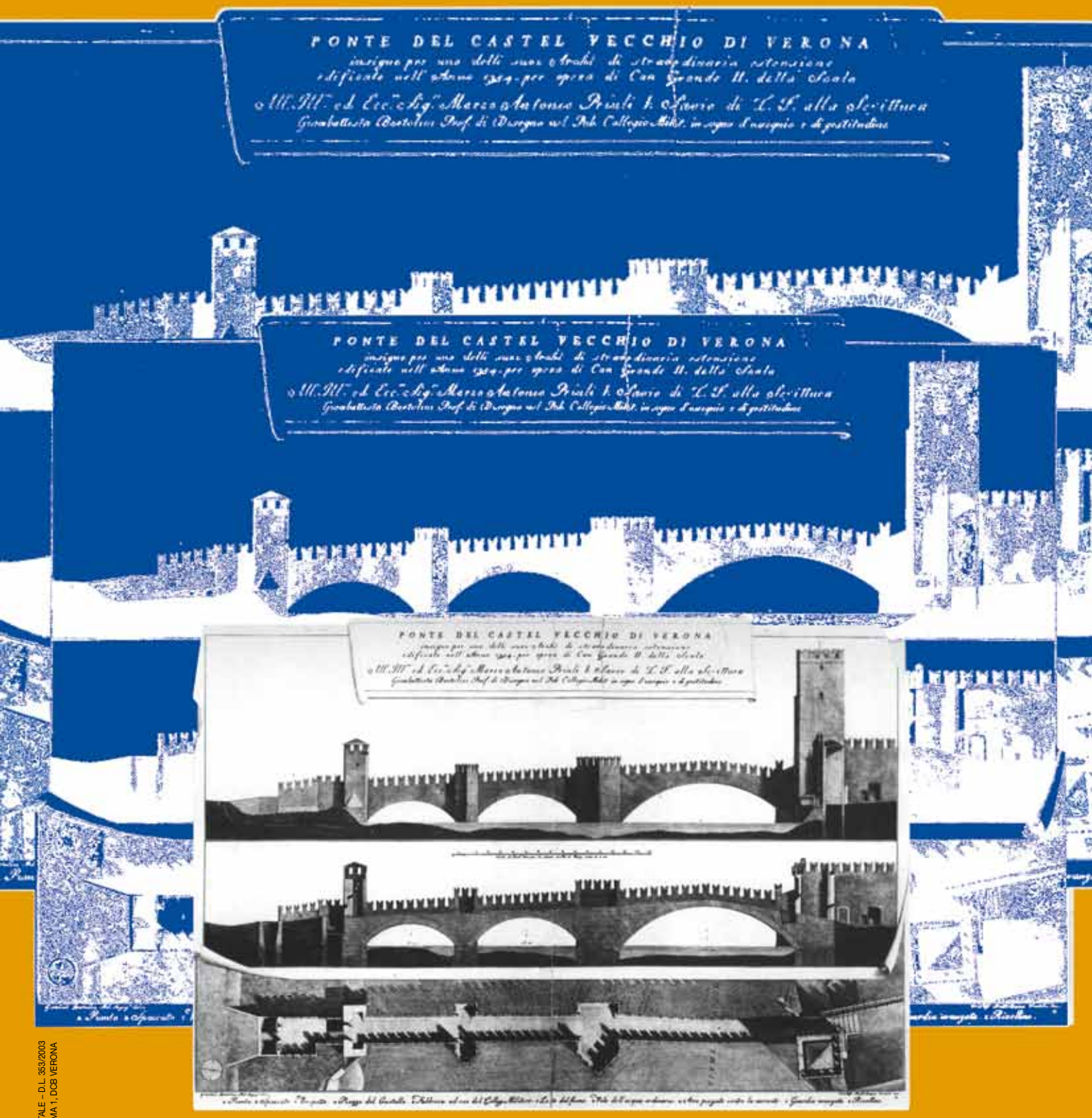
NOTIZIARIO

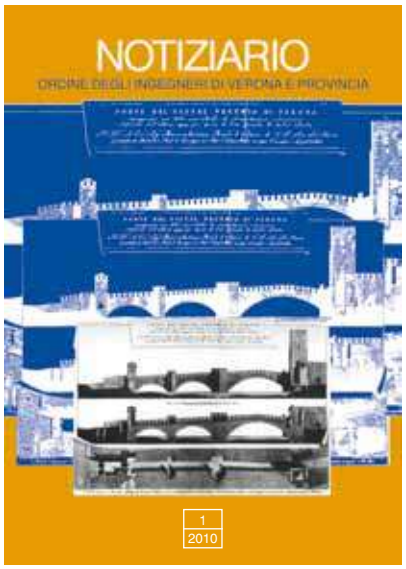
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI VERONA E PROVINCIA



1
2010

PERIODICO MARZO 2010 – N° 105
POSTE ITALIANE S.P.A. SPED. IN ABB. POSTALE – D.L. 353/2003
(CONV. IN L 27/02/2004 N° 46) ART.1, COMMA 1, DCB VERONA

Sommario



Marzo 2010
N° 105

Periodico Trimestrale
Aut. Tribunale Verona n. 565 del 7.3.1983

Direttore Responsabile
Ilaria Segala

Vicedirettore
Roberto Olivieri

Segretario di Redazione
Chiara Verdecchia

Comitato di Redazione
Antonio Capizzi, Maurizio Cossato,
Adele Costantino, Andrea Falsirollo
Mattia Fantinati, Davide Gheser,
Giulio Giavoni, Silvio Menichelli,
Giovanni Montresor
Claudio Morati, Andrea Panciera
Paolo Pinelli, Giuseppe Puglisi Guerra
Pier Giorgio Puppini Martini, Claudio Sandri
Francesco Uboldi, Alvise Zanolini

Redazione
37121 Verona – Via Leoncino, 5
Tel. 045 8035959 – Fax 045 8031634
ordine@ingegneri.vr.it

Le opinioni dei singoli autori non impegnano la redazione. Gli articoli possono essere modificati per esigenze di spazio con il massimo rispetto del pensiero dell'autore. Le riproduzioni di articoli ed illustrazioni è permessa solo previa autorizzazione della redazione.
I dati personali degli abbonati in nostro possesso saranno trattati nel rispetto del D. Lgs. 196/03 recante il Codice in materia di protezione dei dati personali e con modalità idonee a garantirne la riservatezza e la sicurezza.

Stampa e pubblicità
Editoriale Polis
37024 Negrar (VR) – Via Calcarole, 16
Tel. 045 7500211 – Fax 045 6012315
info@editorialepolis.it
www.editorialepolis.it

7 **Il nuovo Consiglio si presenta**
Ilaria Segala

8 **Intervista all'ing. Fabio Germagnoli**
Vittorio Scarlini, Silvia Bonetti

11 **Convegno**

11 "Rischio sismico: messa in sicurezza del patrimonio edilizio e monumentale esistente"
Dal Convegno del 24 settembre 2009 presso l'Ordine degli Ingegneri di Verona e Provincia

Introduzione ai lavori: il senso civico degli ingegneri
Mario Zocca

12 Il punto di vista della sostenibilità
Claudio Morati

14 Valutazioni di sicurezza ed interventi sulle costuzioni esistenti
Antonio Borri

38 Convegno del GLIS ad Abano Terme: una risposta efficace alla richiesta di strutture antisismiche
Giuseppe Puglisi Guerra

52 **Attualità**

Valutazioni al secondo ordine, o ad ordini superiori, di momento alla base, spostamento e rotazione di sommità di scaffalature metalliche "murali"
Gianfranco Campagnari

58 **Informazioni tecniche**

Riunione Uni del 9 marzo 2010 sulla revisione della norma EN280
Antonio Capizzi

60 **Consiglio dell'Ordine**

Regolamento per le commissioni consultive dell'Ordine

Programma del Consiglio dell'Ordine Ingegneri di Verona e Provincia
Ilaria Segala

62 **Elenco Terne Collaudi Statici**

Elenco segnalazioni a Regione, Comuni, Enti e Privati

Elenco segnalazioni per commissioni giudicatrici concorsi/gare

Movimenti albo

Il nuovo Consiglio si presenta

Gentili colleghi,
a seguito delle recenti elezioni il Consiglio dell'Ordine si è rinnovato, sono stati riconfermati sette consiglieri che già facevano parte del precedente Consiglio e si sono aggiunti otto nuovi membri.

Il rinnovamento è stato graduale, consentendo, così, un necessario passaggio delle conoscenze ai nuovi consiglieri, ma, nello stesso tempo, auspicato e necessario, poiché i sette consiglieri che già hanno esperienza di Consiglio non potranno ricandidarsi nel prossimo turno elettorale.

Ecco i 15 componenti eletti:

Ing. SEGALA Ilaria	Presidente
Ing. SOARDO Paolo	Vicepresidente
Ing. PINELLI Paolo	Segretario
Ing. FASANOTTO Alberto	Tesoriere
Ing. BONETTI Silvia	
Ing. FALSIROLLO Andrea	
Ing. FANTINATI Mattia	
Ing. FAVALLI Emanuela	
Ing. FERRARI Michele	
Ing. MONACO Italo	
Ing. TERRABUIO Marco	
Ing. TOSO Filippo	
Ing. ZANARDO Marino	
Ing. ZOCCA Mario	
Ing. iunior SIMONCINI Luca	

Il nuovo Consiglio ha approvato, in data 24 marzo 2010, il programma del prossimo quadriennio 2010 – 2014, rivedendo ed integrando le proposte emerse durante la campagna elettorale per giungere ad un testo condiviso da tutto il Consiglio. Il testo integrale del programma lo potete trovare nelle pagine di questo numero nella sezione dedicata al Consiglio dell'Ordine.

L'obiettivo primario è quello di avvicinare gli iscritti alle attività dell'Ordine incentivando la partecipazione e l'informazione.

Lo stimolo al miglioramento, alla promozione di nuove attività ed al consolidamento di quelle esistenti dovrà partire dalle commissioni, organi pulsanti della vita dell'Ordine.

Il nuovo regolamento elettorale rende necessario un ricambio continuo, l'allargamento della partecipazione alle commissioni ad un maggior numero di iscritti e l'introduzione di attività e convegni dislocati nella Provincia, i quali potranno essere occasioni utili ad avvicinare gli iscritti all'Ordine.

Rinnovo, quindi, a tutti gli iscritti l'invito a candidarsi per avere un ruolo attivo in seno alle Commissioni, in particolare mi rivolgo a tutti i 52 candidati dello scorso turno elettorale, la disponibilità dimostrata con la candidatura può trovare espressione nelle attività delle commissioni o nella proposta di nuovi gruppi di lavoro.

Il Presidente **ing. Ilaria Segala**

Intervista all'ing. Fabio Germagnoli

Direttore Operativo Eucentre

a cura di Vittorio Scarlini e Silvia Bonetti

***Eucentre, Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica**, è una Fondazione che ha come finalità peculiare la promozione, il sostegno e la cura della formazione e della ricerca nel campo della riduzione del rischio sismico.*

Formazione e ricerca sono, quindi, i cardini statutari della fondazione.

L'attività di ricerca, riconosciuta a livello mondiale, si articola in diversi e svariati ambiti, soprattutto grazie a un laboratorio sperimentale tra i più avanzati al mondo, e viene sviluppata da ricercatori e studenti laureati provenienti da diversi Paesi del mondo.

Nel marzo 2009 alla fondazione Eucentre è stata assegnata la gestione del Segretariato del progetto GEM, nell'ambito delle attività del Global Science Forum dell'OCSE (Organizzazione per la Cooperazione e lo Sviluppo Economico). Un riconoscimento motivo d'orgoglio per un Paese, il nostro, spesso noto alle cronache per essere il fanalino di coda per gli investimenti e le energie dedicate alla ricerca ed allo sviluppo scientifico.

La formazione, il secondo cardine della Fondazione appunto, viene curata attraverso la pubblicazione di testi e monografie, l'attivazione di corsi di specializzazione riservati ai professionisti, lo sviluppo di software all'avanguardia e la consulenza diretta nella progettazione e nello sviluppo di nuove tecnologie nel campo della ricerca sismica.

L'Ordine Ingegneri di Verona ha ratificato recentemente una convenzione ed è divenuto Ordine Sostenitore di Eucentre.

Direttore Operativo di Eucentre è l'ing. Fabio Germagnoli che ha gentilmente concesso questa intervista.

Buongiorno ing. Germagnoli, grazie per il tempo che ci sta dedicando. Ci parli in generale di Eucentre e nel dettaglio, ci illustri le finalità statutarie della Fondazione.

La Fondazione Eucentre è nata nel giugno 2003, mediante la redazione di un accordo di programma fra Dipartimento della Protezione Civile (DPC), Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia (IUSS) e Università di Pavia.

La finalità principe della fondazione è la valutazione e la riduzione della vulnerabilità e del rischio sismico. Tale finalità si svolge attraverso azioni quali:

- lo sviluppo della ricerca applicata nel settore dell'ingegneria sismica;
- lo sviluppo di attività utili alla definizione di specifiche linee di azione pubblica, di atti di indirizzo, di linee guida, nonché di documenti a carattere normativo, anche in riferimento allo stato dell'arte internazionale;
- la formazione di operatori aventi spiccate capacità scientifiche e professionali nel settore dell'ingegneria sismica, con particolare riferimento alla sismologia, geologia, geotecnica, comportamento di materiali e strutture, analisi strutturale, progetto di nuove strutture, valutazione ed adeguamento di strutture esistenti, anche in situazioni di emergenza;
- lo svolgimento di attività di consulenza scientifica e tecnologica, a livello nazionale ed internazionale, nel settore dell'ingegneria sismica;
- la redazione di progetti di ricerca da sottoporre ad organismi finanziatori a livello nazionale ed internazionale.

Entriamo direttamente nello specifico delle finalità scientifiche della Fondazione. Cosa si intende per valutazione del rischio sismico, e come si può attuare?

