "punti-cluster" ad una in "Comuni-cluster" (figura 5). Tale processo induttivo è stato condotto essenzialmente sulla base di criteri sia statistici, sia di di-

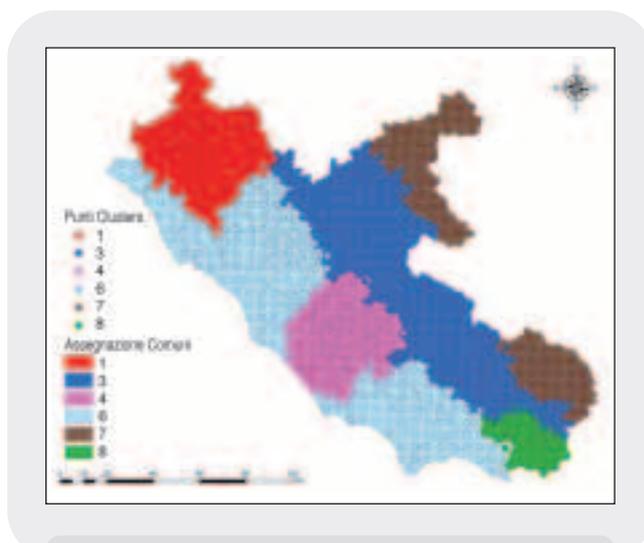


Figura 5
Distribuzione dei Gruppi di Comuni con caratteristiche di sismicità omogenea, sovrapposti ai *clusters* di spettri ad *hazard* uniforme

Fonte: Convenzione Regione Lazio-ENEA

stribuzione spaziale, in modo da tener conto degli indicatori statistici di ciascun punto e dei profili di contiguità territoriale dei punti stessi.

Le forme spettrali medie finali calcolate, sempre al 90° percentile, per i 6 gruppi di Comuni risultanti dall'analisi statistica sono mostrate in *figura 6*.

Queste forme spettrali rappresentano i parametri di riferimento ai quali dovranno adattarsi le registrazioni reali estratte dalle Banche Dati accelerometriche, in modo da ottenere le *time-histories* di riferimento richieste dalla Regione Lazio.

Elaborazione degli accelerogrammi naturali

L'incremento della disponibilità di accelerogrammi *strong-motion* e la relativa facilità con cui possono essere ottenuti, oltre ad alcuni problemi di fondo legati alla generazione di registrazioni sintetiche o artificiali (ad esempio il numero eccessivo di cicli *strong-motion* che causa un contenuto energetico irragionevolmente elevato), rende l'uso delle registrazioni naturali un'opzione più che mai attraente per la definizione dell'*input* sismico per l'analisi dinamica in geotecnica ed in ingegneria strutturale e negli studi di microzonazione sismica.

Per tale motivo è stato realizzato un algoritmo che modifica le registrazioni *strong-motion* rappresentative del moto del suolo atteso localmente, in modo da rendere i loro spettri compatibili con i livelli di pericolosità dell'area in esame, definiti mediante spettri ad *hazard* uniforme.

Schematicamente, avendo selezionato il Comune per il quale si vogliono calcolare le registrazioni accelerometriche, l'algoritmo legge lo spettro medio del gruppo a cui il Comune appartiene (spettro di *target*) e quindi, considerando i valori di

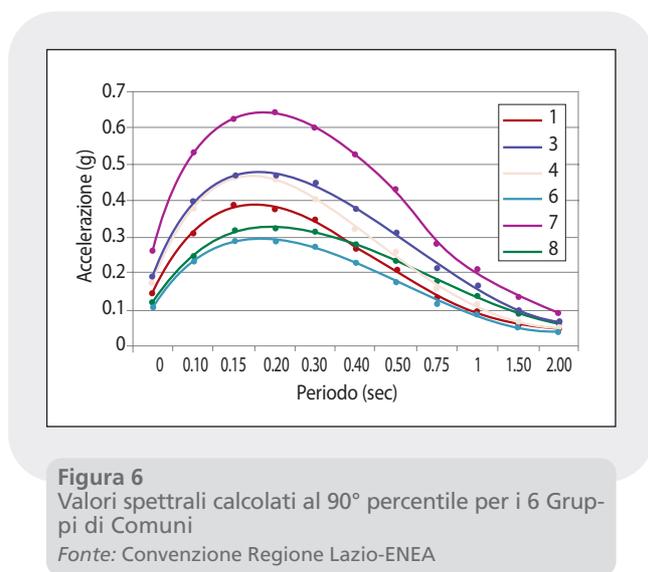


Figura 6

Valori spettrali calcolati al 90° percentile per i 6 Gruppi di Comuni

Fonte: Convenzione Regione Lazio-ENEA

magnitudo e distanza epicentrale derivati dall'analisi storica, individua le corrispondenti registrazioni accelerometriche naturali (spettri di *input*).

A questo punto, mediante un processo iterativo, l'algoritmo elabora le ampiezze in accelerazione per i diversi contenuti in frequenza degli spettri di *input*, adattandoli a quelli dello spettro di *target*. La metodologia applicata nella generazione delle *time-histories*^[15,16], mostra il vantaggio di incorporare in modo naturale la non stazionarietà, la casualità e la variazione nel tempo del contenuto in frequenza degli accelerogrammi registrati. Questa caratteristica delle *time-histories* si ottiene conservando la fase delle registrazioni modificandone l'ampiezza, dato che la fase determina come l'energia si distribuisce nel tempo. Per quanto riguarda il contenuto globale in frequenza esso viene definito, come detto precedentemente, a partire dallo spettro di risposta con tecniche iterative.

La metodologia sviluppata per la Regione Lazio prende in considerazione il fatto che gli spettri caratterizzanti i 6 Gruppi di Comuni sono generati a partire da procedure statistiche che mediano fra dif-

ferenti tipologie di eventi (diversi sia per magnitudo, sia per distanza epicentrale). Per tener conto di questa caratteristica, si è deciso di filtrare le registrazioni naturali, modificando adeguatamente il parametro che definisce la frequenza di *cut-off* alle basse frequenze, limitando in questo modo il contenuto in frequenza delle *time-histories*.

Con il contenuto in frequenza dello spettro alle basse frequenze così modificato, si ottengono durate differenti per terremoti di diversa magnitudo e distanza epicentrale.

Un esempio dei risultati ottenuti viene riportato in *figura 7*: nella parte sinistra sono sovrapposte le forme spettrali della *time-history* di *input* (in rosso), dello spettro di *target* (in nero) e la *time-history* modificata (in blu); come si vede l'algoritmo restituisce una traccia che ben si adatta allo spettro medio che definisce il livello di pericolosità sismica locale, mantenendo una forma simile a quella della registrazione naturale.

Infine, per assegnare ad ogni gruppo di Comuni le registrazioni rappresentative del moto atteso del suolo, è stato applicato un criterio di selezione delle *time-histories* elaborate, basato su:

- scarto minimo tra lo spettro di *input* e quello di *target*, in modo da ridurre le deformazioni generate dall'elaborazione;
- grado di severità della registrazione, definita da un indice basato sul calcolo dell'intensità di Arias^[17].

In questo modo, ad ogni Comune del Lazio è attribuita una terna di registrazioni da poter utilizzare come *input* sismico "di base" (vale a dire non comprensivo di eventuali effetti di amplificazione locale), ai fini della pianificazione territoriale e delle indagini di microzonazione sismica.

La nuova zonazione sismica del Lazio

Il risultato della analisi statistica della pericolosità sismica regionale, è stato utiliz-

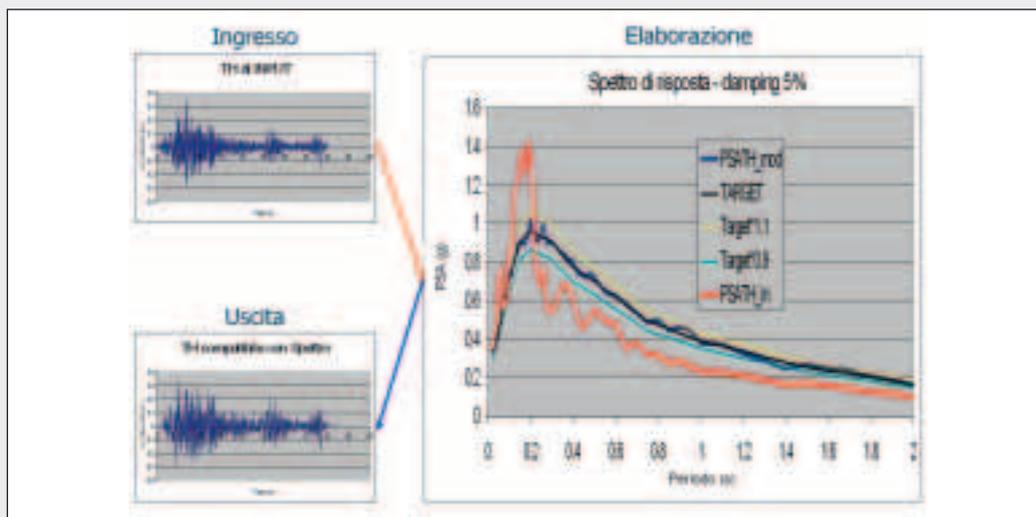


Figura 7
Esempio di elaborazione delle *time-histories* naturali in modo da renderle compatibili con gli spettri ad *hazard* uniforme

Fonte: Convenzione Regione Lazio-ENEA

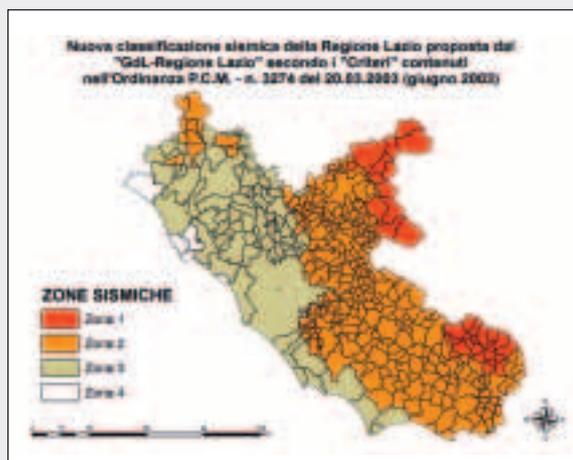


Figura 8
La zonazione sismica della Regione Lazio adottata nel 2003^[2]
Fonte: Regione Lazio

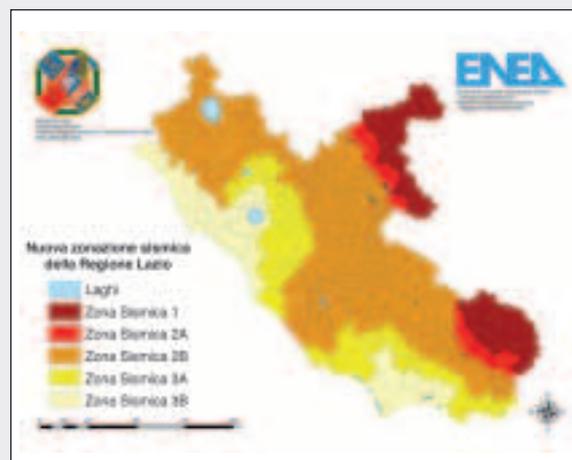


Figura 9
La nuova zonazione sismica della Regione Lazio^[18]
Fonte: Regione Lazio

zato nella redazione della nuova zonazione sismica del Lazio^[18].

Come ricordato in apertura, la normativa sismica vigente assegna alle Regioni il compito di classificare i Comuni di competenza sulla base di criteri stabiliti a livello nazionale. Nel 2003 la Giunta Regionale ha adottato una classificazione^[2] (figura 8) basata essenzialmente sull'elaborato di riferimento nazionale emanato con l'OPCM 3274/03^[1].

Sulla base dei risultati raggiunti dalla Convenzione tra Regione Lazio ed ENEA, è stato deciso di modificare i criteri di classificazione, suddividendo le precedenti Zone Sismiche in intervalli di 0,05g di ampiezza. Inoltre, la distribuzione spaziale dei valori di massima accelerazione del suolo, sovrapposta all'andamento dei Gruppi di Comuni a sismicità omogenea definiti dall'analisi statistica, ha consentito una zonazione del territorio regionale più dettagliata.

Sono state così definite le seguenti Zone Sismiche (figura 9):

- Zona 1 – Comuni appartenenti al Gruppo 7, con Ag maggiore di 0,25g;

- Zona 2A – Comuni appartenenti ai Gruppi 3 e 7, con Ag compresa tra 0,20g e 0,25g;
- Zona 2B – Comuni appartenenti ai Gruppi 1, 3, 4 e 8, con Ag compresa tra 0,15g e 0,20g;
- Zona 3A – Comuni appartenenti al Gruppo 6, con Ag compresa tra 0,10g e 0,15g;
- Zona 3B – Comuni appartenenti al Gruppo 6, con Ag minore di 0,10g.

La nuova Zonazione conferma l'elevata pericolosità sismica del settore appenninico regionale: il numero di Comuni in Zona 1 della Provincia di Rieti è sostanzialmente stabile mentre aumenta quello dei Comuni della Provincia di Frosinone.

La Zona 2A forma una fascia di Comuni a contatto con la Zona 1, mentre la Zona 2B copre gran parte del territorio regionale: numerosi Comuni della Provincia di Viterbo passano dalla precedente Zona 3 alla Zona 2B, così come diversi Comuni della Provincia di Latina e della Provincia di Frosinone passano dalla Zona 2 alla Zona 3A.

Interessante è anche il risultato ottenuto per il Comune di Roma, che vede il suo territorio diviso nei Municipi più vicini all'area dei Colli Albani, classificati in Zo-

na 2B, ed i rimanenti classificati in Zona 3A: questo risultato conferma l'opportunità della scelta di classificare separatamente i Municipi della Capitale.

Bibliografia

- [1] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20.3.2003, n. 3274, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". *Gazzetta Ufficiale*, n. 105 dell'8.5.2003.
- [2] Giunta Regionale del Lazio. Deliberazione n. 766 del 1.8.2003, "Riclassificazione sismica del territorio della Regione Lazio in applicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.3.2003. Prime disposizioni". *Bollettino Ufficiale della Regione Lazio*.
- [3] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 28.4.2006, n. 3519, "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone", *Gazzetta Ufficiale*, n.108 dell'11.5.2006.
- [4] Decreto Ministeriale Infrastrutture 14.1.2008, "Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni", *Gazzetta Ufficiale*, n. 29 del 4.2.2008.
- [5] Circolare 617 del 2.2.2009, "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.1.2008", *Gazzetta Ufficiale*, n. 47 del 26.2.2009, Supplemento Ordinario n. 27.
- [6] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - Dipartimento della Protezione Civile (2004-2006), "Progetto S1, Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi", <http://esse1.mi.ingv.it/>.
- [7] Gruppo di lavoro CPTI (2004), "Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, versione 2004 (CPTI04)", INGV, Bologna. <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI04>.
- [8] M. Stucchi, R. Camassi, A. Rovida, M. Locati, E. Ercolani, C. Meletti, P. Migliavacca, F. Bernardini e R. Azzaro (2007), "DBMI04, il database delle osservazioni macrosismiche dei terremoti italiani utilizzate per la compilazione del catalogo parametrico CPTI04", *Quaderni di Geofisica*, 49, pp. 38, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI04/>.
- [9] C. Meletti, G. Valensise (2004 a cura di), "Zonazione sismogenetica ZS9. Appendice 2 al Rapporto Conclusivo", In: *Gruppo di Lavoro, 2004. Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile*, 65 pp. + 5 appendici, INGV, Milano-Roma.
- [10] F. Sabetta, A. Pugliese (1996), "Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions". *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 86 (2), 337-352.
- [11] L. Anselin (1995), "Local Indicators of Spatial association, LISA", *Geographical Analysis*, 27, pp. 111-127.
- [12] A. S. Fotheringham, C. Brunsdon, M. Charlton (2000), "Quantitative Geography, perspectives on Spatial Data Analysis", SAGE Publications, London.
- [13] B. W. Silverman (1986), "Density Estimation", Chapman and Hall, New York.
- [14] D.W. Scott (1992), "Multivariate Density Estimation: Theory, Practice, and Visualization", John Wiley & Sons Inc. , New York.
- [15] J.W. Silva (1984), "WES RASCAL Code for synthesizing earthquake ground motions", *U.S. Army Corps of Engineers, Report N° DACW39-85-M-1585*.
- [16] F. Naeim e M. Lew (1995), "On the use of design spectrum compatible time histories". *Earthq. Spectra*, 11, (1), 111-127.
- [17] A. Arias A (1970), "A measure of earthquake intensity". In: *Hansen R. (Ed.), Seismic Design of Nuclear PowerPlant*, MIT Press, Cambridge.
- [18] Giunta Regionale del Lazio. Deliberazione n. 387 del 22.5.2009, "Nuova classificazione del territorio della Regione Lazio in applicazione dell'OPCM 3519/06 e della DGR Lazio 766/03". *Bollettino Ufficiale della Regione Lazio*.

Metodologie speditive per la valutazione della vulnerabilità e la riduzione del rischio: le esperienze del Consorzio TRE

Ennio Rubino*
Massimo Acanfora*
Elisabetta Ristoratore*
Gaetano Manfredi**

* Consorzio TRE

** Dipartimento di Ingegneria Strutturale,
Università di Napoli "Federico II"

*L'approccio metodologico e
le esperienze sperimentali
del Consorzio TRE nella
gestione in sicurezza
dell'ambiente costruito
rappresentano un valido
contributo alle strategie
di mitigazione del rischio
sismico*

Speedy Methods for the Assessment of Vulnerability and Risk Reduction: the Experiences of Consorzio TRE

*With its methodologic approach and experimental
experiences in the safely management of the building
environment, Consorzio TRE gives a valuable
contribution to the strategies for seismic risk mitigation*

L'approccio metodologico del Consorzio TRE

I recenti eventi sismici in Italia e nel mondo, con le notevoli perdite economiche che ne sono derivate, hanno contribuito al consolidarsi di una consapevolezza del rischio sismico da parte degli enti governativi e legislativi, ponendo in evidenza la necessità di sviluppare e impiegare su larga scala strumenti di valutazione della vulnerabilità del territorio e del costruito.

Da qui il crescente interesse del Consorzio TRE verso nuove metodologie per la valutazione della vulnerabilità di singoli edifici e di aree urbane, a fronte di un territorio nazionale con sismicità tra le più elevate, sia a livello europeo che mondiale. La maggior parte dei Comuni italiani ricade in zona sismica, e la maggior parte degli edifici situati in tali zone è stata progettata e realizzata prima della riclassificazione sismica del territorio nazionale,

prescindendo da specifiche prescrizioni antisismiche. Di fronte ad una tale estensione dei territori esposti a rischio e all'elevato numero di edifici da analizzare, è scaturita la necessità da parte del TRE di un approccio al rischio sismico *multiscala* e *multilivello*.

L'approccio *multiscala*, attraverso diverse fasi di approfondimento, parte dall'esame degli strumenti urbanistici per l'individuazione degli ambiti territoriali omogenei dal punto di vista edilizio, per passare all'analisi della vulnerabilità del patrimonio immobiliare, attraverso la compilazione, edificio per edificio, di apposite schede di rilievo speditivo, ed arrivare infine all'analisi di dettaglio del singolo edificio, attraverso prove e indagini diagnostiche per la caratterizzazione strutturale: il tutto finalizzato alla definizione degli interventi più idonei per la riduzione della vulnerabilità, attraverso l'applicazione di metodologie innovative.

Il Consorzio TRE - Tecnologie per il Recupero Edilizio

Il Consorzio TRE - Tecnologie per il Recupero Edilizio, partecipato dall'ENEA, si è costituito nel 1998 a seguito dell'attuazione di un progetto di ricerca sulle costruzioni. I soci attuali sono ENEA, Università di Napoli "Federico II", Amra Scarl, Giustino Costruzioni SpA, D'Appolonia SpA, Strago Srl, Strago Ricerche Srl, Icie Scarl.

Il Consorzio TRE si pone nello scenario nazionale come soggetto che opera nel campo della ricerca applicata al settore delle costruzioni, con l'obiettivo di innalzare i livelli di eco-sostenibilità dell'ambiente costruito, nuovo ed esistente, affrontando in maniera integrata gli aspetti della sicurezza, dell'impatto ambientale, della manutenibilità e del comfort abitativo in relazione alla realtà economica, sociale e ambientale. Le strategie di azione si basano sulla individuazione e messa a punto di Best Practices, a seguito della progettazione e realizzazione di dimostratori tecnologici, intesi come integratori applicativi di tecnologie e metodologie innovative studiate e sviluppate durante le attività di ricerca.

I risultati di tali attività, i cui obiettivi principali sono il miglioramento della qualità della vita, la riduzione dei rischi, la gestione in sicurezza dell'ambiente costruito, hanno fornito nuovi e più validi strumenti di supporto sia alle attività preventive di riduzione della vulnerabilità, che a quelle, post-evento, di recupero/ripristino del patrimonio edificato.

L'approccio *multilivello* consente di arricchire il bagaglio di informazioni relative al costruito da un livello di conoscenza povera, basata, ad esempio, su banche dati statistiche (tipo banche dati ISTAT) che forniscono informazioni (anno di costruzione, tipologia costruttiva, numero di piani) relative a gruppi di edifici, ad un livello di conoscenza più approfondita, basata sul rilievo speditivo delle caratteristiche geometriche dei singoli edifici, realizzato con differenti tecnologie innovative, fino alla conoscenza di dettaglio del singolo edificio e del suo stato manutentivo.

I dati così acquisiti, a tutti i livelli di approfondimento, vanno a costituire la struttura portante di Sistemi Informativi Territoriali, sviluppati dal Consorzio TRE e finalizzati alla gestione dell'ambiente urbano. Tali strumenti, essendo in grado di integrare e restituire, in forma di mappe tematiche, informazioni necessarie alla comprensione dei fenomeni sismici e alla previsione degli effetti, diventano dei veri e propri *Strumenti di Supporto alle Decisioni (DSS)*, le cui funzionalità principali possono essere sintetizzate in termini di capacità di:

- valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico;
- definizione di scenari di danno;
- approfondimento delle indagini diagnostiche;
- proposizione di interventi di mitigazione del rischio;
- individuazione delle priorità per gli interventi post-sisma;
- supporto alle attività di ricostruzione/ripristino.

Strumenti di analisi territoriale, di analisi di dettaglio e di supporto alle decisioni

Rilievo speditivo del patrimonio edilizio e delle infrastrutture

La valutazione della sicurezza delle strutture esistenti su scala estesa richiede stru-

menti di analisi snelli, che consentano, in maniera speditiva, di sintetizzare ed elaborare parametri di interesse per la formulazione di un giudizio sullo stato di fatto delle strutture in esame. Una mappatura del territorio con valori di sicurezza delle strutture così ottenuta può avere carattere comparativo di un certo interesse, capace di indirizzare la gestione delle risorse e degli interventi. A tal proposito, uno degli oggetti di ricerca del Consorzio TRE ha riguardato la realizzazione di sistemi di supporto alla fase di conoscenza di strutture e infrastrutture, in grado di definire procedure per la caratterizzazione e l'individuazione dello stato di fatto del patrimonio costruito attraverso l'applicazione di metodologie e tecnologie strumentali sempre più automatizzate. In particolare è stato messo a punto un sistema di acquisizione speditiva di parametri geometrico-descrittivi di sintesi del costruito, attraverso schede di rilevamento, su supporto informatizzato, per la formulazione di un primo giudizio sullo stato di sicurezza dei manufatti e dei relativi protocolli diagnostici, ai livelli di approfondimento richiesti. Un sistema così concepito, nella valutazione della vulnerabilità sismica delle costruzioni esistenti, può definire, con un dispiego di risorse limitato e con un giusto grado di approssimazione, la propensione delle strutture a subire danni sotto l'effetto delle azioni sismiche, rilevandosi un utile riferimento per la classificazione delle priorità d'intervento per le costruzioni ricadenti in una certa area, ed in generale un valido supporto per la mitigazione del rischio sismico dell'ambiente costruito.

Nella *figura 1* sono rappresentate alcune schermate del sistema con i parametri sintetici acquisiti in campo con il supporto di computer palmari e/o tablet pc. I dati rilevati consentono di identificare e caratterizzare non solo eventuali irregolarità planimetriche e/o altimetriche della costruzione, ma anche le dimensioni ricorrenti

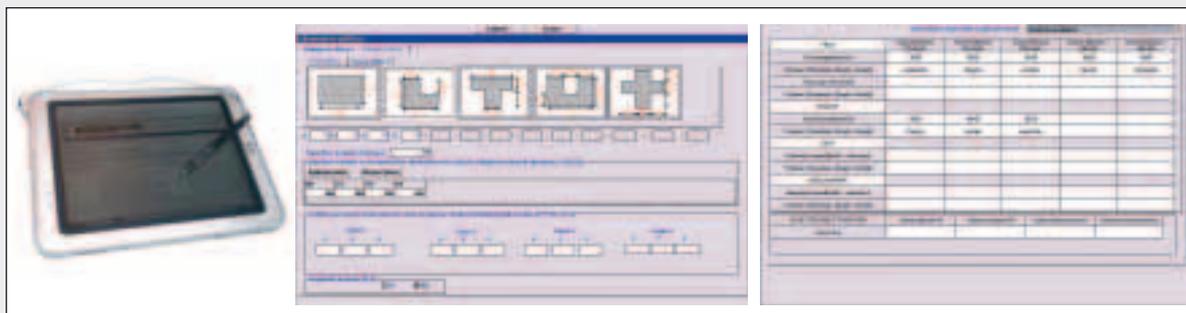


Figura 1
Il sistema informativo territoriale: tablet pc e schede di acquisizione dati
Fonte: Consorzio TRE

degli elementi strutturali e delle maglie impiegate nelle strutture intelaiate. L'approccio, pienamente scalabile, è legato al livello di accessibilità della struttura e consente di coprire anche esigenze di analisi di dettaglio.

Nell'ottica di un continuo miglioramento delle metodologie di rilievo speditivo messe a punto, il Consorzio sta progettando e realizzando una tecnologia basata sull'*upgrade* e la portabilità di metodologie già consolidate nell'ambito dell'acquisizione delle caratteristiche delle infrastrutture

stradali. L'obiettivo di questa linea di ricerca, tuttora in corso, è sviluppare ed ottimizzare tecniche speditive di rilievo che possano integrare o sostituire le tradizionali modalità di rilievo in campo. A tale scopo si sta implementando un laboratorio cartografico mobile (*MMS - Mobile Mapping System*) rappresentato in *figura 2*, per acquisire informazioni relative sia alla rete stradale, attraverso dati geometrici relativi alla sezione stradale o alla presenza di elementi singolari lungo il tracciato, che al suo stato manutentivo, rile-

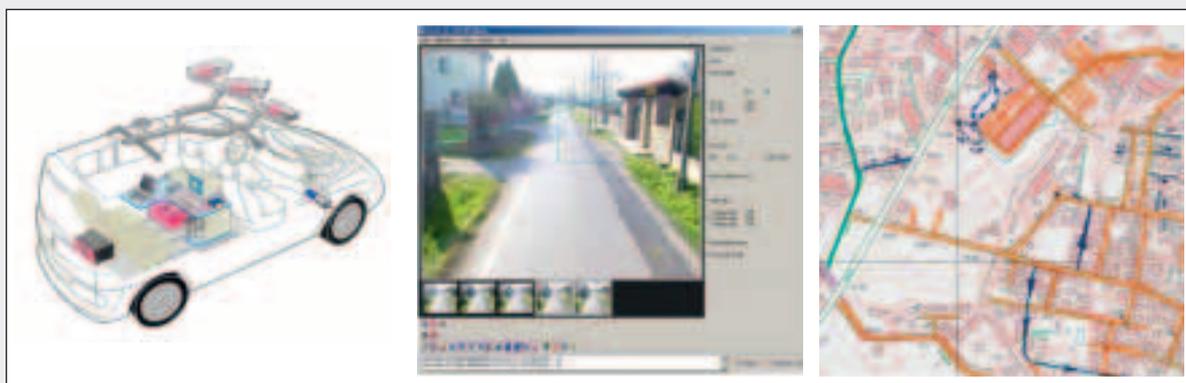


Figura 2
Laboratorio Cartografico Mobile, acquisizione dati e restituzione cartografica
Fonte: Consorzio TRE

vando nel contempo, attraverso coppie stereoscopiche ottenute tramite un sistema di videocamere debitamente puntate, immagini tridimensionali per l'analisi degli edifici. L'archiviazione di tali immagini in un apposito database e la successiva fase di post-processing, consentiranno l'estrazione dei parametri geometrici e strutturali di interesse ai fini della valutazione della vulnerabilità degli edifici presenti lungo gli archi stradali percorsi.

**Supporto alle decisioni
Fasi di prevenzione, emergenza e
post-evento**

La costituzione di banche dati geografiche ed alfanumeriche, attraverso le metodologie di raccolta di informazioni fin qui illustrate, costituiscono il primo e fondamentale passo per la progettazione e lo sviluppo di Strumenti di Supporto alle Decisioni, basati su tecnologia GIS, per la valutazione e la riduzione del rischio.

Nell'ottica della sperimentazione di sistemi innovativi per la riduzione del rischio sismico e per la pianificazione delle attività di messa in sicurezza delle strutture urbane, il Consorzio TRE ha realizzato alcuni 'progetti dimostratori' che, attraverso l'applicazione di tecniche innovative di acquisizione, gestione e pubblicazione dei dati, hanno consentito la realizzazione di Sistemi di Supporto alle Decisioni (DSS) per la definizione delle azioni di prevenzione, recupero e mantenimento nel tempo del patrimonio edilizio, architettonico ed infrastrutturale.

Il supporto che tali tecnologie forniscono è differente nelle diverse fasi caratteristiche dello studio del rischio: *prevenzione, emergenza e post-evento*.

Nella fase di *prevenzione*, i Sistemi Informativi Territoriali costituiscono un valido supporto alle attività di valutazione della vulnerabilità sismica per la gestione e programmazione degli interventi di messa in sicurezza e adeguamento strutturale.

Nell'ambito dei progetti di ricerca, il Consorzio TRE ha sviluppato alcuni moduli software specifici, in grado di soddisfare le esigenze di conoscenza e pianificazione del territorio, finalizzati in particolare all'analisi dello stato di conservazione del costruito, alla definizione delle priorità di intervento per la riduzione del grado di vulnerabilità, al supporto per la formulazione di ipotesi di scenario in caso di evento sismico e di possibili provvedimenti per la messa sicurezza e per la riduzione del grado di vulnerabilità.

I principali fattori di innovazione di tali ricerche sono rappresentati, oltre che dai sistemi di input per dispositivi portatili (palmari e tablet PC) già illustrati, capaci di archiviare direttamente in remoto i dati letti con maggiore automazione e minore possibilità di errori, anche dai sistemi di archiviazione ed elaborazione dei dati raccolti, basati sull'interazione di differenti informazioni sia cartografiche che alfanumeriche, ed infine dai sistemi di output che rendono disponibili, anche in Internet, i risultati delle elaborazioni, fornendo così ai decisori un potente, ma semplice, strumento di supporto alla pianificazione.

La sperimentazione sul campo di tali ricerche ha riguardato il comune di Pomigliano d'Arco, che è stato oggetto di un rilievo a tappeto dell'edificato di tutto il centro storico, e il Comune di Avellino, nell'ambito del quale sono state individuate due aree studio particolarmente significative. In entrambi i casi, ad un primo step di raccolta dati è seguita la fase più corposa di elaborazione degli stessi, attraverso strumenti software appositamente realizzati, e di presentazione dei risultati ottenuti.

La sperimentazione a Pomigliano

Nel caso della sperimentazione condotta a Pomigliano d'Arco, i dati raccolti secondo la logica multilivello precedentemente illustrata, sono stati elaborati attraverso due software sviluppati con finalità differenti,

ma entrambi basati su una architettura GIS: uno costituisce un sistema per la valutazione della vulnerabilità sismica del patrimonio immobiliare, l'altro è un sistema per la definizione di procedure di diagnostica strumentale ai fini della sicurezza.

L'integrazione dei due moduli, ha poi permesso la realizzazione di un Sistema Informativo Territoriale in grado di interrogare il database e mostrare, attraverso differenti tematizzazioni, i risultati delle interrogazioni. In particolare è possibile effettuare analisi della situazione reale, come ad esempio la vulnerabilità degli edifici e la valutazione dei costi di adeguamento, ma anche analisi di scenario, come la stima del numero di vittime attese per un determinato evento sismico, o ancora definire le priorità di intervento sull'edificio a budget illimitato e a budget prefissato. Il tutto attraverso una semplice interfaccia web con funzionalità modulate su vari livelli di accesso, e quindi per varie tipologie di utenti.

La *figura 3* mostra alcune delle tematizzazioni ottenute.

La sperimentazione ad Avellino

Per quanto concerne l'attività svolta presso il Comune di Avellino, il risultato è stato lo sviluppo di un sistema di supporto alle

decisioni in ambiente GIS che consente la valutazione della vulnerabilità sismica in funzione di definite soglie di attenzione. L'attività ha previsto l'implementazione di procedure di analisi spaziale che, partendo da dati di caratterizzazione della pericolosità sismica, e attraverso la valutazione delle caratteristiche meccaniche connesse alle tipologie di suolo analizzate, consentano la definizione della probabilità, per ogni singolo edificio, di raggiungimento di un determinato stato limite (Stato Limite di Danno Severo, Stato Limite di Collasso). Il risultato delle analisi è rappresentato attraverso una serie di mappe tematiche che, in funzione del periodo di ritorno selezionato, illustrano la probabilità che ogni singolo edificio ha di raggiungere lo stato limite individuato.