La valutazione del rischio sismico, ovvero la possibilità di avere perdite a seguito di eventi sismici, richiede lo studio accurato di tutte le sue componenti: la pericolosità, cioè la definizione del moto del terreno atteso con riferimento alle condizioni di suolo rigido; gli effetti locali, ossia la possibilità che configurazioni geomorfologiche e topografiche locali possano ulteriormente modificare puntualmente il moto sismico; la vulnerabilità del costruito, quindi la propensione di edifici ed altre strutture ad essere danneggiati dal terremoto; l'esposizione, cioè l'insieme delle possibili conseguenze derivanti dal danneggiamento o dal crollo delle costruzioni, da valutare in base alla destinazione d'uso, al grado di affollamento di tali

strutture, al valore storico, architettonico, artistico ed archeologico degli edifici e di eventuali opere in essi contenute.

Quindi, sinteticamente, quali sono le azioni concretamente intraprese da Eucentre, finalizzate alla riduzione del rischio sismico?
Eucentre, grazie ad un laboratorio tra i più avanzati del mondo dove è possibile svolgere prove quasi–statiche, pseudo–dinamiche e dinamiche con tavola vibrante su prototipi di edifici e strutture, sviluppa progetti in cui sperimentazione ed analisi numerica si confrontano e completano per studiare e migliorare il comportamento sismico delle strutture, per investigare ed implementare metodologie e tecniche innovative per il consolidamento sismico.
Tali risultati si integrano con studi numerico–sperimentali sulla dinamica dei terreni, sull'interazione terreno–struttura, nonché sulla risposta sismica locale.
Queste ricerche, oltre a contribuire di per sé al progresso scientifico e tecnico dell'ingegneria sismica e della geotecnica, trovano un loro completamento ed un ulteriore ambito di sviluppo nella definizione di scenari di danno e di rischio con i quali ci si propone di portare risultati concreti sia ai fini di protezione civile (piani di emergenza) sia, soprattutto, ai fini di una migliore definizione delle strategie e politiche di intervento per la riduzione del rischio. L'attività di ricerca interessa, inoltre, settori non solamente legati all'ingegneria civile. si rivolge anche all'innovazione tecnologica, alla meccanica computazionale, all'ingegneria dei materiali, alle telecomunicazioni ed al telerilevamento.

Le attività di ricerca di Eucentre sono svariate e coprono diverse discipline dell'ingegneria. Ci potrebbe illustrare in maniera sintetica alcune specifiche attività di ricerca? Ad esempio, di cosa si occupa la sezione Rischio Sismico?
La sezione Rischio Sismico si occupa della valutazione di vulnerabilità di strutture ed infrastrutture a variate scale geografiche: puntuale, cioè la singola struttura, urbana, regionale e nazionale: comprende esperti di analisi strutturale che sviluppano sia procedure di analisi avanzate non–lineari agli elementi finiti, per l'applicazione alla singola struttura e per verifica dei metodi semplificati, che approcci semplificati atti ad affrontare l'identificazione del comportamento per un numero grande di strutture, in modo da poter definire parametri che caratterizzino la capacità della struttura in termini probabilistici.
Un ruolo importante è svolto anche dalla fase di raccolta e trattamento dei dati, quali ad esempio la caratterizzazione dell'edificato, le condizioni di sito e le informazioni sui danni osservati.
I risultati degli studi di vulnerabilità e gli effetti di sito vengono poi combinati con la pericolosità sismica, che misura la severità dello scuotimento, al fine di valutare il rischio ed il danno atteso.

Ci può, brevemente, illustrare l'attività svolta a L'Aquila, in collaborazione con la Protezione Civile, mediante l'unità mobile del progetto Step?
L'Unità Mobile per la valutazione della vulnerabilità sismica delle strutture esistenti è uno strumento creato nell'ambito del progetto europeo STEP (Strategies and Tools for Early Post Earthquake Assessment).
Grazie a questo tipo di laboratorio mobile è possibile intervenire in tempo reale identificando lo stato di pericolosità delle costruzioni danneggiate – edifici strategici in primis – e facendo rientrare subito i cittadini nelle case risultate agibili, come è avvenuto proprio nel dopo–sisma a L'Aquila. Si tratta, in sostanza, di speciali unità, appositamente equipaggiate ed allenate per una valutazione in fase di emergenza, che avviene in stretto coordinamento con la Protezione Civile.

Bene, parliamo ora di formazione. Eucentre, per statuto, svolge anche un'intensa attività di divulgazione e formazione permanente. Qual è il rapporto tra Eucentre ed i professionisti?
L'attività di Eucentre in questo ambito specifico si concentra sulla consulenza tecnica a professionisti, Enti Pubblici, privati ed aziende allo scopo di supportare l'applicazione delle nuove norme tecniche per le Costruzioni pubblicate, o di investigare le conoscenze di materiali e tecniche costruttive in ambito sismico.
La Fondazione promuove lo sviluppo di accordi di cooperazione duraturi con i professionisti nel settore dell'ingegneria sismica.
Lo statuto della Fondazione prevede, a tal fine, che possano essere stipulate convenzioni con singoli professionisti, che partecipino alle attività della Fondazione in qualità di sostenitori orientati al raggiungimento dell'obiettivo sociale, e che si impegnino a cooperare con il centro per un determinato periodo di tempo.
In accordo con quanto previsto dal proprio statuto, Eucentre promuove tali rapporti, fornendo un supporto attivo attraverso attività di formazione e cooperazione, facilitando lo scambio di informazioni fra

i membri ed incoraggiando la collaborazione fra le diverse comunità dedite allo studio della valutazione del rischio sismico.
Eucentre si propone, inoltre, di stabilire rapporti di collaborazione duraturi con enti ed aziende che operano nelle diverse aree connesse all'Ingegneria Sismica, quali, ad esempio:

- lo sviluppo di tecnologie ed apparecchiature utili per la protezione di opere ed edifici e per la riduzione del rischio;
- lo sviluppo di materiali e tecniche costruttive con elevate caratteristiche di resistenza e capacità deformative e dissipative;
- lo sviluppo di strumenti ed apparecchi per il controllo della risposta e la misurazione di varie grandezze fisiche, quali forze, spostamenti, velocità, accelerazione, ...;
- lo sviluppo di tecniche e strumenti sperimentali e numerici utili allo sviluppo della conoscenza nel settore dell'ingegneria antisismica.

Lo statuto del Centro disciplina i comitati dei sostenitori e prevede che i diritti ed i doveri dei sostenitori siano determinati da apposite convenzioni da stipularsi con ciascun sostenitore.
Tali convenzioni prevedono, tra le altre cose, la possibilità, per professionisti ed enti sostenitori, di indicare esigenze tecniche, problemi, linee di sviluppo e temi di ricerca ritenuti di particolare interesse tramite il proprio rappresentante nel Comitato Scientifico.
Hanno aderito a questa iniziativa, fino ad ora, circa 70 professionisti e 50 enti sostenitori.
A seguito di contatti con il Consiglio Nazionale degli degli Ingegneri, è stata messa a punto una terza tipologia di convenzione specificatamente pensata per gli Ordini degli Ingegneri.

L'Ordine di Verona, infatti, ha ratificato recentemente la convenzione, potendo ora fregiarsi del titolo "Sostenitore Eucentre". Tornando, però, all'ambito della formazione per professionisti, quali attività didattiche sono previste, in quali discipline?
E, nello specifico, gli iscritti all'Ordine di Verona quali benefici diretti possono trarne?
Eucentre organizza dei corsi brevi che trattano temi molto specialistici legati alla progettazione sismica.
In particolare, questi corsi sono rivolti a professionisti, tecnici e funzionari operanti nel settore dell'edilizia interessati a conoscere ed approfondire le tematiche e le problematiche legate al comportamento delle strutture in zona sismica, nonché ad acquisire gli strumenti necessari per progettare e verificare tali strutture.
Sono corsi incentrati su tematiche particolari che consentono, quindi, particolari approfondimenti, soprattutto in relazione a quanto previsto dalle norme tecniche in vigore.
Sul sito di Eucentre sono elencati i corsi programmati per il 2010.
Nello specifico degli iscritti all'Ordine di Verona, è prevista una scontistica sul costo d'iscrizione ai diversi corsi, inoltre, nell'ambito di una collaborazione attiva tra il vostro Ordine ed Eucentre, si potranno organizzare attività formative rivolte agli iscritti presso la vostra sede.

A supporto dell'attività professionale è prevista la pubblicazione anche di testi specifici da parte di IUSS Press. Ci può fare un accenno?
IUSS Press è la Casa Editrice gestita da Eucentre, creata dall'Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia nel 2002.
Attualmente sono disponibili diverse tipologie di pubblicazioni: libri, monografie, reports e manuali di progettazione.
Viene, inoltre, pubblicata una rivista specialistica a cadenza quadrimestrale "Progettazione sismica".
I titoli pubblicati da IUSS Press sono distribuiti da Eucentre, tramite il sito web www.iusspress.it.
Sono stati pubblicati diversi manuali, parte integrante di una collana di volumi a carattere professionale, realizzata da Eucentre in collaborazione con la Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (Reluis) e con l'Ufficio del Servizio Sismico Nazionale del Dipartimento della Protezione Civile. La produzione dei volumi si vale di autori diversi, che rappresentano un ampio spettro della comunità scientifica e professionale, mentre un comitato editoriale garantisce il coordinamento e la qualità dei volumi.
La collana non ha fini di lucro e, pertanto, gli autori hanno rinunciato a qualsiasi forma di compenso.

Ringraziamo l'ingegner Fabio Germagnoli per la disponibilità e la cortesia dimostrata.
Auspichiamo che tra l'Ordine Ingegneri di Verona e Eucentre si sviluppi un rapporto di collaborazione attiva, orientato non solo all'ambito peculiare dell'ingegneria civile, ma anche alle diverse discipline in cui Eucentre opera.
Invitiamo, inoltre, i lettori a visitare, per maggiori informazioni, il sito di Eucentre (www.eucentre.it), attraverso il quale è possibile accedere, tramite link, anche al sito di IUSS Press od ottenere maggiori dettagli sia sull'offerta formativa, sia sulle specifiche attività di Eucentre.

❑

"Rischio sismico: messa in sicurezza del patrimonio edilizio e monumentale esistente"

Dal Convegno del 24 settembre 2009 presso l'Ordine degli Ingegneri di Verona e Provincia

Introduzione ai lavori: il senso civico degli ingegneri

Mario Zocca – ingegnere in Verona

In occasione di ogni evento sismico si ripercorrono a ritroso tutti gli eventi che hanno colpito nel tempo il nostro territorio, scoprendo, molto spesso, che le indicazioni necessarie per evitare i danni e salvaguardare l'incolumità delle persone sono già state impartite senza che abbiano trovato applicazione pratica.

Questo è quello che è successo nell'Aquilano, dove la sismicità del territorio è conosciuta e documentata sin dal 1300 d.C.

L'Aquila è stata pesantemente danneggiata in occasione dei terremoti del 1315, 1349, 1461, 1703 e, successivamente, fino all'ultimo evento, da altri sismi più o meno intensi.

Il comune dell'Aquila è stato classificato sismico sin dal terremoto del 1915 detto "del Fucino".

Nel 1927 furono introdotte le classi, ovvero le zone sismiche ed il territorio dell'Aquila fu posto in classe 2, come quasi tutti i comuni dell'area.

Dopo il terremoto dell'Irpinia del 1980 tutto il territorio nazionale fu riclassificato con criteri di omogeneità.

Per l'area aquilana fu confermata la classificazione sismica precedente.

L'Ordinanza PCM 3274/2003 ha aggiornato la classificazione del 1984 e per tutta la provincia dell'Aquila è stata riconfermata la classificazione precedente che vedeva due macrozone suddivise in zona 1 e zona 2, quindi ad alta pericolosità.

Di recente le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), approvate con Decreto 14/01/2008 dal Ministero delle Infrastrutture, rese operative a partire dal 1° luglio 2009, hanno introdotto una nuova filosofia.

Per qualsiasi sito nel quale si interviene con una nuova costruzione, lo spettro di risposta elastica si costruisce a partire dai coefficienti ottenuti interpolando i valori di pericolosità sismica dei quattro nodi circostanti individuati sulla griglia di calcolo usata dall'INGV ed applicando dei coefficienti correttivi che tengono conto del terreno e della condizione topografica.

Nei giorni successivi all'evento del 6 aprile molti progettisti hanno avanzato l'ipotesi che L'Aquila abbia subito gravi danni solo perché non inserita in zona 1, situazione che avrebbe richiesto da parte dei progettisti ipotesi di calcolo più severe.

In realtà, tale ipotesi è inconsistente perché lo spettro previsto dall'attuale normativa tecnica per la zona 1 non è molto diverso da quello dell'Ordinanza 3274/2003 per la zona sismica 2.

L'insegnamento che si deve trarre da quanto sopra riportato e che ripercorre, in sintesi, alcune considerazioni comparse sulle riviste specializzate è molto semplice: dobbiamo fare il nostro lavoro nel rispetto della normativa. Molto spesso, spinti dalla richiesta della Committenza, siamo tentati di aggirare le norme e siamo bravissimi a trovare le interpretazioni necessarie al caso. Un esempio è l'entrata in vigore delle NTC, sulla cui attuazione sono state scritte delle enciclopedie.

Come ingegneri dobbiamo avere senso civico e dobbiamo garantire la sicurezza delle persone, dobbiamo essere responsabili di ciò che facciamo ed applicare le norme senza "se" e senza "ma".

Solo dopo possiamo affermare di avere mobilitato con scienza e coscienza tutti i mezzi per garantire la sicurezza e l'incolumità delle persone. ❑

Il punto di vista della sostenibilità

Claudio Morati – ingegnere in Verona

C'è un aspetto della messa in sicurezza del patrimonio edilizio esistente, ed in particolare di quello storico e monumentale, che delinea un modello di sviluppo intelligente, che oggi si preferisce dire sostenibile, poiché allunga la vita utile del capitale, da cui, non dimentichiamolo, deriva il reddito.