Nella *figura 4* è mostrata la probabilità di danneggiamento di alcuni edifici in una scala di valori cromatica che va dal grigio (corrispondente al valore 0) al rosso (valore massimo).

La caratteristica tipica dei Sistemi Informativi Territoriali di elaborare e intersecare grandi quantità di informazioni, anche eterogenee, ma che insistono sulla stessa porzione di territorio, ha suggerito, come ulteriore linea di ricerca, *lo studio della pericolosità attraverso un approccio multiri-*



Figura 3
Mappe tematiche del territorio di Pomigliano D'Arco
Fonte: Consorzio TRE

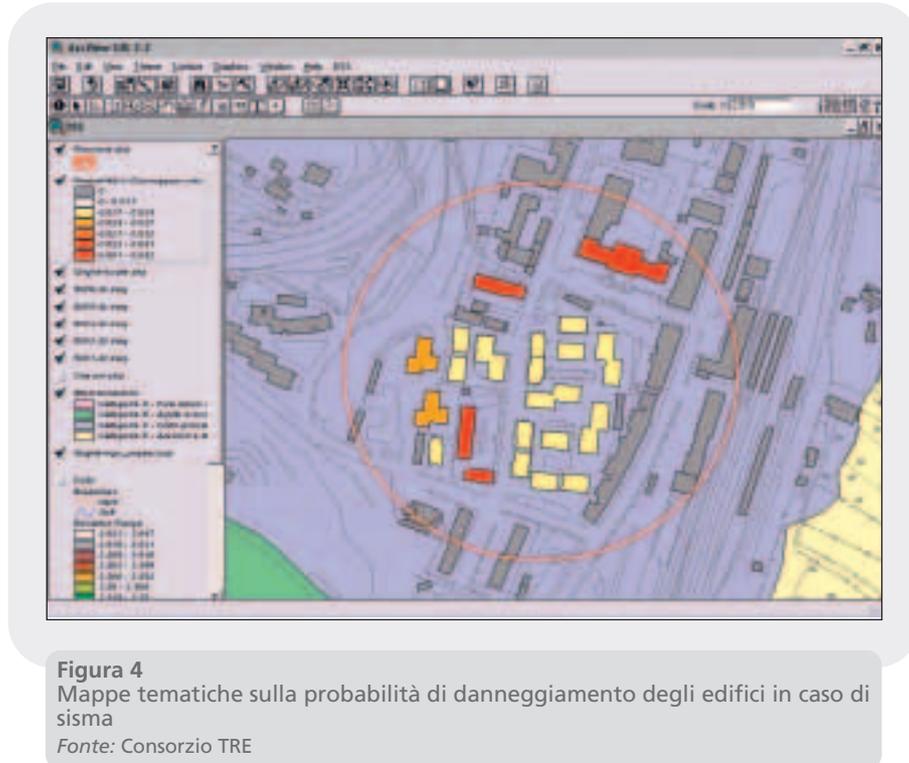


Figura 4
Mappe tematiche sulla probabilità di danneggiamento degli edifici in caso di sisma
Fonte: Consorzio TRE

schio. Molto spesso, infatti, la valutazione del rischio a livello territoriale è limitata all'analisi delle singole fonti e dei singoli elementi del tessuto antropico, prescindendo dall'interazione tra di essi; la ricerca che il Consorzio sta conducendo mira, da un lato, allo sviluppo di tecniche e metodologie innovative di analisi della vulnerabilità delle infrastrutture, dell'edificato e degli impianti industriali, dall'altro ad una definizione della pericolosità secondo un approccio Multi-Hazard, considerando alcune tra le possibili fonti di rischio (ad esempio rischio sismico e industriale) e le inevitabili interazioni tra esse.

A tal fine sono in corso di svolgimento sperimentazioni atte a:

- realizzare modellazioni e valutazioni della vulnerabilità di infrastrutture stradali, di edifici e di impianti industriali;
- integrare le discipline scientifiche specializzate nel *Multi Risk Assessment* e quelle economiche e sociali, con l'obiettivo

di stimare i danni prodotti da eventi naturali ed antropici e le eventuali interrelazioni tra eventi;

- implementare un innovativo Sistema di Supporto alle Decisioni (DSS) che, integrando le caratteristiche dei sistemi di acquisizione dati, le tecniche di modellazione dei fenomeni, di valutazione della vulnerabilità e dello stato di manutenzione, e tenendo conto delle analisi socio-economiche volte alla valutazione dell'esposizione dell'ambiente antropizzato, consenta un'analisi incrociata del rischio territoriale (*Multi Risk Assessment*). Per quanto concerne la fase di *emergenza*, l'interesse del Consorzio è rivolto in modo particolare all'applicazione di metodologie di *early warning*. Il termine *early warning*, che letteralmente significa "allarme precoce", può assumere significati diversi:
 - nel caso di rischio vulcanico, dove una serie di segnali premonitori vengono percepiti con largo anticipo, si può parlare di

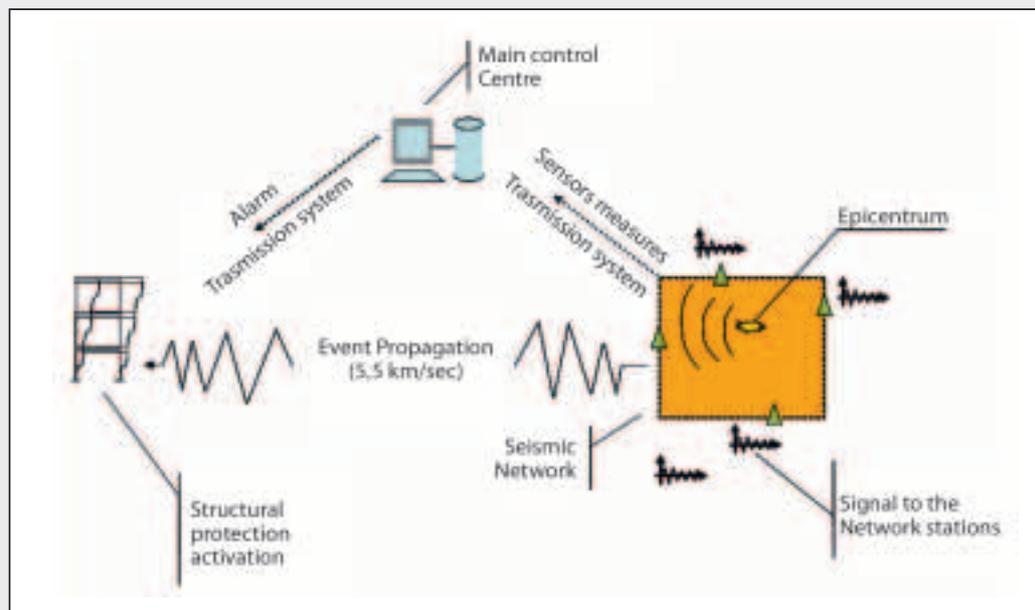


Figura 5
 Schema di sistema *early-warning* di protezione strutturale
 Fonte: Consorzio TRE

un pre-allarme dell'ordine di giorni o di settimane, con conseguente attivazione di procedure per mettere in sicurezza la popolazione;

- nel caso del rischio sismico, per il quale non esiste alcun tipo di preavviso, si può provare a "percepire" nel più breve tempo possibile il movimento del suolo, per riconoscere sia l'epicentro che la magnitudo dell'evento e, in funzione di questi parametri, stimare l'estensione dell'area interessata.

La sfida di maggiore interesse nel campo dell'*early-warning* riguarda il rischio sismico per cui, sfruttando le diverse velocità di propagazione delle onde elettromagnetiche rispetto alle onde sismiche, si riescono ad avere, per siti distanti intorno ai 100 km dall'area sismo-genetica, decine di secondi di preavviso.

In Campania è in corso di implementazione un sistema di *early-warning* che, partendo dai dati rilevati dalle reti esistenti di

monitoraggio sismico, sarà in grado di inviare, attraverso una piattaforma integrata di telecomunicazioni a larga banda sviluppata ad hoc, un segnale di preallarme ad uno specifico terminale.

Le attività del Consorzio TRE riguardano lo studio dei sistemi di protezione strutturale di tipo semi-attivo che, attraverso tecniche di *automated decision making*, possano essere attivati in tempo reale da una centrale di elaborazione dati (vedi schema in figura 5), e la produzione, nell'immediato post-evento, di mappe di scuotimento (shake maps) relative alla zona in esame, elaborate attraverso procedure di analisi implementate in un sistema informativo territoriale (GIS), per attivare procedure automatiche di messa in sicurezza.

Infine, per la fase *post-evento*, dove il fattore tempo è di fondamentale importanza, è stato avviato l'uso sperimentale di un'interfaccia di acquisizione dati installata su tablet pc, a supporto delle attività di valu-

tazione di agibilità degli edifici per l'efficacia dell'intervento di emergenza. Lo scopo è di rendere immediatamente e facilmente disponibili i dati rilevati. L'applicazione riproduce fedelmente la scheda cartacea di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento ed agibilità, attualmente utilizzata dal Dipartimento della Protezione Civile nelle emergenze post-sismiche. Tale interfaccia consente l'archiviazione immediata in un database alfanumerico dei dati rilevati, collegato alla rappresentazione cartografica degli edifici, agevolando sia i rilevatori (che non dovranno preliminarmente individuare su supporto cartaceo la posizione dell'edificio) che la protezione civile, che avrà l'*immediata mappatura del danno* e la possibilità di analizzare i risultati dei rilievi in tempo reale senza dover procedere alla informatizzazione dei dati rilevati.

La protezione degli edifici

Procedure di diagnostica strutturale nell'ambito del rinforzo sismico

Il problema della caratterizzazione della struttura portante degli edifici esistenti è al centro di molte iniziative di ricerca e di studio, anche in relazione alla recente emanazione di norme tecniche per la valutazione delle costruzioni esistenti (OPCM 3274 2003 e s.m.i., NTC 2008), moderne e in linea con quanto prescritto dagli Eurocodici in materia. È stato evidenziato in particolare il ruolo della programmazione della diagnostica strutturale, come *verifica* di informazioni strettamente necessarie ai fini della valutazione della *vulnerabilità sismica* della struttura. Tali informazioni, anche in assenza di specifica documentazione di progetto, possono essere ricavate attraverso una progettazione simulata, che può rappresentare anche uno strumento di validazione dei risultati ottenuti. L'ottimizzazione del processo di analisi benefici/costi deve tenere conto del fatto che spesso

più si "conosce", meno si interviene, considerando che talvolta il costo generalizzato per ottenere livelli di conoscenza adeguati può incidere in maniera non trascurabile sui costi di adeguamento.

Le analisi diagnostiche hanno un ruolo centrale nell'impostazione di un progetto di adeguamento strutturale in zona sismica. Questa non va intesa solamente come mero *elenco* di prove da eseguire per ottenere informazioni sulla struttura, ma come procedura di verifica delle sole informazioni strettamente necessarie, stimate preventivamente attraverso una simulazione della struttura. In questo senso, la programmazione delle indagini non risulta un punto di partenza ma un punto di arrivo con positivi risvolti economici.

Il diagramma di flusso riportato in figura 6, sviluppato dal Consorzio TRE, sintetizza il processo logico da seguire per la completa conoscenza di una struttura esistente, che, in particolare si può estrinsecare, fase per fase, nel seguente modo:

- *definizione data di costruzione e documentazione storica del manufatto considerato*: consente di calarsi nel ruolo del progettista dell'epoca, riconoscendo conoscenze e tecniche costruttive utilizzate, per ricavare informazioni su cosa ci si può attendere dalle prove;
- *reperimento della geometria completa della struttura*: è il passo indispensabile che anticipa tutte le fasi successive; senza un rilievo strutturale dettagliato, infatti, non è possibile redigere un programma di indagini;
- *progetto simulato*: sulla base dei punti precedenti, seguendo le norme che all'epoca hanno influenzato le scelte del progettista in termini di carichi, schemi di calcolo, prescrizioni sui materiali, dettagli esecutivi ecc., si redige un progetto che consente, riproducendo le stesse condizioni al contorno, di stabilire i dettagli di armatura che ci si può attendere. La norma di riferimento spesso è il

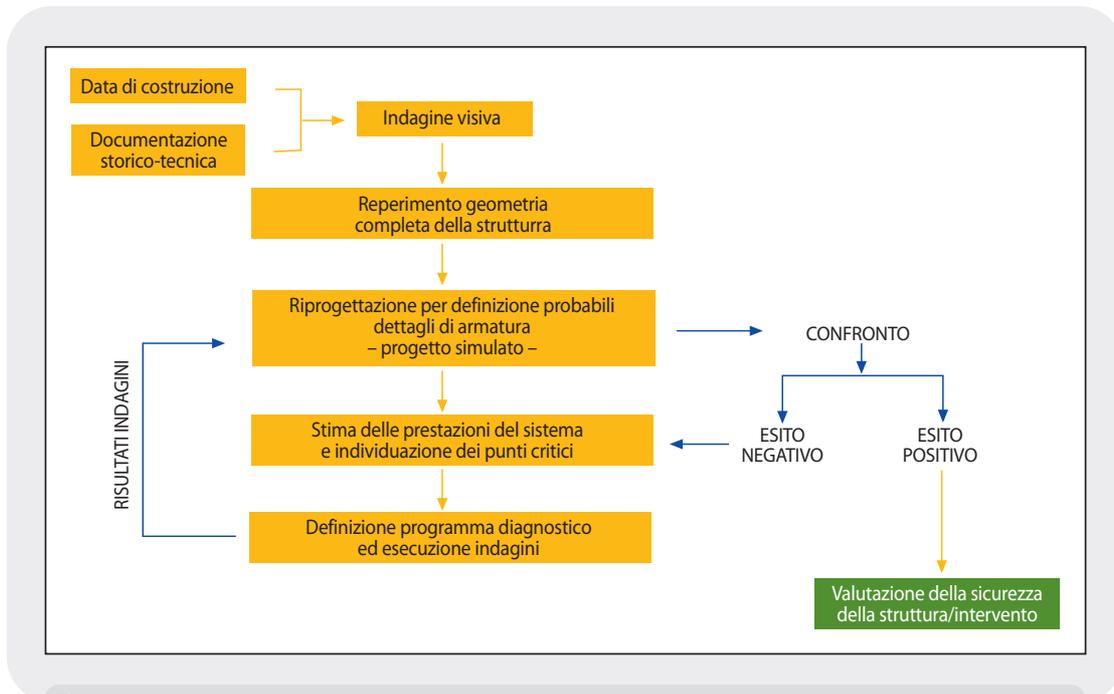


Figura 6
 Diagramma di flusso per la conoscenza di una struttura esistente
 Fonte: Consorzio TRE

DM 30 maggio 1972 che copre storicamente un vuoto legislativo durato circa un trentennio. Per le costruzioni antecedenti a tale norma si fa riferimento ai regi decreti sulla muratura e sul c.a. emanati nel 1939;

- *valutazione delle prestazioni della struttura*: ricavata la struttura in tutti i suoi dettagli principali secondo regole, norme e conoscenze dell'epoca, si esegue un'analisi di massima delle prestazioni strutturali secondo gli attuali codici normativi, nel rispetto del target di riferimento. Da un'analisi di massima della struttura per forze orizzontali se ne individuano i punti che richiedono maggiore attenzione;
- *redazione del programma di indagini*: il programma di indagini si concentra ovviamente sui punti in cui preliminarmente sono state individuate delle deficienze strutturali, evitando di indagare inutilmente su zone o elementi che effetti-

vamente poco partecipano alla definizione della capacità sismica della struttura, disperdendo risorse, anche di carattere economico. Si procede quindi ad una serie di indagini per validare le ipotesi formulate nel rispetto delle norme e delle conoscenze dell'epoca, in relazione soprattutto ai materiali.

Interventi dimostratori di protezione sismica delle strutture esistenti: S. Angelo dei Lombardi e Avellino

L'intervento dimostratore di S. Angelo dei Lombardi

Una delle linee di ricerca sviluppate dal Consorzio è stata incentrata sullo sviluppo di metodologie innovative per la riduzione del rischio sismico delle costruzioni esistenti, basate sull'applicazione di materiali innovativi. Particolare attenzione è stata posta sull'integrazione tra le procedure inno-

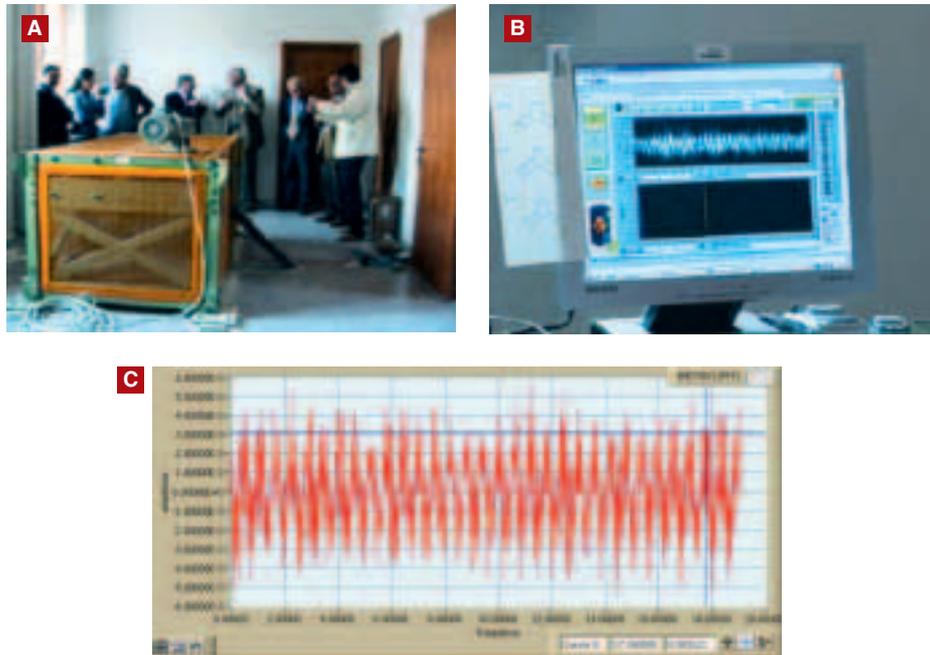


Figura 7
Prova di caratterizzazione dinamica della struttura: vibrodina (A), sistema di acquisizione (B) e segnali registrati in tempo reale (C)
Fonte: Consorzio TRE

vative di consolidamento delle costruzioni esistenti in c.a. e il loro comportamento dinamico valutato anche su base sperimentale. Le attività sono state svolte a Sant'Angelo Dei Lombardi (AV), grazie al-

la collaborazione dell'amministrazione comunale e alla sua struttura tecnica che hanno messo a disposizione l'ex *Palazzo di Giustizia*, scelto come sito dimostratore. La struttura è in cemento armato (c.a.) risalente agli



Figura 8
Dettaglio di un nodo trave-colonna prima e dopo i rinforzi in FRP
Fonte: Consorzio TRE

anni 70, concepita senza criteri antisismici, per sopportare esclusivamente carichi verticali, e quindi rappresentativa di buona parte delle costruzioni del nostro Paese. Il livello di conoscenza raggiunto per il caso in esame può essere ricondotto ad un livello LC3 "conoscenza accurata". Per il raggiungimento di tale obiettivo, attraverso le procedure di ottimizzazione e programmazione delle indagini, si è tenuto conto di tutte le circostanze e le omogeneità presenti nell'ambito della costruzione; nel caso specifico è stata applicata la procedura diagnostica illustrata precedentemente, concentrandosi attentamente sul progetto simulato, finalizzato alla individuazione della probabile struttura. Di seguito, per motivi di brevità, si riporta una descrizione delle indagini eseguite nei punti critici della struttura, individuati, a valle della stima delle sue prestazioni sotto le azioni sismiche, attraverso il progetto simulato.

Per la caratterizzazione del calcestruzzo sono state eseguite indagini sclerometriche, ultrasoniche e combinate tipo *sonreb*, oltre che prove di schiacciamento di carote direttamente estratte dalle membrature in c.a., su cui i risultati delle prove non distruttive sono state tarate. Per la caratterizzazione delle barre metalliche, sono state eseguite delle locali rimozioni di copriferro e delle estrazioni di barre d'armatura, che sono state sottoposte a prova di trazione con restituzione del legame costitutivo. Per l'individuazione geometrica delle barre di armatura, sia longitudinali che trasversali, sono state eseguite prove pacometriche guidate da locali asportazioni di intonaco. Sono state eseguite delle indagini sui solai per definirne le prestazioni rispetto ai carichi verticali e alle azioni orizzontali, in termini di resistenza e rigidità. Anche la definizione della tipologia di fondazione ha richiesto delle specifiche indagini in campo.

A supporto della progettazione esecutiva, e per completare la caratterizzazione del-



Figura 9
Vista d'insieme della struttura protetta sismicamente con fasciatura in FRP
Fonte: Consorzio TRE

la struttura, sono state eseguite prove dinamiche che hanno consentito di "registrare" il suo comportamento sotto l'effetto di uno scuotimento sismico indotto artificialmente attraverso una vibrodina.

Nelle *figure 7-9* si riportano alcune immagini delle fasi salienti dell'iter seguito per proteggere sismicamente la struttura dal terremoto di progetto.

L'intervento dimostratore di Avellino

Altra importante esperienza è stato un intervento di protezione sismica innovativo eseguito su una struttura scolastica del Comune di Avellino. In questo caso si è impiegata una tecnica di protezione passiva inserendo nella struttura dei dispositivi progettati e realizzati ad hoc, in grado di proteggerla dissipando quasi integralmente l'energia trasmessa dal terremoto. Tali dispositivi consistono in controventi dissipativi, simili ad ammortizzatori per automobili, con capacità di sacrificarsi a favore dell'integrità della struttura, ispezionabili e sostituibili a seguito di un evento sismico violento.

Ai fini della progettazione ottimale dell'intervento "dimostratore", è stata effet-



Figura 10
Strutture di prova in c.a. in scala reale: parete di contrasto con attuatori ciclici, e particolari degli attacchi ai nodi dei controventi dissipativi

Fonte: Consorzio TRE

tuata una campagna sperimentale estremamente innovativa, che ha previsto la realizzazione di due "cassette" in c.a. gettate in opera in un area del Comune di Avel-

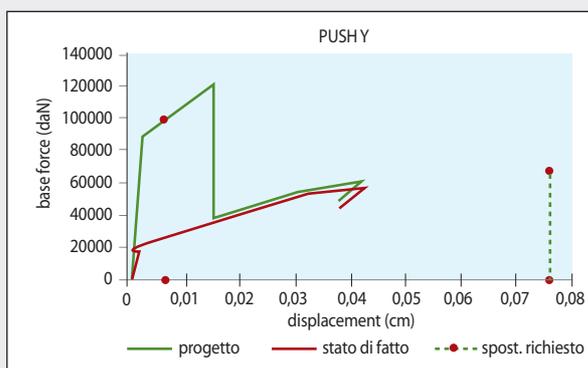


Figura 11
Legame costitutivo della struttura prima (curva rossa) e dopo l'intervento con dissipatori (curva verde)

Fonte: elaborazione ENEA e TRAIN

lino. Le due strutture, ciascuna costituita da due impalcati di circa 30 metri quadri, con travi, pilastri e solai, sono state progettate secondo i codici di calcolo vigenti nel nostro Paese durante il "boom edilizio" (Regio Decreto del 1939), sia per quanto riguarda i materiali utilizzati, sia relativamente ai dettagli costruttivi ed esecutivi. Ad uno dei due manufatti sono stati applicati i controventi dissipativi.

Per l'esecuzione delle prove sperimentali si è provveduto a riprodurre in situ gli effetti di un terremoto di progetto, secondo i principi emanati con l'OPCM 3431, attraverso degli attuatori ciclici applicati ai vari impalcati e fissati ad una parete di contrasto in carpenteria metallica realizzata appositamente (figura 10).

Mettendo a confronto i danni subiti dalle due strutture gemelle, una protetta sismicamente con i dispositivi dissipativi, e l'altra nuda (priva di protezioni), è emer-



Figura 12
La struttura protetta sismicamente con i controventi dissipativi
Fonte: Consorzio TRE

so che la prima ha sopportato forze orizzontali maggiori riportando danni molto contenuti.

L'intervento dimostratore è stato effettuato sulla casa del custode della scuola San Tommaso di Avellino ed è stato anticipato da un'analisi sismica della struttura eseguita con modelli predittivi, molto evoluti, tarati sulla risposta dinamica reale della costruzione. Si è scelto quindi di applicare controventi dissipativi in alcune maglie dei telai distribuiti lungo il perimetro in modo che non interferissero con lo spazio distributivo e che fossero facilmente accessibili per la loro ispezione e sostituzione.

Conclusioni

I recenti eventi sismici avvenuti nel nostro Paese hanno contribuito a formare un nuovo livello di attenzione ai temi della sicurezza del costruito, che ha interessato sia gli enti governativi che l'opinione pubblica intera. Il tema della qualità, della sicurezza e quindi della sostenibilità del costruito (sentito per anni come un mero aspetto bu-

rocratico, al di fuori di qualche rara ma valida iniziativa), è stato interpretato dal Consorzio TRE, sin dalla sua costituzione, come un fondamentale elemento politico, economico e sociale di governo del territorio. A tale livello di interesse quindi è seguita da subito la necessità sia di sviluppare e impiegare, su larga scala, strumenti di valutazione della vulnerabilità (soprattutto in relazione al rischio sismico) del territorio e del costruito, rivelatisi poi indispensabili strumenti di supporto alle decisioni nella fase di prevenzione e nella fase post-evento, sia metodologie e tecniche innovative di protezione sismica, evidenziando in entrambi i casi il particolare ruolo svolto dalla programmazione della diagnostica strutturale, sia come strumento di conoscenza che di validazione dei risultati.

L'operato del Consorzio TRE continuerà a mirare anche a risultati "etici" nel settore costruzioni: da sempre, la prima regola di ogni operatore del settore dovrebbe essere rispettare requisiti di qualità e di sicurezza non solo nel costruire, ma anche nel conservare in efficienza e in sicurezza quanto si è costruito.

La sperimentazione dinamica delle strutture

Gerardo De Canio
Nicola Ranieri

ENEA, Dipartimento Tecnologie Fisiche e Nuovi Materiali

La sperimentazione su tavola vibrante permette la verifica dell'efficacia delle soluzioni tecnologiche di protezione delle strutture dagli eventi naturali (inclusi i terremoti). Il lavoro illustra sinteticamente gli importanti risultati dei progetti più significativi

Dynamic Tests on Structures

Shake table tests allow to assess the effectiveness of technologies for structure protection from natural events such as earthquakes. The article summarizes the remarkable results of the most significant projects

Il Laboratorio di Dinamica Strutturale e Controllo delle Vibrazioni del Centro Ricerche Casaccia dell'ENEA dispone di attrezzature sperimentali d'avanguardia per la qualifica a vibrazioni di strutture, componenti e sistemi, tra cui due tavole vibranti (tabella 1) a 6 Gradi di libertà (6 GDL) tra le più grandi d'Europa, ed è uno dei 5 laboratori italiani della rete ReLUIIS - Rete dei Laboratori Universitari italiani di Ingegneria Sismica, di riferimento del Dipartimento della Protezione Civile per le tematiche connesse con la dinamica strutturale e l'ingegneria sismica.

Il Consorzio RELUIS è costituito dalle Università di Napoli Federico II, di Basilicata, di Pavia e di Trento (tutte dotate di grandi impianti per prove dinamiche o pseudodinamiche, complementari alle tavole vibranti di ENEA), ed è promosso dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC) in ottemperanza dell'art. 4 dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio n° 3274 del 2003. Il consorzio RELUIS è, pertanto, la struttura principale di riferimento tecnico-sperimentale sulle tematiche dell'ingegneria sismica

in Italia ed ha coinvolto su 10 linee di ricerca 100 gruppi operativi di 40 università italiane.

Oltre alle prove di qualifica a vibrazioni di apparecchiature industriali, di strutture aerospaziali e del trasporto ferroviario, le principali attività effettuate nel campo sismico presso il laboratorio sono le prove, mediante le tavole vibranti, in grado di riprodurre le componenti orizzontali e verticali dei terremoti reali oppure generare terremoti artificiali spettro compatibili con le normative italiane ed internazionali. Le sperimentazioni in grande scala su tavola vibrante sono fondamentali per la progettazione ottimale dei dispositivi antisismici e per l'individuazione delle modalità di collasso di elementi strutturali tipici di vari stili architettonici, in modo da definire le più opportune tecniche di intervento. A questo scopo sono stati effettuati numerosi studi e sperimentazioni su modelli di edifici in muratura, calcestruzzo armato e acciaio rappresentativi, per geometria e tipologia costruttiva, del patrimonio edilizio italiano. Questi esperimenti si inseriscono nella

Tabella 1 - Specifiche tecniche delle tavole vibranti del Centro Ricerche Casaccia dell'ENEA

	System 1	System 2
Dimensioni della tavola	4m x 4m	2m x 2m
Gradi di Libertà	6 GDL	6 GDL
Campo di Frequenza	0-50 Hz	0-100 Hz
Accelerazione	3g peak	5g peak
Velocità	0,5 m/s (0-peak)	1 m/s (0-peak)
Spostamento	0,25 m (0-peak)	0,30 m (0-peak)
Massa provino	200 kN	10 kN
altezza del baricentro dell'oggetto in prova	0,5 m altezza baricentrica	1 m altezza baricentrica
Momento ribaltante	300 kNm	50 kNm

Fonte: ENEA



Figura 1
Vista d'insieme del Laboratorio di Dinamica Strutturale e Controllo delle Vibrazioni del Centro Ricerche Casaccia dell'ENEA
Fonte: ENEA

più ampia attività dell'ENEA per la diffusione della cultura della sicurezza sismica e per la salvaguardia e la valorizzazione del patrimonio artistico. In particolare, le attività sperimentali in campo sismico sono di due tipi: le prime riguardano prove su modelli in scala di edifici ed impianti industriali con isolamento alla base, isolamento di piano e controventi dissipativi, dotati di dispositivi antisismici di varia natura quali isolatori in gomma e acciaio, dispositivi elastoplastici, viscosi, viscoelastici, elettroinduttivi ecc.; le seconde riguardano macro-elementi strutturali tipici dell'edilizia e del patrimonio storico/monumentale per lo studio degli interventi di consolidamento e di ristrutturazione. Con le potenze ed i carichi di lavoro disponibili dalle attrezzature di prova la sperimentazione assume maggiore importanza rispetto al passato riuscendo oggi non solo a simulare qualche aspetto del modello di prova ma la sua interezza. I dati acquisiti sono facilmente estendibili al comportamento reale delle strutture e sono oggi impiegati per validare modelli di calcolo agli elementi finiti (analisi FEM) necessari alla completezza della campagna sperimentale.

Nel seguito si presenteranno sinteticamente i risultati ottenuti relativamente a strutture destinate al mondo della edilizia civile ed industriale ed al settore dei beni culturali.

Progetti di ricerca e sperimentazione sismica nel laboratorio di dinamica strutturale e controllo delle vibrazioni al Centro Ricerche ENEA Casaccia

Fino a 30 anni fa in Italia solo il 25% del territorio era considerato in "zona sismica", nel restante 75% del territorio nazionale per gli edifici non era prevista la verifica alle azioni sismiche. Allo stato attuale, con l'introduzione delle nuove norme per le costruzioni, a partire dall'OPCM3274 del 2003 fino alle norme tecniche 2008, che richiedono la verifica sismica su tutto il territorio nazionale, si registra una consapevolezza della pericolosità sismica ma anche della inadeguatezza delle nostre costruzioni e delle vecchie normative utilizzate per la progettazione degli edifici fino a 10 anni fa. L'analisi del patrimonio edilizio italiano evidenzia l'assoluta urgenza del problema e le notevoli potenzialità per l'applicazione di tecniche e tecnologie innovative di protezione sismica negli interventi di adeguamento. Consapevoli di ciò, a partire dagli anni '90, nel laboratorio di dinamica strutturale e controllo delle vibrazioni del Centro Ricerche Casaccia sono state studiate soluzioni antisismiche per la messa in sicurezza degli edifici esistenti in c.a. ed in muratura nell'ambito di numerosi progetti di ricerca italiani ed europei. Nella *tabella 2* sono indicati tre progetti, di cui si illustreranno le attività sperimentali, esemplificativi delle tecnologie studiate nei numerosi progetti sviluppati negli ultimi 15 anni presso il Laboratorio di Dinamica Strutturale e Controllo delle Vibrazioni del Centro Ricerche Casaccia.

Tabella 2 - Principali progetti di ricerca sulla sicurezza e la protezione antisismica

Progetto	Attività
TREMA Tecnologie per la Riduzione degli Effetti sismici sui Manufatti Architettonici in Muratura e Calcestruzzo Armato	<ul style="list-style-type: none"> • Stato dell'arte e della pratica sulle strategie e tecniche d'intervento per la riduzione degli effetti sismici sui manufatti in cemento armato e in muratura • Verifica dell'efficacia dell'isolamento alla base per la protezione di edifici esistenti e prove di laboratorio su tre modelli strutturali di edifici progettati per zone non classificate sismicamente • Verifica di applicabilità progettuale e valutazione tecnico economica degli interventi, e verifica industriale
RESIS Ricerca e Sviluppo per la Sismologia e l'Ingegneria Sismica	<ul style="list-style-type: none"> • Uso di materiali compositi (FRP) per il rinforzo/adequamento sismico di elementi strutturali • Intervento su un edificio campione e prove su tavola vibrante di un elemento strutturale dell'edificio (nodo trave pilastro)
CAMPEC Materiali polimerici fibrorinforzati per il rinforzo strutturale	<ul style="list-style-type: none"> • Uso degli FRP per il rinforzo e l'adequamento di edifici in muratura tradizionale • Realizzazione di modelli in scala di sistemi tecnologico-strutturali di riferimento, per l'esecuzione di prove fisico-meccaniche, in grado di dimostrare l'efficacia dei dispositivi caratterizzati dalle FRP ed applicati sulle murature tradizionali non omogenee

Fonte: ENEA

Il primo progetto si è occupato principalmente della protezione sismica degli edifici tramite isolamento alla base e, secondariamente, dei sistemi innovativi di rafforzamento strutturale e di adeguamento sismico tramite FRP e sistema CAM. Gli altri progetti hanno riguardato invece in maniera specifica le tecniche di rinforzo/adequamento sismico tramite i materiali polimerici fibrorinforzati, e quindi il ciclo di vita operativa e l'approccio *Limit State Design*.

Progetto TREMA: metodi di protezione e adeguamento sismico

Il Progetto ha riguardato lo studio e la sperimentazione di diverse strategie e tecniche d'intervento per la riduzione degli effetti sismici sui manufatti in cemento armato (c.a.) e in muratura.

Per gli edifici in c.a. si è operato essenzialmente sulle strategie di controllo passivo per isolamento e dissipazione di energia, mentre per gli edifici in muratura si è operato sulle soluzioni tecnologiche per il

rafforzamento delle pareti e, più in generale, degli organismi strutturali. In sintesi, in *figura 2* sono evidenziate le tipologie di intervento per gli edifici in c.a. (*tabella 3*) ed in muratura (*tabella 4*).



Figura 2
Progetto TREMA-RELUIS: Modelli sperimentali in cemento armato e muratura

Fonte: ENEA

Tabella 3 - Tecniche di intervento per edifici in cemento armato (c.a.)**Tecniche tradizionali**

- Tecniche di riparazione e rafforzamento con resine e malte epossidiche fibrorinforzate
- Incamiciatura in c.a.
- Placcatura
- Inserimento di tamponature robuste e/o di pareti in c.a.

Tecniche innovative

- Isolamento
- Controventi tradizionali
- Controventi dissipativi (basati sull'isteresi dell'acciaio, sulla viscosità e sulle LMF)
- Rafforzamento con sistema CAM

Fonte: ENEA

Tabella 4 - Tecniche di intervento per edifici in muratura**Tecniche tradizionali**

- Cuci-scuci
- Catene
- Rigenerazione malte (iniezioni)
- Intonaco cementizio
- Iniezioni armate
- Inserimento barre nei giunti

Tecniche innovative

- Isolamento alla base
- Isolamento delle coperture
- Dissipazione di energia
- Rafforzamento con sistema CAM

Fonte: ENEA

Prove su tavola vibrante di edifici in cemento armato

L'edificio sottoposto a prove su tavola vibrante è costituito da un telaio tridimensionale in cemento armato, in scala 1:4, tamponato e progettato per zone non classificate sismicamente, quindi non in grado di resistere alle azioni sismiche. Sono stati realizzati tre modelli identici (telaio A, telaio B e telaio C) sottoposti alle azioni sismiche con e senza i sistemi di protezione, sollecitandolo fino a rottura incipiente. Il modello in scala sottoposto a sperimentazione deriva da un edificio prototipo in c.a. di riferimento progettato per resistere al solo peso proprio e ai carichi verticali accidentali coerenti con la sua destinazione d'uso a civile abitazione (2,0 kN/mq). Sul solaio di copertura è previsto un carico accidentale dovuto alla neve di 0,80 kN/mq. Non essendo dimensionati per resistere ad

alcun tipo di azione orizzontale (vento o sisma), i telai erano privo di quei requisiti (colonne "forti" e travi "deboli", nodi staffati, staffatura dei pilastri più fitta ecc.) che caratterizzano le strutture in zona sismica. **Telaio A.** Progetto e realizzazione del ripristino delle condizioni di resistenza originarie, rinforzo con materiale composito in FRP.

Telaio B. Progetto e realizzazione del ripristino delle condizioni di resistenza originarie, con la ricostruzione integrale dell'ultimo livello in quanto crollato durante le prove precedenti, senza rinforzarlo, ripristinando semplicemente le condizioni dei nodi al primo livello tramite un intervento "leggero" di controventatura, predisponendolo per l'applicazione dei dispositivi di isolamento alla base come unico intervento di adeguamento sismico.

Telaio C. Progetto e realizzazione del ripri-

**Figura 3**

Modello in scala 1:4 di tre edifici convenzionali dotati di differenti tecniche di protezione sismica. Interventi di adeguamento sismico: A. adeguamento con FRP, B. isolamento alla base, C. adeguamento con il sistema DIS-CAM

Fonte: ENEA

stino delle condizioni di resistenza originarie, rinforzo con applicazione del sistema DIS-CAM.

Le tre tecniche di intervento sono risultate efficaci per l'adeguamento sismico degli edifici esistenti: ad esempio, nel corso della sperimentazione con isolamento alla base si sono raggiunti valori delle accelerazioni di picco della tavola fino a 1,7 g per azioni orizzontali uni- e bi-direzionali senza che la struttura subisse danni e con lievi danni alle tamponature. Successivamente, nella configurazione a base fissa, sono state raggiunte le condizioni di collasso

per accelerazione di picco (normalizzate secondo l'integrale di Housner) di poco superiore a 0,35 g. L'elevato valore delle accelerazioni di picco raggiunte, senza sostanziali danni, ha dimostrato l'elevata efficienza della strategia dell'isolamento e degli specifici sistemi utilizzati. Nella *figura 4* si riporta la storia temporale delle accelerazioni alla base ed al terzo piano acquisite nelle prove con isolamento sismico. L'input sismico è la riproduzione del sisma di Colfiorito nelle direzioni simultanee X e Y, concatenato 3 volte per una migliore visualizzazione del fenomeno.

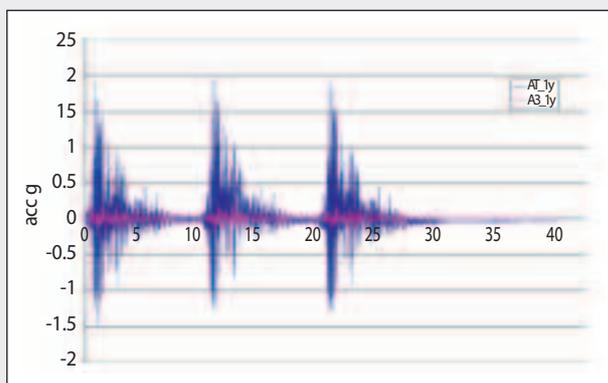


Figura 4
Prove su tavola vibrante dell'edificio con isolamento alla base. Accelerazioni [g] alla base ed al terzo piano durante la prova con isolatori in gomma

Fonte: ENEA

Integrated Exponential Acceleration Level (IEAL)

Nel progetto è stato definito un indice denominato *Integrated Exponential Acceleration Level* (IEAL) che rappresenta il valore efficace delle accelerazioni di piano pesate in un dato intervallo temporale TC caratteristico dell'oggetto o dell'apparecchia-

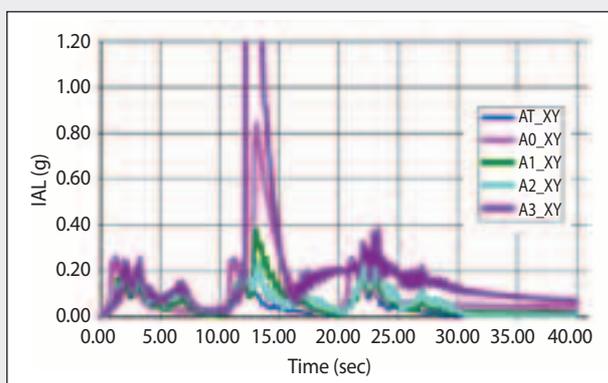


Figura 5
Test a Base Fissa: IEAL ai vari livelli, dalla base al terzo piano, nel test BF2_colfXY_04, tempo caratteristico TC=0,1 s. L'indice relativo all'accelerazione al terzo piano A3_XY diverge in corrispondenza della formazione della cerniera plastica

Fonte: ENEA

tura di cui si vuole preservare l'efficienza, per esempio dal suo periodo proprio, oppure dall'intervallo di effettivo funzionamento se ha un funzionamento a tratti. In questo modo è possibile definire un indice che rappresenta livello di "disturbo" che il terremoto, filtrato dalla dinamica dell'edificio, trasmette all'apparecchiatura nell'intervallo di tempo caratteristico di riferimento.

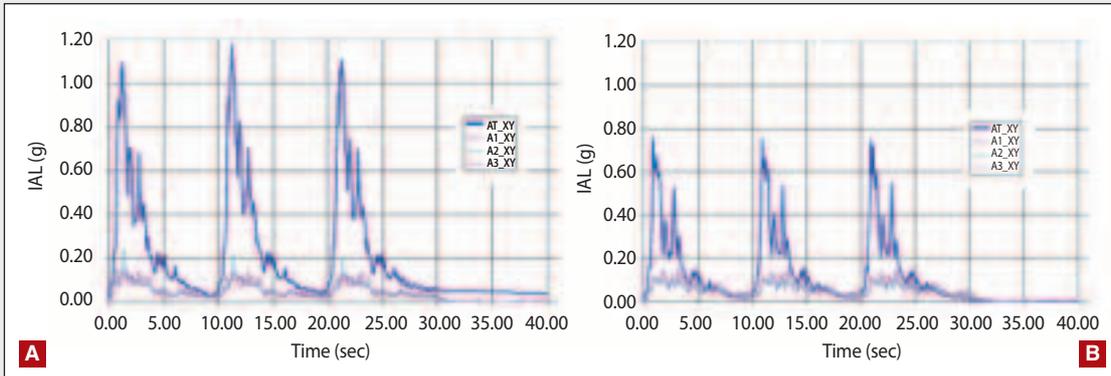
$$IEAL(a,t,TC) = \left(\frac{1}{TC} \int_0^t a^2(\tau) \cdot e^{-\gamma\tau/TC} d\tau \right)^{1/2}$$

Nonostante il livello di accelerazione nelle prove con base isolata (figura 6 a, b) ha raggiunto valori notevolmente più alti rispetto alle prove a base fissa, l'indice ai piani è inferiore ai valori a base fissa (figura 5) ed è pressoché indipendente dal livello di accelerazione sulla tavola vibrante.

Progetto RESIS: prove su tavola vibrante di un nodo trave-pilastro in c.a.

Nell'ambito del progetto sono stati realizzati due modelli, identici per forma ma differenti per tecnica costruttiva, di un nodo trave pilastro rinforzato con FRP della struttura campione individuata per l'intervento dimostratore (ex tribunale di Sant'Angelo dei Lombardi colpito dal sisma del 1980). Le dimensioni del modello, che rappresentano gli elementi strutturali selezionati praticamente in vera grandezza, hanno permesso la verifica, mediante prove dinamiche su tavola vibrante, dell'intervento di ripristino basato su materiali polimerici, prescindendo dalle problematiche legate alla riduzione in scala dell'intervento.

Il modello strutturale non rinforzato (configurazione NR) è stato sottoposto ad una serie di 36 test, a basso livello di sollecitazione crescente fino allo stato limite di danno, in cui si sono alternati i test sismici volti a determinare la risposta strutturale de-

**Figura 6**

Test con isolamento alla base. **A.** Test con Isolatori in gomma: IEAL alla base e al terzo piano nel test con isolamento alla base nel test IG_colfxy_16 - **B.** Isolatori SMA IEAL alla base e al terzo piano nel test con isolamento alla base nel test ISMA_colfy_17

Fonte: ENEA

rivante dall'azione di terremoti d'intensità crescente, ed i test random monodirezionali, costituiti da una forzante di tipo *white noise* (range frequenza 0-80 Hz ed accelerazione di picco di 0,05 g) volti alla valutazione del danno subito dal modello durante il precedente test sismico, mediante la valutazione della variazione del periodo proprio di vibrazione.

Nel corso della terza serie di prove, è stata riscontrata la tendenza alla localizzazione della plasticizzazione nella sezione di base del pilastro al secondo ordine. Si è quindi proceduto all'esecuzione di un intervento di rinforzo della sezione trasversale con un incremento di resistenza flessionale con materiali compositi. Il rinforzo, progettato secondo le indicazioni delle norme CNR-DT 200/2004, ha previsto la fasciatura con 2 strati di tessuto in fibra di vetro delle possibili cerniere plastiche nel pilastro del primo ordine.

Il modello rinforzato (configurazione di rinforzo R1) è stato sottoposto ad un'ulteriore serie di 23 test in cui si sono alternati, analogamente a quanto fatto nella prima sessione di prove, test sismici e test random. In questo caso si è ripetuta l'ultima

serie di test condotta sul campione non rinforzato e successivamente si è realizzata una serie con un coefficiente moltiplicativo delle accelerazioni pari a 0,9. Nel corso della quinta sessione di prove si sono determinate deformazioni notevoli (circa 1%) nelle barre d'acciaio alla base della colonna del primo ordine, ad indicare l'at-



Figura 7
Modello di nodo trave-pilastro sottoposto a sperimentazione su tavola vibrante

Fonte: ENEA

tivazione di meccanismi di plasticizzazione della sezione. A questo punto, il modello è stato rinforzato nuovamente con FRP (configurazione di rinforzo R2) in modo da incrementarne notevolmente la duttilità, senza variarne la rigidezza. Il rinforzo, progettato secondo le indicazioni delle norme CNR-DT 200/2004, ha previsto la fasciatura con 2 strati di tessuto in fibra di vetro delle possibili cerniere plastiche nel pilastro del primo ordine.

Analogamente a quanto illustrato per le due precedenti sessioni di prova, anche il modello rinforzato secondo la configurazione R2 è stato sottoposto ad una serie di test in cui si sono alternati test sismici e test random.

Analisi dei risultati

Il rinforzo a pressoflessione (configurazione R1) si è dimostrato efficace in quanto ha consentito di ritornare a valori di frequenza e, quindi, di periodo di vibrazione, sostanzialmente uguali a quello della condizione iniziale priva di danneggiamento. In secondo luogo la fasciatura delle cerniere plastiche (configurazione R2) non ha modificato la rigidezza della struttura pur incrementandone significativa-

mente la duttilità. In *figura 8* sono stati riportati i drift testa-piede del modello, registrati nella configurazione di rinforzo finale. Notevole risulta la duttilità ottenuta in quanto si è prodotto uno spostamento relativo di oltre 100 mm.

Anche l'analisi delle deformazioni misurate da estensimetri, appositamente predisposti prima del getto sulle barre d'armatura, conferma la possibilità di utilizzare gli FRP per incrementare la duttilità della struttura senza variarne la rigidezza, come trovato a proposito della valutazione delle frequenze. Il confronto tra le deformazioni misurate sulle barre prima e dopo il rinforzo applicato per incrementare la duttilità registra un incremento medio in duttilità pari al 20%; ciò dimostra l'efficacia del confinamento del nodo tramite materiale polimerico fibro rinforzato.

Verifiche sperimentali su tavola vibrante dei macroelementi strutturali di edifici storico-monumentali

I manufatti d'interesse storico-monumentale sono particolarmente esposti ai rischi dovuti a cedimenti strutturali sia per la par-

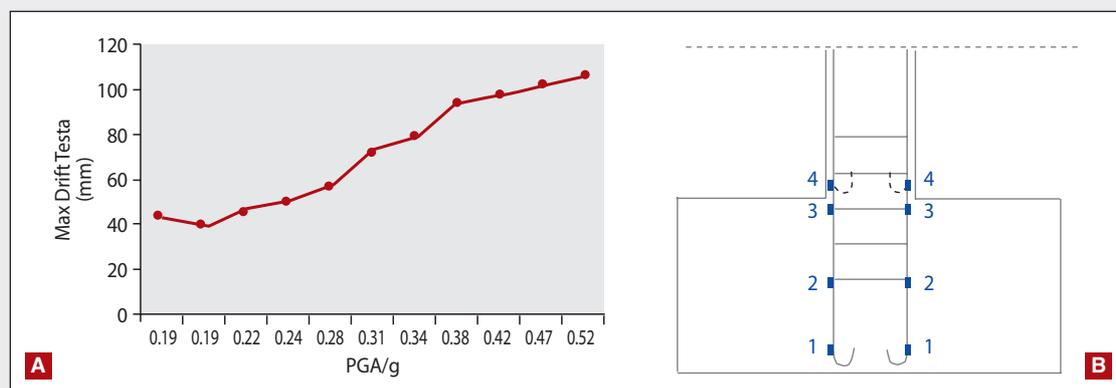
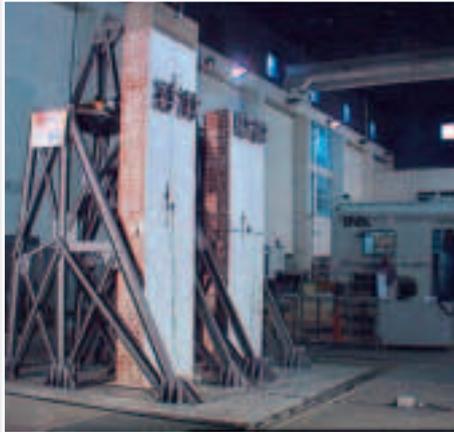


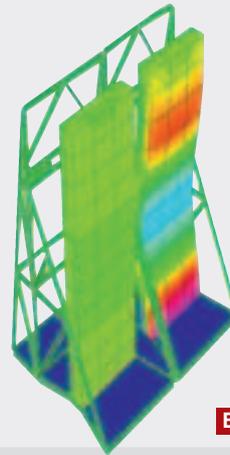
Figura 8

A. Risultati della caratterizzazione dinamica per la configurazione di rinforzo R2 e Drift testa-piede del modello - **B.** Localizzazione degli estensimetri sulle barre di armatura al piede della colonna

Fonte: ENEA - CETMA



A



B

Figura 9

Confronto tra una parete ancorata con sistemi tradizionali e una con elementi innovativi SMA. **A.** Modello testato su tavola vibrante: il muro di sinistra è ancorato con dispositivi antisismici realizzati con leghe a memoria di forma (SMA), il muro di destra è ancorato con barre di acciaio convenzionali - **B.** Analisi FEM con la distribuzione delle zone maggiormente sollecitate in cui si sono verificate le fratture

Fonte: ENEA

ticolare tipologia cui appartengono, sia per lo stato di danneggiamento accumulato per effetto degli eventi storici, sismici e dell'invecchiamento.

Questi edifici sono in genere molto complessi, di difficile modellazione ed il comportamento di essi non è certamente lineare. Nonostante ciò, i macroelementi strutturali appartenenti alla stessa tipologia, hanno risposte dinamiche e meccanismi di rottura simili; per cui, quasi sempre, si rende possibile pervenire ad una classificazione tipologica, basata sui meccanismi di collasso ed in termini di danno, relativamente a ciascuno dei macroelementi considerati.

I risultati così acquisiti, consentono di programmare le tecniche d'intervento più appropriate e meno invasive per il consolidamento del particolare macroelemento preso in esame che, in definitiva, si traduce in una operazione di adeguamento sismico e mitigazione del rischio dell'intero sistema strutturale.

A valle del terremoto umbro-marchigiano

del '97, nei laboratori ENEA sono state effettuate due campagne sperimentali per la caratterizzazione di un sistema antisismico innovativo nell'ambito del progetto europeo ISTECH (Progetto finanziato dalla CEE e svolto in collaborazione tra F.I.P. industriale, ENEA, ISMES, ISPRA e le Università di Roma, Lisbona e Salonicco). Obiettivo dell'esperienza è stata la verifica di una nuova tecnica di ancoraggio mediante smorzatori sismici innovativi realizzati con leghe a memoria di forma (SMA). Nel corso della campagna sperimentale sono state sottoposte ad una serie di prove sismiche due pareti in muratura (figura 9) caratterizzanti l'elemento strutturale "Timpano", ancorate l'una con dispositivi convenzionali e l'altra con dispositivi innovativi realizzati con leghe a memoria di forma. Di norma, nel corso di un evento sismico un timpano consolidato con dispositivi convenzionali presenta un sovraccarico di tensioni in corrispondenza delle piastre di inserimento delle barre nel muro, con conseguente rischio di formazione di

fratture. Obiettivo dei nuovi dispositivi antisismici realizzati con leghe denominate SMA (*Shape Memory Alloy*) è di ridurre lo stato tensionale consentendo una leggera oscillazione con dissipazione di energia. Lo scopo della prova è stato di verificare l'efficacia dei dispositivi nella riduzione delle tensioni in corrispondenza degli ancoraggi, anche mediante il confronto con il sistema tradizionale nel corso dello stesso esperimento.

I risultati hanno confermato come entrambe le soluzioni di adeguamento sismico sarebbero risultate efficaci per sismi "ordinari" (pari alle accelerazioni al suolo previste per l'area di studio). Tuttavia i test si sono conclusi mettendo in risalto che l'intervento tradizionale avrebbe indotto lesioni sulla parete a partire da circa il 50-60% in più rispetto ad un terremoto di progetto (0,35 g) ma che l'intervento in-

novativo avrebbe fatto superare indenne alla parete test superiori di 2-3 volte il terremoto di progetto. Quindi, l'intervento con elementi dissipativi collegati agli ancoraggi si rivela molto più efficace di un intervento tradizionale in caso di eventi eccezionali, ma niente affatto impossibili (0,5 g dovuto ad amplificazione locale, ad esempio), come si è verificato, tra l'altro, in alcuni siti presso L'Aquila.

Prove sperimentali sul macro elemento strutturale "arco romano": analisi dei cinematismi di collasso

L'arco, nelle sue varie forme e composizioni, è uno dei macroelementi strutturali più comuni a partire dal periodo etrusco. Nell'esempio che segue viene presa in considerazione la forma più comune nel periodo romanico, quella semicircolare. Schematicamente, i meccanismi di rottura del-

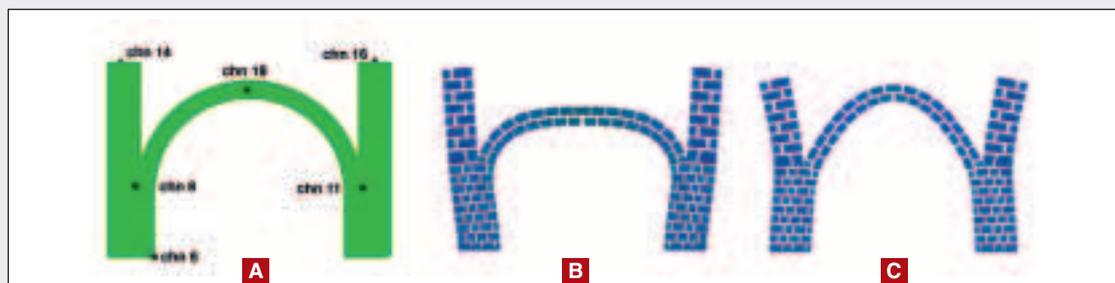


Figura 10
A. Posizione dei sensori e max spostamenti B e C della prima forma modale
Fonte: ENEA



Figura 11
Formazione della doppia cerniera ravvicinata in chiave di volta e crollo dell'arco
Fonte: ENEA

l'arco possono essere classificati in 4 categorie:

1. per eccessiva tensione nei giunti di malta;
2. per superamento della sollecitazione di compressione critica nel materiale;
3. per taglio-scorrimento ed espulsione della chiave di volta;
4. cedimento dei piedritti.

Nell'esempio che segue, nel corso della prova sperimentale su tavola vibrante di un arco in mattoni a doppio paramento, la rottura avviene per espulsione in chiave di volta dovuta ad instabilità dei piedritti a seguito dell'azione sismica nel piano orizzontale. In *figura 10* si vede la disposizione dei sensori di accelerazione e le deformazioni massime relative alla prima forma modale ottenuta con la schematizzazione FEM: in a) l'asse neutro esce fuori dalla sezione, si supera la tensione limite nella malta e si forma la cerniera con espulsione dei mattoni in chiave di volta, la configurazione è isostatica, ma quando in b) si ha il moto nella direzione opposta, l'asse neutro non tocca la chiave e la cerniera plastica si allarga espellendo altro materiale dall'estradosso. Ciò porta alla distruzione progressiva della chiave di volta fino al crollo dell'arco come si vede in *figura 11*.

Analisi del comportamento non lineare dei sistemi tamburo-cupola rivolta alla mitigazione del rischio sismico: indagine sperimentale su tavola vibrante

Il sistema strutturale di riferimento per questa sperimentazione è il tamburo della cupola della chiesa di S. Nicolò l'Arena a Catania, ubicata nel centro storico di Catania, ed è rappresentativo delle chiese realizzate in pietra calcarea e legante ed articolate in tre navate. La ricerca rientra nel più ampio contesto del Progetto Catania 2 sulla prevenzione sismica, promosso e finanziato dal GNDT e dall'INGV.

La chiesa di San Nicolò l'Arena è dotata di una cupola con tamburo di rilevante snellezza, della stessa tipologia di quella del duomo di Noto (Sicilia) che, nell'arco di due secoli, è andata fuori servizio per ben sei volte, sempre riprogettata con metodi tradizionali non adatti allo scopo.

Analisi in campo hanno evidenziato una situazione di rischio per torsione del tamburo della cupola di cui si è avuta conferma attraverso i modi di vibrare dedotti tramite analisi FEM in campo lineare.

Con riguardo alla definizione degli interventi migliorativi da introdurre al livello del tamburo per migliorare le prestazioni rispetto alla domanda di duttilità per i moti torsionali riscontrati, si è ritenuto opportuno sviluppare un'indagine sperimentale su tavola vibrante per tenere in conto anche gli effetti delle non linearità.

In *figura 12* sono rappresentati il progetto del modello in scala 1:6 del tamburo della cupola realizzato con conci in muratura e piastra di sommità con masse aggiuntive per riprodurre i carichi della cupola. Con le prove su tavola vibrante è stato possibile acquisire utili informazioni per la metodologia di analisi non lineare e per verificare l'efficacia di diversi tipi di interventi migliorativi, ad effetto antisismico, sia tramite rinforzo strutturale sia tramite l'introduzione di elementi dissipativi da inserire tra i vani del tamburo.

Di ciascuno di essi è stato possibile valutare l'incidenza del livello di duttilità del sistema strutturale migliorato, pervenendo ad una classificazione tipologica in termini di duttilità, da utilizzare per la scelta del tipo di intervento meno turbativo nei confronti della duttilità stessa. In particolare sono stati considerati 3 tipi di interventi:

1. inserimento di telai di irrigidimento inseriti nei vani del tamburo;
2. inserimento di telai controventati;
3. applicazione del sistema DIS-CAM (Cucitura Attiva della Muratura) + elemen-

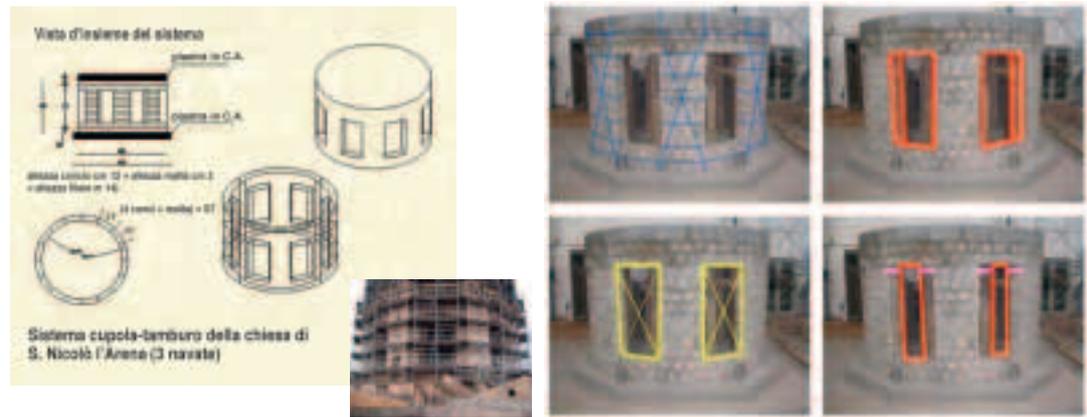


Figura 12
Progetto del modello in scala 1:6 del tamburo della cupola e disposizione dei rinforzi
Fonte: ENEA

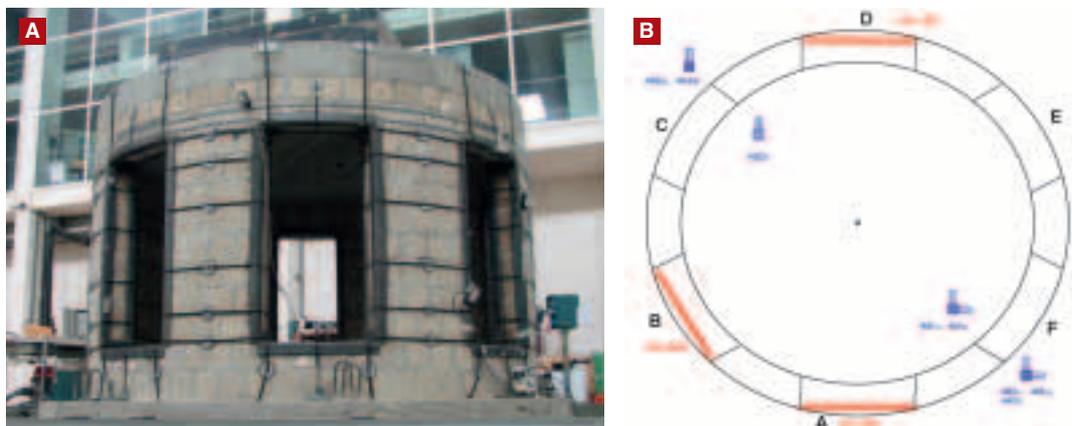


Figura 13
Modello rinforzato con telai e controventi. A. Linee di frattura dopo la prova su tavola vibrante - B. Posizione sensori di accelerazione
Fonte: ENEA

ti dissipativi inseriti nei vani del tamburo.

Le prove sono state eseguite sul modello in scala utilizzando in input il sisma registrato dalla stazione di Parco Gioeni a Catania. Stazione: Catania Parco Gioeni Lat = 37° 52' N, Lon = 15° 08' E : Evento N° 1 : Registrazione del 21-11-2005.

Progetto CAMPEC: prove sperimentali su un modello di edificio in muratura di laterizi

Una delle linee di ricerca del progetto è consistita nello studio numerico e sperimentale per la validazione di interventi di miglioramento sismico delle costruzioni murarie. La sperimentazione è stata con-

dotta su un provino in scala 1:2 di un edificio in muratura, realizzato facendo riferimento ad una speciale tipologia edilizia denominata "tipo misto messinese", caratteristica della fase di ricostruzione della città di Messina dopo gli eventi sismici del 1783. Il provino, realizzato con una copertura in legno-cemento di nuova concezione (brevetto ditta Coperlegno), è stato sottoposto a prove su tavola vibrante prima e dopo l'esecuzione di un intervento di rinforzo con FRP. Nato dalla sovrapposizione di un tipo base, la casa a schiera, e di uno specialistico, il palazzo, il "tipo misto messinese" rappresenta una particolare tipologia edilizia diffusasi nella città di Mes-

sina tra la serie sismica del 1783 ed il grande terremoto del 28 dicembre 1908. Della casa a schiera il tipo misto conserva alcune caratteristiche geometriche, come la presenza di vani serialmente ripetuti lungo il percorso viario ed il passo di lottizzazione all'epoca in uso; del palazzo, invece, riprende la presenza del grande portone d'ingresso con alto portale ad arco, la facciata che cerca di unificare l'immagine dell'edificio e, soprattutto, la distribuzione funzionale e gerarchica in altezza. Nella prima serie di test sismici è stato riscontrato un danneggiamento significativo di 0,3 g di accelerazione di picco alla base (figura 16).

riflettore su



Figura 14
L'architettura tipo misto messinese del condominio "Case Cicala" a Messina
Fonte: ENEA



Figura 15
Modello in scala della cellula abitativa realizzato in muratura di laterizi con solaio intermedio tradizionale a botte e solaio di copertura innovativo alleggerito in legno-cemento
Fonte: ENEA

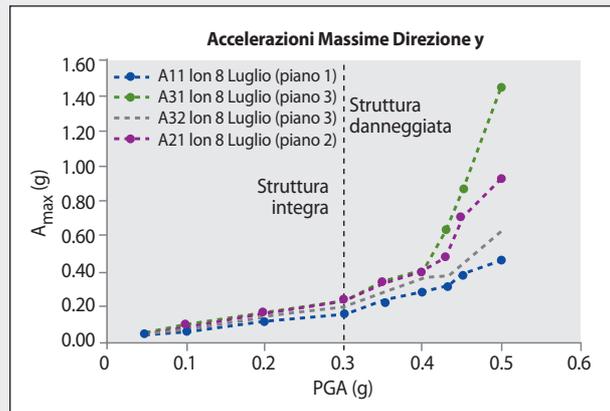


Figura 16
Formazione delle fratture durante il test sismico a 0,3 g
Fonte: ENEA



Figura 17
Fasciatura con FRP e collasso della struttura
Fonte: ENEA

A questo punto si è proceduto al rinforzo tramite fasciatura con materiale polimerico in fibra di carbonio (*figura 17*), con pittura di colore bianco delle pareti per evidenziare le fratture.