Nel 1906 Irving Fisher, matematico ed economista americano, sui cui studi si fondano le moderne teorie su capitale ed interesse, nel volume "The Nature of Capital and Income" definì il reddito come il flusso di servizi forniti dallo stock di ricchezza, proponendo un originale metodo di calcolo del reddito che portava alla misurazione della soddisfazione finale dell'uomo, definendola subjective o psychic income.

Da queste considerazioni emerge l'opportunità per gli ingegneri di contribuire ad una intelligente riqualificazione dell'esistente ed a promuovere una cultura rispettosa delle risorse naturali e di quanto ereditato dal passato, contribuendo a rilanciare una industria delle costruzioni matura ed illuminata.

Il modello macroeconomico convenzionale, come risulta anche dai moderni testi di economia, viene rappresentato, vedi ad esempio il recente Economics del premio Nobel Paul Krugman, come un flusso circolare di fondi che connettono i quattro settori dell'economia nazionale (le famiglie, le imprese, lo stato ed il resto del mondo) attraverso tre tipologie di mercati quali il mercato dei fattori, quello dei beni e dei servizi e quello finanziario (figura 1).

Questa rappresentazione non ha, però, connessioni con l'ambiente fisico, non ci sono flussi di materia ed energia da e per l'ambiente, sembra quasi un motore perfetto e perpetuo dove tutta l'energia termica viene continuamente trasformata in energia meccanica; ma noi sappiamo dalla termodinamica che i sistemi fisici non funzionano così, purtroppo l'energia degrada e l'ambiente deve sopportare emissioni e rifiuti.

Lo sviluppo sostenibile si basa sulla consapevolezza che il sistema economico è un sottosistema del sistema fisico.

Le risorse naturali, materia ed energia, non sono beni gratuiti e, talora, non sono rinnovabili. Il sistema economico non può



Figura 1. Modello macroeconomico convenzionale semplificato

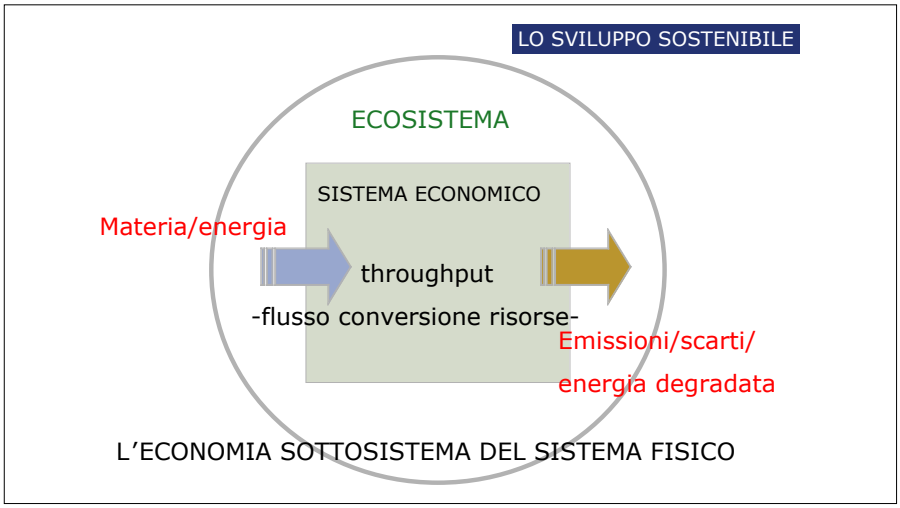


Figura 2. Sviluppo sostenibile

non essere coerente con questa impostazione, esso è, dunque, come un grande motore che converte il flusso di risorse naturali in beni e servizi utili all'uomo e lo deve fare nella maniera più efficiente possibile, al fine di ridurre il fabbisogno in input ed al contempo la quantità di output scartata ed inutilizzabile (figura 2).

La messa in sicurezza si può, dunque, definire, in maniera duale, come l'aumento della vita utile del patrimonio edilizio ed al contempo come la diminuzione dei disservizi derivanti da calamità.

E se ci mettiamo in una prospettiva di carattere generale, vediamo che uno sviluppo sostenibile può essere ottenuto attraverso un aumento dei servizi ottenibili per unità di flusso di risorse –servizi diviso flusso di risorse–, che vuol dire più servizi per unità di stock di ricchezza –servizi diviso stock ed una maggior capacità di mantenimento in esercizio per unità di flusso di risorse –stock diviso flusso di risorse.

In conclusione di questo breve punto di vista, possiamo qualificare la sostenibilità come uno sviluppo senza crescita dimensionale del flusso di conversione delle risorse che vada oltre la capacità rigenerativa e di assorbimento dei rifiuti da parte dell'ambiente, e, dunque, che passi attraverso l'aumento sostanziale dell'efficienza nell'uso di risorse limitate –materia ed energia– e dei servizi ottenibili dallo stock di capitale manufatto e naturale esistente.

C'è molto da fare per gli ingegneri. ❑

Valutazioni di sicurezza ed interventi sulle costruzioni esistenti

Antonio Borri – Ordinario di Scienza delle Costruzioni all'Università di Perugia

1. Introduzione

Il capitolo 8 delle norme tecniche fornisce un inquadramento generale del problema della sicurezza degli edifici esistenti. Per la sua applicazione pratica ampio spazio è stato dato nella circolare esplicativa, in particolare nel capitolo C8 e nelle relative appendici.
Il nuovo testo normativo tiene conto degli aspetti peculiari delle costruzioni esistenti introducendo una serie di innovazioni, molte delle quali sono state riprese dalla OPCM 3431 del 2005, che modificano in modo sostanziale quanto era sin qui previsto dalle precedenti norme.
In sintesi, le NTC 2008 e la Circolare esplicativa:

– definiscono le situazioni in cui si deve operare una valutazione della sicurezza di una costruzione esistente e ridefiniscono le diverse categorie di intervento, distinguendo tra *adeguamento, miglioramento ed intervento localizzato*;
– differenziano, in base ai livelli di conoscenza della costruzione, il fattore di sicurezza da utilizzare nei calcoli;
– introducono una procedura per la valutazione della sicurezza di elementi e componenti non strutturali della costruzione;
– introducono la necessità di un'analisi anche per gli *edifici tutelati* (Beni Culturali), richiedendo il calcolo dell'accelerazione del suolo corrispondente al raggiungimento degli stati limite previsti;
– per le costruzioni in muratura attribuiscono il giusto rilievo all'argomento "qualità muraria", proponendo anche i valori caratteristici di resistenza e rigidezza in funzione della tipologia di muratura;
– per le costruzioni in muratura introducono le verifiche degli elementi murari basate sul metodo dei meccanismi di collasso (*analisi limite*);
– per le costruzioni in muratura affrontano il problema degli edifici disposti in aggregato (caso tipico: gli edifici dei centri storici), fornendo una metodologia per individuare le singole componenti (le *unità strutturali*) e definendone i criteri per la modellazione ed il calcolo;
– per le costruzioni in cemento armato ed acciaio introducono la valutazione della duttilità della struttura, definendo capacità diverse per i materiali in base al tipo di meccanismo resistente (duttile o fragile);
– per le costruzioni in cemento armato ed acciaio attribuiscono il giusto rilievo alla conoscenza di fondamentali dettagli costruttivi, quali il passo delle staffe, i collegamenti trave–pilastro ed i collegamenti fra elementi d'acciaio e definiscono procedure per la loro valutazione.

In questa sede verranno presentati alcuni degli argomenti di cui sopra, scelti in considerazione delle maggiori novità introdotte rispetto alla normativa precedente, cercando di illustrare le motivazioni ed il contesto entro cui sono inquadrabili le indicazioni normative.

2. Valutazioni di sicurezza: aspetti innovativi e problematiche

La nuova disciplina sulle costruzioni esistenti delineata dalle NTC 2008 è articolata nei seguenti punti:
a) definizione delle situazioni in cui è obbligatorio eseguire la *valutazione di sicurezza* (paragrafo 8.3 delle norme); tali situazioni sono riconducibili, sostanzialmente, ad una insufficienza statica sopraggiunta in uno dei seguenti casi:
1- per eventi traumatici (sisma, incendio, neve, urti, cedimenti, uso anomalo, …);
2- per degrado dei materiali e degli elementi strutturali;
3- per incremento dei carichi;
4- per errori gravi di costruzione o di progettazione. Un ulteriore caso nel quale va eseguita la valutazione di sicurezza è quando si realizzino interventi strutturali sulla costruzione;

b) esplicitazione dei risultati della valutazione di sicurezza in una apposita relazione tecnica.
Gli esiti possibili, da riportare nella relazione insieme al livello di sicurezza (allo stato attuale e, se necessario, a seguito dei provvedimenti che si intendono adottare), sono:

– la costruzione è in sicurezza e si può continuare ad usarla senza alcun intervento né limitazione;
– la costruzione non raggiunge il livello di sicurezza richiesto ed è necessario limitarne l'uso o declassarla;
– la costruzione non raggiunge il livello di sicurezza richiesto e si può continuare ad usarla con la destinazione precedente solo a seguito di opportuni interventi.

3. Interventi edilizi sulle costruzioni esistenti

Per quanto concerne le tipologie di intervento, la nuova normativa introduce importanti innovazioni rispetto al previgente D.M. 16.01.96 sulle costruzioni in zona sismica. Infatti, le tipologie dei possibili interventi passano da due (adeguamento o miglioramento) a tre (adeguamento, miglioramento, riparazione od intervento locale), ridefinendo per le prime due il significato ed il campo di applicazione.
Tali tipologie sono estese anche ad interventi non derivanti da problematiche sismiche: infatti si parla nelle NTC di "sicurezza prevista dalle norme", quindi non solo di sicurezza nei riguardi delle azioni sismiche.
Al paragrafo 8.3 delle NTC, inoltre, viene introdotta un'importante semplificazione per la verifica della costruzione, ossia la possibilità di eseguire le verifiche di sicurezza solo agli SLU e, quindi, solo facol-

tativamente per gli SLD, a differenza di quanto richiesto per le costruzioni nuove. In più, la verifica nei confronti dello SLC può essere eseguita in alternativa a quella allo SLV.
Inoltre, la Circolare 617 specifica che per gli edifici in muratura esistenti il soddisfacimento della verifica allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) implica anche il soddisfacimento della verifica allo stato limite di collasso (SLC).
È da notare, poi, l'importante novità riguardante il collaudo, richiesto anche per gli interventi di miglioramento e non più solo per gli interventi di adeguamento.
C'è da dire, però, che restano da chiarire le procedure operative (del tipo di quelle del collaudo ex L. 1086/71) che indichino nel concreto la strada da seguire per gli edifici in muratura.
È opportuno ricordare, a tale proposito, quanto riportato nella Circolare (al paragrafo C9.1), secondo la quale le finalità del collaudo ai sensi del D.P.R. 380/2001 (che regola le procedure per le sole strutture in cemento armato normale e precompresso e metalliche) sono estese a tutte le tipologie di opere e riguardano, ad esempio (articoli 23, 25, 67 e 75 del D.P.R. 380/2001), l'agibilità della struttura, il rilascio della licenza d'uso e l'attestazione di conformità al progetto.

3.1 Caratteristiche dell'intervento di adeguamento per le costruzioni esistenti

L'intervento di adeguamento ha la finalità di conseguire il livello di sicurezza previsto dalle norme. Occorrerà valutare la sicurezza della costruzione sia prima che dopo l'intervento (paragrafo 8.3 delle NTC); tale valutazione di sicurezza riguarderà l'intera costruzione (per il caso di edificio in aggregato si veda il successivo punto 9).
È obbligatorio effettuare un intervento di adeguamento quando si intende:
A) sopraelevare la costruzione.
Si ricorda che per sopraelevazione s'intende un aumento dell'altezza massima dell'edificio, anche se essa non dovesse comportare un incremento del numero di piani. Va escluso il caso di variazioni d'altezza per realizzare i cordoli sommitali, che non rappresenta sopraelevazione od ampliamento.
Si ricorda anche che vigono, per le sopraelevazioni di costruzioni in muratura in zona sismica, il limite di poter sopraelevare massimo per un piano (art. 90 D.P.R. 380 del 2001) ed il limite della compatibilità con gli strumenti urbanistici. Da evidenziare anche che le NTC hanno abolito il limite di altezza in funzione della larghezza stradale, rimettendo tale problema ai regolamenti urbanistici;
B) ampliare la costruzione.
Da ricordare che l'ampliamento è la sopraelevazione di parti dell'edificio di altezza inferiore a quella massima dell'edificio stesso o la sua estensione in pianta.
C) apportare variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%. Si noti la differenza rispetto alla precedente disciplina che richiedeva l'adeguamento nel caso di un incremento dei carichi permanenti ed accidentali maggiore od uguale al 20% nelle strutture interessate dall'intervento (cioè sul singolo piano la cui destinazione d'uso era variata). Si noti qui che, anche se non ricorre la condizione di cui sopra (ovvero c'è un incremento inferiore al 10%), resta, comunque, fermo l'obbligo di verificare localmente la sicurezza delle porzioni di struttura interessate dall'aumento di carico (solai, strutture interessate e fondazioni).
È il caso di osservare, poi, che anche se formalmente si parla solo di variazione di classe e/o di destinazione d'uso, sembra ragionevole pensare di dover procedere all'adeguamento in tutti quei casi in cui si abbia un incremento di carichi in fondazione superiore al 10% (pur senza variazione di classe o di destinazione d'uso).
È da notare il fatto che, nella nuova disciplina, viene introdotto il termine "classe" oltre a "destinazione d'uso".
Le classi d'uso, definite al punto 2.4.2 delle NTC, hanno la funzione di differenziare il periodo di ritorno del sisma di progetto in base al grado di affollamento della costruzione (classi I, II e III rispettivamente per: presenza occasionale di persone, normale affollamento, affollamento significativo) od in base alla funzione strategica della costruzione (classe IV). La variazione di classe d'uso conduce ad un incremento di periodo di riferimento V_R per la costruzione e, quindi, ad un aumento dell'azione sismica da considerare.
Ad esempio, se una costruzione ordinaria in classe II adibita ad uffici pubblici venisse destinata ad uso della Protezione Civile si andrebbe in classe IV, con conseguente raddoppio di C_u e di V_R. In questi casi, tra l'altro, andrà, dunque, valutato se la variazione del sisma atteso produca un incremento superiore al 10% del carico in fondazione;
D) trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente. In questo caso l'aspetto fondamentale da considerare è la sistematicità delle opere, valutando quando e dove saranno tali da trasformare l'intera struttura.
Rispetto alla previgente disciplina non compare più, fra le condizioni che conducono all'adeguamento, la sostituzione/innovazione di parti dell'edificio. Dunque, secondo la nuova disciplina, la trasformazione dell'organismo edilizio implica l'adeguamento, mentre gli interventi di sostituzione od innovazione di sue parti, anche se rilevanti e se alterano il comportamento globale della costruzione, ricadono nel miglioramento (che, peraltro, come sarà visto in seguito, richiede, comunque, una

valutazione di sicurezza dell'intera costruzione).
A puro titolo di esempio, ricadono nel punto D di tale paragrafo, e, quindi, nell'adeguamento:
– l'inserimento di un solaio intermedio;
– l'inserimento di strutture indipendenti e non modeste all'interno di costruzioni esistenti (in questo caso la nuova struttura va calcolata e verificata come nuova struttura; l'edificio esistente va adeguato);
– la costruzione di vani interrati al di sotto delle strutture esistenti;
– per edifici in muratura, la demolizione e ricostruzione in posizione diversa di un consistente numero di pareti interne, tali da modificare l'organismo edilizio;
– la realizzazione di giunti tecnici.