La prova sismica finale è stata effettuata ad intensità crescente fino al crollo imminente al fine di verificare l'efficacia della fasciatura nell'aumento della duttilità e nel ripristino della corretta gerarchia dei meccanismi di rottura

**Progetto TREMA:
modelli in muratura**

Oltre agli studi sulle strutture in cemento armato sono stati sottoposti a sperimentazione due modelli in scala 1:1.5 di edifi-

ci in muratura, identici, di due piani, in muratura di pietrame di tufo e malta bastarda, con solai in legno, a due livelli, che rappresentano una tipica edilizia italiana delle zone montane e pedemontane dell'Appennino.

Il modello A in *figura 18* è stato dotato di un sistema di tiranti a livello dei solai di nastro CAM in corrispondenza di ciascun solaio. In questa configurazione, il modello A è stato posizionato sugli isolatori ADRI e sottoposto a prove sismiche su tavola vibrante presso i laboratori dell'ENEA C.R. Casaccia. I due modelli A e B sono stati sottoposti ad una sequenza, ad intensità crescente, di accelerogrammi naturali (Umbria-Marche 1997) nelle tre componenti, NS, EO e UD.

Lo stesso modello, rinforzato con il sistema CAM, ha resistito senza danneggiamento agli stessi livelli di accelerazione della prova con isolamento alla base.

Il modello B, identico al modello A e privo di protezione sismica, è stato sottoposto a prove sismiche a base fissa. In *figura 20* si vede la sequenza del crollo dell'edificio B non protetto sismicamente.

Nel corso della prova è stato implementato un sistema di monitoraggio degli spostamenti, denominato 3D Vision, che consiste nel posizionamento di un certo numero di marker sulla struttura (fino a 100 per ogni faccia) traggurati da un sistema



Figura 18
Modelli in muratura completi e pronti per la sperimentazione
Fonte: Consorzio TRE

di 12 telecamere ad altissima risoluzione (figura 19). In tal modo è possibile registrare le storie temporali x,y,z dei punti della struttura.

Il sistema è particolarmente adatto per consentire la messa in rete del laboratorio e la possibilità della "sperimentazione condivisa" con gli altri laboratori della rete RELUIS, con la possibilità di interagire a distanza, in tempo reale, con i partner della sperimentazione condividendo i risultati e concordando la conduzione dell'esperimento.

Cogliendo le possibili sinergie tra TREMA e RELUIS, le prove sperimentali del progetto TREMA hanno rappresentato un'occasione per la validazione dei modelli statici e dinamici tridimensionali, predittivi del

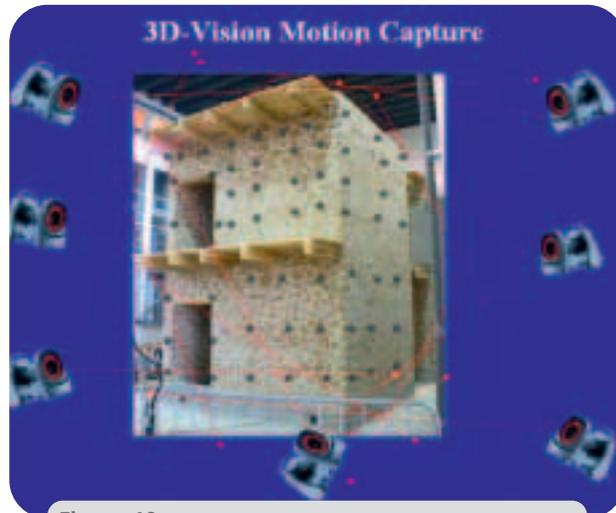


Figura 19
Sistema 3D-Vision di monitoraggio degli spostamenti tramite triangolazione di telecamere
Fonte: Consorzio TRE



Step 1 - Markers for the 3-D Vision Motion analysis



Step 2 - Seismic test: first damages



Step 3 - Seismic test collapse



Step 4 - Ruins

Figura 20
Sequenza di crollo dell'edificio B a base fissa. I meccanismi di collasso sono oggetto di valutazione comparativa dei modelli di calcolo usati per il *Blind-Test*
Fonte: ENEA

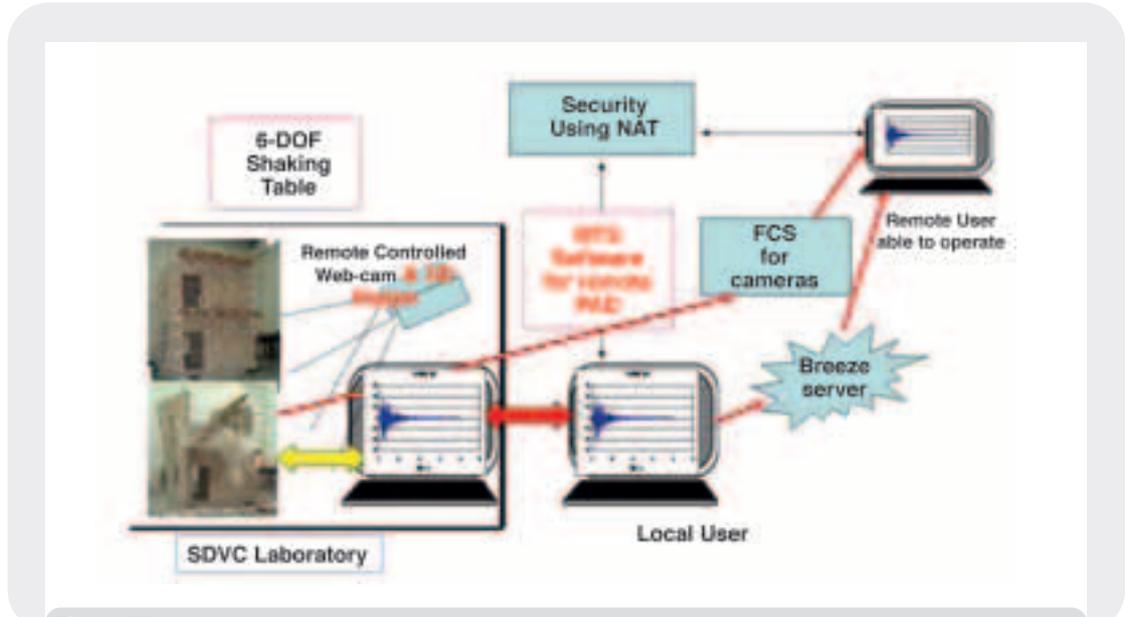


Figura 21

Messa in rete e sperimentazione condivisa delle attività su tavola vibrante presso il Laboratorio di Dinamica Strutturale e Controllo delle Vibrazioni del Centro Ricerche Casaccia dell'ENEA

Fonte: ENEA

comportamento sismico di edifici in muratura, nonché un riferimento per il coordinamento di altre prove sperimentali su edifici in muratura da eseguire in ambito RELUIS presso altri laboratori o presso lo stesso laboratorio di ENEA-Casaccia. È stato così proposto alle unità di ricerca della linea di ricerca N° 1 "Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in

muratura" di RELUIS di effettuare una simulazione numerica predittiva "al buio" del comportamento dei due modelli. Questa attività è stata denominata TREREM (TREMA-RELUIS-MURATURA) ed i risultati delle simulazioni numeriche e dei test sperimentali sui due modelli in muratura sono disponibili tramite link TREREM dal sito RELUIS www.reluis.it

La protezione degli edifici dal terremoto mediante isolamento sismico e dissipazione d'energia

Alessandro Martelli
Massimo Forni

ENEA - Dipartimento Ambiente, Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile

In questo articolo sono brevemente illustrate le caratteristiche fondamentali delle moderne tecnologie antisismiche e si fornisce un quadro sintetico delle attuali applicazioni in Italia e nel mondo, evidenziando i benefici derivanti dalla loro utilizzazione non solo per la protezione delle opere strategiche e pubbliche, di impianti e componenti industriali e del patrimonio culturale, ma anche per quella degli edifici residenziali

Seismic Isolation and Energy Dissipation to Protect Buildings from Earthquakes

The present article outlines the fundamental characteristics of modern anti-seismic technologies. It also provides a synthesis of the current applications in Italy and worldwide while highlighting the benefits from their use for the protection of strategic and public works, industrial plants and components, cultural heritage as well as residential buildings

Rischio sismico³

I terremoti sono fra i disastri naturali più comuni e spesso più catastrofici per l'umanità^[1,2]. Nel mondo se ne verificano annualmente almeno un paio di distruttivi ed il numero medio annuo delle vittime è superiore a 20.000. Inoltre, terremoti particolarmente violenti che si verificano sotto gli oceani o i mari (ovvero anche in terraferma, in prossimità delle coste) possono provocare disastrosi maremoti, come purtroppo quello tristemente noto di Banda-Aceh, prodotto dall'omonimo terremoto di magnitudo probabilmente superiore a 9,3 il 26 dicembre 2004 nell'Oceano Indiano, al largo dell'isola di Sumatra.

Circa un terzo della popolazione mondiale vive in zone esposte al pericolo di terremoti e sovente occupa edifici non adeguati a resistere alle vibrazioni del terreno da essi causate: quindi, il sisma è una reale minaccia per l'umanità intera. Si tratta di un fenomeno ricorrente, ma fortemente irregolare nei suoi tempi di accadimento: ogni cento, duecento anni, o anche più, nelle zone ad elevata pericolosità sismica avviene un forte terremoto che, in assenza di un'adeguata progettazione antisismica, determina crolli di costruzioni e vittime. L'irregolarità con cui i forti terremoti si succedono nelle diverse zone contribuisce alla riduzione della consapevolezza del rischio sismico e, conseguentemente, molto spesso, alla limitatezza delle risorse dedicate alla sua mitigazione.

L'Italia, contrariamente a quanto è sovente affermato e creduto, è il paese caratterizzato dal rischio sismico più elevato nell'Europa Comunitaria ed è a livello mondiale uno dei paesi industrializzati a maggior rischio sismico. Per quanto riguarda l'Europa Comunitaria, il fatto che in Grecia la frequenza dei terremoti con magnitudo $M > 6,0$ (che sono, usualmente, gli eventi che possono causare vittime) sia superiore a quella dell'Italia è compensato dalla maggiore densità di popolazione del nostro paese. Una stima effettuata sui dati del secolo scorso indica che, in Italia, il numero medio di abitanti per chilometro quadrato che è annualmente esposto al verificarsi di un terremoto di magnitudo maggiore di 6,0 è pari a 75, mentre tale numero scende a 64 per la Grecia. Ancora più impressionante è il confronto, riportato in *tabella 1*, tra il numero di vittime (morti e feriti) attese per un evento sismico in Italia, nel mondo ed in Giappone.

I risultati conseguiti in Giappone non sono solo il frutto dello sviluppo tecnologico (che ha lì trovato vasta applicazione nella comune edilizia residenziale, pubblica e privata, oltre che nelle strutture strategiche e pubbliche), ma anche quello di approfondite ricerche di base sulle modalità di propagazione e di attenuazione delle onde sismiche e sulla fisica dei terremoti. Sebbene il problema sia globale, le esperienze acquisite in una regione non possono però in genere essere facilmente trasferite ad altre realtà. Ad esempio, la par-

1. Alessandro Martelli è anche Docente di "Costruzioni in zona sismica" alla Facoltà di Architettura dell'Università degli Studi di Ferrara; Presidente dell'associazione GLIS (GLIS – Isolamento ed altre Strategie di Progettazione Antisismica); Past President e Coordinatore della Sezione Territoriale Europea dell'associazione ASSISi (Anti-Seismic Systems International Society).
2. Massimo Forni è anche il Segretario Generale delle Associazioni GLIS e ASSISi.
3. Ricordiamo che per rischio di una struttura derivante da un evento calamitoso si intende la combinazione di tre parametri: la pericolosità (che definisce l'entità dell'evento), la vulnerabilità (che definisce la capacità della struttura di resistere all'evento) e l'esposizione (che definisce il valore della struttura, inclusi i suoi contenuti, siano questi esseri umani od oggetti, tenendo conto anche della loro numerosità e degli effetti socio-economici).

Tabella 1 - Numero di vittime (morti e feriti) attese sia in aree italiane ad elevata pericolosità sismica che, a parità di popolazione colpita, in Giappone e (in media) a livello mondiale^[1,2]

Evento di magnitudo M = 7,0		
	Morti	Feriti
Appennino meridionale	5.000÷11.000	più di 15.000
Media mondiale	6.500	20.500
Giappone	50	250
Evento di magnitudo M = 7,5		
	Morti	Feriti
Calabria	15.000-32.000	più di 37.000
Media mondiale	18.500	75.000
Giappone	400	2.000

Fonte: ENEA

zionalità degli insediamenti urbani in Europa, che costituiscono un patrimonio culturale unico al mondo, non permette di trasferirvi direttamente le esperienze maturate in paesi come gli Stati Uniti ed il Giappone: la sequenza di eventi che colpì l'Umbria e le Marche nel 1997 e nel 1998 costituisce un chiaro esempio dell'unicità del rischio sismico associato ad insediamenti umani con costruzioni di grande valore storico e artistico.

Prevenzione sismica e vulnerabilità sismica in Italia

Nel passato la prevenzione era affidata quasi esclusivamente alla memoria storica dell'uomo che tramandava, di generazione in generazione, le lezioni che il terremoto impartiva, attraverso le vittime da esso causate, i danni inferti alle costruzioni, il bestiame perito e le catastrofi sociali che ne conseguivano^[1,2]. Erano lezioni che riguardavano la migliore localizzazione delle costruzioni (luoghi anche a poca distanza tra loro possono essere soggetti a scosse sismiche di intensità anche significativamente diverse, a causa della differente natura dei terreni), il modo di eri-

gere tali costruzioni perché potessero resistere meglio alle vibrazioni indotte dal sisma, l'uso di buoni materiali e di particolari accorgimenti costruttivi. Purtroppo, la memoria dei terremoti si affievoliva nel tempo e le lezioni da essi impartite erano dimenticate dopo due o tre generazioni: di conseguenza, progressivamente, si abbandonavano quelle precauzioni ed attenzioni nel costruire, atte a ridurre gli effetti di tali eventi.

È per questo che, oggi, il patrimonio edilizio italiano, quello più antico, o semplicemente più "vecchio", quello, insomma, costituito da edifici in muratura costruiti secoli fa o anche solo all'inizio del secolo scorso, è così vulnerabile all'azione dei terremoti. È inoltre per questo che anche molte strutture costruite in Italia più recentemente utilizzando il cemento armato sono state realizzate con armature e calcestruzzi del tutto inadeguati che, sovente, le rendono non solo incapaci di resistere al terremoto, ma addirittura insicure a fronte dei soli carichi statici. È infine per questo che molte ristrutturazioni di edifici esistenti, anche di vecchia costruzione, sono state effettuate (e, purtroppo, lo sono tuttora) senza curarsi delle conseguenze

di tali ristrutturazioni sulla sicurezza sismica degli edifici succitati e, in molti casi, neppure sulla loro sicurezza dal punto di vista meramente statico.

Già le indagini sulla sicurezza degli edifici, in particolare di quelli strategici e pubblici, effettuate ancor prima del recente terremoto in Abruzzo⁴ avevano purtroppo mostrato che quest'ultimo allarmante problema ha dimensioni assai più vaste del previsto. Più in generale, già prima del recente terremoto in Abruzzo, l'elevata vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio italiano era stata evidenziata da tutti i precedenti terremoti significativi degli ultimi 20÷30 anni: da quello del Friuli nel 1976, a quelli dell'Irpinia (o Campiano-Lucano) del 1980, dell'Abruzzo del 1984, della Basilicata del 1990, delle Province di Reggio Emilia e Modena del 1996, dell'Umbria e delle Marche del 1997-98, del Pollino del 1998 e, infine, del Molise e della Puglia del 2002, durante il quale crollò la scuola Francesco Jovine di San Giuliano di Puglia, uccidendo 27 bambini – inclusi tutti i più piccoli – ed una maestra (la scuola è stata recentemente ricostruita, protetta dall'isolamento sismico, come è descritto nell'articolo "La scuola Angeli di San Giuliano: un'applicazione significativa di isolamento sismico", in questo numero della Rivista).

La nuova normativa sismica italiana e la nuova classificazione sismica del territorio nazionale

I provvedimenti presi con l'OPCM 3274/2003 e con le sue successive modifiche ed integrazioni, cercando di porre rimedio ad una perdurante situazione d'i-

nadeguatezza degli strumenti normativi, hanno evidenziato le carenze inammissibili nella prevenzione sismica che caratterizzavano la situazione precedente^[1,2]. Con la riclassificazione sismica del territorio oggetto dell'OPCM 3274/2003, in pratica, tutto il territorio italiano è considerato giustamente a rischio, laddove solo circa il 45% lo era precedentemente e solo il 25% lo era prima del 1980. Con la nuova normativa, pure oggetto dell'ordinanza suddetta, l'Italia si è allineata al resto dell'Europa e anzi (grazie alla liberalizzazione da essa operata dell'uso delle moderne tecnologie antisismiche d'isolamento sismico e dissipazione d'energia) si pone all'avanguardia, dopo anni ed anni di rinvii sull'adozione di nuove regole di progettazione, aggiornate alle conoscenze oramai consolidate del mondo scientifico: gli studi d'ingegneria sismica, volti a definire criteri, metodi e tecnologie costruttive antisismici, hanno fatto passi da gigante negli ultimi trent'anni e gli strumenti progettuali si sono evoluti in maniera significativa, al punto da far ritenere non sufficientemente sicuri persino gli edifici costruiti in Italia con le vecchie norme sismiche.

Tenuto conto, pertanto, del fatto che la normativa sismica italiana era in larga misura inadeguata a garantire i necessari livelli di sicurezza rispetto al danno e al crollo e che la pericolosità sismica del territorio italiano era, per molte sue parti, ancora non riconosciuta dalla classificazione ufficiale, appare evidente come il problema della sicurezza degli edifici nei confronti del terremoto coinvolga, in Italia, milioni di abitazioni in muratura ed in cemento armato.

4. Tali indagini sono state prescritte dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) N. 3274 del 2003 (con la quale, l'8 maggio di tale anno, entrarono in vigore sia la nuova normativa sismica italiana che i criteri generali di riclassificazione sismica del territorio nazionale), dalle sue successive modifiche ed integrazioni oggetto delle Ordinanze 3316/2003 e 3431/2005 e dalla recente normativa tecnica delle costruzioni che ha recepito i contenuti principali di tali ordinanze.

Costruzioni antisismiche tradizionali

Occorre ora capire che cosa si intenda per "costruzione antisismica", secondo i canoni della moderna ingegneria^[1,2]. È pressoché impossibile costruire edifici con struttura tradizionale (cioè non dotati dei summenzionati moderni sistemi antisismici oggetto di questa relazione) che possano resistere senza danni a qualunque terremoto cui nel futuro potranno verosimilmente essere soggetti. Ecco perché una costruzione progettata secondo tecniche tradizionali, ma con moderni criteri antisismici, deve soddisfare due requisiti fondamentali:

- non deve crollare sotto l'azione di terremoti violenti (tenendo conto delle caratteristiche di sismicità e delle tipologie del terreno della zona in cui tale costruzione sorge);
- non deve subire danni significativi per effetto di terremoti di bassa-media intensità.

Il primo requisito ha implicazioni molto importanti, ovvero presuppone l'accettazione di danni anche gravi nella costruzione, a condizione, però, che la stessa non crolli. Si minimizzano, così, i danni alle persone che vi abitano (ferimenti e vittime). Che cosa s'intende poi per terremoto violento? Per gli usuali edifici d'abitazione si fa riferimento, tipicamente, ad una probabilità del 10% che un tale evento si verifichi nell'arco di vita dell'edificio stesso, assunto pari a circa 50 anni. È su questa scommessa che si basa il criterio fondamentale dell'ingegneria sismica moderna.

Il secondo requisito è di fondamentale importanza in termini economici, perché serve a minimizzare i costi di riparazione per terremoti che, molto probabilmente, colpiranno la costruzione durante la sua vita. È necessario, quindi, che tali terremoti non causino danni significativi, ovvero non producano conseguenze economiche rilevanti.

Quali scenari si realizzerebbero per effetto

di un terremoto, se tutte le costruzioni rispettassero i moderni criteri antisismici appena descritti? Nel caso di un terremoto di piccola o media intensità, dunque piuttosto frequente, non si avrebbero sicuramente vittime né ripercussioni importanti di tipo economico, dirette o indirette. Al di là dell'inevitabile paura che qualsiasi terremoto induce nella gente e dei provvedimenti prudenziali d'evacuazione di breve periodo (qualche ora o qualche giorno), la vita potrà proseguire normalmente, senza alcuna conseguenza, né economica, né sociale.

Se invece si verificasse un terremoto violento (ad esempio, in Italia, simile a quelli del Friuli del 1976 e dell'Irpinia del 1980, ed anche quello recente dell'Abruzzo), esso causerebbe un numero limitato di vittime, ma sicuramente si avrebbero forti ripercussioni di carattere economico (dirette o indirette) e sociale. Si renderebbero necessari provvedimenti d'evacuazione di lungo periodo (mesi o anni), per permettere la riparazione dei danni o la ricostruzione degli edifici irrecuperabili, la messa in campo di alloggi provvisori (container o prefabbricati), con conseguenze economiche e sociali comunque gravi. Essendo, infatti, danneggiati anche gli edifici strategici (ospedali ecc.) e quelli in cui si svolgono le attività produttive (fabbriche, uffici, esercizi commerciali) e sociali (scuole, chiese, municipi ecc.), nonché altre strutture ed infrastrutture (ponti, viadotti, impianti, strade, linee elettriche e telefoniche, condutture dell'acqua e del gas, fognature), la vita normale subirebbe una drammatica interruzione, con l'attenzione tutta rivolta a fronteggiare l'emergenza. La distruzione od il danneggiamento degli elementi non strutturali degli edifici, di delicate apparecchiature e di altri oggetti di valore (o comunque importanti) contenuti nelle costruzioni strategiche, a causa delle vibrazioni sismiche che comunque penetrerebbero al loro interno, produrrebbero gravi conseguenze, quali lun-

ghe interruzioni del normale funzionamento (si pensi agli ospedali), o rilevanti perdite economiche (si pensi ai centri computerizzati delle banche o di altre aziende), o la perdita di opere d'arte (si pensi ai musei e agli edifici d'interesse storico e artistico). L'esperienza dei terremoti, anche di quelli più recenti, evidenzia "tempi di recupero" di decenni e, comunque, l'impossibilità di rimediare totalmente a tutti i danni causati da tali eventi.

Le moderne tecnologie antisismiche

Sebbene dunque le costruzioni tradizionali progettate con moderni criteri antisismici possano condurre a significativi progressi nella lotta ai terremoti, limitando le conseguenze più gravi fino a terremoti veramente violenti, non si può dire che, con esse, si riesca a conseguire una vittoria totale e definitiva sul sisma^[1,2]. Si comprende, quindi, perché l'attenzione di molti ricercatori e dell'industria si sia concentrata, negli ultimi 20-30 anni, sulla messa a punto di tecnologie innovative per la riduzione degli effetti dei terremoti. Da un lato, l'obiettivo è stato di superare le limitazioni delle costruzioni tradizionali, riassumibili nel secondo dei requisiti della moderna ingegneria sismica (quello che, a fronte del non crollo per effetto di terremoti di forte intensità, implica, di fatto, l'accettazione di un danno anche considerevole e, dunque, dell'inutilizzabilità dell'edificio); dall'altro, si sono voluti rendere più semplici ed efficaci, nonché più economici, gli interventi di miglioramento ed adeguamento sismico delle strutture esistenti.

Soffermando l'attenzione sulle moderne tecnologie antisismiche sviluppate negli ultimi anni e già oggetto di numerose applicazioni a tutte le tipologie di costruzioni in vari paesi (inclusa l'Italia), esse sono principalmente riconducibili alle seguenti due: l'isolamento sismico e la dissipazione d'energia (*figure 1a e 1b*). Contrariamente a quanto avviene utilizzando l'approccio convenzionale, la progettazione con ambedue le tecniche succitate mira alla drastica riduzione delle forze sismiche agenti sulla struttura, piuttosto che affidarsi alla sua resistenza.

Isolamento sismico

L'isolamento sismico (*figura 1a*), come dice la parola, si pone l'obiettivo di isolare la costruzione dal sisma^[1-4]. Ora, poiché l'energia sismica è trasmessa alla struttura attraverso le fondazioni, il principio generale è di disconnettere la costruzione dal terreno. Più precisamente, con l'isolamento sismico si disaccoppia il movimento della costruzione, usualmente solo nel piano orizzontale, da quello del terreno, "filtrando" così almeno le componenti orizzontali del terremoto (che sono quelle più pericolose). Ciò è effettuato mediante l'inserimento – usualmente alla base od in corrispondenza del piano più basso (*figura 2c*) – di dispositivi, detti isolatori, orizzontalmente estremamente flessibili (per lo più in gomma armata internamente con lamine d'acciaio, vedi *figura 2a*) e/o a scorrimento (*figura 2b*) od anche a rotolamento⁵; pertanto, sopra gli isolatori, la struttura (se non è eccessivamente flessibile) si muove rigidamente nel piano orizzontale, con valori molto piccoli sia dell'accele-

5. Gli isolatori a rotolamento sono già largamente adottati in alcuni paesi, come il Giappone, in particolare per le strutture leggere (villette, computer, componenti impiantistici, oggetti d'arte) e, nel caso degli isolatori "a ricircolo di sfere", anche per grandi edifici soggetti a sforzi di trazione. Ad essi sono affiancati dissipatori e dispositivi ricentranti. In Italia i suddetti isolatori, anche in considerazione dell'elevata durabilità dei materiali che li costituiscono (acciai), presentano le prospettive d'applicazione più interessanti per le strutture leggere di pregio come sono, ad esempio, molti beni museali.

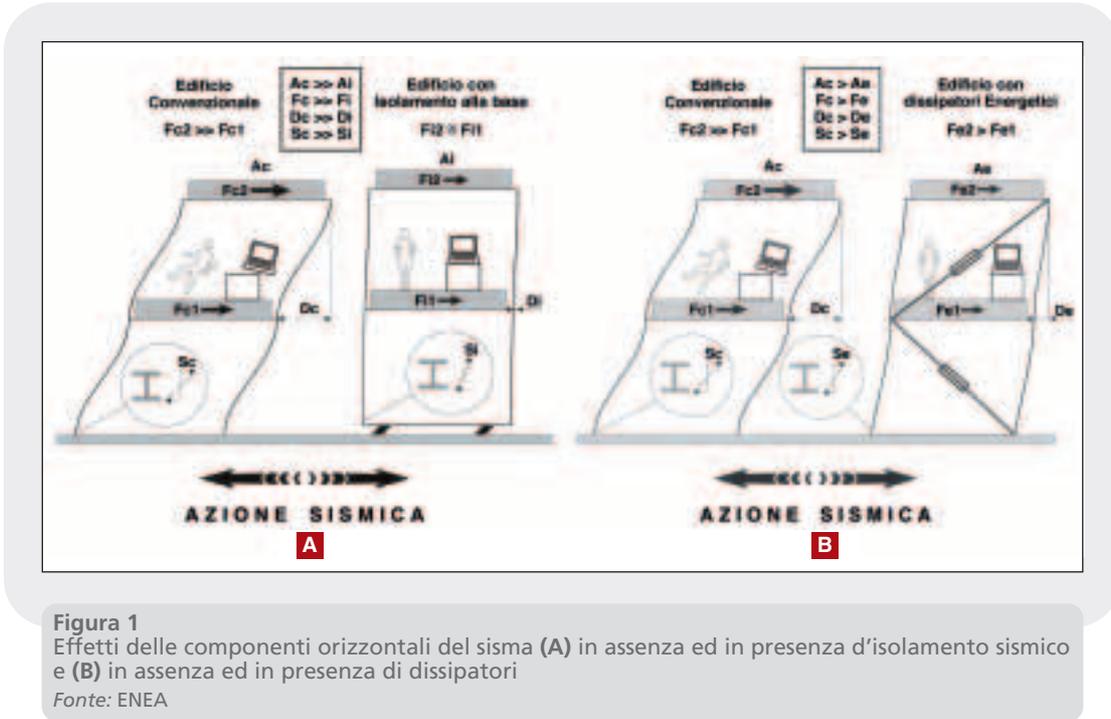


Figura 1
Effetti delle componenti orizzontali del sisma (A) in assenza ed in presenza d'isolamento sismico e (B) in assenza ed in presenza di dissipatori
Fonte: ENEA

razione che degli spostamenti d'interpiano e, quindi, senza danneggiamento non solo delle parti strutturali, ma neppure di quelle non strutturali, contenuti compresi (figura 1a).

Nei casi suddetti si realizza, cioè, per la cosiddetta sovrastruttura (che è la parte della struttura sorretta dagli isolatori) una drastica riduzione sia dell'accelerazione e delle sue variazioni verticali che delle deformazioni orizzontali e verticali, cosa impossibile per una costruzione fondata in maniera convenzionale. Infatti, il periodo proprio della costruzione aumenta considerevolmente e, pertanto, le accelerazioni della struttura decrescono fortemente; è vero che, in parallelo, crescono fortemente i suoi spostamenti trasversali ma, nei casi in cui l'isolamento è applicato, queste deformazioni sono praticamente tutte concentrate negli isolatori.

Si noti che, sebbene la funzione principale del sistema d'isolamento sia quella di filtro dell'energia sismica, esso deve però

possedere anche una sufficiente capacità dissipativa, in modo da limitare lo spostamento di progetto a valori accettabili (usualmente dai 10 ai 40 cm in Italia, fino ai 50÷80 cm tipici di aree con elevatissima pericolosità sismica come il Giappone o la California). Quando si utilizzino isolatori in gomma (figura 2b), ciò si ottiene o addirittura la gomma con particolari oli e resine (isolatori ad alto smorzamento o *High Damping Rubber Bearing – HDRB*), o inserendo all'interno degli isolatori nuclei di piombo o fluidi siliconici (per ottenere uno smorzamento ancora maggiore del 15% raggiungibile con gli HDRB), o installando alcuni dissipatori accanto ad isolatori in gomma, usualmente a basso smorzamento (*Low Damping Rubber Bearing o LDRB*).

Ovviamente, oltre ad essere caratterizzato dalle funzioni principale e secondaria summenzionate, un sistema d'isolamento adeguato del tipo suaccennato deve possedere:

- una buona capacità ricentrante (cioè di riportare la struttura alla posizione iniziale una volta terminato il terremoto);
- una vita utile sufficientemente lunga (almeno pari a quella delle usuali costruzioni, sebbene debba essere anche garantita la sostituibilità degli isolatori);
- rigidità crescente al diminuire del livello dell'eccitazione sismica (elevata per quelle di modesta entità, così da impedire continue vibrazioni, ad esempio, sotto l'azione del vento);
- rigidità e smorzamento poco sensibili ad effetti quali le variazioni di temperatura, l'invecchiamento ecc.

Gli attuali isolatori in gomma possiedono ormai tutte queste caratteristiche. Sono comunque tuttora utilizzati anche altri dispositivi d'isolamento sismico: ad esempio, gli isolatori a scorrimento (*Sliding Device* o SD, ora usualmente costituiti da superfici piane di acciaio sovrapposte a superfici, pure piane, di teflon, *figura 2b*), o quelli a pendolo scorrevole (il cosiddetto *Friction Pendulum System*, o FPS, e le sue recenti evoluzioni sviluppate in Germania ed in Italia). Quanto agli isolatori SD, in alcune realizzazioni, soprattutto in Giappone e da qualche anno anche in Italia, essi sono accoppiati ad isolatori in gomma (i quali forniscono la capacità ricentrante) per sor-

reggere parti di edifici che non devono sostenere carichi verticali rilevanti e per contribuire a minimizzare gli effetti torsionali (in tal modo si possono isolare in modo economico, ad esempio, anche edifici leggeri o con forti asimmetrie in pianta). Quello dello scorrimento è il concetto su cui erano basate le prime applicazioni dell'isolamento sismico, proposte o anche realizzate, già nell'antichità (ad esempio in Grecia, Cina, Anatolia, dagli Incas e, probabilmente, anche in Italia, per proteggere templi come quelli di Paestum).

È da sottolineare che l'isolamento sismico è usualmente applicato solo nel piano orizzontale, perché la componente verticale dei terremoti è normalmente meno violenta di quelle orizzontali, almeno al di fuori della zona epicentrale, e perché le strutture, dovendo già sostenere il loro peso, resistono assai meglio alle vibrazioni verticali che non a quelle orizzontali; inoltre, con l'isolamento tridirezionale (3D) è spesso arduo controllare i moti di beccheggio (sebbene particolari sistemi antibeccheggio siano stati sviluppati per gli impianti nucleari giapponesi). Infine, quando è necessario proteggere apparecchiature o altri oggetti particolarmente delicati (ad esempio, computer, opere d'arte, o componenti degli impianti nucleari rile-



Figura 2

A. Isolatore in gomma, con vista delle lamine d'acciaio interne - B. Isolatore a scorrimento - C. Sistema d'isolamento della caserma del Corpo delle Guardie Forestali nel Centro della Protezione Civile di Foligno (Perugia)

Fonte: ENEA

vanti ai fini della sicurezza) anche dalle vibrazioni verticali, è usualmente più agevole isolare orizzontalmente la base dell'edificio che li contiene e verticalmente solo i piani d'interesse, o gli oggetti stessi o, nel caso degli impianti nucleari, ad esempio, il solo blocco reattore⁶.

L'isolamento è una tecnica di agevole applicazione (sia in fase progettuale, dato che la sovrastruttura resta in campo elastico, sia durante la realizzazione) nel caso di nuove costruzioni, ma può essere utilizzato (e lo è già stato sovente, dapprima in Nuova Zelanda e negli USA ed ora anche in Italia, oltre che in Giappone, Armenia, Repubblica Popolare Cinese e, più recentemente, nella Federazione Russia e in Turchia) anche per l'adeguamento (o il miglioramento) sismico di strutture esistenti (*retrofit*): in questo caso esso è attuato, per gli edifici, mediante il taglio delle fondazioni o delle strutture portanti (pilastri e pareti) del piano più basso, ovvero mediante la sottofondazione (*figura 8b*).

L'applicazione della tecnica suddetta è particolarmente vantaggiosa per edifici che presentano notevoli asimmetrie in pianta e/o in alzata. Tali asimmetrie, infatti, risultano assai problematiche per gli edifici non isolati, in aree significativamente sismiche; in particolare, quelle in pianta generano pericolosi effetti torsionali. Ecco che allora, per evitare forti asimmetrie geometriche in pianta o in alzata, occorre spesso separare gli edifici fondati convenzionalmente in più corpi di fabbrica sufficientemente simmetrici: ciò, invece, non è usualmente necessario per costruzioni isolate, perché il movimento quasi rigido della sovrastruttura minimizza gli effetti negativi delle asimmetrie in alzata e l'utilizzazione di dispositivi FPS o simili, ovvero un'opportuna disposizione degli isolatori in gom-

ma – unita, eventualmente, a diversi valori delle loro rigidità (ottenuti variando il diametro e/o utilizzando diversi valori del modulo di elasticità tangenziale della gomma) ed all'uso pure di SD – in genere consente di portare il centro di rigidità del sistema d'isolamento a coincidere, o quasi, con la proiezione del baricentro della costruzione sul piano dell'isolamento (condizione per evitare le deformazioni torsionali).

La nuova normativa sismica italiana, oltre ad aver liberalizzato l'uso delle moderne tecnologie antisismiche, lo ha reso più conveniente, permettendo, in particolare, nel caso di strutture isolate, di tener conto della riduzione delle forze sismiche agenti sulla sovrastruttura e sulle fondazioni, operata dal sistema d'isolamento, e di assumere, per la sovrastruttura, accelerazione costante (invece che crescente) dalla base alla sommità, coerentemente con il movimento di corpo rigido che essa presenta. I progetti predisposti basandosi sulla nuova normativa suddetta mostrano che queste semplificazioni annullano spesso i costi aggiuntivi dovuti al sistema d'isolamento, anche per le nuove costruzioni, in quanto questi costi sono compensati dai risparmi dovuti all'alleggerimento della sovrastruttura e delle fondazioni.

Comunque, anche nel caso in cui i suddetti costi aggiuntivi di costruzione non risultino totalmente compensati, resta sempre a favore dell'isolamento sismico, oltre alla sicurezza nettamente maggiore, il bilancio economico complessivo, che tiene correttamente conto anche dei costi da affrontare dopo un terremoto (riparazione, demolizione, delocalizzazione degli abitanti, smaltimento delle macerie, ricostruzione ecc.).

6. Sistemi d'isolamento 3D sono però già stati sviluppati ed applicati alla base di edifici civili, sia in Giappone che nella Repubblica Popolare Cinese, per proteggere edifici non solo dalle vibrazioni sismiche, ma anche da altre forti vibrazioni ambientali, indotte dal traffico stradale o da metropolitane.

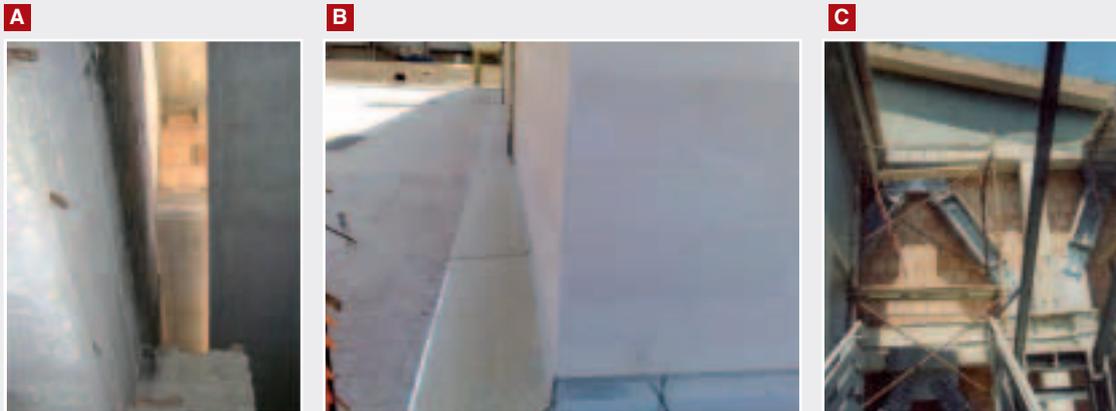


Figura 3

A. Vista dal basso di un gap non ancora protetto in un edificio isolato sismicamente - B. Lamierino di protezione di un gap di un edificio isolato sismicamente - C. Controventi dissipativi con dissipatori elastoplastici inseriti nel corso del retrofit della Scuola Domiziano Viola di Potenza nel 2000

Fonte: ENEA

Da ultimo, è importante sottolineare che, nell'applicazione dell'isolamento sismico (soprattutto nella fase costruttiva), merita particolare attenzione la corretta realizzazione (*figure 3a-3b*):

- dei "giunti strutturali" (*gap*) fra la sovrastruttura isolata e la sottostruttura o il terreno circostante (ovvero fra due sovrastrutture adiacenti isolate indipendentemente l'una dall'altra), cioè di quegli "spazi" che sono necessari a garantire il libero movimento della sovrastruttura fino allo spostamento massimo di progetto;
- dei cosiddetti "elementi di interfaccia", cioè di quei componenti e di quelle strutture che attraversano, orizzontalmente o verticalmente, il *gap* (interfaccia): passerelle d'accesso, coperture dei *gap* stessi, scale, ascensori, tubazioni di vario tipo, cavi ecc.

Sistemi dissipativi

La dissipazione d'energia è una strategia costruttiva complementare a quella dell'isolamento^[1-4]. Essa consiste nell'inserimento, in apposite posizioni della struttura (cioè sulle diagonali o, comunque,

ove sono massimi gli spostamenti differenziali, si vedano le *figure 1b e 3c*), di dispositivi, detti dissipatori (*damper*), in grado di "attrarre" e concentrare su se stessi gran parte della dissipazione dell'energia trasmessa alla struttura dal sisma (cioè gran parte della trasformazione di tale energia in calore), che, in assenza di essi, sarebbe operata dagli elementi strutturali e non, attraverso il danneggiamento di tali elementi e, eventualmente, il collasso della struttura o di sue parti.

I dissipatori più comuni sono di tipo elastoplastico, viscoso, ad instabilità impedita, viscoelastico e ad attrito. In particolare, i dissipatori elastoplastici (*figura 3c*) si basano sulla capacità di particolari acciai o di altri materiali di sopportare numerosi cicli di elevate deformazioni plastiche, mentre in quelli viscosi la dissipazione energetica deriva dal passaggio di fluidi particolarmente viscosi (ad esempio siliconici) attraverso stretti orifizi nel setto presente in un sistema cilindro-pistone.

I sistemi dissipativi sono meno efficaci di quelli d'isolamento, perché lasciano entrare inalterata l'energia sismica nella strut-

tura e perché, per attivarsi e funzionare, hanno la necessità che la struttura si deformi: come mostra il confronto fra le *figure 1a e 1b*, essi non possono, quindi, ridurre gli spostamenti relativi nella stessa misura con cui riescono a farlo i sistemi d'isolamento. Inoltre, non incrementando il periodo di vibrazione della struttura, non evitano il panico. Infine, rendono spesso necessaria l'installazione di numerosi elementi ingombranti e sovente antiestetici, come le aste di controvento (per riportare rigidamente, cioè senza modifiche, lo spostamento di ciascun piano alla quota di quello superiore o inferiore, vedi *figura 3c*) ed anche i dissipatori stessi. Questa tecnica, però, è particolarmente utile quando l'isolamento sismico non è applicabile, cioè, principalmente, o perché la struttura considerata è un edificio troppo flessibile, o perché il terreno su cui poggia è troppo soffice, o perché occorre adeguare o migliorare sismicamente un edificio che non presenta (e non permette di realizzare) *gap* sufficientemente ampi, rispetto agli edifici adiacenti, tali da permettere i necessari spostamenti rigidi (che, come si è detto, possono raggiungere alcune decine di centimetri).

Livelli di protezione assicurati dai moderni sistemi antisismici

I livelli di protezione che si possono conseguire con i moderni sistemi antisismici (in particolare, con l'isolamento e la dissipazione d'energia) sono sicuramente molto superiori a quelli di una struttura antisismica convenzionale^[1,2]. Una buona progettazione del sistema d'isolamento e della struttura permette all'edificio di sopportare terremoti distruttivi (quelli che determinano danni anche gravi su una moderna struttura antisismica convenzionale o il crollo di una non antisismica), senza subire alcun danno.

Queste prestazioni sono confermate non solo da una grande quantità di studi teorici e simulazioni numeriche, ma anche da un'estesa sperimentazione in laboratorio e, quel che più conta, dall'esperienza reale di un numero ormai consistente di ponti, viadotti ed edifici isolati o protetti da sistemi dissipativi che hanno ottimamente affrontato terremoti violenti (o, comunque, significativi):

- in Friuli, dove il viadotto Somplago dell'autostrada Udine-Tarvisio, nel quale l'impalcato era stato da poco installato, resistette indenne alla seconda scossa (quella di settembre) del sisma del 1976;

riflettore su



Figura 4
Terremoto di Wenchuan (Repubblica Popolare Cinese) del 12 maggio 2008. **A.** Uno dei tanti edifici convenzionali molto danneggiati - **B.** Assenza di danni, sia strutturali che non strutturali, in edificio isolato sismicamente, nonostante la pericolosità sismica dell'area fosse stata fortemente sottostimata^[4]

Fonte: ENEA

- a San Francisco ed a Los Angeles, in California, durante i terremoti di Loma Prieta del 1989 e di Northridge del 1994;
- a Shantou, nella Repubblica Popolare Cinese, e nelle isole Kurili, nella Federazione Russa, nello stesso 1994;
- nell'area di Kobe, in Giappone, durante il terremoto di Hyogo-ken Nanbu del 1995;
- a Santiago, in Cile, in occasione di varie scosse sismiche, inclusa una di magnitudo 5,9 nel 1996;
- a Bolu, in Turchia, durante i due eventi di Kocaeli e Duzce del 1999;
- a Sendai-City, a Kushiro-City, ad Ojiya-City ed in altre località giapponesi, durante i violenti terremoti che hanno colpito il Giappone, con cadenza praticamente annuale, dal 2003;
- infine, nella Repubblica Popolare Cinese, durante il disastroso terremoto di Wenchuan del 12 maggio 2008 (figura 4).

Occorre ribadire che, con l'isolamento sismico, non subiscono danni non solo la struttura, ma anche le parti non strutturali (tamponamenti, tramezzi ecc.) e che gli impianti e gli oggetti all'interno dell'edificio rimangono indenni (figura 4). Per di più, essendo lente le vibrazioni della struttura isolata, si elimina la condizione di panico indotta dal terremoto (che può essere molto pericolosa in edifici ad elevata presenza umana, in particolare nelle scuole) e si possono proseguire, quasi senza interruzione, le attività in corso (condizione di particolare importanza per gli ospedali, i centri di gestione dell'emergenza, i centri computerizzati ecc.): ad esempio, in un ospedale sismicamente isolato colpito dal terremoto di Northridge nel 1994 (*USC Hospital* di Los Angeles) le attività ospedaliere proseguirono senza interruzione alcuna dopo il terremoto. Insomma, si può dire che con l'isolamento sismico si può raggiungere la tanto desiderata "protezione sismica totale".

In Italia, la necessità di ricostruire numerosi edifici strategici e pubblici, a causa del-

le già ricordate frequenti inadeguatezze riscontrate nelle verifiche di sicurezza imposte dall'OPCM N. 3274/2003 ed a seguito del recente terremoto in Abruzzo, offre interessantissime prospettive per l'applicazione dell'isolamento sismico. E tali ottime prospettive non si limitano agli edifici "importanti" suddetti, ma riguardano anche la comune edilizia residenziale, perché (come si è già notato) la nuova normativa sismica, in molti casi, rende economicamente conveniente (o, quantomeno, poco costosa) l'adozione dell'isolamento sismico anche per tali costruzioni.

Applicazioni dei moderni sistemi antisismici

Attualmente vi sono nel mondo già oltre 10.000 strutture protette mediante le moderni sistemi antisismici, situate in oltre 30 paesi (figura 5)^[4]. L'uso di tali sistemi è ovunque in continua crescita e riguarda un numero sempre maggiore di paesi. La sua estensione è ovunque influenzata, in modo determinante, dalle caratteristiche della normativa applicata. Un forte impulso all'affermazione dei sistemi suddetti si deve anche agli effetti di terremoti violenti, con i crolli delle strutture costruite in modo convenzionale e, al contrario, l'ottimo comportamento di importanti opere protette con i sistemi suddetti (soprattutto, ma non solo, d'isolamento), in particolare il Giappone (v. paragrafo precedente).

Non meraviglia, quindi, che il Giappone, in conseguenza del terremoto di Hyogo-ken Nanbu del 1995 ed anche grazie alla disponibilità di un'adeguata specifica normativa dal 2000 ed alla liberalizzazione dell'uso dell'isolamento sismico dal 2001, abbia ulteriormente consolidato la sua leadership a livello mondiale, già da tempo acquisita, con oltre 5.000 edifici isolati già realizzati in ottobre 2008 (in aggiunta ad altri 2.700 protetti con sistemi dissipativi e ad un buon numero di ponti e viadotti isolati). In questo paese la tendenza è ora di

isolare, da una parte, anche grattacieli e gruppi di edifici sorretti da un'unica grande struttura isolata (*artificial ground*) e, dall'altra, pure piccoli e leggeri edifici privati (di questi ultimi, in ottobre 2008, ve ne erano già 3.000 isolati e 2.000 protetti da dissipatori). Inoltre, sono iniziati l'uso di sistemi d'isolamento 3D ed importanti applicazioni dell'isolamento sismico anche nel settore industriale (in particolare per proteggere fabbriche di semiconduttori e strutture nucleari) e per la salvaguardia del patrimonio culturale.

Al Giappone segue ora, per numero di applicazioni delle moderne tecnologie antisismiche, la *Repubblica Popolare Cinese*, con 650 edifici già isolati e decine di edifici già protetti da sistemi dissipativi (oltre a numerosi ponti e viadotti isolati) in ottobre 2008; anche in questo paese le nuove applicazioni delle tecnologie suddette continuano a succedersi ad un ritmo elevato (in particolare per gli edifici residenziali, molti dei quali in muratura) e proseguono grandi realizzazioni (come quella riguardante i 50 edifici isolati del nuovo cen-

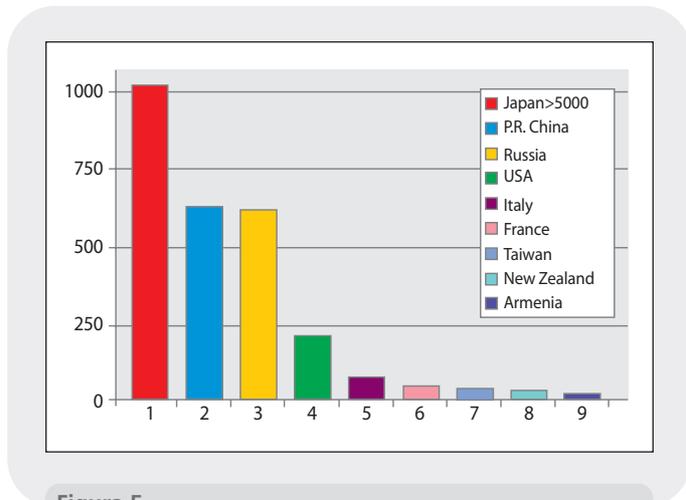


Figura 5
Edifici isolati nel mondo (dati di ottobre 2008)
Fonte: ENEA

tro residenziale di Pechino). Di rilievo sono anche ora, come in Giappone, l'uso di isolatori 3D negli edifici e di dispositivi in leghe a memoria di forma (*Shape Memory Alloy Device* o SMAD) per la salvaguardia del patrimonio culturale, oltre a quello dell'isolamento sismico per la protezione de-

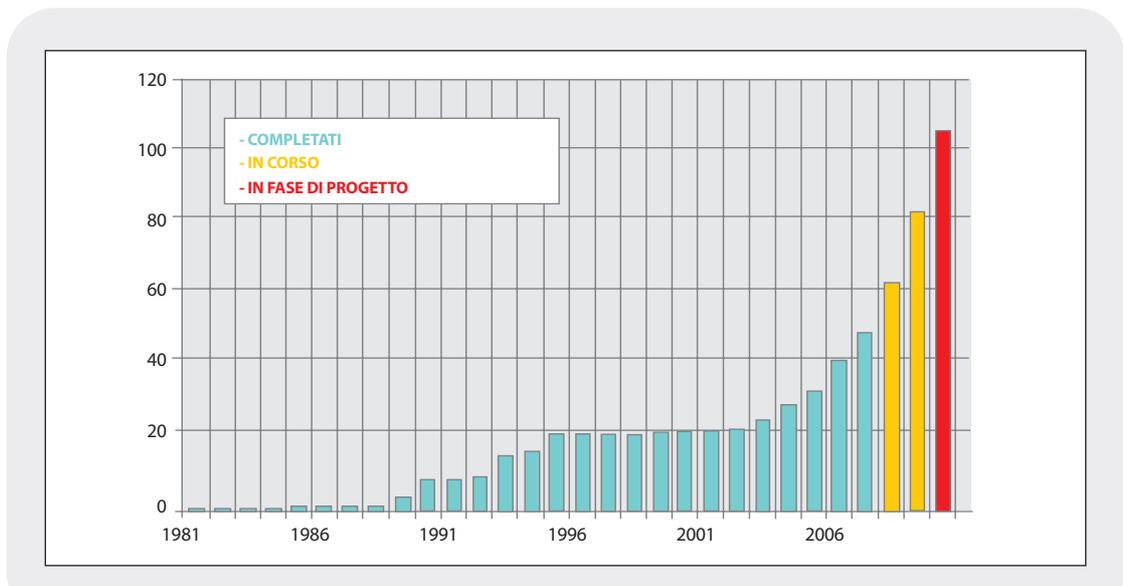


Figura 6
Edifici italiani con isolamento alla base (dati di marzo 2009)
Fonte: ENEA

riflettore su

gli impianti industriali, ad esempio con le prime applicazioni di tale tecnica ai serbatoi di gas naturale liquefatto (*Liquefied Natural Gas* o LNG).

Questo notevole sviluppo ha fatto recentemente retrocedere al terzo posto la *Federazione Russa*, dove risultano esservi attualmente circa 600 edifici isolati: qui, infatti, le nuove applicazioni delle moderne tecnologie antisismiche (che sono principalmente d'isolamento) procedono con una certa lentezza da diversi anni, sebbene

ora annoverino interessanti realizzazioni e progetti, sia di retrofit di edifici monumentali che per grattacieli di nuova costruzione. Questi sono attuati finalmente con sistemi d'isolamento "di tipo occidentale", nettamente più affidabili di quelli a forma di fungo rovesciato in cemento armato utilizzati fino a qualche anno fa nella maggior parte dei paesi dell'ex-URSS (Armenia esclusa). È da notare che, per i grattacieli russi isolati in costruzione a Sochi, si utilizzano isolatori di produzione italiana.



Figura 7

L'edificio principale del Centro Operativo Emergenza e Formazione (in costruzione su 10 HDRB di 1 m di diametro) del Centro della Protezione Civile di Foligno (Perugia). L'ENEA fa parte della commissione di collaudo statico ed amministrativo in corso d'opera di tale edificio e di uno attiguo, pure isolato sismicamente. Il sito del Centro, che consisterà in almeno 7 edifici isolati (3 dei quali già completati) è stato riclassificato da categoria sismica 2 a zona sismica 1 nel 2003 ma, grazie all'isolamento sismico, non è stata necessaria alcuna modifica delle strutture (come ha dimostrato uno studio effettuato con la collaborazione dell'ENEA)

Fonte: ENEA



Figura 8

A. Il primo edificio residenziale isolato sismicamente in Italia (1992), sito a Squillace Marina (CZ) e progettato da 43 fra LDRB e HDRB - B. Palazzina di 3 piani a Fabriano (AN), fortemente danneggiata negli elementi non strutturali dal sisma umbro-marchigiano del 1997-98 e successivamente riparata ed adeguata mediante la realizzazione di un nuovo piano interrato e l'inserimento di 56 HDRB nei nuovi pilastri di tale piano, e vista di quest'ultimo (prima applicazione europea dell'isolamento sismico in sottofondazione, collaudata dall'ENEA nel 2006)

Fonte: ENEA

Al quarto posto restano gli *Stati Uniti d'America*, dove l'uso dei moderni sistemi antisismici nei ponti e nei viadotti (con 600÷650 applicazioni sparse in tutto il paese) e, per la dissipazione d'energia, anche negli edifici, prosegue in modo soddisfacente ma, a causa della normativa molto penalizzante in vigore per gli edifici isolati (nonostante l'ottimo comportamento di alcuni di essi durante il terremoto di Northridge del 1994), il numero di nuove realizzazioni di questo tipo resta limitato. Infatti, tali edifici continuano a risultare da 100 a 200, sebbene in gran parte molto importanti (e per la metà oggetto di interventi di *retrofit*), attuati, in particolare, per edifici strategici e pubblici progettati per resistere a terremoti estremamente violenti ($M \geq 8,0$ in California).

L'*Italia*, dove le applicazioni dei moderni sistemi antisismici sono iniziate nel 1975 per i ponti ed i viadotti e nel 1981 per gli edifici (4 anni prima del Giappone e degli USA), resta quinta, almeno per il numero di edifici isolati già completati: essi risultano ora circa 70 (oltre a 30 prossimi al completamento), sia strategici o pubblici, sia residenziali (si vedano, ad esempio, le *figure 7-9*). Inoltre, il nostro paese vanta già alcune decine di edifici protetti da dissipa-

tori, SMAD, od altri dispositivi antisismici. È comunque da notare che in Italia vi è stato un incremento significativo del numero degli edifici protetti da moderni sistemi antisismici completati negli ultimi anni (con i primi *retrofit* di edifici mediante isolamento) e, soprattutto, delle nuove realizzazioni in costruzione o progetto (*figura 9*): ciò si deve alla nuova normativa sismica nazionale. Come è noto, un ulteriore forte aumento delle applicazioni è ora atteso, a seguito del terremoto dell'Abruzzo. L'Italia, infine, resta leader mondiale per numero ed importanza delle applicazioni dei moderni sistemi antisismici nel settore della salvaguardia del patrimonio culturale ed è ancora quantomeno ai primi posti in quello della protezione, con tali sistemi, dei ponti e dei viadotti (nel quale le realizzazioni italiane erano già oltre 150 all'inizio degli anni '90 e risultano ora certamente più di 250).

Per quanto riguarda altri paesi, l'utilizzazione dei sistemi antisismici è in forte espansione anche:

- a *Taiwan*, dove, a metà del 2007, risultavano già completati o in costruzione 29 edifici isolati (dapprima soprattutto ospedali ma, più recentemente, anche edifici residenziali), oltre a 20 ponti o via-



Figura 9
 A. Edificio C8R di 3 piani ricostruito nel 2007 a San Giuliano di Puglia (CB) su 13 HDRB e 2 SD - B. Edificio in muratura a Belluno da isolare sismicamente nell'ambito di una collaborazione con l'ENEA - C. Uno dei 16 gruppi di 6 edifici di 4 piani sorretto da un'unica piattaforma isolata mediante 40 HDRB e 30 SD previsto a Marigliano (NA) dal progetto di demolizione e ricostruzione del "comparto 219" di Pontecitra, sviluppato nel 2006, su richiesta del Ministero delle Infrastrutture, da un gruppo di esperti del GLIS coordinato dall'ENEA

Fonte: ENEA

dotti isolati, ed erano già 85 nel 2005 gli edifici protetti con sistemi dissipativi;

- in *Armenia*, dove, nonostante si tratti di un paese ancora in via di sviluppo e scarsamente abitato, in ottobre 2008 vi erano già 32 gli edifici isolati (con dispositivi di produzione nazionale), sia di nuova costruzione (fino a 20 piani di altezza) che esistenti (anche in muratura, con il primo *retrofit*, quello della scuola n. 4 di Vanadzor, risalente al 2002);
- in *Nuova Zelanda*, patria dei dispositivi d'isolamento e dissipazione che utilizzano la tecnologia del piombo, anch'essa scarsamente popolata, dove sono già stati protetti con moderni sistemi antisismici più di 30 edifici, oltre a numerosi ponti e viadotti;
- in *Messico*, che in ottobre 2008 vantava 7 edifici isolati con dispositivi a rotolamento di produzione nazionale (il primo dei quali, la scuola media Legaria a Mexico City, completato già nel 1974), oltre a 25 protetti con dissipatori;
- in *Francia*, che aveva importanti applicazioni dell'isolamento sismico già negli anni '70 (sia nel settore civile che in quello nucleare), e dove, nel territorio europeo, tale tecnica è ora utilizzata nuovamente per ulteriori impianti nucleari in costruzione o previsti, mentre, nell'isola della Martinica, le realizzazioni in corso sono nel settore civile, con l'isolamento sismico addirittura obbligatorio per proteggere le scuole ed altri edifici pubblici.

Si noti che anche a Taiwan e in Armenia l'inizio delle applicazioni si deve a due terremoti violenti: quello di Chi Chi del 1999 (dopo il quale fu modificata la normativa nazionale, incentivando l'uso dei moderni sistemi antisismici) e quello di Spitak del 1988.

Importanti realizzazioni sono iniziate da alcuni anni anche in *Turchia*, in *Grecia*, in *Portogallo*, in *Venezuela* e a *Cipro* (molte delle quali con dispositivi prodotti in Italia o progetti italiani) e, più recentemente, in *Argentina*, *Israele*, *India*, *Romania* ed *Iran*

e proseguono nella *Corea del Sud*, in *Canada*, *Cile*, *Indonesia* e *Macedonia*. Per quanto attiene alla Corea del Sud, all'isolamento di numerosi ponti e viadotti (molti dei quali dotati di dispositivi italiani o prodotti in collaborazione con aziende italiane) e di 13 serbatoi LNG, si aggiungevano in ottobre 2008 un solo edificio isolato ed uno solo protetto da dissipatori, ma è prevista una rapida estensione dell'uso dei moderni sistemi antisismici anche negli edifici, a seguito del violento terremoto di Busan-Fukaoka del 2005 (di magnitudo $M = 7,0$), con epicentro fra la penisola coreana e il Giappone, e di un evento più recente (2007), di magnitudo assai inferiore ($M = 4,8$), ma con epicentro all'interno del paese. In Canada sono numerose le applicazioni di sistemi dissipativi (anche di produzione nazionale), ma l'utilizzazione dell'isolamento sismico è iniziata solo recentemente, con l'isolamento sismico di un ponte (Earn Bridge) mediante dispositivi a pendolo scorrevole prodotti in Italia: si tratta della prima (e, sino ad ora, unica) applicazione di tali dispositivi italiani. Sulla Macedonia, infine, si nota che questo paese vanta la prima applicazione dell'isolamento sismico moderno a livello mondiale: si tratta della scuola elementare Pestalozzi, che fu costruita a Skopje dopo il disastroso terremoto del 1963 su LDRB donati dalla Svizzera (tali isolatori, assai poco armati e ormai fortemente deteriorati, sono stati sostituiti con HDRB nel 2007).

Per concludere, è da sottolineare l'uso crescente delle moderne tecnologie antisismiche in numerosi paesi, non solo per la protezione delle strutture civili, ma anche in altri due settori di estremo interesse: quello del patrimonio culturale e quello degli impianti industriali. Nel primo da tempo primeggia l'Italia, dove SMAD, dissipatori e dispositivi d'isolamento e d'altro tipo, sviluppati nell'ambito di progetti comunitari a partire dall'inizio degli anni '90, sono già stati applicati sia ad alcune chiese antiche famose (ad esempio, alla Basilica Superio-

re di San Francesco in Assisi, al Duomo di Siena ecc.) che a singoli capolavori (come i Bronzi di Riace, il Satiro Danzante di Mazara del Vallo, le statue marmoree di Scilla e Nettuno al Museo di Messina ecc.). Nel secondo settore è di grande rilevanza l'isolamento sismico di impianti a rischio d'incidente rilevante come i serbatoi LNG (attuato dapprima in Francia, in Grecia e nella Corea del Sud, poi anche in Turchia e nella Repubblica Popolare Cinese e previsto prossimamente in Messico) e le strutture nucleari. Riguardo a queste ultime, oltre alla prima applicazione giapponese ad esse della tecnica suddetta (riguardante la *Nuclear Fuel Related Facility*), è da citare la costruzione del *Jules Horowitz Reactor*, in corso nel centro di ricerca francese di Cadarache. Inoltre, si prevede a breve la costruzione di ulteriori nuovi impianti nucleari isolati, sia in Giappone (dove sono già disponibili regole di progetto che permettono di licenziarli) che in altri paesi, in particolare ancora a Cadarache in Francia, dove l'isolamento è già stato deciso anche per l'impianto *ITER* per la fusione nucleare controllata, che è stato progettato con un'attiva collaborazione italiana.

Considerazioni conclusive

È naturale ora domandarsi perché in Italia non si sia ancora giunti ad un'applicazione estensiva delle moderne tecnologie antisismiche. La risposta è che in Italia, mancando fino all'8 maggio 2003 una normativa di riferimento, i progetti delle costruzioni isolate, o che comunque prevedevano l'uso di tecnologie non convenzionali per la riduzione della risposta sismica, dovevano essere valutati dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici^[1-4]. L'intento, di tutelare l'utilizzatore finale (che è la società) dall'uso incauto o improprio dovuto ad errate progettazioni, era giusto. Spesso, però, il meglio è nemico del bene! E le buone intenzioni del Consiglio Superiore, a causa della complessità dell'iter burocrati-

co e del conseguente inaccettabile allungamento dei tempi di realizzazione, si sono tradotte in un freno alla diffusione di strategie di protezione che, se fossero state applicate in modo esteso già negli anni passati, sarebbero ora provvidenziali in un paese ad elevate pericolosità e vulnerabilità sismiche qual è il nostro (e lo sarebbero stati anche in Molise, Puglia e Abruzzo).

La prossima entrata in vigore obbligatoria della nuova normativa (che, come si è già sottolineato, prevede e regola esplicitamente l'adozione delle nuove tecnologie di protezione sismica), la riclassificazione sismica del territorio attuata nel 2003 (che riconosce la diffusa pericolosità sismica del territorio italiano e l'aggiorna ai dati più recenti), nonché il rinnovato grande interesse per i sistemi antisismici suscitato dal recente terremoto in Abruzzo, lasciano ben sperare per un futuro nel quale la lotta contro le catastrofi sismiche possa fruire di strumenti moderni e adeguati. Fra l'altro, la nuova normativa sismica prevede esplicitamente la rivedibilità delle regole e dei criteri in essa contenuti, sulla base dello sviluppo delle conoscenze in campo scientifico e tecnologico: ciò permetterà non solo di migliorare la normativa laddove ciò risulterà necessario, ma anche di tenere conto, nella valutazione della pericolosità sismica, di nuove metodologie, come ad esempio quella deterministica, che costituisce un utile complemento alle classiche metodologie di tipo probabilistico sino ad ora utilizzate per la classificazione sismica del territorio nazionale: gran parte dei recenti violenti terremoti, da ultimo quello di Wenchuan del 12 maggio 2008, hanno evidenziato i forti limiti dell'approccio probabilistico.

Per evitare effetti *boomerang*, è però indispensabile che i moderni sistemi antisismici siano applicati correttamente, dedicando grande attenzione all'affidabilità dei dispositivi prescelti ed alla qualità delle realizzazioni. Più in generale, è indispen-

sabile che, dopo il terremoto in Abruzzo, non si abbassi nuovamente la guardia nei confronti di un nemico subdolo per i suoi tempi di ritorno spesso lunghi (ma talvolta – attenzione! – anche brevi), come è il terremoto, e non si dimentichi l'enorme rischio connesso alla grande vulnerabilità di un patrimonio edilizio esistente ancora del tutto inadeguato a sostenere la "sfida sismica", come è quello italiano.

Si è mostrato come, mentre l'uso dei sistemi antisismici è ancora limitato in Italia, in alcuni paesi (USA e, soprattutto, Giappone e Repubblica Popolare Cinese) esso sia decollato già da tempo. Però, grazie alla nuova normativa sismica e agli effetti benefici che essa ha già prodotto, già prima del terremoto in Abruzzo, l'Italia (che, d'altra parte, era stata tra i primi paesi a realizzare strutture isolate e dotate di sistemi dissipativi) stava ormai recuperando rapidamente il terreno perduto, con un numero crescente di applicazioni non soltanto ai ponti, ai viadotti e alle opere strategiche e pubbliche, ma anche agli edifici residenziali. Per un ancor più vasto uso dei sistemi suddetti, gli aspetti economici non dovrebbero costituire un ostacolo: si è già accennato al fatto che la nuova normativa sismica permette di annullare o, quantomeno, di ridurre nettamente l'impatto dei costi aggiuntivi legati all'applicazione dei sistemi antisismici, ma occorre soprattutto ricordare che l'uso di tali sistemi minimizza il "rischio" economico relativo alle costru-

zioni (che tiene conto, accanto ai costi iniziali di costruzione, anche di quelli, più o meno probabili, di riparazione, demolizione, asportazione e smaltimento dei detriti, ricostruzione, delocalizzazione degli abitanti durante i lavori ecc., conseguenti ad un terremoto) e, a seguito della nuova normativa sismica che impone standard più stringenti di sicurezza, aumenta il valore delle costruzioni stesse.