3.2 Caratteristiche dell'intervento di miglioramento per le costruzioni esistenti

Nel caso del "miglioramento" l'obiettivo è quello di accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti, senza l'obbligo di raggiungere il livello di sicurezza prescritto dalle norme per l'adeguamento.
La valutazione della sicurezza dovrà essere estesa all'intera struttura ed a tutti i possibili meccanismi locali. Al fine di dimostrare che l'intervento è migliorativo e per valutare l'entità della massima azione sostenibile dalla struttura, è necessario eseguire l'analisi prima e dopo l'intervento.
Nella categoria del miglioramento ricadono (paragrafo C8.4.2 della Circolare) "tutti gli interventi che, non rientrando nella categoria dell'adeguamento, fanno variare significativamente la rigidezza, la resistenza e/o la duttilità dei singoli elementi o parti strutturali e/o introducono nuovi elementi strutturali, così che il comportamento strutturale locale o globale, particolarmente rispetto alle azioni sismiche, risulti significativamente modificato".
Si ponga attenzione alla sostanziale differenza rispetto alla disciplina precedente: con le NTC 2008 ricadono nella categoria del miglioramento anche gli interventi capaci di alterare il comportamento globale dell'intera struttura.
Per questi casi viene richiesta, a differenza di quanto era previsto nel DM 16.01.96, la valutazione di sicurezza dell'intera struttura, ma non sussiste più l'obbligo di raggiungere il livello di sicurezza previsto per l'adeguamento.
Fra i casi possibili riguardanti gli edifici in muratura, possono essere ricompresi quelli che variano significativamente la rigidezza o la resistenza della struttura o di sue parti significative, quali, a puro titolo di esempio:
– la demolizione e la ricostruzione di alcune pareti nella stessa posizione, ma con rigidezza e resistenza sostanzialmente diverse, tali quindi, da cambiare significativamente il comportamento globale della struttura;
– l'inserimento di nuove pareti che modifichino significativamente il comportamento globale della struttura;
– la realizzazione di vani scala che implichino una significativa variazione delle masse o delle rigidezze;
– la realizzazione di vani ascensore strutturalmente connessi con l'edificio esistente, se tali ascensori hanno strutture portanti verticali di notevole rigidezza (ad es. setti in c.a.);
– la sostituzione sistematica di solai e coperture con significativo aumento di rigidezza o con aumento di peso degli impalcati;
– l'intervento sistematico di rinforzo delle pareti murarie (ad esempio mediante l'impiego di intonaco armato o di iniezioni tali da variare significativamente i rapporti di rigidezza fra i maschi murari e la distribuzione su di essi delle azioni orizzontali).

3.3 Caratteristiche dell'intervento locale o di riparazione per costruzioni esistenti

Rientrano in questa categoria tutti gli interventi eseguiti su singoli elementi strutturali e che non alterino significativamente il comportamento globale della struttura. Tali interventi possono essere di sostituzione, riparazione e rafforzamento del singolo elemento strutturale.
La valutazione della sicurezza, in questo caso, riguarda esclusivamente la porzione interessata dall'intervento e dovrà documentare che, con l'intervento in progetto, non si apportino modifiche sostanziali al comportamento sia della struttura nel suo insieme, sia delle porzioni della costruzione strutturalmente contigue.
Ricadono in questa categoria gli interventi locali su porzioni limitate della struttura, quali, a titolo di esempio, quelli elencati nella Circolare al punto C8.4.3:
– le riparazioni o sostituzioni di singoli elementi, purché non sia cambiato significativamente il comportamento globale della struttura (ad esempio la sostituzione di architravi, travi, pilastri, singoli campi di solaio o di copertura, pannelli murari). A proposito della sostituzione di architravi in edifici di muratura, si nota come le NTC 2008 attribuiscano grande importanza a questi elementi: la sostituzione di un architrave non resistente a flessione con uno in acciaio o c.a. altera lo schema strutturale dell'edificio, poiché consente all'edificio di fruire del contributo della "trave in muratura" sostenuta dal nuovo architrave;
– la realizzazione di una nuova apertura in una parete muraria, purché la parete stessa sia rinforzata (ad esempio con il ripristino della rigidezza tramite cerchiatura dell'apertura) e si dimostri l'efficacia di tale rinforzo. Si noti che il criterio "quantitativo", implicito nel dettato della Circolare, prevede una sola apertura in una singola parete ed impone che la rigidezza della parete rimanga invariata (quindi non deve né aumentare né diminuire), mentre la resistenza e la capacità deformativa non devono diminuire;

Tabella 1. Casistica esemplificativa (non esaustiva e puramente indicativa) delle tipologie d'intervento. È chiaro che l'inquadramento corretto del tipo di intervento dipende da numerosi altri fattori e deve essere valutato caso per caso.

Adeguamento	Sopraelevazioni; ampliamenti; inserimento di un solaio intermedio; inserimento di strutture indipendenti e non modeste all'interno di costruzioni esistenti; costruzione di vani interrati sotto le strutture esistenti; demolizione e ricostruzione in posizione diversa di un consistente numero di pareti interne, tali da modificare l'organismo edilizio; realizzazione di giunti tecnici.
Miglioramento	Demolizione e ricostruzione di alcune pareti nella stessa posizione, ma con rigidezza e resistenza significativamente diverse, tali da cambiare significativamente il comportamento globale della struttura; inserimento di nuove pareti che modifichino significativamente il comportamento globale della struttura; realizzazione di vani scala che implichino una significativa variazione delle masse o delle rigidezze; realizzazione di vani ascensore strutturalmente connessi con l'edificio esistente, se tali ascensori hanno strutture portanti verticali di notevole rigidezza (ad esempio setti in c.a.); sostituzione sistematica di solai e coperture con significativa variazione di rigidezza o aumento di peso degli impalcati; intervento sistematico di rinforzo delle pareti murarie (ad esempio mediante l'impiego di intonaco armato o di iniezioni su un numero di pareti tale da variare significativamente i rapporti di rigidezza fra i maschi murari e la distribuzione su di essi delle azioni orizzontali).
Intervento localizzato	Riparazioni o sostituzioni di singoli elementi deteriorati, a condizione che non sia cambiato significativamente il comportamento globale della struttura (ad esempio la sostituzione di architravi, travi, singoli campi di solaio o di copertura, pannelli murari); realizzazione di una nuova apertura in una parete, purché la parete stessa sia rinforzata (ripristino della rigidezza e non peggioramento di resistenza e deformabilità); sostituzione totale di coperture o solai senza variazioni significative di rigidezza od aumenti di peso; ripristino o rinforzo delle connessioni fra orizzontamenti e pareti e fra pareti confluenti; inserimento di tiranti.

– la sostituzione totale di coperture o solai, a condizione (difficile, comunque, da riscontrare nella pratica) che non vi siano variazioni significative di rigidezza od aumenti di peso;
– con riferimento a costruzioni in muratura, il ripristino od il rinforzo delle connessioni fra orizzontamenti e pareti e fra pareti confluenti, l'inserimento di tiranti. Si specifica nella circolare che tali interventi ricadono nella categoria dell'intervento localizzato "in quanto, comunque, migliorano anche il comportamento globale della struttura, particolarmente rispetto alle azioni sismiche". Il termine "globale" sembra qui avere il significato di insieme di verifiche locali (cinematismi).

4. Analisi storico–critica di edifici esistenti

Il paragrafo 8.5.1 delle NTC tratta delle finalità dell'analisi storico–critica per le costruzioni esistenti, mirata all'individuazione del sistema strutturale resistente ed alla determinazione dello stato di sollecitazione.
L'argomento è, poi, sviluppato nella circolare esplicativa, in particolare nel paragrafo C8.5.1, nel quale si indicano le fasi operative di tale analisi.
Si tratta di reperire dati ed informazioni esistenti, sia di tipo grafico, sia di tipo alfanumerico che, peraltro, possono costituire la base per eseguire le analisi ed i rilievi più approfonditi descritti nel seguito.
Fra questi dati si ricordano le cartografie storiche e catastali, le pubblicazioni sulla genesi e lo sviluppo dell'edificato locale, gli eventuali lavori a cura delle amministrazioni locali (ad esempio degli Uffici Tecnici Comunali), i verbali di sopralluoghi in occasione di precedenti eventi sismici.
Può risultare, infatti, molto utile verificare quali terremoti (e di quale intensità) abbia subìto la costruzione nel corso della sua vita, valutare i danni causati da tali terremoti e conoscere quali accorgimenti o riparazioni sono stati attivati.
L'obiettivo di queste ricerche è quello della conoscenza della storia costruttiva dell'edificio per trarne le informazioni strutturali utili, sia per una corretta analisi, sia per riconoscere gli elementi di maggiore vulnerabilità della costruzione.

5. Rilievo di edifici esistenti

Al paragrafo 8.5.2 delle NTC si delineano in maniera essenziale gli aspetti relativi al rilievo delle costruzioni esistenti.
Tali argomenti sono trattati in maniera più articolata nella circolare esplicativa, in particolare ai paragrafi C8.5.2 e C8A.1, nei quali si indicano le fasi, qui di seguito descritte, in cui devono essere suddivise le operazioni di rilievo.

5.1 Rilievo geometrico–strutturale
In primo luogo va eseguito il rilievo geometrico dell'edificio, finalizzato a conoscere la sua geometria e le dimensioni dei suoi elementi costrut-



Figura 1. Connessioni tra edifici contigui. La presenza di un cantonale nell'edificio di destra e la tipologia muraria di quello di sinistra indicano che l'edificio di sinistra è stato costruito successivamente e, se non sono stati posti in atto opportuni presìdi e connessioni, la sua parete risulta scollegata lungo l'altezza sia dal muro ad essa complanare, sia dal muro di spina, strutturalmente appartenente all'edificio di destra.
Possibili conseguenze strutturali: la parete di facciata dell'edificio di sinistra è suscettibile di meccanismi fuori piano.

tivi. Andranno rilevate dimensioni e posizione delle pareti portanti, delle aperture e delle nicchie. Si dovranno rilevare solai, volte, scale, travi dei solai e della copertura, indicandone le dimensioni e le orditure.
Le operazioni di rilievo richieste dalla circolare (paragrafo C8 A.1.A.1) non sono, però, meramente geometrico–dimensionali. Occorre, infatti, classificare gli elementi rilevati per tipologia, indicando, per quanto possibile in questa prima fase, la tipologia muraria, la tipologia di volte, solai, copertura, scale e di quant'altro dovesse essere utile per descrivere la struttura, compreso il quadro fessurativo.

5.2 Lettura strutturale dei dettagli costruttivi

Al paragrafo C8A.1.A.2 delle appendici alla circolare si richiede un rilievo strutturale dei principali dettagli costruttivi. L'accento viene posto in maniera particolare sulle connessioni fra gli elementi costruttivi, sugli architravi e sulla qualità della muratura. Peraltro tali dettagli costruttivi contribuiscono a determinare il livello di conoscenza in funzione del livello di accuratezza del loro rilievo (si veda più avanti, al paragrafo 7).
Nelle figure da 1 a 4 si forniscono alcuni semplici esempi di lettura strutturale di dettagli costruttivi.

5.3 Analisi del quadro fessurativo

Il rilievo del quadro fessurativo, richiesto al paragrafo C8A.1.A.1 delle appendici alla circolare, ha lo scopo di individuare i segnali di debolezza o di sofferenza della costruzione e di identificare il relativo meccanismo di collasso, sia esso stabilizzato o in evoluzione o riattivabile da successive sollecitazioni. La lesione, infatti, va vista come una manifestazione fisica di un meccanismo che si è attivato e che, nel caso di ulteriori sollecitazioni, potrebbe evolvere fino a giungere alla crisi.
Negli abachi che seguono sono riassunte alcune considerazioni che suggeriscono una corrispondenza fra alcuni diffusi tipi di lesione ed i corrispondenti dissesti che li hanno prodotti (o meccanismi di collasso, nell'ottica dell'analisi limite).
Le fotografie si riferiscono a danneggiamenti prodotti dal sisma del 2009 in Abruzzo e da quello del 1997 in Umbria.