Per concludere, si sottolinea anche come i progressi dei mezzi di calcolo in campo sismologico per la valutazione della pericolosità sismica, insieme alle conoscenze acquisite sul comportamento delle strutture e alle moderne tecniche antisismiche, come quelle d'isolamento e di dissipazione d'energia, possano e debbano costituire un efficace strumento, che può essere reso disponibile alle Istituzioni preposte per stabilire le priorità d'intervento sulle costruzioni esistenti, in particolare nell'ambito delle verifiche di sicurezza sismica degli edifici strategici previste dalla nuova normativa e, più in generale, agli urbanisti e ai gestori dell'emergenza, per la valutazione della vulnerabilità dei nuclei urbani e per sviluppare piani di mitigazione e prevenzione, con particolare attenzione per tutte le infrastrutture che devono essere operative immediatamente dopo l'evento disastroso (ospedali, caserme dei pompieri e della polizia, altri edifici deputati alla gestione dell'emergenza, reti di erogazione ecc).

Bibliografia

- [1] Mauro Dolce, Alessandro Martelli e Giuliano Panza (2005), *Proteggersi dal Terremoto: le Moderne Tecnologie e Metodologie e la Nuova Normativa Sismica*, 2ª edizione, ISBN 88-87731-28-4, 21^{mo} Secolo, Milano.
- [2] Mauro Dolce, Alessandro Martelli e Giuliano Panza (2006), *Moderni Metodi di Protezione dagli Effetti dei Terremoti*, Edizione speciale per il Dipartimento Nazionale della Protezione Civile a cura di A. Martelli, ISBN 88-87731-30-6, 21^{mo} Secolo, Milano.
- [3] Alessandro Martelli, Umberto Sannino, Alberto Parducci e Franco Braga (2008), *Moderni Sistemi e Tecnologie Antisismici. Una Guida per il Progettista*, ISBN 978-88-87731-37-8, 21^{mo} Secolo, R. Ir-suti, ed., Milano.
- [4] Umberto Sannino, Horea Sandi, Alessandro Martelli e Ion Vlad (2009), *Modern Systems for Mitigation of Seismic Action – Proceedings of the Symposium Held at Bucharest, Rumania, on October 31, 2008*, ISBN 978-973-720-223-9, AGIR Publishing House, Bucarest.

La scuola Angeli di San Giuliano: un esempio significativo di isolamento sismico

Paolo Clemente*
Giacomo Buffarini*
Mauro Dolce**
Alberto Parducci***

- * ENEA, Dipartimento Ambiente, Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile
- ** Direttore dell'Ufficio Valutazione, Prevenzione e Mitigazione del Rischio Sismico, Dipartimento della Protezione Civile
- *** Università telematica e-campus

La nuova scuola di San Giuliano di Puglia è stata costruita con un sistema di isolamento sismico alla base che garantisce un grado di sicurezza non perseguibile con tecniche tradizionali. L'edificio, per la sua complessità e irregolarità, sia in pianta sia in elevazione, fornisce anche lo spunto per alcune considerazioni sulla progettazione in zona sismica

The New "Angeli di San Giuliano" School: a Significant Example of Seismic Isolation

The new school in San Giuliano di Puglia has been built with a seismic base isolation system ensuring a safety degree that otherwise could not be obtained with traditional techniques. Due to its complex and irregular shape, the building also gives rise to some considerations about the design in seismic areas

L'evento sismico che ha colpito il Molise il 31 ottobre 2002 ha avuto effetti particolarmente significativi a San Giuliano di Puglia, dove ha causato il crollo dell'edificio scolastico, sotto le cui macerie hanno trovato la morte 27 bambini e una maestra. L'impatto emotivo sull'opinione pubblica è stato forte e l'episodio ha portato in evidenza, sull'intero territorio nazionale, il problema della sicurezza delle scuole e degli edifici pubblici in genere.

Premessa

Le norme sismiche non pretendono che una costruzione sia in grado di resistere senza danni all'evento massimo prevedibile, ma richiedono che essa possieda una certa duttilità, ossia la capacità di fronteggiare l'evento estremo con una particolare prestazione, che impegni il sistema strutturale ben oltre i normali limiti di resistenza dei materiali, mobilitando comportamenti post-elastici anche ampi: si richiede, cioè, una grande capacità dissipativa globale associata alla possibilità di ampie deformabilità duttili locali.

Tali requisiti non sempre si conciliano con alcune configurazioni strutturali che possono essere proposte da un progetto architettonico nel quale non si sia tenuto conto preventivamente delle esigenze anzidette. Infatti, requisiti architettonici e funzionali spingono i progettisti verso forme complesse, prive delle caratteristiche di regolarità e compattezza, che costituiscono una caratteristica fondamentale per le costruzioni in zona sismica. Questo era il caso del progetto architettonico predisposto per il nuovo edificio scolastico di San Giuliano di Puglia. Per compensare la mancanza di regolarità di forma, le norme sismiche avrebbero richiesto una sostanziale revisione dei requisiti di progetto, esprimibile in un consistente aumento delle resistenze allo stato limite ultimo da attribuire a tutti gli elementi strutturali. D'al-

tra parte, l'Ingegneria Sismica propone oggi nuovi sistemi di protezione sismica, basati su approcci alternativi, che sono in grado di ridurre in modo considerevole gli effetti delle azioni sismiche. Nel caso in esame, nel pieno rispetto dei severi requisiti richiesti oggi dalle norme sismiche, l'opzione dell'isolamento alla base ha consentito di abbattere a tal punto l'input sismico effettivamente trasmesso alla costruzione, tanto da non dover neppure prevedere la necessità di significativi comportamenti post-elastici, pur avendo progettato le strutture a livelli di resistenza inferiori rispetto a quelli che, nello stesso sito, sarebbero stati richiesti ad una costruzione a base fissa, ancorché questa avesse posseduto una configurazione strutturale conforme a restrittivi requisiti di regolarità compositiva.

Il progetto del sistema d'isolamento della nuova scuola di San Giuliano di Puglia è stato oggetto di precedenti pubblicazioni, alle quali si rimanda per i dettagli. Nel presente lavoro si analizza la struttura come effettivamente realizzata, valutandone la vulnerabilità sismica, nel rispetto delle più recenti Norme Tecniche per le Costruzioni.

Caratterizzazione dell'input sismico

Le sorgenti sismiche che possono interessare San Giuliano di Puglia sono localizzate lungo la dorsale appenninica. Negli ultimi otto secoli sono stati osservati 22 eventi di intensità superiore o uguale al V grado della scala Mercalli. La massima intensità, di VIII-IX grado, è stata osservata sia nel 1456, oltre che nel 2002. La mappa di pericolosità sismica dell'INGV del 2004 attribuisce al territorio comunale di San Giuliano di Puglia un valore di a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni pari a 0,21g. Tale valore è stato adottato per la progettazione della nuova scuola. Per quanto riguarda l'amplificazione sismica locale, va osservato che dal punto di vi-

sta geologico il territorio comunale di San Giuliano di Puglia è un'area molto complessa, in cui affiorano terreni in facies prevalentemente flyscioide. Nell'abitato, e in particolare nella zona della nuova scuola Francesco Iovine, affiora la "Formazione di Toppo Capuana", costituita da un'alternanza di limi argillosi, argille marnose, marne da litoidi e semilitoidi e da livelli calcarenitici e di calcari arenacei.

Secondo lo studio di microzonazione sismica del Dipartimento della Protezione Civile, il terreno di fondazione della scuola può essere classificato come tipo B, con fattore di amplificazione sismica $S = 1,4$.

La struttura della nuova scuola

Il complesso di strutture denominato scuola, è in realtà costituito da due corpi, denominati rispettivamente "scuola" e "centro universitario" (figura 1). Ciascuno dei due corpi presenta evidenti irregolarità di forma, sia in pianta sia in altezza, che rendevano difficile la realizzazione di un'adeguata struttura antisismica, quali luci notevoli, corpi con forti asimmetrie, presenza dei cosiddetti "piani soffici", tamponature arretrate rispetto alle maglie dei telai, carichi notevoli in copertura ecc.

Inizialmente i progettisti avevano cercato

di ovviare a queste caratteristiche dell'architettonico con tecniche tradizionali, dividendo ciascuno dei due edifici in 3 corpi, salvando così una certa regolarità di alcune parti e prevedendo delle strutture ad hoc per le scale e le parti rimanenti, fortemente irregolari. Tra i suddetti corpi erano stati previsti giunti sismici, che dovevano consentire spostamenti relativi non inferiori ai 15 cm, con conseguenti perdite di spazi, duplicazioni di travi e pilastri a cavallo dei giunti e necessità di manutenzione dei giunti in futuro. Alle strutture era stata giustamente conferita una certa rigidità, prevedendo pilastri a sezione rettangolare molto allungata, ovvero delle vere e proprie pareti.

La soluzione con l'isolamento sismico proposta dagli scriventi, invece, prevedeva la costruzione di un unico impalcato di base, su tre lati, poggiante sulla struttura di fondazione, anch'essa unica, per mezzo del sistema d'isolamento sismico, dal quale spiccano i due corpi, la scuola e l'università. Le strutture in elevazione hanno, comunque, un'adeguata rigidità, che garantisce il dovuto "disaccoppiamento" tra il moto del suolo e quello della struttura. Tale soluzione sfrutta bene la simmetria dell'opera nel suo complesso, almeno per quel che riguarda la distribuzione delle masse, eliminan-

riflettore su



Figura 1
La scuola Angeli di San Giuliano
Fonte: ENEA

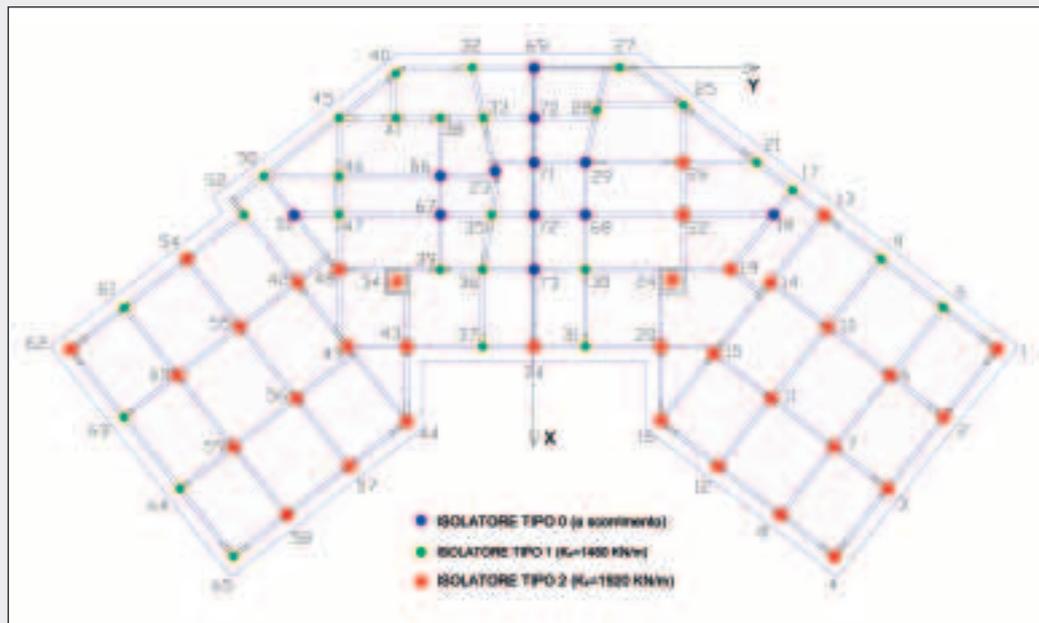


Figura 2
Sistema di isolamento sismico
Fonte: ENEA

do molti dei problemi incontrati dai progettisti nella definizione della struttura tradizionale e rispettando ampiamente l'idea architettonica originaria.

Il sistema d'isolamento sismico, fornito gratuitamente dall'associazione dei produttori ACEDIS, è costituito da isolatori in gomma di due tipi e da isolatori a scorrimento in acciaio-PTFE lubrificati, prodotti da ALGA, FIP e TIS, che opportunamente combinati, consentono di ottenere i parametri di comportamento dinamico della struttura desiderati. Nella prima ipotesi progettuale, gli isolatori elastomerici (Tipo 1 e 2) sono stati disposti in corrispondenza dei pilastri/pareti, tenendo conto, innanzi tutto, della verifica a carico verticale dell'isolatore in condizioni sismiche, mentre i dispositivi a scorrimento (Tipo 0) sono stati posizionati esclusivamente in corrispondenza degli appoggi del solaio di base, non aventi pilastri sovrastanti. Suc-

cessivamente, la distribuzione degli isolatori è stata variata, nel rispetto dei carichi verticali agenti, al fine di ottimizzare il comportamento dinamico del sistema, ossia di limitare gli effetti torsionali d'insieme della struttura. La disposizione finale è riportata in figura 2.

Modalità esecutive

L'installazione dei dispositivi è stata effettuata seguendo un protocollo ben preciso e utilizzando materiali adeguati. Dalle travi di fondazione sono stati realizzati dei baggioli di dimensioni opportune (80*80 cm per gli isolatori elastomerici, 100*100 cm per i dispositivi a scorrimento) e di altezza adeguata. In ciascuno di essi sono stati predisposti quattro fori per l'alloggiamento della zanche di ancoraggio degli isolatori. Il fissaggio dei dispositivi è stato effettuato attraverso le seguenti fasi:

- montaggio della cassaforma laterale per il getto della malta di allettamento;
- posizionamento del dispositivo sul baggiolo, utilizzando tre elementi di appoggio, composti da piastrelle in acciaio sovrapposte, al fine di garantire un piano di posa orizzontale alla quota necessaria; contemporaneamente venivano fissati riferimenti sulla cassaforma per definire la posizione in pianta del dispositivo;
- sollevamento dell'isolatore;
- getto di opportuna malta a stabilità volumetrica, in modo da riempire completamente i fori per l'ancoraggio delle zanche, fino al livello massimo della cassaforma;
- posizionamento dell'isolatore nel rispetto dei riferimenti prima fissati, con fuoriuscita della malta in eccesso;
- sistemazione del getto di malta.

La sequenza adottata garantisce la perfetta distribuzione della malta e il perfetto ancoraggio dei dispositivi ai baggioli. Le *figure 3 e 4* sono relative alla installazione di un dispositivo a scorrimento e di un isolatore elastomerico, rispettivamente. La *figura 5* è relativa al completamento della installazione, le *figure 6 e 7* a un isolatore d'angolo e a quello al di sotto del nucleo ascensore, rispettivamente.

La struttura effettiva

La struttura è stata realizzata con alcune differenze rispetto al progetto. In particolare, sono state eliminate le sistemazioni a giardino previste sia sull'impalcato di base sia in copertura.

Inoltre, le prove di compressione sul calcestruzzo hanno fornito il valore effettivo del modulo di Young $E_c = 30.000 \text{ N/mm}^2$, mentre le prove di accettazione sugli isolatori elastomerici hanno confermato di poter assumere i seguenti valori per le rigidità, rispettivamente per gli isolatori tipo 1 e tipo 2: $K_{e,1} = 1,48 \text{ kN/mm}$ e $K_{e,2} = 1,92 \text{ kN/mm}$. Infine dalle prove di qualificazione si sono ricavati i valori dello smorzamento effettivi e, quindi, il valore di calcolo che tiene conto anche della dissipazione dovuta ai dispositivi a scorrimento $\xi = 13\%$.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) hanno introdotto alcune variazioni sia nei valori dei coefficienti moltiplicativi dei carichi variabili sia nella valutazione delle masse strutturali. Agli effetti dovuti all'azione sismica (E) vanno aggiunti quelli dovuti ai valori caratteristici dei pesi propri strutturali (G_1) e dei carichi permanenti non strutturali (G_2) e un'aliquo-



Figura 3
Isolatore a scorrimento in fase di installazione
Fonte: ENEA



Figura 4
Installazione di un isolatore elastomerico
Fonte: ENEA



Figura 5
La struttura di fondazione con i dispositivi di isolamento sismico
Fonte: ENEA



Figura 6
Un pilastro d'angolo
Fonte: ENEA



Figura 7
L'appoggio di uno dei due nuclei per l'ascensore
Fonte: ENEA

ta Ψ_{2i} di ciascuna dei carichi variabili (Q_{ki}). Per "ambienti suscettibili di affollamento", come le scuole, è $\Psi_{2i} = 0,6$. Allo stesso modo vanno valutate le masse da considerare ai fini del computo delle azioni sismiche.

Si riportano in *tabella 1* le caratteristiche di rigidità e di smorzamento dei dispositivi utilizzate nel modello, insieme alle

caratteristiche geometriche essenziali per le verifiche.

L'analisi è stata condotta con l'ausilio del codice di calcolo SAP2000. Gli edifici sono stati modellati come telai spaziali, costituiti da elementi *frame* simulanti travi e pilastri, ed elementi *shell* che schematizzano i setti e i solai. Gli isolatori sono stati modellati con gli elementi *Nlink*, dotati

Tabella 1 - Caratteristiche degli isolatori

Tipo	Numero	Φ (mm)	K_e (kN/mm)	t_e (mm)	t_i (mm)
0	12	-	0	-	-
1	27	600	1,48	156	6
2	34	700	1,92	160	10

Fonte: ENEA

Tabella 2 - Periodi di vibrazione

Modo	Periodo (s)
1	2,162
2	2,158
3	2,111
4	0,715
5	0,513
6	0,462

Fonte: ENEA

delle rigidezze laterali degli isolatori scelti e caratterizzati da comportamento lineare. L'analisi modale ha fornito i valori dei periodi di vibrazione riportati in *tabella 2*. La struttura isolata presenta i primi due modi di pura traslazione, rispettivamente in direzione y e x (*figura 8*). Il terzo modo è di pura rotazione intorno all'asse verticale baricentrico. Il quarto modo interessa anche le strutture in elevazione e così i modi superiori.

Analisi della capacità strutturale

È stata effettuata l'analisi dinamica lineare mediante analisi modale con spettro di risposta di progetto, assumendo le proprietà meccaniche del sistema d'isolamento più sfavorevoli che si possono verificare durante la sua vita utile ai fini della verifica degli isolatori stessi. L'ordinata spettrale è stata assunta costante in tutto l'intervallo del periodo di interesse e, come sarà meglio specificato di seguito, variabile e crescente fino al valore di col-

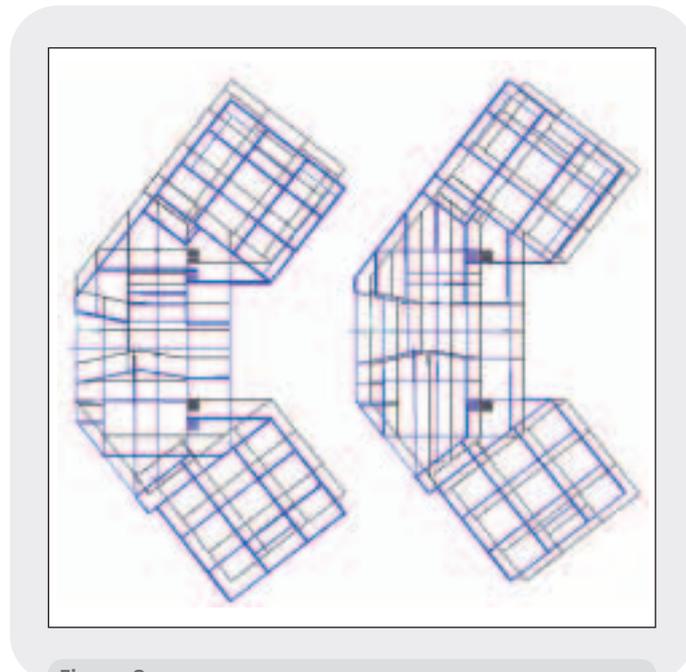


Figura 8
Modi di vibrazione 1 e 2
Fonte: ENEA

lasso del sistema di isolamento sismico. In aggiunta all'eccentricità effettiva, si è tenuto conto degli effetti torsionali accidentali sommando agli effetti dovuti ai modi di vibrazione quelli dovuti ai momenti $M_i = e_{ai} * F_i$, valutati con riferimento alle dimensioni dei singoli edifici. Anche in questo caso la forza sismica orizzontale per ciascun piano è stata valutata come prodotto $m_i * S_e$ della massa per il valore dell'accelerazione spettrale variabile e crescente fino al valore di collasso del sistema di isolamento sismico. Le due componenti orizzontali dell'azio-

ne sismica, ciascuna comprensiva degli effetti della corrispondente eccentricità accidentale, sono state combinate secondo le seguenti formule:

$$E_1 = E_x + 0,3 \cdot E_y$$

$$E_2 = 0,3 \cdot E_x + E_y$$

Coerentemente alle prescrizioni normative, si è trascurata la componente verticale del sisma. Questa, andrebbe considerata per le strutture isolate, in ogni caso, oltre che in quelli previsti per le costruzioni tradizionali, se il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema d'isolamento K_v e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} è inferiore a 800, avendo cura che la massa eccitata dai modi verticali considerati nell'analisi sia significativa.

Come detto, stabiliti gli effetti dei carichi verticali presenti in condizioni sismiche, l'analisi sismica è stata condotta considerando l'intensità crescente fino al raggiungimento delle condizioni limiti del sistema di isolamento sismico. Si è così definita l'accelerazione di collasso, pari a:

$$S_e = 0,219 g$$

Da essa si è ricavato lo spostamento spettrale corrispondente dalla relazione (valida per $T_{is} \leq T_D$)

$$S_{de} = S_e \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 = 0,205 m$$

I valori massimi di spostamento e i corrispondenti valori del carico verticale sui vari tipi di dispositivi, ottenuti nella verifica allo SLC, sono in *tabella 3*.

Tabella 3 - Massimi spostamenti e carichi verticali sugli isolatori

Isolatore	d (mm)	V (kN)
Tipo 0	285	3.400
Tipo 1	312	1.915
Tipo 2	309	2.073

Fonte: ENEA

Pericolosità sismica al sito

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dagli spettri di risposta elastici, definiti, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (cui corrisponde un periodo di ritorno T_R), a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ag : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le norme forniscono i valori dei suddetti parametri per diversi valori caratteristici del periodo di ritorno T_R . Quelli relativi al sito della scuola Angeli di San Giuliano sono diagrammati in *figura 9*, dove è riportato l'andamento di T_C , in luogo di T^*_C , per un sottosuolo tipo B ($T_C = 1,10 \cdot T^*_C^{0,80}$). Si nota la scarsa variabilità di F_0 e T_C , specie per valori alti del periodo di ritorno e, quindi, nell'intervallo di nostro interesse. Assumendo, inoltre, un fattore di amplificazione $S = 1,4$ e un parametro $\eta = 0,725$, coerente con il valore dello smorzamento prima definito, si possono diagrammare gli spettri di risposta elastici della componente orizzontale (*figura 10*). Posto:

$$T_{is} = 2,16 s$$

per ciascun valore di T_R si ricava l'ampiezza spettrale relativa al valore T_{is} . I valori ottenuti sono diagrammati in *figura 11*. Riportando il valore spettrale dell'accelerazione allo SLC del sistema di isolamento prima ricavato ($S_e = 0,219 g$), si legge il valore del periodo di ritorno:

$$T_{R,SLC} = 2.400 \text{ anni}$$

Classe d'uso e vita nominale

Con le NTC del 2008 l'analisi dell'azione sismica di progetto passa attraverso la definizione di:

- vita nominale V_N , che deve essere ≥ 50 anni;
- classe d'uso, dalla quale dipende il coefficiente d'uso C_U , pari a 1,0 per le costruzioni ordinarie, 1,5 per le costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi, 2,0 per le costruzioni strategiche;
- periodo di riferimento T_R , legato ai precedenti parametri dalla relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il periodo di riferimento per l'azione sismica è legato al periodo di ritorno attraverso la relazione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

dove P_{VR} è la probabilità di superamento di un evento sismico, definita dalle norme per ciascuno degli stati limite.

Nei confronti delle azioni sismiche le NTC prevedono due differenti stati limite ultimi:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), cui corrisponde un evento sismico con una probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{VR} = 10\%$, o di periodo di ritorno $T_{R,SLV}$;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC), cui corrisponde un evento sismico con una probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{VR} = 5\%$, o di periodo di ritorno $T_{R,SLC}$.

Per le strutture isolate lo SLV è relativo alle verifiche della sovrastruttura, per la quale è anche consentito ridurre le sollecitazioni ottenute per un fattore di struttura $q = 1,50$, mentre lo SLC interessa i dispositivi di isolamento, per i quali si richiede un maggior grado di sicurezza.

Con riferimento allo stato limite di collasso (SLC) e, quindi, al valore del periodo di ritorno trovato, $T_{R,SLC} = 2.400$ anni, si deduce il valore di riferimento per l'azione

sismica ($P_{VR} = 0,05$):

$$V_R = T_R \cdot \ln(1 - P_{VR}) = 123 \text{ anni}$$

Per la scuola Angeli di San Giuliano può assumersi una vita nominale $V_N = 60$ anni, compatibile anche con la vita minima richiesta per i dispositivi in gomma (60 anni). Si ricava:

$$C_U = V_R/V_N > 2$$

valore maggiore di quello massimo previsto per le "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità". Stesso risultato si ottiene con riferimento allo SLV.

Conclusioni

Per l'edificio scolastico di San Giuliano l'isolamento sismico alla base ha permesso di semplificare significativamente il progetto strutturale e di conseguire un livello di protezione altrimenti irraggiungibile con una soluzione fissa alla base. Inoltre, ha permesso di eliminare i numerosi giunti previsti nel progetto originario, consentendo un risparmio aggiuntivo a quello determinato dalla riduzione delle forze sismiche; ha

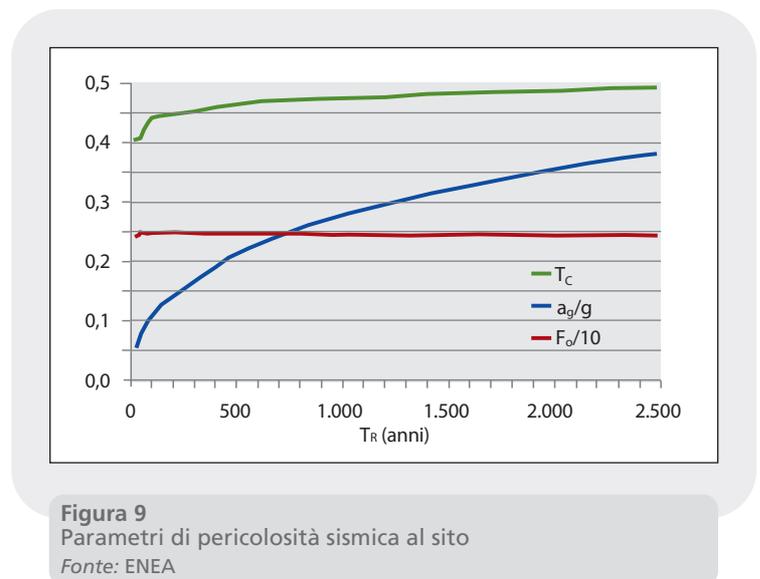


Figura 9
Parametri di pericolosità sismica al sito
Fonte: ENEA

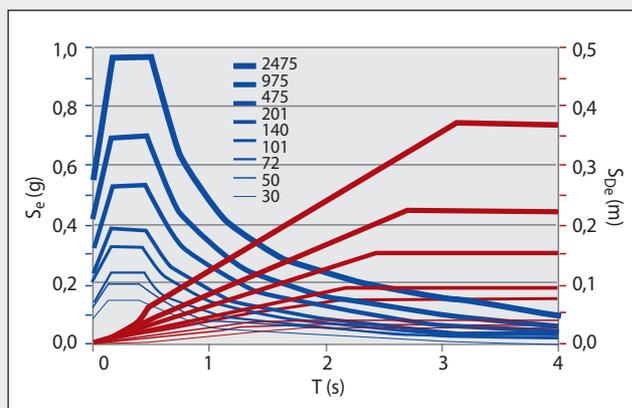


Figura 10
Spettri di risposta elastici e di spostamento per diversi valori di T_R
Fonte: ENEA

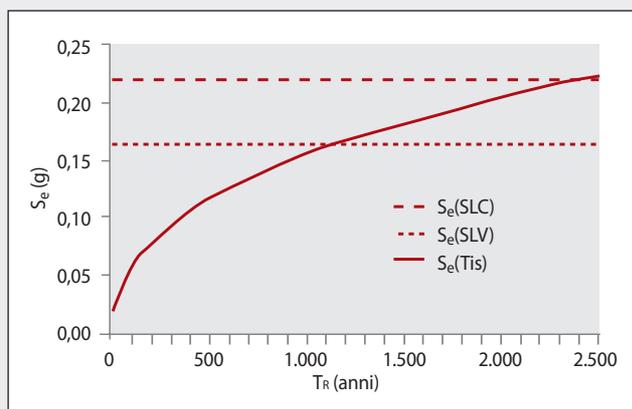


Figura 11
 S_e per $T_{is} = 2,16$ s in funzione del periodo di ritorno
Fonte: ENEA

Bibliografia

Clemente P., Buffarini G., Dolce M., Parducci A., 2007. "L'isolamento sismico della nuova scuola F. Iovine", *Atti XII Conferenza Ingegneria Sismica in Italia, ANIDIS 2007 - Pisa*, ANIDIS, Roma.

Dolce M., Cardone F., Ponso C., Di Cesare A., 2004. *Progetto di Edifici con Isolamento Sismico*, IUSS PRESS, Pavia.

Gruppo di Lavoro MPS, 2004. *Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003*. Rapporto Conclusivo per il

comportato soltanto la necessità di spazi in fondazione più alti, al fine di consentire l'ispezione dei dispositivi; era già prevista, invece, la realizzazione di un solaio (in luogo del semplice vespaio) al piano terra; ha consentito di eliminare numerosi problemi del progetto strutturale, legati alla complessità del progetto architettonico.

Grazie all'isolamento, in caso di sisma pari a quello di progetto, l'edificio traslerà lentamente, pressoché come un corpo rigido, con spostamento massimo inferiore a 25 cm, mentre le accelerazioni ai vari piani saranno drasticamente ridotte rispetto a quelle che si avrebbero nell'edificio a base fissa. Di conseguenza, non si avranno danni sostanziali alla struttura né al contenuto, e all'interno non si avvertirà quella sensazione di scuotimento violento e rapido che induce il panico nei ragazzi e negli adulti presenti. Dall'analisi qui riportata, infine, si è visto che l'edificio ha i requisiti di sicurezza delle costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti.

RINGRAZIAMENTI

Alla costruzione della scuola Angeli di San Giuliano hanno contribuito le seguenti istituzioni: il Dipartimento della Protezione Civile, il Soggetto Attuatore per la ricostruzione di San Giuliano di Puglia e l'ENEA. Inoltre, è doveroso ricordare che: la *Fondazione Renato Armellini* di Roma ha fornito gratuitamente il progetto architettonico, ACEDIS (composta da ALGA di Milano, FIP Industriale di Padova e TIS di Roma) ha fornito gratuitamente i dispositivi di isolamento, il Laboratorio di Strutture dell'Università della Basilicata ha effettuato gratuitamente le prove di accettazione.

Dipartimento di Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici.

Mezzi M., Parducci A., Verducci P., 2004. "Architectural and Structural Configurations of Buildings with Innovative Aseismic Systems". *Proc., 13th World Conference on Earthquake Engineering (Vancouver)*, Paper No. 1318.

D.M. Infrastrutture 14/01/2008. *Norme Tecniche per le Costruzioni*, G.U. 04/02/2008, Supplemento Ordinario 30.

Il ruolo della sicurezza post-sisma nelle scelte di adeguamento strutturale pre-sisma

Linee guida e applicazioni

Paolo Bazzurro*

Karl Telleen**

Joe Maffei**

Jay Yin**

C. Allin Cornell***

* AIR Worldwide Co., San Francisco, CA, USA

** Rutherford & Chekene Consulting Engineers, San Francisco, CA, USA

*** Stanford University, Stanford, CA, USA
(Professor Cornell was instrumental in envisioning the Advanced Seismic Assessment Method. To the sadness of all of us who worked with him, he passed away in December 2007)

Le strutture strategiche, quali ospedali, caserme, uffici pubblici e infrastrutture, devono rimanere operativi anche immediatamente dopo un evento sismico. Qualsiasi giudizio sulla capacità di soddisfare tale obiettivo, o sulla necessità di intervenire preventivamente, deve basarsi sulla valutazione della sicurezza e dell'agibilità di tali strutture dopo un evento sismico. Le Advanced Seismic Assessment Guidelines costituiscono un miglioramento dei precedenti metodi di valutazione nei casi in cui la sicurezza e la fruibilità post-sisma sono la preoccupazione principale. Il metodo proposto consente ai tecnici di valutare la probabilità che possa essere necessario limitare, o proibire, l'accesso a una struttura a seguito di un evento sismico. Il comportamento di un edificio è misurato in termini di agibilità post-sisma, sulla scala a tre colori "Verde", "Giallo" e "Rosso", che definiscono i

[continua nella pagina successiva]

The Role of Post-earthquake Structural Safety in Pre-earthquake Retrofit Decision: Guidelines and Applications

Critical structures, such as hospitals, police stations, local administrative office buildings, and critical lifeline facilities, are expected to be operational immediately after earthquakes. Any rational decision about whether these structures are strong enough to meet this goal or whether pre-emptive retrofitting is needed cannot be made without an explicit consideration of post-earthquake safety and functionality with respect to aftershocks. Advanced Seismic Assessment Guidelines offer improvement over previous methods for seismic evaluation of buildings where post-earthquake safety and usability is a concern. This new method allows engineers to evaluate the likelihood that a structure may have restricted access or no access after an earthquake. The building performance is measured in terms of the post-earthquake occupancy classifications "Green Tag," "Yellow Tag," and "Red Tag," defining these performance levels quantitatively, based on the structure's remaining capacity to withstand aftershocks. These color-coded placards that constitute an established practice in US could be replaced by the standard results of inspections (A to E) performed by the Italian Dept. of Civil Protection after an event. The article also shows some applications of these Guidelines to buildings of the largest utility company in California, Pacific Gas & Electric Company (PG&E).

livelli di comportamento, sulla base della capacità residua della struttura di resistere a scosse successive. In Italia i tre colori, che negli Stati Uniti costituiscono una pratica consolidata, potrebbero essere sostituiti dagli esiti usuali delle ispezioni (dalla A alla E) eseguite dal Dipartimento della Protezione Civile a seguito dell'evento. Nell'articolo sono anche mostrate alcune applicazioni delle Guidelines agli edifici della più importante compagnia fornitrice di gas e di energia della California, la Pacific Gas & Electric Company (PG&E)

Introduction

Methods for the seismic assessment of existing buildings have been in development for a number of years. In the United States, milestones in this development include the ATC-14 report *Evaluating the Seismic Resistance of Existing Buildings* [ATC 1987], the FEMA 273 document NEHRP Guidelines for the *Seismic Rehabilitation of Buildings* [ATC 1997], and the recent standard ASCE/SEI 41-06 *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* [ASCE 2007]. Outside the United States, notable publications on seismic assessment methods include the approach by Park [1997], *Seismic Assessment and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings from the Fédération Internationale du Béton* [FIB 2003], and Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes from the New Zealand Society for Earthquake Engineering [NZSEE 2006]. *Advanced Seismic Assessment Guidelines*, described in this paper, offer new features and advantages compared to previous methods.

Researchers at Stanford University, with funding from the Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Lifelines Program, have developed *Advanced Seismic Assessment Guidelines* [Bazzurro et al., 2006], which offer a methodology for quantifying expected structural performance in terms of the post-earthquake occupancy classifications "Green Tag," "Yellow Tag," and "Red Tag." These occupancy classifications are called "limit states" in the

Guidelines. The researchers worked with practicing structural engineers, who tested the procedure on several example structures [R&C and SGH 2004, Maffei et al. 2006]. The *Guidelines* were developed for the seismic assessment of utility buildings, but they are applicable to most types of structures. Rutherford & Chekene (R&C) has applied the method to a range of different building types in PG&E's utility network. A subset of these applications will be discussed later in this article.

Features of the Advanced Seismic Assessment Guidelines and Relationship to ATC 20

The main features of the method include:

- Green Tag (G), Yellow Tag (Y), and Red Tag (R) as quantifiable performance levels. The *Guidelines* provide a framework for rationally make the decision regarding post-earthquake structure's accessibility and functionality;
- explicit use of probabilistic concepts. The method incorporates estimates of uncertainty regarding how a building will respond to ground motions, as well as uncertainty about structural capacity in the intact and damaged conditions;
- structural analysis of the "Intact" structure and the "Damaged" structure in several damaged conditions. Whereas most seismic assessment procedures analyze a building only in its intact (pre-earthquake) condition, the *Advanced Seismic Assessment* method also includes analysis of the damaged (post-earthquake)

- structure to assess the structure's remaining capacity to withstand aftershocks;
- emphasis on identifying the structure's governing mechanism of nonlinear response, that is which structural elements will yield first in an earthquake, and how does the post-yield behavior of these elements (ductility and strength gain vs. strength degradation) affect the overall strength and stability of the building?
 - the effect of residual drift (horizontal displacement that remains after an earthquake) on the capacity of the damaged structure to resist aftershocks.

Some features listed above draw on concepts from the FEMA 306/307/308 documents *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings* [ATC 1999]. The FEMA 306 approach includes an emphasis on identifying the governing mechanism of building response and the behavior mode for critical members of a structure, and it considers how earthquake damage sustained by structural components affects the future earthquake-resisting capacity of a structure.

The seismic performance levels "Green Tag," "Yellow Tag," and "Red Tag" relate to the established practice of post-earthquake occupancy classification, or "tagging," described in *ATC 20 Procedures for Post-earthquake Safety Evaluation of Buildings* [ATC 1989]. ATC-20 formalized a systematic method of posting placards on buildings immediately following an earthquake to indicate whether or not each building is safe for occupancy. The posting of a Red Tag on a building means that occupancy is not permitted because it would be unsafe to be inside the building in case of an aftershock. The posting of a Green Tag means that occupancy is permitted because the building's earthquake-resisting capacity has not been significantly compromised. The posting of a Yellow Tag, per ATC-20, means that further investigation is necessary to deter-

mine whether the building should be posted Green or Red. In practice, the Yellow Tag has been used to permit occupancy by a limited number of people and/or for a limited period of time. For example, such a posting might allow property owners to retrieve possessions from their residences, or it might permit emergency personnel to briefly access switching equipment in utility buildings.

Post-earthquake occupancy status is typically determined after an earthquake by an inspector performing a visual screening of the damage and assigning a Green, Yellow, or Red Tag to the building to indicate full access, limited access, or no access permitted. For different building types, ATC-20 indicates particular damage observations that can be associated with each tag color. In qualitative terms, ATC-20 states that to receive a Green Tag, "the structure must be capable of withstanding at least a repetition of the event that caused the initial damage without collapse" (p. 26).

The *Advanced Seismic Assessment Guidelines* are not a replacement for ATC-20's rapid post-earthquake evaluation procedures. Instead, the *Advanced Seismic Assessment* method defines quantitative performance criteria for use in (pre-earthquake) seismic assessments so that they can be related to the ATC-20 framework. Expected post-earthquake tagging classifications are used because they are more specific and more quantifiable alternatives to traditional performance classifications such as "Life Safety". The method leads to retrofit recommendations that are directly related to building accessibility. Also, for buildings that have been assessed according to the *Advanced Seismic Assessment Guidelines* prior to an earthquake, descriptions of expected visible damage, of the type that can be drawn from the method, will assist post-earthquake inspectors in making rational tagging decisions when an earthquake does occur.

Basic steps of the Advanced Seismic Assessment Method

The basic conceptual steps in the *Advanced Seismic Assessment* process are as follows (for more details refer to Bazzurro et al., 2006; and Maffei, et al., 2006).

Step 1: Relationship between ground motion intensity and a measure of structural response for the intact structure (figure 1)

This step can be done by building a computer model of the structure capable of capturing its nonlinear behavior and subjecting it to a large suite of ground motion records including some strong enough to cause collapse. The "strength" of each record can be gauged, for example, by the spectral acceleration, $S_a(T_1)$, at the fundamental initial period of vibration, T_1 , of the intact building, while the performance of the building can be represented in terms of an appropriate response measure, such as roof drift, δ . The relationship between, say, $S_a(T_1)$ and δ can be established via regression analysis. If the structure is strong and ductile, then records may need to be scaled so that they are sufficiently strong to collapse the structure. In this alternative case that involves record scaling, the procedure is known as Incremental Dynamic Analysis, IDA (Vamvatsikos and Cornell, 2001). These two alternative procedures that use nonlinear dynamic analysis are, however, beyond what most practicing engineers are prepared to routinely do today. Therefore the guidelines followed an alternative route to produce the relationship between $S_a(T_1)$ and δ that involves a) performing a pseudo-static (pushover) analysis of the building and b) use a distillation of myriads of analyses of nonlinear single-degree-of-freedom oscillators with the same force-deformation backbone curve of the building to infer the

$S_a(T_1)$ needed to induce a certain level of drift in the original building. This step was made practical by using a tool called SPO2IDA (Vamvatsikos and Cornell, 2002). This spreadsheet provides an estimate not only of the $S_a(T_1)$ vs. δ curve (Vamvatsikos and Cornell, 2001) for the building but also of its record-to-record variability without the need of running any nonlinear dynamic analysis of the real structure. For most low- and mid-rise buildings, where higher mode effects typically do not significantly influence nonlinear dynamic behavior, the SPO2IDA program provides a consistent and practical mean for obtaining a $S_a(T_1)$ vs. δ curve for the building within an acceptable accuracy.

Step 2: Definition of damage states at roof drifts where significant losses in seismic-force-resisting capacity occur (figure 1)

An inspection of the nonlinear dynamic analyses results or of the pushover curve identifies typical patterns of damage that are reached for given levels of roof drift. These damage patterns are called "damage states" in the *Guidelines*. A damage state is a condition that a building could be left in after a (mainshock) earthquake. For example, a building with concrete walls could have minimal cracks, it could have small cracks, or it could have large cracks and buckled reinforcing bars; presumably the earthquake-resisting capacity of the damaged walls is reduced from what it was before the first earthquake. For practical purposes, the identification of two to four representative damage states is typically sufficient. Damage states should be chosen to capture the range of damage severity (or roof drifts) that will affect structural performance in aftershocks. In certain cases, note that the residual drift after the mainshock can also play a significant role in assessing the reduced capacity of the damaged buildings. In those cases

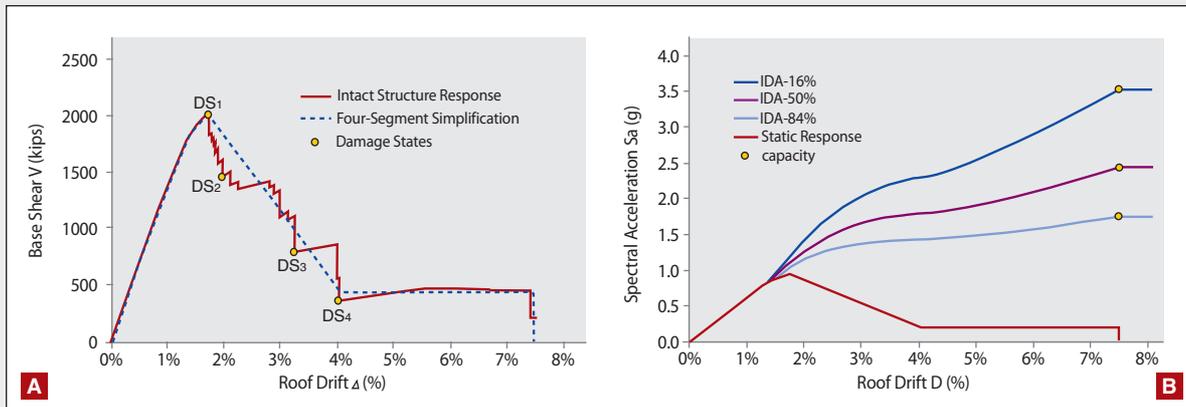


Figure 1
 Steps 1 and 2: Nonlinear Analysis of the Intact Structure. **A.** Nonlinear static force-displacement response (pushover curve) for the intact structure, with damage states (DS₁, DS₂, DS₃, and DS₄) defined at roof drifts where significant losses in seismic-force-resisting capacity occur. **B.** $S_a(T_1)$ vs. δ curve for the intact structure, obtained using the four-segment simplification of the static response from (A) and the spreadsheet tool *SPO2IDA*. *SPO2IDA* (or regression, which was not used in this case) accounts for variability in nonlinear dynamic response given $S_a(T_1)$. For example, the IDA-84% curve indicates 84% confidence that the corresponding roof drift will not be exceeded for a given level of $S_a(T_1)$. In the elastic range, the $S_a(T_1)$ vs. δ curves are the same as the static response; at greater roof drifts, the larger variability in nonlinear dynamic response make the IDA curves spread apart
 Source: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)

Bazzurro et al. [2006] and Maffei et al. [2008] provide guidance for estimating residual drift and reducing a building's earthquake-resisting (displacement) capacity accordingly.

Step 3: Estimation of the Residual Capacity of the Damaged Structure (figure 2)

This is achieved using similar methods to those in Steps 1 and 2 although out of the resulting $S_a(T_1)$ vs. δ curves only the right-most part that relate to the ultimate capacity is retained. The strength and stiffness degradation of damaged elements will cause the damaged structure to have properties that are different from those of the intact structure and these should be accounted for in the structural analysis model. The procedure is repeated for each damage state defined in Step 2. If significant residual drift is expected, the deformation capacity of the damaged structure should be appropriately reduced. Luco et al. [2004]

and Maffei et al. [2008] offer recommendations for modeling strength degradation and accounting for residual drift. Although impractical, as in the case of the intact building, the ultimate capacity of the damaged building in each damage state can be more accurately estimated using a suite of nonlinear dynamic analyses performed on a computer model of the building rather than the simplified method suggested above. In the damaged building case, the residual capacity can be estimated via back-to-back nonlinear dynamic analyses that mimic the sequence mainshock-aftershock affecting the building. The mainshock will be appropriately scaled in such a way that the building will experience the desired damage state and the aftershock will be appropriately scaled in such a way that brings the damaged building to the verge of collapse (figure 3). This exercise was originally devised by Luco et al. [2004] and then followed by R&C and SGH [2004].

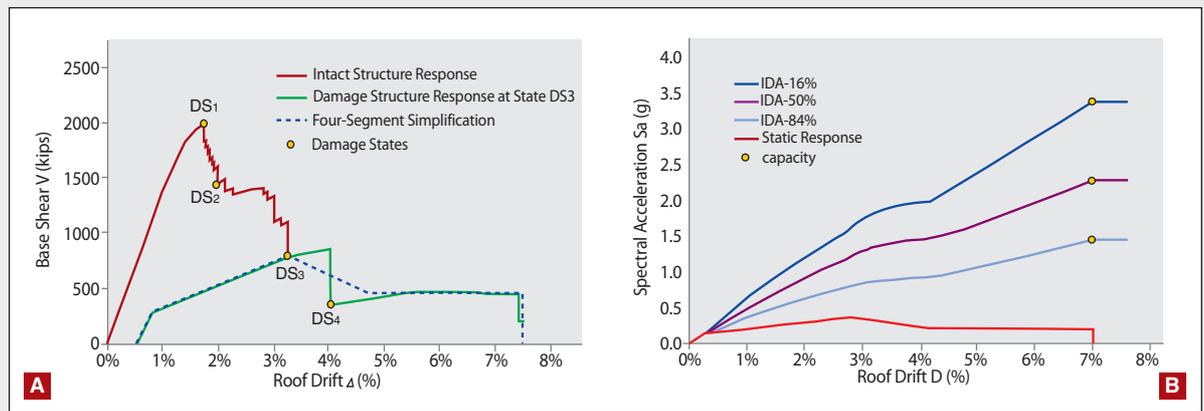


Figure 2

Step 3: Nonlinear Analysis of the Damaged Structure shown here, again, as a coupling of static pushover and SPO2IDA rather than nonlinear dynamic analysis of the building followed by statistical regression. A. Nonlinear static pushover curve for damaged structure in Damage State DS_3 - B. $S_a(T_1)$ vs. δ curve for DS_3 , obtained using the four-segment simplification of the static response from (a) and the spreadsheet tool SPO2IDA. (Similar results should be created for damage states DS_2 and DS_4 ; though they are not shown here.)

Source: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)

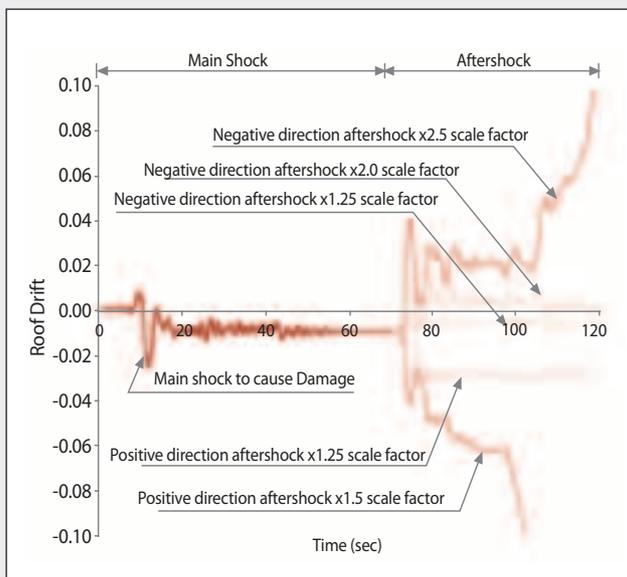


Figure 3

Nonlinear response history for a selected main shock to cause damage state DS_4 , followed by an incrementally scaled aftershock. (Similarly, response histories must also be run for the intact structure and for damage states DS_2 and DS_3 ; though for brevity, they are not shown here.) [Figure reprinted from R&C and SGH, 2004.]

Source: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)

Step 4: Definition of Occupancy Limit States

Original Guidelines

The objective of this step is to apply a specified criterion that states whether the structure in a given damage state after the mainshock should be assigned a G, a Y, or a R tag, i.e., one of the three occupancy limit states considered here. This step is central to the *Advanced Seismic Assessment* method because it relates the performance of the building in an earthquake (main shock) to the safety of occupants following the earthquake (defined in terms of collapse potential in the event of an aftershock). The specific criteria that define the assignment of an occupancy limit state to a damage state are a matter of policy rather than engineering. The original *Guidelines* define the rules of this assignment based on the likelihood that aftershocks will exceed the (reduced) capacity of the damaged structure after a mainshock and compares it with the likelihood of collapse of the structure in its in-

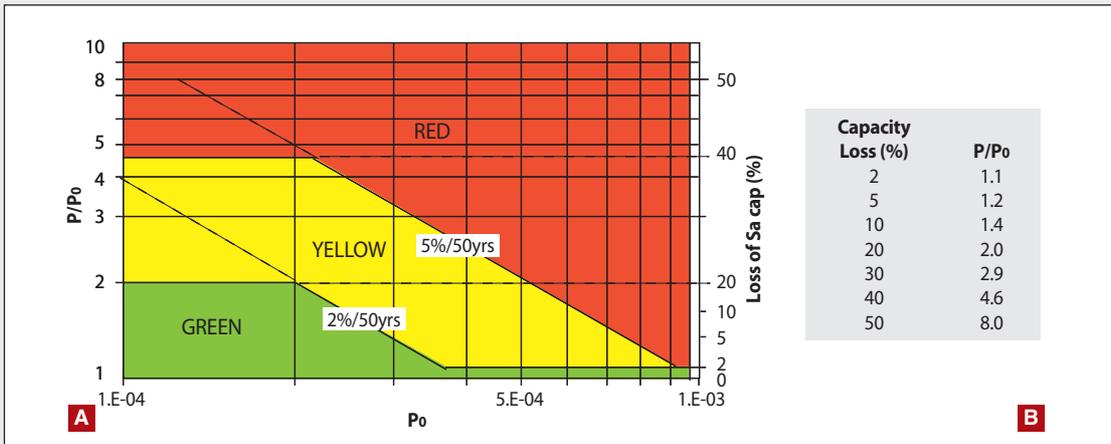


Figure 4
 Step 4: A. Graphical interpretation of the recommended tagging criteria in the original Guidelines - B. Average relationship for loss of ground motion capacity and rate of increase in mean annual frequency of exceedance of ground motion for coastal California sites
 Source: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)

tact conditions. More precisely the proposed criteria for tagging a damaged building are expressed in terms of:

- P_0 , the building-site-specific mean annual frequency (MAF) of exceedance of the ground motion corresponding to the ultimate capacity of the building in its intact conditions. P_0 , which refers to the pre-earthquake conditions, can be obtained using conventional Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) codes or directly from the *USGS website* (<http://eqhazmaps.usgs.gov/>) or *INGV Site* (<http://zonesismiche.mi.ingv.it/>) for a selected set of oscillator periods and firm-soil to soft-rock conditions;
- P , is the building-site-specific MAF of the aftershock ground motion level corresponding to the residual capacity of the building in a given damage state;
- estimates of the ultimate capacity for the intact building and of the residual capacities of the damaged building for all the considered damage states.

These tagging criteria are summarized in *figure 4*. The figure has two scales for the

ordinates, the percentage of loss in ultimate capacity and the ratio of P/P_0 that measures the increase in frequency of exceeding the residual capacity of the damaged building. The relationship between the two scales (see Panel b) has been tuned for coastal California sites, for which the absolute value of the (log-log) slope of an average ground motion hazard curve in the surroundings of 10^{-3} annual frequency of exceedance is about three. The hazard curve slope, which depends on the magnitude distribution and on the rate of decay of seismic waves with distance, is lower in Eastern United States and in Italy, for example. Hence, caution should be exercised when using this chart in other areas of the world. The abscissa refers to the pre-earthquake conditions only; it is simply the long-term MAF of exceedance of the intact building ground motion capacity.

Before explaining the basis for the definition of the tagging "fields" in *figure 4*, let us describe how the tagging criteria can be used. Any building is identified by a particular value of P_0 that can be computed du-

ring “peace” time before any earthquake has occurred. A larger value of P_0 may imply that the building is relatively “weak” or that it is located in an area of comparatively high seismicity, or both. The opposite is true for lower values of P_0 . How the tag color changes with capacity loss can be found by searching on a vertical line at that specific value of P_0 . A building whose P_0 is equal, for example, to 3×10^{-4} needs to be damaged severely enough to lose about 5% of its initial capacity before it is tagged Y and about 30% before it is tagged R. If the intact building had been weaker or in a harsher seismic environment such that its value of P_0 were equal, for example, to 1×10^{-3} , then a nominal loss of lateral capacity of only 2% or larger would cause the building to be R-tagged. No Y tag could be assigned in this case, either G or R.

If the tagging criteria were simply based on maximum acceptable collapse risk of the partially damaged building, then the G, Y, and R tag areas would be oblique bands delimited by straight lines of constant P values. For these guidelines P values were selected to be equal to 2% in 50 years (mean return period, MRP, of 2,475 years) and 5% in 50 years (MRP of 975 years) for the boundaries between G and Y tags and between Y and R tags, respectively. These values may appear too restrictive when compared to building code requirements for new buildings that prescribe life safety as performance objective for a 10% in 50 years (i.e., MRP of 475 years) ground motion level. Low values were selected to implicitly and partially account for the increased aftershock hazard that the damaged building is subject to when the inspection may take place perhaps one or two days after the earthquake. These values, which represent quantitative measures of acceptable risk, should be modified according to the building importance and severity of failure consequences.

The diagonal bands in *figure 4*, however, are delimited by horizontal lines drawn so-

mewhat arbitrarily at constant values of capacity loss of 2%, 20%, and 40%. “Weak”, under-designed buildings that are potentially unsafe (i.e., larger P_0) even in pre-earthquake condition would not be tagged Y or R and possibly, at a later stage, retrofitted unless some identifiable physical damage occurred in the building. Tagging Y or R an undamaged building would be difficult to accept by owner and occupants. A hardly detectable capacity loss of only 2% encourages Y and R tagging and it is meant here to simply serve as a trigger for action for such buildings. The lines at 20% and 40%, that increase the Y and R tagging areas of “strong” (smaller P_0) buildings, have been dictated by a different concept. Results from dynamic analyses have shown, in general, that a rather widespread damage in the building is needed before the capacity drops by these amounts. In cases of widespread damage the assessment of the true building capacity is more uncertain and it is conservative to force some restriction of occupancy until further more detailed analyses are performed.

Finally, note that P is, strictly speaking, a time-varying quantity that decreases with time elapsed from the mainshock and, therefore, it is better computed using an aftershock PSHA (APSHA) approach (Wiemer [2000], Yeo and Cornell, 2008). However, software for performing APSHA is not yet widely used. For the sake of simplicity, the criteria in *figure 4* assumed that pre-earthquake and post-earthquake hazard do not differ. This assumption is removed in the study by Yeo and Cornell [2005] where the tagging criteria accounts for the increased probability of collapse from pre- to post-earthquake conditions due both to decreased capacity and to increased (aftershock) seismicity.

Modified Guidelines

The modified *Guidelines* (*figure 5*) follow a more conventional approach in line with

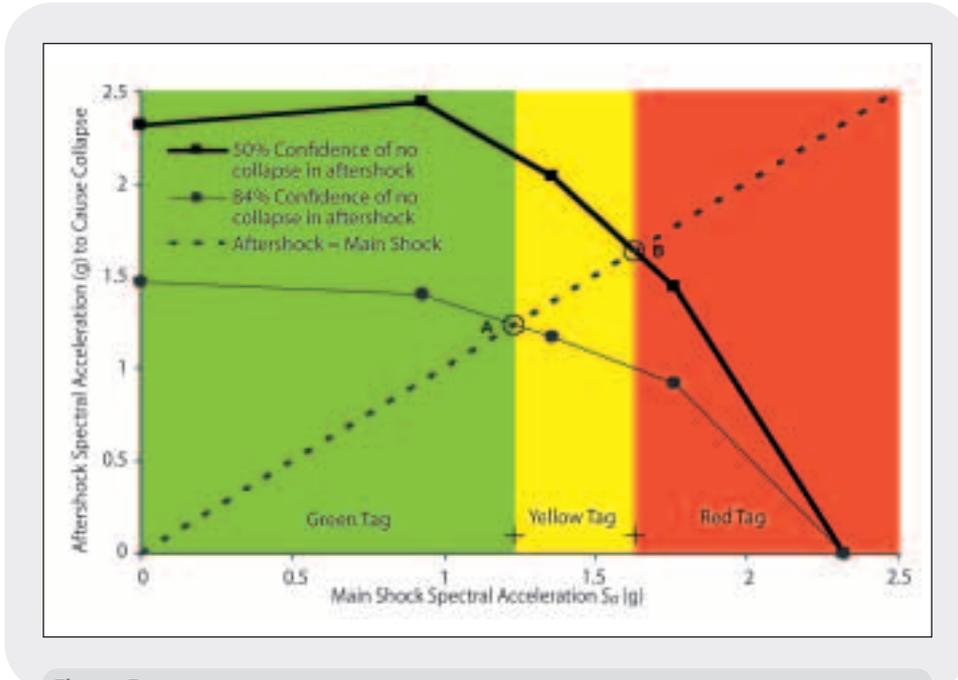


Figure 5
 Step 4: Graphical interpretation of the tagging criteria in the Modified Guidelines. For a given spectral acceleration demand, the building's expected seismic performance level (G, Y, or R Tags) is based on the capacity of the damaged structure (after an earthquake) to survive an aftershock without collapse. Point A marks the limit state "Onset of Y Tag"; point B marks "Onset of R Tag." Intersection with the horizontal axis marks "Collapse" in the main shock
 Source: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)

ATC-20. The limit state "Onset of Y Tag" is defined as having 84% confidence of no collapse in an aftershock ground motion equal to the main shock ground motion. (The capacities extracted from the 84% $S_a(T_1)$ vs. δ curves in Step 3 are used.) "Onset of R Tag" indicates 50% confidence (i.e., the capacities from the 50% $S_a(T_1)$ vs. δ curves are used). Based on these boundaries, better than 84% confidence represents G Tag performance, between 50% and 84% confidence is Y Tag, and less than 50% confidence is R Tag. See Maffei et al. [2008] for further discussion of these tagging criteria, their development, and adaptability.

Step 5: Pre-earthquake Retrofitting Decision based on Post-earthquake Functionality

The tagging procedure presented above

uses the loss of capacity for each damage state coupled with (aftershock) hazard considerations and criteria on allowable risk to assign each damage state to a limit state that restricts occupancy after the mainshock (i.e., Y or R). These considerations can guide the decision on whether the retrofit of a given building at a given site prior to the mainshock is advisable.

Let's first apply the criteria from the original Guidelines to the example case in figures 1 and 2. Step 3 tells us that the residual spectral acceleration capacity of the damaged structure in damage states DS3 and DS4 would be about 20% and 40% lower than the original capacity of the intact structure, respectively (see figure 5 where the capacity values are plotted). If the analyses in Step 1 and a PSHA for the given site showed that this structure had a

riflettore su

P_0 of less than 2×10^{-3} , then *figure 4* would suggest that such loss of capacity would put the DS3 and DS4 at the onset of Y and R limit states, respectively. The $S_a(T_1)$ vs. δ relationship defined in Step 1 defines the values of the mainshock $S_a(T_1)$ that are expected to bring the intact structure in those two damage states (e.g., cause a value of δ that correspond to DS3 and DS4) and, therefore, cause a Y or a R occupancy restriction after the mainshock. If the MAF at the building site of those values of the mainshock $S_a(T_1)$ that correspond to DS3 and DS4 are unacceptably high, then the building should be retrofitted. (Note that if the capacity loss values corresponding to defined damage states do not coincide with the onset of Y and R limit states as in the example above, then some interpolation is needed. The details are omitted here for brevity but can be found in Bazzurro et al. 2006.)

The application of the modified Guidelines is more straightforward. The values of the Onset of Y and R limit states from *fi-*

gure 5 are compared with the values of $S_a(T_1)$ from the uniform hazard spectra at different probability of exceedance in 50 years for the building site (*figure 6*). If the likelihood that the Spectral acceleration values corresponding to the onset of Y and R states are deemed acceptable, then no action is required, otherwise the building should be retrofitted.

Finally, note that the decision above has been simplified to assume that if the value of the mainshock $S_a(T_1)$ that corresponds (according to whichever of the two criteria above is used) to the onset of Y or R is observed at the building site, then the DS that grants a Y or a R tag is reached with certainty. Of course, it is possible that that the damage state at the onset of Y or R is reached at a lower or higher value of $S_a(T_1)$. Accounting for this uncertainty requires the development of a fragility curve, whose details are beyond the scope of this article. Interested readers should refer to Bazzurro et al. [2006] and Maffei et al. [2006].

Example applications

The co-authors at R&C have applied the modified version of the Advanced Seismic Assessment method to perform seismic evaluations of several buildings in PG&E's utility network (for further details see Telleen et al., 2009). The buildings include electrical substations, a parking facility, and command centers (*figure 7*). The buildings range from one to eight stories, with original construction ranging from 1908 to the 1990s. The structural systems include steel moment frames, concrete walls, and concrete walls with steel frames. For each building, the seismic assessment and design for seismic retrofitting (if necessary) focus on these key objectives.

Ensure adequate lateral displacement capacity of the gravity-load-resisting system, particularly columns. Gravity-load-resisting

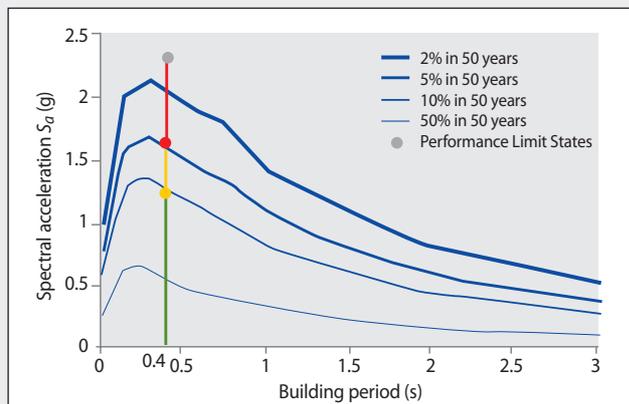


Figure 6

Step 5: One method for comparing earthquake hazard to structural performance: uniform hazard spectra at different probability of exceedance in 50 years overlaid to expected main-shock spectral acceleration to cause each limit state (the ordinates of points A and B in *figure 5*) indicated at the building's fundamental period of vibration
Source: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)



Figure 7
PG&E buildings that were evaluated and, if needed, retrofitted using the *Advanced Seismic Assessment* method

Source: Rutherford & Chekene Consulting Engineers

elements must be able to deform laterally with the building while supporting vertical loads. The lateral displacement capacity of concrete columns, for example, can be limited by inadequate shear reinforcement ties. If lateral deformations are expected to be larger than the deformation capacity of existing columns, we can increase the columns' deformation capacity (such as by fiber wrapping), or we can provide an alternate path for gravity loads (such as supplemental columns placed adjacent to the vulnerable columns).

Ensure that the structure's governing mechanism of nonlinear seismic response is desirable. For all but the simplest buildings, there are several potential ways that the building could respond to a strong earthquake, and the seismic assessment should consider each of these potential mechanisms. For example, in a moment frame building, an undesirable "story mechanism" (a concentration of lateral deformations in a single story) is usually more likely if beams are strong compared to columns. In a building with concrete walls, a story mechanism is usually more likely if walls are weaker in shear

than they are in flexure, or if walls are not continuous to foundations. To ensure a desirable mechanism of response, we first identify the governing response of the existing structure. If the existing structure's response is inadequate to achieve the desired seismic performance for the building, we provide retrofit items that change the governing response to a more desirable mechanism (for example, providing additional shear strength to concrete walls so that they will yield in flexure in a major earthquake and will not exceed their shear strength capacity).

Both identification of the existing structure's response and design of seismic retrofit items are based on the principles of capacity design [Paulay and Priestley 1992]. For evaluation of existing structures, this means determining the expected strengths of structural components and then performing a plastic analysis, a nonlinear analysis, or a comparison of relative strengths in order to establish which component actions (e.g. flexure in walls, shear in walls, flexure in columns, flexure in beams, etc.) reach their capacities under the expected pattern of seismic lateral forces [Maffei 2000]. For designing retrofit items, this

means designating the desired component actions that will experience nonlinear behavior (usually material yielding), and providing all other actions with sufficient strength to ensure essentially elastic behavior (little to no yielding) when the designated yielding actions reach their capacities. For both evaluation and retrofit, we consider the post-yield behavior of all elements expected to reach their yield strength, in order to estimate the overall building response.