Figura 2. Sperone per contrastare il meccanismo verso l'esterno della parete. Tale sperone appare ben ingranato nella parete originaria e ciò si nota osservando il cantonale della porta.
Lo sperone fa avanzare il filo esterno dell'edificio di almeno una trentina di centimetri, coprendo i primi due gradini della scaletta di accesso dell'edificio adiacente. Essendo lo sperone molto alto, copre interamente l'apertura e ha bisogno di un architrave in legno che si affianca al preesistente architrave in pietra della parete portante.
Possibili conseguenze strutturali: la cerniera di rotazione della parete per eventuali meccanismi di danno fuori piano si colloca sul filo dello sperone e non più sul filo della parete, con effetti positivi.



Figura 3. Cantonale integro in un edificio fortemente danneggiato dal sisma. I cantonali costruiti a regola d'arte (grosse pietre squadrate disposte a pettine) forniscono una connessione delle pareti esterne con i muri di spina. Una parete sottoposta ad azione orizzontale fuori piano, se ben connessa al suo muro di spina tramite un efficace cantonale, tenderà a ribaltare trascinando nella rotazione un cuneo del muro di spina il cui effetto è stabilizzante. In alternativa, l'azione sismica dovrà causare la rottura delle connessioni fra la parete esterna ed il muro di spina, oppure potrà danneggiare la zona centrale della parete senza intaccare il cantonale, come si vede nell'edificio in figura.
In tutti i casi citati il collasso della parete dotata di buoni cantonali risulta meno probabile rispetto al caso della stessa parete con cantonali inefficaci.



Figura 4. Solaio in legno scollegato dalle pareti. È difficile, senza saggi conoscitivi, valutare il grado di connessione dei solai con le pareti su cui essi si appoggiano.
In via preliminare si può ricorrere a valutazioni basate sulle tipologie: in linea di massima (ed in favore di sicurezza) si può affermare che i solai in legno od in acciaio non moderni, non alterati e privi di dispositivi specifici sono scollegati dalle pareti; solai in laterocemento degli anni '50–'60 non sono collegati alle pareti parallele alla loro orditura; solai moderni o consolidati in epoca moderna sono connessi alle pareti d'ambito.
Tali ipotesi, evidentemente, possono essere assunte solo in una fase preliminare di analisi, ad essa devono, però, seguire i necessari approfondimenti.

Tabella 2. Tipologia di dissesto su edifici esistenti in muratura (abaco puramente esemplificativo e non esaustivo).



Fuori piombo di una parete per rotazione rigida dell'intera parete in un edificio (sisma del 6/4/09 a L'Aquila). Il meccanismo è riconoscibile, oltre che per il fuoripiombo, anche per la presenza di una lesione che si amplia procedendo dal basso verso l'alto, nella zona in cui la parete si innesta nei muri di spina. Tale lesione è in genere passante; si potrà notare, quindi, anche all'interno dell'edificio, nelle cellule interessate.
Nel caso in cui la rotazione riguardi solo il paramento esterno della parete, la lesione all'innesto coi muri di spina non è visibile, neanche dall'interno, ma in questi casi la parete fuori piombo presenta un quadro fessurativo diffuso e piuttosto marcato nella parte più elevata.



Fuori piombo di una parete per pressoflessione.
Tale situazione è possibile sia per l'intera parete, sia per il solo paramento esterno (ad esempio per una muratura a sacco). In quest'ultimo caso spesso evolve nell'espulsione del paramento esterno del muro.
Talvolta, come nel caso in figura, la pressoflessione verticale si accompagna ad un quadro fessurativo marcato nella zona centrale della parete, sia all'interno che all'esterno.



Meccanismo di collasso di una parete vincolata ai muri di spina, ma libera in sommità. Tale meccanismo è facilmente riconoscibile per la tipica lesione curva con la concavità rivolta verso il basso.
L'evoluzione più grave di tale meccanismo porta al crollo, come nel caso in fotografia (edificio a Bazzano – AQ).
A volte questo meccanismo si ha anche in presenza di cordoli in c.a. eccessivamente rigidi e non collegati alla muratura sottostante.



Sfilamento delle travi del solaio. È un segno facilmente riconoscibile che indica il movimento di una delle due pareti su cui le travi si appoggiano od a causa della rotazione o della pressoflessione fuori piano.



Lesioni da carico verticale. Si tratta di lesioni riconoscibili per il loro andamento verticale e per i cigli fessurativi che indicano un allontanamento dei lembi della lesione che si muovono l'uno rispetto all'altro in una traslazione orizzontale.
Sono prodotte da un eccessivo carico verticale (incrementato anche da eventuali sollecitazioni sismiche) e conseguente insorgere di tensioni orizzontali di trazione nella muratura.
Si formano, in genere, sotto l'innesto di travi od in corrispondenza di carichi concentrati od anche su maschi murari di limitata area resistente in edifici alti (ad esempio colonne in muratura).



Lesioni da cedimento delle fondazioni. Lesioni a forma di semiparabola che possono riguardare una zona centrale di parete od uno spigolo dell'edificio. I cigli fessurativi indicano chiaramente il movimento di traslazione verso il basso, a volte con una componente orizzontale verso l'esterno.



Rotazione con cuneo di trascinamento. Lesione di rotazione di una parete con trascinamento di un cuneo di spina che, in questo caso riferito ad una costruzione a L'Aquila danneggiata dal sisma del 2009, coinvolge l'intera copertura.
Tale meccanismo di collasso si produce quando la parete è ben ammorsata al muro di spina.
È riconoscibile per la lesione sul muro di spina: tipicamente diverge dal basso verso l'alto e si allontana dallo spigolo con angolo d'inclinazione sulla verticale tanto maggiore quanto migliore è la qualità muraria della parete di spina.



Lesione di rotazione di una parete vincolata in sommità con trascinamento di un cuneo di spina. È un caso analogo al precedente, solo che, procedendo dal basso verso l'alto, la lesione sul muro di spina diverge in ampiezza e, dopo essersi allontanata dallo spigolo dell'edificio, inverte direzione e ci si riavvicina.
È un quadro fessurativo osservato spesso su pareti con un solaio in laterocemento soprastante che ostacola l'innalzamento sommitale della parete che ruota.



Depressione delle volte. Le lesioni risultano visibili all'intradosso nel punto più alto della volta, mentre il pavimento sopra la volta appare depresso nella sua zona centrale. Fra le cause possono esserci: rotazione o cedimento di uno dei muri su cui la volta si appoggia (favorito dalla spinta della stessa volta), eccesso di carico, ad esempio per un muro in falso posizionato sopra la volta.
Nel caso riportato nella foto probabilmente ha influito anche la componente verticale del sisma.





Qualità muraria insufficiente. Esempi di disgregazione della muratura per sua totale insufficienza statica. Le fotografie sono riferite ad edifici di Onna (AQ) danneggiati dal sisma del 2009.





Qualità muraria insufficiente.
Distacco di paramento esterno.
Foto a sinistra: edificio di San Gregorio (AQ); foto a destra: la chiesa di Paganica (AQ).

6. Caratterizzazione meccanica dei materiali

L'argomento della conoscenza e della caratterizzazione dei materiali costruttivi è introdotto al paragrafo 8.5.3 delle NTC tramite alcuni accenni agli aspetti fondamentali, sviluppati, poi, nella circolare al paragrafo C8.5.3.
Per conoscere le caratteristiche meccaniche ed il livello di degrado dei materiali (in questo caso la muratura esistente) è possibile:
1) ricorrere a verifiche visive in situ;
2) basarsi su dati già disponibili;
3) effettuare prove sperimentali.
Il ricorso alle verifiche visive in situ è approfondito al paragrafo 8 di questo testo e conduce a leggere i valori dei parametri meccanici della muratura su una tabella suddivisa per tipologie murarie.
Il ricorso a dati già disponibili può essere attuato, in particolare, nel caso in cui le Regioni abbiano svolto indagini sperimentali su tipologie

murarie caratteristiche del luogo, integrando, così, la tabella delle tipologie murarie cui si accennava in precedenza.
Nel caso in cui si vogliano effettuare prove sperimentali sulla muratura dell'edificio in esame, andrà predisposto un adeguato piano di indagini che sarà parte integrante del progetto e nel quale si dovrà motivare il ricorso alle prove sperimentali.
Nei casi di edifici tutelati oppure di edifici ricadenti in centri storici, occorre valutare l'impatto sulla costruzione delle stesse prove e la loro effettiva utilità.

7. Livelli di conoscenza

Nel caso degli edifici esistenti in muratura la conoscenza delle caratteristiche geometriche e costruttive può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, tenendo conto anche dell'ampiezza e della rilevanza dell'edificio in esame.
Le NTC 2008 organizzano la qualità della conoscenza su tre possibili livelli, in funzione di un minore o maggiore approfondimento della conoscenza del manufatto.
A ciascun livello di conoscenza (LC1, LC2 e LC3) è associato un corrispondente "fattore di confidenza" (rispettivamente: 1.35, 1.20 e 1.00) che verrà impiegato, ad esempio, per dividere i valori di resistenza della muratura così da ottenere il valore da utilizzare per le analisi e le verifiche. A livelli di conoscenza più elevati corrispondono fattori di confidenza più contenuti che portano, quindi, ad impiegare nei successivi calcoli, per la stessa muratura, valori maggiori delle resistenze.
Gli argomenti da considerare per definire il livello di conoscenza sono tre: la geometria, i dettagli costruttivi e le proprietà dei materiali.
Per conoscenza della geometria si intende essenzialmente un rilievo di tipo geometrico–strutturale del manufatto. La norma specifica cosa e come rilevare. Il concetto di base è che non si può intervenire su una costruzione se non si conoscono in modo adeguato la sua geometria ed il rapporto tra i vari elementi. Per questa ragione non esiste altra possibilità, per questo aspetto, al di fuori di un corretto ed accurato rilievo strutturale.
Vi sono, poi, le indagini riguardanti i cosiddetti "dettagli costruttivi".
In sintesi, si tratta di indagare su: collegamenti tra gli elementi (pareti, pareti ed orizzontamenti, cordoli), presenza ed efficienza di architravi, presenza di elementi non struttura-

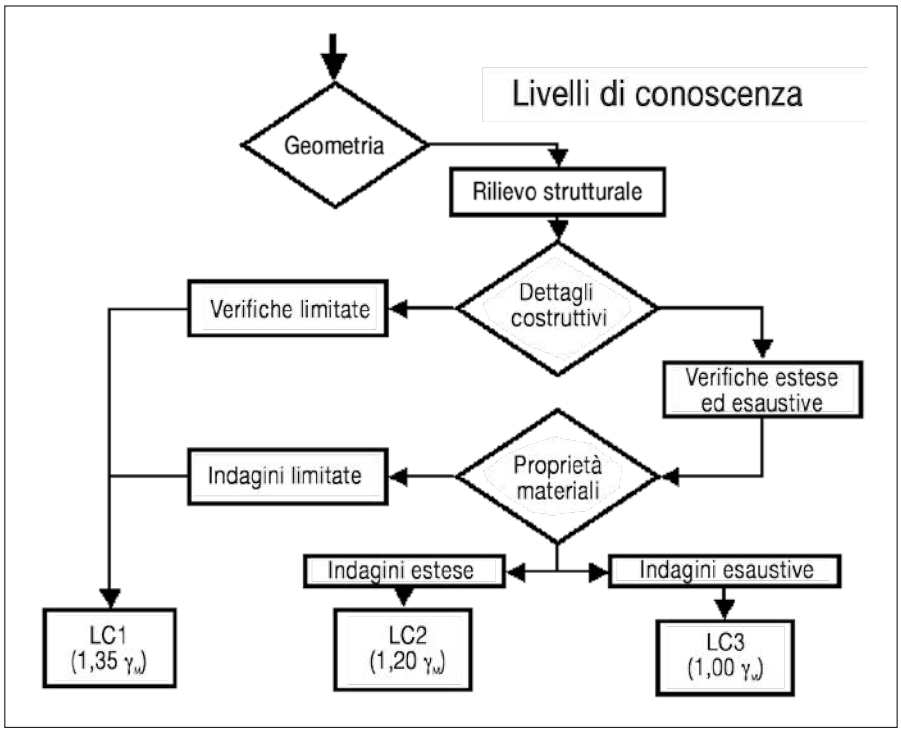
Figura 5. Differenze nei livelli di approfondimento per la valutazione dei dettagli costruttivi.

Dettaglio costruttivo da valutare	Verifiche in situ limitate		Verifiche in situ estese ed esaustive	
	Valutazione mediante:	Estensione valutazione:	Valutazione mediante:	Estensione valutazione:
A collegamento pareti	Esame tipologia muratura	Ove non osservato occorre, comunque, assumere le ipotesi più cautelative	Rilievo visivo e/o saggi	In modo sistematico sull'intero edificio
B collegamento orizzontamenti	Esame tipologia orizzontamenti		Rilievo visivo e/o saggi	
C-architravi	Rilievo visivo		Rilievo visivo	
D-spinte	Rilievo visivo		Rilievo visivo	
E-elementi non strutturali	Rilievo visivo		Rilievo visivo	
F-tipologia muratura	Saggi		Saggi	

Figura 6. Differenze nei livelli di approfondimento per la valutazione della qualità muraria.

	Indagini in situ limitate	Indagini in situ estese	Indagini in situ esaustive
Finalità	Individuazione tipologia muraria in letteratura	Individuazione tipologia muraria in letteratura	Informazioni quantitative sulla muratura
Rilievi visivi	si	si	si
Saggi interni	si	si	si
Prove	no	Martinetti piatti doppi Prove su malta non distruttive (facoltative)	Martinetti piatti doppi Prove su malta non distruttive (facoltative)
Prove distruttive	no	no	Si (taglio e compressione, prove diagonali, prove in laboratorio,...)
Estensione delle indagini	Non indicato	Almeno una prova per ogni tipologia muraria	Almeno una prova per ogni tipologia muraria

Figura 7. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza (in parentesi) in funzione delle indagini svolte.



li ad elevata vulnerabilità, presenza di elementi in grado di eliminare le eventuali spinte, tipologia della muratura e sue caratteristiche costruttive.
L'esame di tali elementi può essere svolto con:
– "verifiche in–situ limitate", basate su rilievi di tipo visivo, su saggi della muratura e su una conoscenza appropriata delle tipologie di solai e murature, adottando le ipotesi più cautelative per ciò che non si è indagato;
– "verifiche in–situ estese ed esaustive", fondate su un controllo sistematico di tutti i dettagli costruttivi dell'intero edificio.

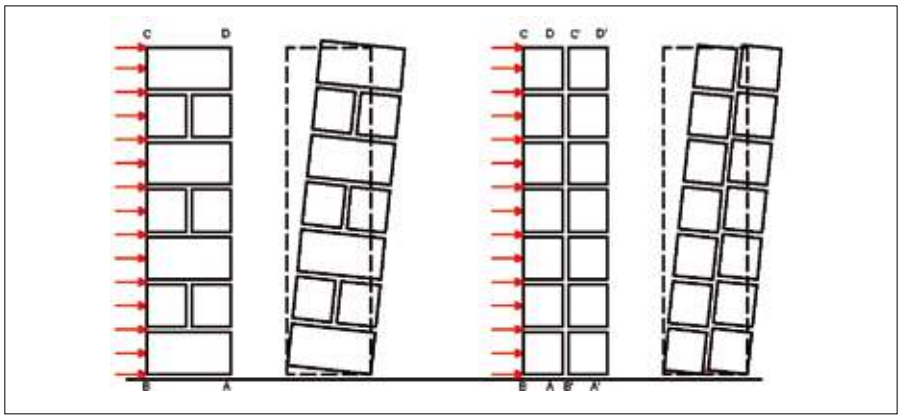
Per quanto riguarda le indagini sui materiali (la muratura) sono previsti tre diversi livelli di indagine:
– "indagini in–situ limitate": il riconoscimento della qualità muraria si basa, oltre che sulla conoscenza delle tipologie caratteristiche dell'epoca e del sito, anche su esami visivi della superficie muraria e, soprattutto, su saggi interni (dopo l'asportazione di zone di intonaco di almeno 1m x 1m). Si tratta, poi, di individuare nella tabella C8A.2.1 della circolare, che riporta le caratteristiche fisico–meccaniche per varie tipologie murarie, quella più vicina al caso in esame;
– "indagini in–situ estese": le indagini visive di cui al punto precedente devono essere effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura. Inoltre, sono richieste prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta, che possono essere omesse nel caso esistano prove analoghe su edifici della zona con murature simili sotto tutti i punti di vista. Tali prove sono finalizzate a verificare la correttezza della scelta della tipologia muraria nella succitata tabella C8A.2.1 e non a determinarne quantitativamente le caratteristiche di resistenza e rigidezza (paragrafo C8A.1.A.3 della circolare);
– "indagini esaustive": mirano ad ottenere, attraverso prove specifiche, informazioni quantitative sulla resistenza della muratura in oggetto. Si richiede, quindi, in aggiunta a quanto previsto ai punti precedenti, di effettuare una serie di prove sperimentali che consentano di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. Anche in questo caso è possibile utilizzare prove eseguite su edifici della stessa zona, qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica tra le murature.

Quando siano stati eseguiti il rilievo geometrico–strutturale, la valutazione dei dettagli costruttivi e della qualità muraria (si osservino gli schemi sintetici riportati nelle figg. 5 e 6 in cui, per i dettagli costruttivi e per la qualità muraria, si riassume cosa è necessario fare per conseguire un dato livello di approfondimento), il livello di conoscenza dell'edificio risulta definito nel modo illustrato dal diagramma di flusso riportato in fig. 7.

8. Qualità muraria

L'aspetto che più d'ogni altro condiziona il comportamento di un edificio in muratura, in particolare sotto le azioni sismiche, è la qualità della muratura stessa. Da tale caratteristica, che non può essere valutata semplicisticamente attraverso singoli parametri numerici di resistenza o rigidezza, discende la possibilità di un comportamento meccanico adeguato alle azioni previste.
Nelle NTC 2008 si fa riferimento esplicito ai parametri della regola dell'arte muraria e si suggerisce di valutare se essi siano presenti per formulare un giudizio sulla qualità della muratura. Tra questi parametri vi sono: l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti verticali, la forma e la dimensione di pietre o blocchi, la presenza dei diatoni (elementi passanti nello spessore della muratura), la qualità del-

Figura 8 (da A. Giuffrè). Differenza di comportamento fra una parete con ingranamento trasversale (a sinistra), che ruota mantenendosi monolitica, ed una parete priva di ingranamento trasversale (a destra), nella quale i paramenti si muovono indipendentemente l'uno dall'altro e per azioni orizzontali di entità inferiore rispetto al caso precedente.



la malta e la resistenza dei blocchi, parametro che riveste, ovviamente, notevole importanza.
Una malta di buona qualità che riempie bene i giunti fra i blocchi e le pietre permette di trasmettere e ripartire le azioni fra le pietre in maniera uniforme, evitando concentrazioni puntuali di tensione in corrispondenza dei punti di contatto fra le pietre.
Se è di buona qualità, la malta, oltre a regolarizzare il contatto tra le pietre, assicura una quota di resistenza coesiva alla muratura.
I giunti di malta, tuttavia, non devono essere eccessivamente larghi per evitare di ottenere una muratura di rigidezza troppo bassa (la malta, infatti, ha un modulo elastico inferiore a quello delle pietre o dei blocchi).

L'ingranamento trasversale fra i paramenti della parete (che per le murature di buona qualità è ottenuto tramite diatoni disposti nello spessore della parete) è un requisito che impedisce la suddivisione della parete in più paramenti semplicemente accostati l'uno all'altro (fig. 8). Inoltre, un buon ingranamento trasversale permette la distribuzione del carico su tutto lo spessore del muro, anche in quei casi in cui c'è un carico gravante sul bordo della parete (ad esempio un solaio appoggiato solo sull'interno).

Elementi resistenti di forma squadrata con le due facce piane disposte in orizzontale, oltre a facilitare un corretto ingranamento, assicurano la mobilitazione delle forze d'attrito, cui si deve gran parte della capacità di una parete di resistere a sollecitazioni orizzontali ad essa complanari.
Assumono grande importanza, ai fini di una buona tessitura muraria, anche i giunti verticali fra gli elementi. Essi devono essere sufficientemente sfalsati in modo da permettere il cosiddetto effetto catena (fig. 9), ossia la capacità del muro di opporsi, grazie alla forza di attrito, allo scorrimento orizzontale tra i suoi blocchi.

Lo sfalsamento fra i giunti verticali permette anche "l'effetto incastro" (fig. 10), ossia la capacità del muro di opporsi al movimento reciproco fra i suoi blocchi, in quanto il moto di ogni singolo blocco, per avvenire, deve coinvolgere un certo numero di altri blocchi.
La presenza di filari orizzontali induce una buona distribuzione dei carichi verticali sulla parete, in quanto permette un appoggio regolare. Inoltre, l'orizzontalità dei filari è importante anche in occasione delle azioni sismiche, poiché essa consente l'oscillazione attorno a cerniere cilindriche orizzontali senza immediata disgregazione della muratura (fig. 11).
Da quanto detto risulta evidente che, in funzione della qualità muraria (cioè del grado di rispetto dei parametri della regola dell'arte), ci si può attendere o meno un determinato comportamento dal singolo elemen-

Figura 9 (da A. Giuffrè). "Effetto catena" che conferisce alla muratura una pseudo–resistenza a trazione di natura attritiva.

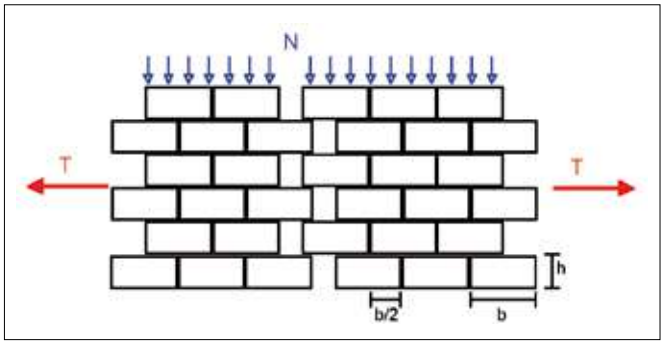


Figura 10. "Effetto incastro". Affinché la porzione A possa ruotare essa deve sollevare i blocchi della porzione C.

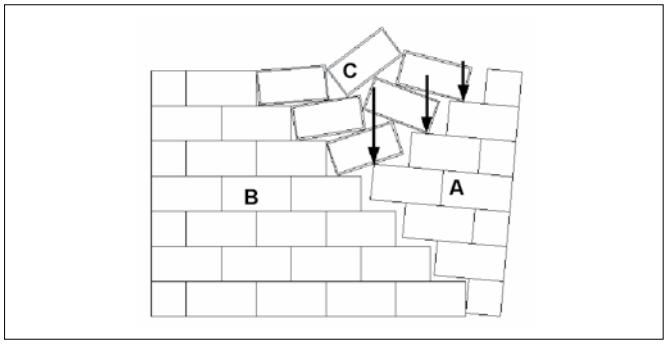
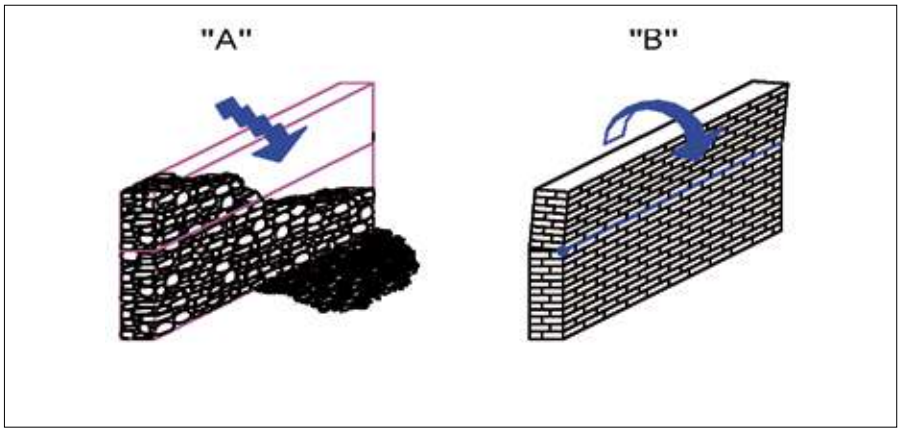


Figura 11. Differenza di comportamento fra la parete A in pietrame e sprovvista di filari orizzontali, e la parete B, dotata di buona tessitura e filari orizzontali che le consentono di oscillare.



to murario soggetto ad una specifica sollecitazione.
Le NTC 2008, tramite la circolare esplicativa, riconoscono l'importanza del rispetto della regola dell'arte nelle diverse tipologie murarie, attraverso un meccanismo basato su due tabelle.
La prima, ovvero la tabella C8A.2.1 (tab. 3), riporta i valori di resistenza e rigidezza attribuibili alle varie tipologie murarie, mentre la seconda, la tabella C8A.2.2 (tab. 4), indica i coefficienti (amplificativi o riduttivi) che possono essere applicati ai valori della tabella precedente quando siano rispettati gli accorgimenti tipi-

Tabella 3. La tabella C8A.2.1 della Circolare relativa alle tipologie murarie.

Tipologia di muratura	fm (N/cm^2)	τo (N/cm^2)	E (N/mm^2)	G (N/mm^2)	w (kN/m^3)
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (e.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

ci della muratura costruita "a regola d'arte", come anche quando si sia in presenza di interventi di consolidamento (iniezioni od intonaco armato) o si abbiano murature a sacco.
In sintesi: i valori della tabella C8A.2.1 sono quelli da assumere a riferimento nell'ipotesi di muratura con buona tessitura, con malta di caratteristiche scadenti, in assenza di ricorsi o listature e, nel caso delle murature storiche, con paramenti scollegati. Quando vi siano elementi differenti (migliorativi o peggiorativi) rispetto a quanto detto, questi possono essere messi in conto attraverso i coefficienti moltiplicativi della tabella C8A.2.2.

Nella tabella C8A.2.1 sono riportati i seguenti parametri meccanici della muratura:
f_m = resistenza media a compressione della muratura;
τ_0 = resistenza media a taglio della muratura;
E = valore medio del modulo di elasticità normale;
G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
w = peso specifico medio della muratura.

Su queste due tabelle (la C8A.2.1 e la C8A.2.2) sono opportune alcune considerazioni. A differenza della analoga tabella di norme precedenti (tabella 1 della Circ. Min LL.PP. del 30/7/81, sin qui diffusamente utilizzata per valutare le caratteristiche delle murature esistenti), dove veniva indicato un determinato valore per le resistenze (a compressione ed a taglio) di una certa tipologia muraria, qui viene riportato un intervallo (minimo–massimo) all'interno del quale, in funzione del livello di conoscenza che si è raggiunto, verrà assunto il valore per il caso in esame.
Il meccanismo si basa sulla considerazione che se la conoscenza del manufatto è limitata (LC1) o, comunque, non sono state fatte indagini approfondite sulla muratura (LC2), i valori della tabella, che derivano da quanto è oggi disponibile dalla letteratura in materia, devono costituire un riferimento vincolante. Quindi:
– se il livello di conoscenza è LC1, per la resistenza della muratura in esame vengono cautelativamente presi i valori minimi degli intervalli riportati in tabella per la tipologia muraria in considerazione, mentre per il modulo elastico si prendono i valori medi degli intervalli riportati in tabella;
– se il livello di conoscenza è LC2, sia per la resistenza, sia per il modulo elastico della muratura in esame possono essere presi i valori medi degli intervalli riportati in tabella per la tipologia muraria in considerazione. Si ricorda (circolare, paragrafo C8A.1.A.3 delle appendici) che le prove richieste per accedere al livello di conoscenza LC2 sono volte unicamente ad individuare la tipologia della muratura nella tabella C8A.2.1 (paragrafo C8A.1.A.3 della circolare).
Se, invece, si è raggiunto il livello di conoscenza LC3 allora, evidentemente, significa che sono state fatte indagini approfondite e dirette sulla muratura, e di questo se ne tiene conto con le seguenti tre possibilità:
– **caso a**, in cui sono disponibili tre (o più) valori sperimentali di resistenza. Si potrà qui assumere come valore per la resistenza della muratura in oggetto la media dei risultati delle prove; per il modulo elastico si potrà assumere o la media delle prove oppure il valore medio dell'intervallo riportato nella tabella per la tipologia muraria in considerazione (con pre-

Tabella 4. La tabella C8A.2.2 della circolare con i fattori correttivi per le murature.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscela leganti	Intonaco armato*
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

ferenza per il valore medio delle prove quando queste siano in numero significativo; mentre, per i casi successivi, al di là di quanto la norma consente, data la poca significatività delle prove eseguite, sarà opportuno assumere per il modulo E il valore medio della tabella);
– **caso b** (fig. 12), in cui sono disponibili due valori sperimentali di resistenza. Se il valore medio delle resistenze sperimentali è compreso nell'intervallo riportato nella tabella per la tipologia muraria in considerazione, si assumerà come resistenza il valore medio dell'intervallo stesso; se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo, si assumerà quest'ul-

Tabella 5. Confronti fra tipologie murarie simili. I parametri di resistenza e rigidezza sono valutati con le attuali NTC 2008 per livelli di conoscenza LC1 e LC2 (procedure dettagliate nella Circolare 617 del 2009) e con la Tab. 1 della Circolare esplicativa del 30.07.81.