Provide ductile detailing and adequate connections. To ensure desirable post-yield behavior and avoid strength degradation, we provide special structural details at members that we expect to yield in a major earthquake. Ductile detailing means, for example, providing closely-spaced horizontal (shear) reinforcement in concrete walls and columns to promote flexure-governed behavior and to restrain buckling of vertical reinforcement under cyclic loading. To ensure a complete force path for carrying earthquake forces to the building's foundations, we check connections between elements of the seismic-force-resisting system in the existing structure, as well as in the seismic retrofit design. If connections represent weak links in the seismic force path, we provide strengthened connections and/or ensure that yielding connections have ductile detailing. Providing the type of ductile behavior described above tends to make structures resilient to earthquakes, such that they can sustain some damage in a large main shock and still provide adequate safety in the event of an aftershock. The following examples describe seismic assessment and retrofit projects for selected buildings in *figure 7*.

San Francisco Central Services Garage

This is a three-story 140,000-square-foot building built in the early 1930s (*figure 8*). The gravity-load-resisting system consists

of reinforced concrete slabs, beams, columns, and spread footings. A concrete pier-and-spandrel system around the building perimeter provides the majority of the building's strength and stiffness to resist lateral seismic forces. The building is L-shaped in plan, with two expansion joints at each floor level.

The building serves as a parking and maintenance facility for PG&E's fleet of trucks, and PG&E's seismic performance goals for the building focus on enabling trucks to safely exit the garage following an earthquake so that technicians may drive to sites within the utility network and perform post-earthquake repairs. This level of post-earthquake occupancy requires G or Y Tag performance, and the seismic retrofit is designed to achieve this performance should a ground motion with 10% probability of exceedance in 50 years be experienced at the site.

To achieve PG&E's desired seismic performance, the primary retrofit objectives for the structure are to increase the lateral displacement capacity of gravity-load carrying elements, and to change the governing mechanism of lateral deformation from one that concentrates seismic displacements in a single story to one that distributes displacements over multiple stories (*figure 9*).

Whereas the concentrated displacement mechanism tends to exhibit strength degradation caused by shear failure in existing wall piers, the distributed displacement mechanism exhibits post-yield strength gain as more structural elements, including spandrels, columns, and beams, contribute to the structure's overall lateral force resistance.

The retrofit design includes the following items:

- Fiber jackets at interior columns that enable the columns to maintain gravity load-carrying capacity when subjected to lateral displacements in an earthquake.



Figure 8
San Francisco Central Services Garage. A. West elevation - B. First Floor interior
Source: Rutherford & Chekene Consulting Engineers

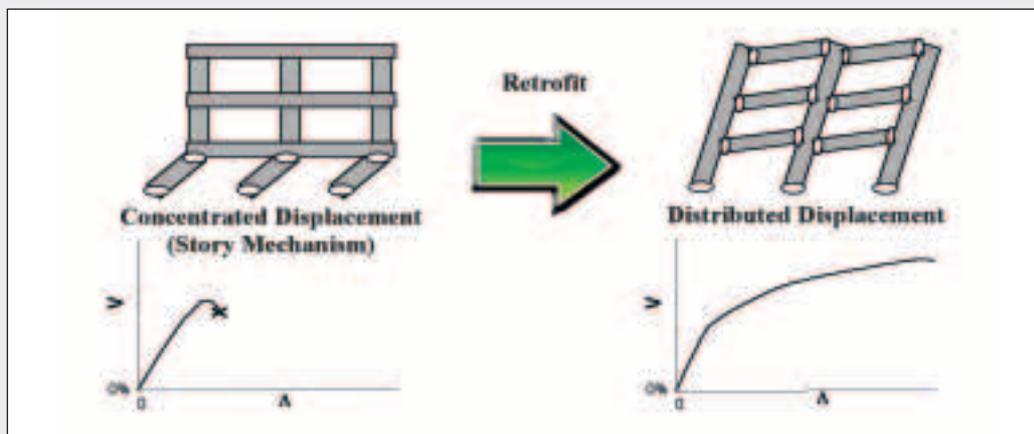


Figure 9
Retrofit objective: Change the governing mechanism of lateral deformation from one that concentrates seismic displacements in a single story to one that distributes displacements over multiple stories
Source: Rutherford & Chekene Consulting Engineers

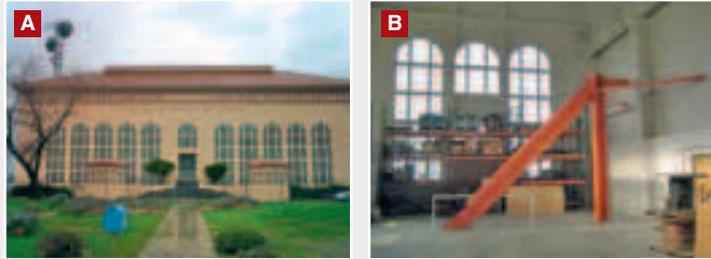
- Steel supplemental columns at existing perimeter wall piers and pilasters. The new steel columns provide gravity load-carrying capacity in the event that an earthquake causes lateral displacements and shear cracking in the existing perimeter wall piers and pilasters.
- Strengthened concrete wall piers that prevent concentration of lateral deformation in a single story and increase the building's overall strength and stiffness.
- Steel ledger angles at existing slab expansion joints that increase lateral displacement capacity to prevent unseating of slabs and beams in an earthquake.

Construction of this retrofit work on the Central Services Garage began in 2009.

Vaca-Dixon Substation

This is an 18,000-square-foot 1922 building located alongside Interstate 80 near Vacaville, California (figure 10). It consists of a tall one-story "crane bay" portion and a shorter two-story "switch house" portion. The superstructure consists of a steel gravity frame with concrete walls. In 1924, a one-story addition was added to the switch house, and a concrete wall was demolished at the Ground Floor, where the addition connects to the original building. Most of the original electrical equipment

Figure 10
 Vaca-Dixon Substation. A. South elevation - B. Added buckling-restrained brace to mitigate discontinuous concrete wall.
 (See figure 11 for building section showing discontinuous wall)
 Source: Rutherford & Chekene Consulting Engineers



has been replaced with outdoor equipment in the adjacent yard, but the switch house still includes a telecommunications room, offices, and some control equipment. PG&E's seismic performance goal for this building is to achieve Y Tag or G Tag performance so that technicians may safely access telecommunications equipment if necessary following an earthquake.

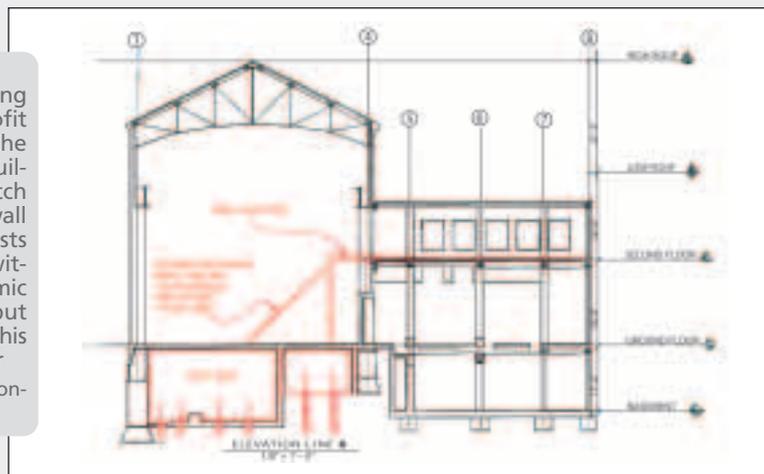
To achieve this performance, the structural seismic retrofit objective is to mitigate the discontinuous concrete wall created during construction of the 1924 building addition (figure 11). While a straightforward structural solution would be to add concrete walls or steel braces directly below the discontinuous wall, construction of such a scheme would disrupt the func-

tion of the telecommunications room located at the Ground Floor in this area.

The retrofit design includes a steel buckling-restrained brace in the crane bay portion of the building, located inline with the existing discontinuous wall (figure 10b). Whereas conventional steel braces have greater strength in tension than in compression, a buckling-restrained brace responds approximately the same in compression as in tension. This symmetric behavior is desirable in the single-brace configuration shown here because a conventional brace would tend to "ratchet" the building toward the compression (buckling) direction in a strong earthquake.

A new steel collector transfers lateral seismic forces from the discontinuous wall

Figure 11
 Vaca-Dixon Substation, building section showing seismic retrofit items. From Lines 1 to 4 is the "crane bay" portion of the building; Lines 4 to 8 is the "switch house" portion. A concrete wall (with window openings) exists at the Second Floor of the switch house to resist lateral seismic forces from the Low Roof, but there is no structural wall at this location at the Ground Floor
 Source: Rutherford & Chekene Consulting Engineers



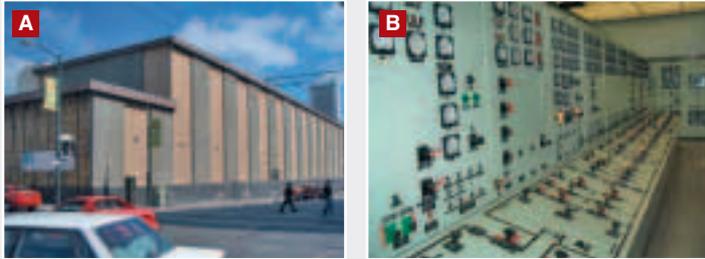


Figure 12
Larkin Substation. A. South elevation showing precast concrete panel cladding - B. Control room
Source: Rutherford & Chekene Consulting Engineers

and the Second Floor diaphragm to the buckling-restrained brace, and a new concrete wall with tiedown anchors transfers lateral and overturning forces to the ground.

Construction of the structural seismic retrofit work described above for the Vaca-Dixon Substation was completed in 2008.

Larkin Substation

The Larkin Substation in San Francisco is a 75,000-square-foot building constructed in two phases during the 1960s (figure 12).

It includes a Basement, Ground Floor, Low Roof, Mezzanine Level, and High Roof. The superstructure consists of a steel frame with concrete walls. Precast concrete panels clad the building perimeter.

The building houses transformers, circuit breakers, switchgear, and control equipment. Transformers generate heat during operation, and the building is configured to provide continuous airflow through the transformer rooms to cool the transformers. The seismic retrofit solution includes special considerations to avoid work

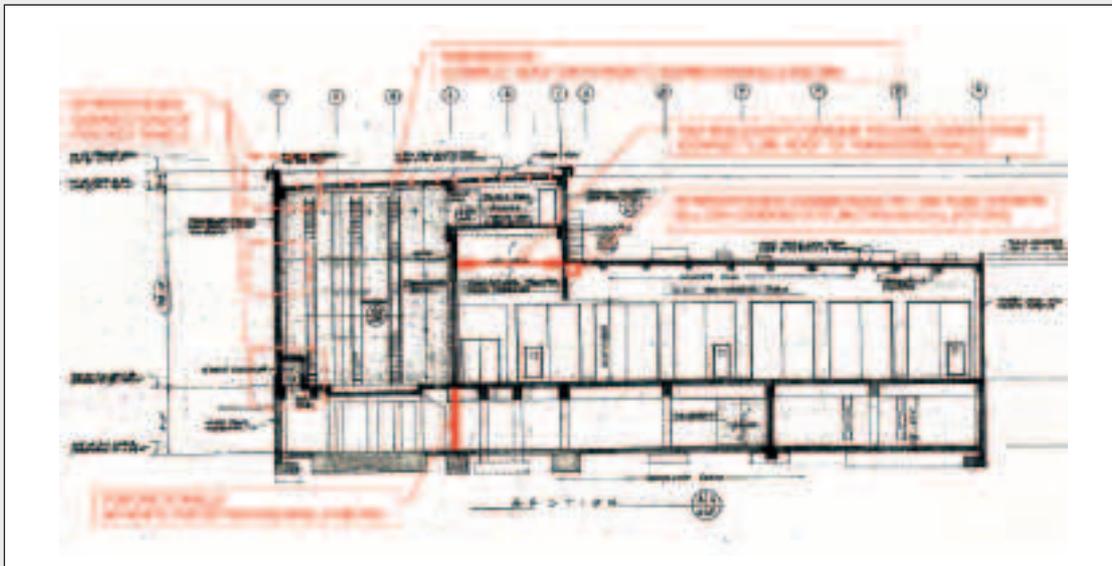


Figure 13
Larkin Substation, building section showing seismic retrofit items
Source: Rutherford & Chekene Consulting Engineers

around high-voltage transmission lines in the transformer rooms, minimize interruption of airflow during construction, and allow a path for removal and replacement of transformers in the future. PG&E's seismic performance goal for this building is to achieve Y Tag or G Tag performance so that technicians may safely access equipment in the building to help bring power networks back online, in the event of outages caused by an earthquake. The primary retrofit objectives for this building are to improve connections of the building's structural elements and reduce earthquake demands at the floor and roof diaphragms by providing a more direct seismic force path. The building section in *figure 13* shows the configuration of existing diaphragms and walls, along with seismic retrofit items designed to tie these existing structural elements together for resisting earthquake forces.

This seismic retrofit work for the Larkin Substation was completed in 2007.

Conclusion

The *Advanced Seismic Assessment Guidelines* provide a method for engineers to perform seismic evaluations of existing buildings and quantify expected structural performance in terms that are meaningful to building owners. Currently, the method is most useful to knowledgeable engineers performing seismic evaluations and retrofits of critical structures where real performance information is desired. With further consensus evaluation, the procedure could be developed into a standard that uses mandatory language. In such a standard, the mandatory language would be of the type that would require accounting for key variables affecting seismic performance, but it would not include prescriptive requirements. In the example applications presented here, PG&E, the largest utility company in California, identified seismic performance goals for speci-

fic buildings according to post-earthquake safety classifications, such as "Green Tag" or "Yellow Tag". For example, for an electrical substation, PG&E technicians should be able to safely access switching equipment in the building to help bring power networks back online, in the event of outages caused by an earthquake.

To achieve PG&E's performance goals for each building, R&C performed seismic evaluations using the *Advanced Seismic Assessment* method and designed seismic retrofitting that focuses on key objectives:

- ensure adequate lateral displacement capacity of the gravity-load-resisting system;
- ensure that the governing mechanism of nonlinear seismic response is desirable;
- provide ductile detailing and adequate connections.

In several cases, the method demonstrated that the desired performance can be achieved with a reduced scope of retrofitting compared to previous methods. With the recommended scope of seismic retrofitting, we expect these buildings to meet or exceed PG&E's structural seismic performance goals. PG&E has completed retrofit work for some of these buildings, and others are in progress.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors gratefully acknowledge the Lifelines Program of the Pacific Earthquake Engineering Research Center, and Pacific Gas & Electric, for funding the projects described in this paper. Kent Ferré of PG&E provided valuable input regarding the practical applicability of the *Advanced Seismic Assessment Guidelines*, including selecting appropriate buildings for study. The authors also appreciate the close collaboration with Drs. Nico Luco and Chuck Menun, who also significantly contributed to the *Guidelines*. We gratefully acknowledge the Kajima Corporation, who provided a two-year overseas study fellowship to Mr. Yuki Nakayama. Finally we were truly blessed to work with Prof. Allin Cornell, who routinely saw through engineering problems farther and clearer than anybody else.

Bibliografia

- American Society of Civil Engineers (ASCE), 2007, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*: Report No. ASCE/SEI 41-06.
- Applied Technology Council (ATC), 1987, *Evaluating the Seismic Resistance of Existing Buildings*: Report No. ATC-14, Redwood City, CA.
- Applied Technology Council (ATC), 1989, *Procedures for Postearthquake Safety Evaluation of Buildings*: Report No. ATC 20, Redwood City, CA.
- Applied Technology Council (ATC), 1995, *Addendum to the ATC 20 Procedures for Postearthquake Safety Evaluation of Buildings*: Report No. ATC 20 2, Redwood City, CA.
- Applied Technology Council (ATC), 1997, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*: Report No. FEMA 273, prepared by the Applied Technology Council (ATC-33 project) for the Building Seismic Safety Council, funded by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Applied Technology Council (ATC), 1999a, *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Basic Procedures Manual*: Report No. FEMA 306, prepared by the Applied Technology Council (ATC 43 project) for the Partnership for Response and Recovery, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Applied Technology Council (ATC), 1999b, *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Technical Resources*: Report No. FEMA 307, prepared by the Applied Technology Council (ATC 43 project) for the Partnership for Response and Recovery, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Applied Technology Council (ATC), 1999c, *Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Technical Resources*: Report No. FEMA 308, prepared by the Applied Technology Council (ATC 43 project) for the Partnership for Response and Recovery, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Bazzurro, P., Cornell, C.A., Menun, C., Luco, N., and Motahari, M., 2006, *Advanced Seismic Assessment Guidelines*: Report No. PEER 2006/05, prepared for Pacific Gas & Electric Company and Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, Berkeley, CA, September.
- Federation Internationale du Béton (FIB), 2003, *Seismic Assessment and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings*: State of the Art Report prepared by Task Group 7.1, Lausanne, Switzerland, May.
- Luco N, Bazzurro P, and Cornell CA. "Dynamic Versus Static Computation of the Capacity of a Mainshock Damaged SMRF Building to Withstand an Aftershock", *Proceedings of 13th WCEE*, Paper No.2405, Vancouver, Canada, August, 2004.
- Maffei, J., 2000, "Suggested Improvements to Performance-Based Seismic Guidelines", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*: Auckland, New Zealand, January.
- Maffei, J., Telleen, K., Mohr, D., Holmes, W., and Nakayama, Y., 2006, *Test Applications of Advanced Seismic Assessment Guidelines*: Report No. PEER 2005/09, prepared for Pacific Gas & Electric Company and Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, Berkeley, CA, August.
- Maffei, J., Telleen, K., and Nakayama, Y., 2008, "Probability-Based Seismic Assessment of Buildings, Considering Post Earthquake Safety," *Earthquake Spectra*: Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, CA, volume 24, issue 3, pp. 667-699, August.
- New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE), 2006, *Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes*: Wellington, New Zealand, June.
- Park, R., 1997, "A Static Force-Based Procedure for the Seismic Assessment of Existing Reinforced Concrete Moment Resisting Frames," *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*: volume 30, No.3, September.
- Paulay, T. and Priestley, M.J.N., 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*: John Wiley and Sons, New York.
- R&C and SGH, 2004, *Seismic Assessment of the Building Located at 111 Almaden Street, San Jose, California*: prepared for Pacific Gas & Electric Company, Rutherford & Chekene, Oakland, CA, August.
- Telleen, K. Maffei, J., and Yin, J., 2009, "Seismic Assessment of Buildings, Considering Post-Earthquake Safety," *Proceedings of the Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*: Applied Technology Council (ATC) & Structural Engineering Institute (SEI), San Francisco, December.
- Vamvatsikos D, and Cornell CA. "Incremental Dynamic Analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, John Wiley & Sons, Ltd., New York, April, 2001.
- Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., 2002, "Direct Estimation of the Seismic Demand and Capacity of Oscillators with Multi-Linear Static Pushovers through Incremental Dynamic Analysis," *Proceedings of the 7th National Conference on Earthquake Engineering*: Boston, July.
- Wiemer S. "Introducing probabilistic aftershock hazard mapping", *Geophysical Research Letters*, Vol. 27, pp. 3405-3408, 2000.
- Yeo, G. L. and Cornell, C.A., 2005, *Stochastic Characterization and Decision Bases under Time-Dependent Aftershock Risk in Performance-Based Earthquake Engineering*: Report No. PEER 2005/13, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, Berkeley, CA, July.
- Yeo, G. L. and Cornell, C.A., 2008. *A Probabilistic Framework for Quantification of Aftershock Ground Motion Hazard in California: Methodology and Parametric Study*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 38, pp 45-60, August.

Tettonica a zolle

A cura di Emilio Santoro

Struttura interna della Terra

Sulla superficie della Terra ci sono tracce inequivocabili di processi imponenti che si sono verificati durante il corso delle ere geologiche:

- masse rocciose di ogni età, fratturate e deformate;
- fratture della lunghezza di decine o centinaia di chilometri;
- catene montuose che segnano fasce corrugate di migliaia di chilometri di lunghezza e centinaia di larghezza;
- immense cinture di vulcani attivi.

Quali sono i meccanismi dei grandi processi geodinamici?

Iniziamo con un modello che descrive la parte interna del nostro pianeta. Secondo questo modello, la Terra è fatta un po' come una pesca (figura 1). La sua parte più esterna, quella che corrisponderebbe alla buccia, è

chiamata **crosta**; essa, analogamente alla buccia della pesca, è molto sottile: nella similitudine, la crosta avrebbe all'incirca lo spessore della sua buccia. La parte corrispondente alla polpa è chiamata **mantello**, che coinciderebbe con una polpa di spessore leggermente inferiore a quello delle pesche normali. La parte che corrisponde al nocciolo, cioè il **nucleo**, sarebbe invece un po' più grande. C'è una profonda differenza tra la crosta che costituisce i continenti e quella che costituisce i fondali marini. Infatti, le rocce che costituiscono la crosta continentale sono più leggere di quelle che costituiscono la crosta oceanica. Inoltre, la crosta continentale è più spessa di quella oceanica. Entrambi questi tipi di crosta poggiano sulla parte esterna del mantello, che è più densa della crosta. La parte esterna del mantello arriva a una profondità di un centinaio di chilometri e anche essa è più profonda sotto la crosta continentale che non sotto la crosta oceanica. All'insieme dei due strati (crosta e parte esterna del mantello) diamo il nome di **litosfera**.

Dobbiamo poi distinguere la litosfera in *litosfera continentale*, che è quella più spessa, che contiene gli strati di crosta continentale ed è quindi più leggera, cioè ha peso specifico minore, e in *litosfera oceanica*, che è quella che comprende la crosta oceanica, che ha peso specifico maggiore. Un ulteriore strato, sempre appartenente al mantello, è quello al di sotto della litosfera, fino a 700 chilometri di profondità. Esso è chiamato **astenosfera**. Questa zona è costituita da

materiale viscoso, forse parzialmente fuso come la lava. Più in profondità dell'astenosfera, il mantello si irrigidisce nuovamente. Si può pensare alla litosfera come a una massa rocciosa solida che galleggia sull'astenosfera, che è una massa calda e viscosa. Ma si è visto che la litosfera non è omogenea, perché quella oceanica "pesa" di più di quella continentale: le parti di litosfera continentale infatti sprofondano di più nell'astenosfera e risultano parimenti più emerse rispetto alle parti di litosfera oceanica. In base a questo modello, ci dovremmo aspettare che un appesantimento di una parte della litosfera provochi un suo abbassamento, mentre un alleggerimento dovrebbe provocare un innalzamento. Ebbene, alcune osservazioni dimostrano che la Scandinavia si è abbassata sotto il peso dei ghiacci nell'Era Glaciale e che oggi si sta lentamente risollevando in conseguenza dell'alleggerimento dovuto alla sparizione dei ghiacci per fusione della calotta glaciale.

Questo modello, introdotto più di un secolo fa, sebbene in accordo con alcune osservazioni geodinamiche, non spiegherebbe tuttavia l'origine dell'energia necessaria per fratturare le rocce, per produrre i corrugamenti costituiti dalle grandi catene di montagne, per generare le cinture di vulcani e, più in particolare, non spiega la distribuzione dei terremoti sulla Terra. Il modello dei movimenti solo verticali della litosfera non chiarisce però la complessità dei fenomeni.

Modello della tettonica a placche

La cartina della Terra di figura 2 mostra come è distribuita la sismicità terrestre, cioè dove si verificano più frequentemente i terremoti. Come si vede, i terremoti si addensano lungo alcune strisce e sono praticamente assenti nelle altre zone. Osservando come si presenta la superficie terrestre in queste zone di concentrazione

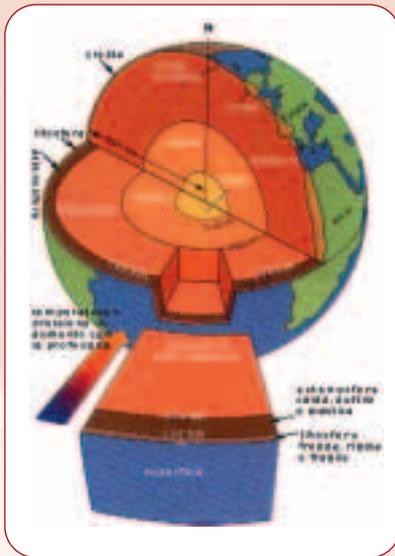


Figura 1. Interno della Terra

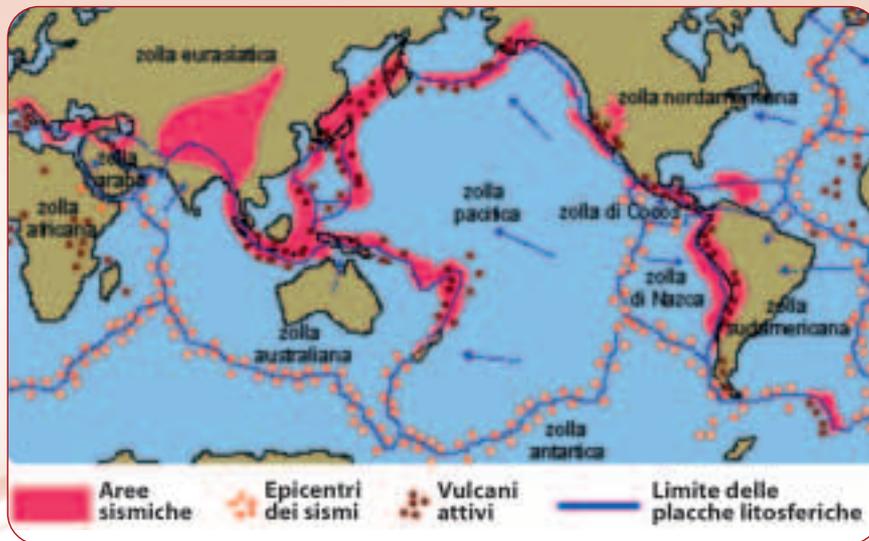


Figura 2. Distribuzione degli epicentri dei terremoti

dei terremoti, notiamo che esse sono caratterizzate dalla presenza di grandi catene montuose o da catene di vulcani o ancora dalle **dorsali oceaniche**, che sono imponenti catene di montagne sottomarine alte fino a 3000 m, lunghe oltre 10.000 km e larghe mediamente 2.000 km, che si ergono dal fondo degli oceani nei bacini dell'Atlantico, del Pacifico, dell'Oceano Indiano e del Mar Glaciale Artico.

Il modello degli spostamenti verticali non spiega in modo soddisfacente l'addensarsi delle catene montuose, delle cinture di vulcani, delle dorsali oceaniche nelle zone di maggiore sismicità. Per superare le inadeguatezze del modello degli spostamenti verticali, è stato definito un diverso modello, detto modello della **tettonica a placche** o della **tettonica a zolle**.

Con il termine "tettonica" ci riferiamo ai processi che portano alla formazione ed evoluzione delle catene

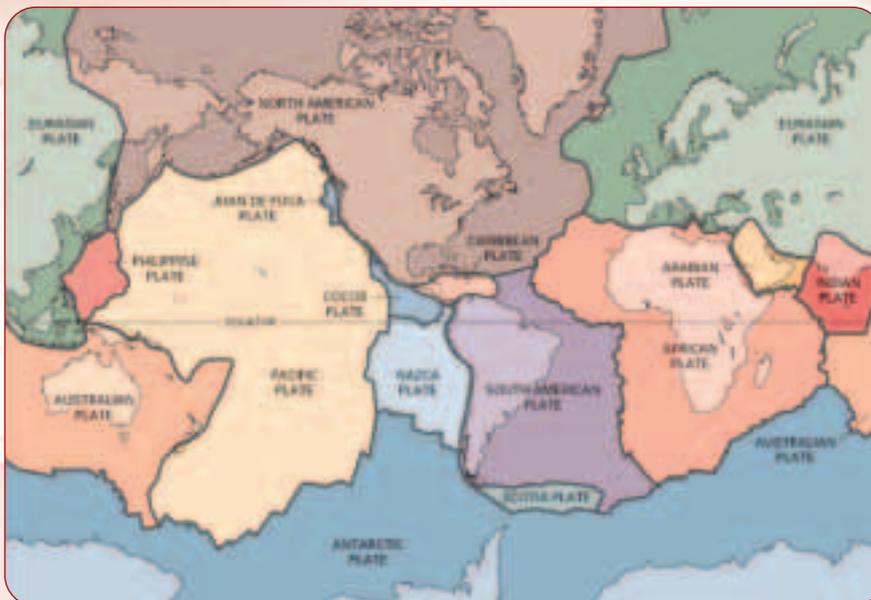


Figura 3. Suddivisione della superficie terrestre in zolle

montuose, dei vulcani, delle fratture ecc. *Tettonica a zolle* vuol dire che questi processi sono spiegati con i movimenti delle zolle di cui tra breve parleremo. Il ragionamento che ha portato a questo modello è grosso modo il seguente: la fasce lungo cui si addensano le configurazioni geodinamiche prima ricordate, sono zone di frattura della litosfera. Queste zone di frattura possono essere interpretate come i margini di placche di litosfera. Secondo questa ipotesi, allora, la litosfera sarebbe costituita da tante placche o zolle, rigide, i cui confini sono individuabili dalle fasce in cui si addensano i terremoti.

In *figura 3* è mostrato come i geologi hanno suddiviso la superficie terrestre in un certo numero di placche, che galleggiano sull'astenosfera.

Per comprendere i movimenti di queste placche supponiamo di far galleggiare su di un liquido alcune placche di sughero. Scaldando il liquido, si nota che le placche si cominciano a muovere sul pelo del liquido: ciò è dovuto ai movimenti che si sviluppano all'interno del liquido caldo. Questi movimenti che si sviluppano in un liquido caldo si chiamano movimenti convettivi.

Dunque, i *movimenti convettivi* del liquido su cui abbiamo posto le placche di sughero fanno spostare queste placche orizzontalmente.

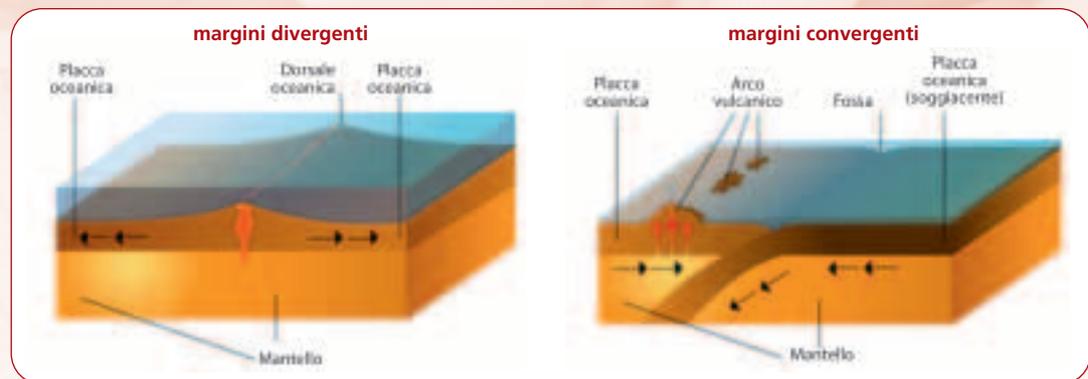
Si pensa che qualcosa di analogo possa accadere per le placche di litosfera galleggianti sull'astenosfera calda. A causa dei movimenti convettivi dell'astenosfera, le placche di litosfera si spostano orizzontalmente e i loro margini o entrano in collisione e vengono allora detti **margini convergenti**, o si allontanano, e sono chiamati **margini divergenti**, o scorrono uno accanto all'altro e si definiscono quindi **margini trasformati**.

Con i movimenti orizzontali delle placche, cerchiamo di dare una spiegazione all'addensarsi dei terremoti in fasce preferenziali e alla presenza di catene montuose, dorsali oceaniche, cinture di vulcani ecc.

Innanzitutto, osserviamo che due sono gli elementi che determinano il particolare tipo di configurazione geodinamica risultato dell'interazione di due zolle:

1. il movimento relativo delle zolle: esse infatti possono allontanarsi, avvicinarsi o scorrere una contro l'altra;
2. il tipo di margini che interagiscono: ci può essere infatti una interazione tra due margini oceanici o tra due margini continentali, o ancora tra un margine continentale e uno oceanico.

Vediamo che cosa accade nei diversi casi:



Fonte: Università di Pavia

- **margini divergenti:** si trovano in corrispondenza delle dorsali oceaniche (dorsale medio-atlantica che si sviluppa dal Polo Nord al Polo Sud) dove le zolle si separano e si forma nuova crosta;
- **margini convergenti:** le placche si avvicinano e la crosta si consuma; si trovano in corrispondenza delle fosse oceaniche (Pacifico occidentale) e delle zone di subduzione. Per *subduzione* si intende lo scorrimento di una placca litosferica sotto un'altra ed il suo conseguente riassorbimento nella astenosfera (come è accaduto lungo le coste pacifiche del Sud-America, portando alla formazione della catena montuosa delle Ande);
- **margini trasformati:** le placche coincidono con una grande zona di frattura e scivolano semplicemente l'una accanto all'altra senza produrre né distruggere la litosfera.

Tratto e adattato da:

M. Ferraris, V. Midoro, M. Ott, M. Stucchi – *Che cosa sono i terremoti e come possiamo difenderci* – CNR Istituto per le tecnologie didattiche – CNR-SEI, 1984

Università di Pavia – Dipartimento di Scienze della Terra – Museo di Mineralogia (2006).