Normativa	Descrizione muratura	Liv. di conoscenza	Resist. a compr. (f_m); (σ_k)	Resist. a compr. (τ_m); (τ_k)	Modulo elastico E	Modulo a taglio G
			N/cm²	N/cm²	N/mm²	N/mm²
NTC 08	Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche ed irregolari). Malta scadente, assenza di connessione trasversale e di ricorsi o listature	LC1	74	1,5	870	290
		LC2	117	2,2		
Circ. 81	Pietrame in cattive condizioni; assenza di ricorsi in mattoni	—	50	2,0	132	22
NTC 08	Muratura a blocchi lapidei squadrati. Malta buona, giunti sottili e buona connessione fra i paramenti	LC1	768	10,6	4035	1238
		LC2	1008	13,6		
Circ. 81	Muratura in pietrame grossolanamente squadrato e ben organizzato	—	200	7,0	462	77
NTC 08	Muratura in pietrame disordinata con ricorsi o listature e dotata di connessione trasversale	LC1	144	2,9	870	290
		LC2	227	4,2		
Circ. 81	Muratura in pietrame in cattive condizioni con ricorsi di mattoni estesi a tutto lo spessore del muro	—	50	2,6	172	29
NTC 08	Muratura a conci sbozzati con paramento di limitato spessore, malta buona e nucleo interno non scadente nè ampio	LC1	207	3,6	1722	574
		LC2	292	5,0		
Circ. 81	Muratura in pietra a sacco in buone condizioni; assenza di ricorsi	—	150	4,0	264	44
NTC 08	Mattoni pieni e malta di calce di buona qualità. Sì giunti sottili. Sì connessione trasversale	LC1	520	10,8	3375	1125
		LC2	780	15,4		
Circ. 81	Mattoni pieni e malta bastarda	—	300	12,0	792	132
NTC 08	Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.); Sì malta buona; sì giunti sottili; sì connessione trasversale	LC1	350	5,8	2430	810
		LC2	534	8,2		
Circ. 81	Blocchi di tufo di buona qualità	—	250	10,0	660	110
NTC 08	Muratura in pietrame disordinata. Iniezioni. Sì ricorsi o listature; sì connessione trasversale	LC1	288	5,8	1740	580
		LC2	454	8,4		
Circ. 81	Pietrame iniettato	—	300	11,0	726	121
NTC 08	Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno non scadente od ampio. Sì malta buona. Intonaco armato	LC1	414	7,2	3444	1148
		LC2	584	10,0		
Circ. 81	Pietra a sacco con intonaco armato	—	300	11,0	726	121

timo; se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizzerà il valore medio sperimentale. Per i moduli elastici vale, invece, quanto indicato precedentemente per il caso a;

– **caso c** (fig. 13), in cui è disponibile un solo valore sperimentale di resistenza. Se il valore della resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella tabella per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assumerà il valore medio dell'intervallo. Se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizzerà il valore sperimentale ottenuto. Per i moduli elastici vale ancora quanto indicato per il caso a.

Per ottenere il valore da utilizzare nelle verifiche occorre dividere il valore individuato per la muratura in oggetto per il "fattore di confidenza" attribuito ai diversi livelli di conoscenza (LC1, LC2 e LC3), rispettivamente 1.35, 1.20 e 1.00. Come si vede dai valori da impiegare, si assume che il livello LC3 sia quello adeguato all'analisi (coefficiente pari a 1.00); i livelli inferiori (LC1 e LC2) vengono considerati, comunque, in qualche modo, carenti di informazioni, e, quindi, penalizzati con coefficienti maggiori di 1.00.

Per maggior chiarezza è possibile fare qui un semplice esempio.

Si abbia una muratura in pietra a spacco con buona tessitura. Dalla tabella C8A.2.1 risulta un valore di resistenza media a compressione della muratura f_m compreso fra 260 e 380 N/cm^2.

Supponendo assenti condizioni migliorative che amplifichino i valori trovati, si considerino tre diversi casi:

caso 1): sono state eseguite due prove sperimentali e si è raggiunto il livello LC3. Supponendo che le prove abbiano fornito come risultati: f_m = 400 N/cm^2 e f_m = 440 N/cm^2, maggiori, quindi, del limite massimo dell'intervallo in tabella, si potrà assumere, come valore per la resistenza, il massimo dell'intervallo nella tabella C8A.2.1 della circolare, cioè 380 N/cm^2. Trovandoci al livello LC3 il fattore di confidenza è pari a 1.00. Dunque, tale muratura può essere considerata con un valore di resistenza pari a 380 N/cm^2 (diviso per il fattore di sicurezza del materiale γ_M, se necessario, ad esempio in caso di analisi lineare della struttura – circolare, paragrafo C8.7.1.5);

caso 2): per la stessa tipologia muraria si è raggiunto il livello di conoscenza LC2. Si deve assumere il valore medio dell'intervallo di variabilità di f_m diviso un fattore di confidenza pari a 1.20. In questo caso si ha una resistenza pari a 267 N/cm^2;

caso 3): il livello di conoscenza raggiunto è LC1. Si deve, allora, considerare il minimo valore dell'intervallo della tabella diviso per un fattore di confidenza pari a 1.35. Quindi, si

Figura 12. Diagramma di flusso per il caso b: LC3 con due valori sperimentali.

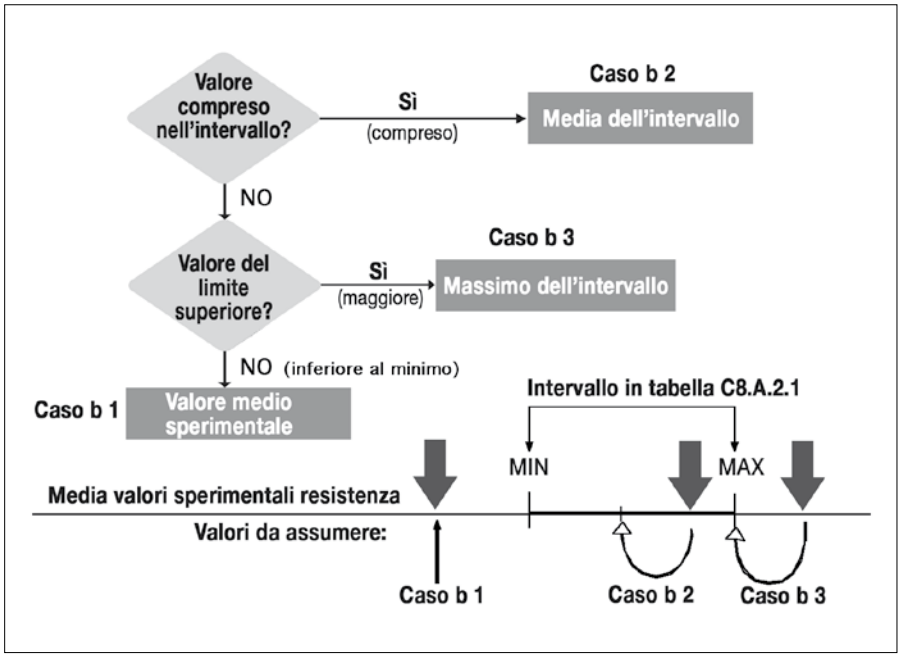
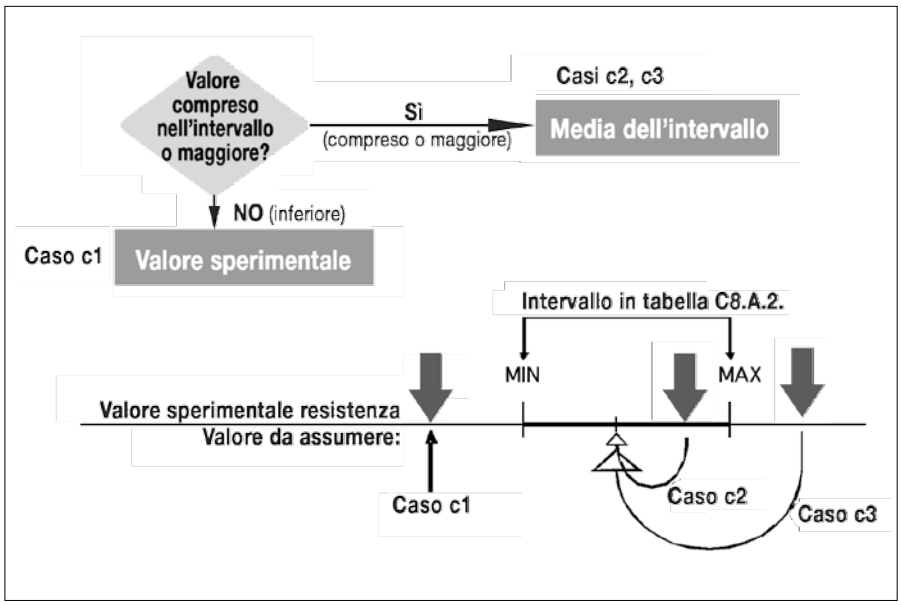


Figura 13. Diagramma di flusso per il caso c: LC3 con un solo valore sperimentale.



avrà un valore pari a 193 N/cm^2.
Come si vede, almeno da questo esempio, il valore da assumere per la resistenza di una stessa muratura può variare in modo anche rilevante (nell'esempio sopra riportato viene dimezzato) in funzione della maggiore o minore conoscenza che si è raggiunta per il manufatto in esame, coerentemente con il principio che impone maggiori cautele per i casi nei quali si hanno minori informazioni.

9. Aggregati edilizi

Una delle maggiori innovazioni introdotte dalle NTC 2008 riguarda la considerazione data al particolare comportamento delle costruzioni disposte in aggregato. Tale problema è trattato diffusamente nella circolare esplicativa, nell'appendice C8A.3. Peraltro, è questo un caso molto frequente, ad esempio nei centri storici delle città, nati da un processo di accrescimento costruttivo protrattosi per secoli nei più diversi modi.
L'analisi di un edificio appartenente ad un agglomerato pone problemi non sempre di semplice soluzione e, comunque, ben diversi dal caso di un edificio isolato.
In primo luogo, occorre definire l'edificio stesso, in quanto la contiguità e le connessioni strutturali tra le varie cellule murarie portano a mutue interazioni che non consentono di delimitare l'oggetto dell'analisi in modo indipendente da ciò che ha intorno. Questo porta un primo sostanziale problema: chi opera su una proprietà non può prescindere dal considerare quello che gli edifici contigui (in genere di altra proprietà) trasmettono all'edificio in oggetto, con tutte le difficoltà che ne conseguono.
Il primo punto da affrontare è quello di individuare, all'interno dell'aggregato, le "Unità Strutturali" (identificate nelle NTC e nella circolare con la sigla US) che compongono l'aggregato stesso, intendendo con questo termine identificare quelle porzioni dell'agglomerato che, pur non essendo del tutto autonome ed indipendenti, possiedono carattere di unitarietà del comportamento strutturale.
Non esiste, in genere, una univoca suddivisione di un aggregato in Unità Strutturali: sono possibili aggregazioni diverse delle varie cellule murarie. Nella norma, comunque, sono forniti alcuni criteri di carattere generale per individuare le varie US: ciascuna di esse sarà delimitata da altre US costruite in epoche diverse, o con tipologie costruttive differenti o con materiali diversi. Una US dovrà, comunque, avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali. L'importante, una volta schematizzato e suddiviso l'aggregato in più US, è considerare in modo completo le possibili interazioni tra le US e le diverse problematiche che si possono presentare.
Per quanto riguarda le interazioni si possono avere:
a) carichi verticali o spinte orizzontali provenienti da edifici adiacenti;
b) azioni di contrasto o di vincolo offerte da edifici adiacenti.
Le interazioni con gli edifici adiacenti sono importanti anche perchè modificano i meccanismi di collasso dell'edificio in esame, introducendo azioni supplementari oppure alterando le condizioni di vincolo.
Situazioni specifiche emergono, poi, per particolari posizioni della US nell'aggregato. Ad esempio, nelle tipologie a schiera un meccanismo tipico riguarda gli edifici di testata. Infatti, mentre in un edificio in posizione intermedia la facciata risulta contrastata ("contraffortata") dalla facciata dell'edificio che lo precede e da quella che lo segue nello sviluppo longitudinale della schiera e, quindi le azioni orizzontali, combinate con i carichi verticali, possono "scaricarsi" sul terreno attraverso le cellule adiacenti, ciò non accade per gli edifici che sono situati alle estremità della schiera.
Un edificio di testata di una schiera è, quindi, maggiormente suscettibile di danneggiamento per ribaltamento dovuto alle azioni longitudinali. Inoltre, se il suo sviluppo longitudinale è modesto, può subire una ulteriore spinta da parte dell'edificio adiacente.
Un altro caso da considerare con attenzione è quello di US il cui prospetto non sia allineato con i prospetti

Figura 14. US contigue con prospetti sfalsati.

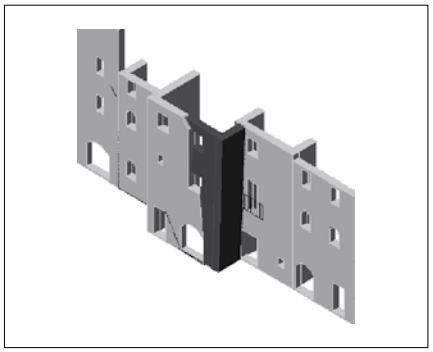


Figura 15. US contigue con differente altezza.

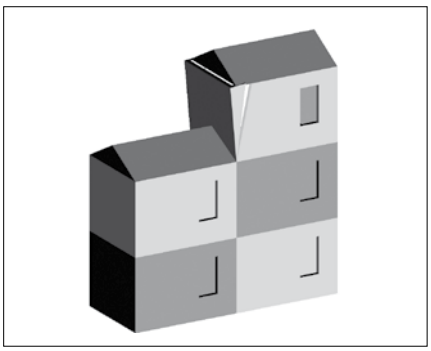
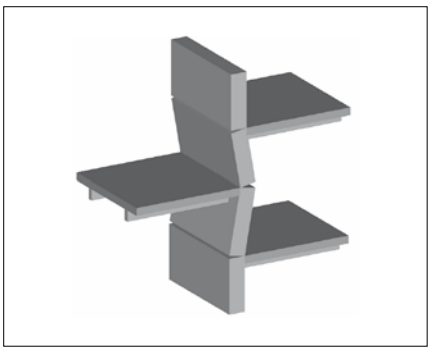


Figura 16. US con solai sfalsati.



delle US adiacenti. Anche questa è una configurazione che priva l'US dell'azione di contrafforte esercitata dalle costruzioni adiacenti. In questi casi si possono avere meccanismi di collasso locali come quello rappresentato in fig. 14.

Degna di particolare attenzione è anche la situazione di unità contigue di differente altezza o di diversa rigidezza. Questa condizione va analizzata tenendo conto dell'azione di vincolo esercitata dagli edifici più bassi su quello più alto (fig. 15): si ripete la situazione delle cellule di testata.
Un'ulteriore condizione di vulnerabilità di cui tenere conto è quella relativa allo sfalsamento dei solai di piano, assai frequente nei centri storici, legata ai diversi tempi di costruzione e di intasamento degli spazi. Tale situazione è riconducibile allo studio di un meccanismo di pressoflessione verticale a tre cerniere, in cui va considerata l'azione orizzontale sismica dovuta all'inerzia del solaio che in condizioni sismiche impegna flessionalmente la parete verticale (Fig. 16).
Per gli aggregati, le NTC al paragrafo 8.7.1 e la circolare al paragrafo C8.7.1.6 e nell'appendice C8A.3 richiedono l'analisi delle situazioni prima descritte, con la valutazione dei coefficienti di collasso per ciascun meccanismo locale possibile.
Per quanto riguarda l'analisi globale della US è evidente che, date le condizioni di vincolo reciproco (almeno nella direzione delle facciate della schiera), una verifica globale avrebbe un significato puramente convenzionale. Per questo motivo le NTC al paragrafo 8.7.1 e la circolare al paragrafo C8.7.1.1 prevedono, per alcuni casi, una verifica globale semplificata. Si tratta di specifiche molto importanti che è il caso di ricordare e sintetizzare in alcuni casi possibili:
caso 1: U.S. non di angolo o di testata, vincolata od aderente su ciascun lato (o su almeno due lati contrapposti) ad altre unità strutturali, dotata di solai rigidi. In questo caso l'analisi globale può trascurare gli effetti torcenti verificando, mediante un'analisi statica non lineare, ciascun interpiano dell'edificio indipendentemente dagli altri, trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica, anche per edifici con più di due piani;
caso 2: U.S. di angolo o di testata o non vincolata o non aderente su alcun lato ad altre unità strutturali, US dotata di solai rigidi. In tal caso è possibile svolgere un'analisi statica non lineare, verificando ciascun interpiano dell'edificio indipendentemente dagli altri, trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica, anche per edifici con più di due piani. Tuttavia l'analisi dovrà tener conto degli effetti torcenti e delle eventuali spinte provenienti dagli edifici adiacenti;
caso 3: U.S. dotata di solai deformabili. In tal caso si potranno considerare le singole pareti od i sistemi di pareti complanari con i carichi di loro competenza. Si tratta, in sostanza, di verificare parete per parete rispetto alle azioni orizzontali complanari. Di fatto non è più un'analisi globale, in quanto il comportamento globale della US non risulta possibile.
Inoltre, giova ricordare quanto scritto nella circolare all'appendice C8.7.1.1. a proposito delle costruzioni "senza un chiaro comportamento d'insieme". In particolare, "grandi chiese od edifici estesi e di geometria complessa non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano, né di efficaci e diffusi sistemi di catene o tiranti".
Si tratta di uno dei punti di maggiore innovazione dell'impianto normativo delineato dalle NTC e dalla circolare. Infatti, in questo paragrafo si afferma che, per le costruzioni succitate (fra le quali, talvolta, ricadono gli edifici in agglomerato), "la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico".
È possibile, quindi, effettuare la verifica globale della costruzione attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali (sia nel piano che fuori piano in questo caso). La condizione richiesta, però, è che la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sui meccanismi locali considerati e si tenga correttamente conto delle forze scambiate tra i sottosistemi strutturali considerati.
Appare evidente anche un certo margine di discrezionalità lasciato (volutamente) ai progettisti circa la scelta di questa strategia di verifica, difficilmente associabile sempre ad una data configurazione strutturale od edilizia. In sostanza, si tratta di valutare la configurazione e di scegliere di caso in caso (come sempre appare corretto per le costruzioni esistenti in muratura) se c'è un chiaro comportamento d'insieme, se l'edificio ha geometria complessa o se il sistema di tiranti e catene è sufficientemente efficace e diffuso.

10. Aspetti generali dell'analisi di edifici in muratura esistenti

Il riferimento principale per l'analisi sismica di edifici esistenti in muratura è il paragrafo 8.7.1 delle NTC ed il corrispondente paragrafo C8.7.1 della circolare.
Tali paragrafi stabiliscono l'obbligo di effettuare l'analisi sismica globale dell'edificio e l'analisi sismica dei meccanismi locali.
Per quanto riguarda l'analisi sismica globale, si è rimandati esplicitamente (paragrafo C8.7.1.1 della circolare) alle regole e norme valide per gli edifici nuovi in muratura, salvo alcune integrazioni specificate nel seguito.
La parte del dettato normativo che distingue in maniera specifica l'analisi sismica degli edifici esistenti rispetto al caso degli edifici nuovi è quella relativa ai meccanismi locali, ed è que-

sto l'argomento che sarà approfondito nel seguito (paragrafo 11).
Nel presente paragrafo, invece, saranno sintetizzati i principali aspetti relativi all'analisi globale degli edifici esistenti in muratura, evidenziando le differenze fra il caso delle nuove costruzioni e quello delle costruzioni esistenti in muratura.

…. Omissis …..

11. Analisi dei meccanismi locali

11.1 Ipotesi fondamentali e metodologia

In vari punti delle NTC e della circolare si fa riferimento alla necessità di verificare la sicurezza degli edifici esistenti in muratura nei confronti del possibile innesco di meccanismi locali. Il metodo indicato è quello dell'analisi limite delle strutture murarie, trattato sistematicamente nella circolare esplicativa nell'appendice C8A.4.
È implicito, in tali ripetuti richiami, il riconoscimento della frequenza di tale modalità di collasso nelle costruzioni murarie esistenti, per le quali la vulnerabilità sismica è condizionata significativamente dalla tipologia e dalla qualità delle connessioni fra i componenti dell'organismo edilizio.
Queste connessioni, in condizioni statiche ordinarie e sotto l'azione dei soli carichi verticali, sembrano contribuire marginalmente alla stabilità dell'organismo edilizio, ma in caso di sisma assumono un ruolo determinante. Il sisma, infatti, comporta l'insorgere di azioni orizzontali che, sia per il tipo di materiale (non resistente a trazione), sia per la tipologia dei vincoli (generalmente monolateri), adatti a contrastare i soli carichi verticali, non sempre possono essere fronteggiate. Si producono, così, distacchi di porzioni murarie isolate che possono evolvere fino al collasso.
Nel caso degli edifici esistenti in muratura, ed in particolare per il costruito storico, la modellazione con il metodo dell'analisi limite appare particolarmente indicata.
Tale metodo consente di pervenire al valore del coefficiente di collasso α_0 in grado di innescare il meccanismo di crisi attraverso una (quasi banale) equazione di primo grado. Esso si basa su una conoscenza puntuale delle caratteristiche della costruzione in esame (in particolar modo della qualità muraria e dell'efficacia dei vincoli) e prevede la possibilità di approfondimenti, ove necessari, come quello di considerare gli effetti di attrito e di incastro fra i blocchi.
In sintesi, il metodo si basa sulle seguenti considerazioni.
Se la compagine muraria è di buona qualità (buoni materiali e buona messa in opera), essa, al raggiungimento di un determinato livello delle azioni, sia sismiche che statiche, tenderà a suddividersi in un certo numero di porzioni, ciascuna delle quali avrà un comportamento monolitico; in altre parole, seguirà rigidamente un determinato meccanismo, senza sconnettersi internamente.
Tali porzioni sono delimitate dalle fessurazioni prodotte nel solido murario dalle azioni e dalle sconnessioni presenti (dovute alla tipologia ed alle modalità costruttive).
Per "cinematismo di collasso" (o meccanismo di collasso) si intende la catena cinematica resa possibile dal movimento reciproco delle porzioni murarie monolitiche.
La qualità muraria influisce sui meccanismi possibili in misura determinante. Ad esempio, con riferimento, per semplicità, ad un singolo pannello soggetto ad azioni ortogonali al piano, si possono schematizzare diversi tipi di comportamento:
– se la muratura in esame è di buona fattura, l'intero pannello tenderà a ribaltarsi rispetto al piede, mantenendo la sua monoliticità;
– se la muratura è di media qualità e priva di cura nelle connessioni fra paramenti, allora, in genere, non si potrà più avere un comportamento monolitico della parete: ogni paramento tenderà a seguire un proprio cinematismo;
– nel caso di murature di fattura e materiali scadenti, tali da non potersi attendere comportamenti meccanici appropriati, l'azione dovuta ad un sisma porterà a sconnettere internamente gli elementi murari, conducendoli ad una rovinosa disgregazione senza dar luogo alla formazione di cinematismi (si vedano, ad esempio, le ultime quattro fotografie rappresentate nell'abaco in tab. 2). In questo caso le caratteristiche inadeguate dell'elemento murario non consentono l'applicazione dell'analisi limite.
In generale, i cinematismi che si formano in una costruzione muraria per effetto delle azioni sismiche possono essere suddivisi in meccanismi di primo e di secondo modo.
I meccanismi di primo modo tendono a produrre il ribaltamento della parete muraria o di sue porzioni in direzione ortogonale al piano della parete stessa.
Tali meccanismi (detti anche "per azioni fuori del piano") sono causati, in genere, da azioni sismiche dirette ortogonalmente alla parete. Meccanismi di questo genere si innescano piuttosto facilmente anche per sismi di non rilevante intensità e producono spesso crolli rovinosi e, anche se non portati alle estreme conseguenze, sono causa di dissesti estremamente pericolosi.
I meccanismi di secondo modo si generano per azioni sismiche parallele al piano della parete. In questo caso, se la tessitura muraria è di buona qualità, possono prodursi ampie lesioni senza che la parete perda la sua capacità portante rispetto ai carichi verticali.
Spesso, poi, nella realtà, i meccanismi di danno di primo e di secondo modo si propongono in maniera combinata tra loro.
Dal punto di vista operativo, il metodo

dell'analisi limite si articola in due fasi:
a) rilievo ed analisi strutturale volti ad individuare, sulla base delle caratteristiche tipologiche costruttive e delle carenze strutturali della costruzione in esame, i possibili meccanismi di collasso;
b) per ciascun meccanismo possibile occorre valutare il coefficiente corrispondente alla situazione limite di equilibrio tra le azioni che tendono a far progredire il meccanismo e quelle che tendono a ripristinare la situazione iniziale (ovvero bisogna applicare il principio dei lavori virtuali od una equazione di equilibrio dei corpi rigidi – paragrafo C8A.4 delle appendici alla circolare esplicativa).
Si trova, così, il valore del moltiplicatore di collasso per ciascun tipo di meccanismo da confrontare, quindi, con il coefficiente di riferimento definito in funzione della sismicità della zona in esame.

11.2 L'individuazione dei meccanismi di collasso

L'individuazione dei meccanismi di collasso in una costruzione di muratura esistente costituisce, indubbiamente, la parte più impegnativa della procedura di analisi.
Nel caso di edifici danneggiati da un sisma, l'individuazione dei cinematismi risulta facilitata dalla presenza delle lesioni prodotte dal terremoto (si esegue, quindi, una analisi a posteriori). Tramite lo studio dei cigli fessurativi è possibile individuare le componenti del moto delle varie porzioni murarie e, quindi, in genere, si può cogliere in pieno il cinematismo innescato dal sisma. L'analisi a priori, ossia la ricerca dei possibili cinematismi in una costruzione ancora integra, prima del verificarsi di un sisma, è certo meno semplice. Per la maggior parte delle tipologie edilizie ricorrenti i cinematismi che più facilmente si formeranno per quella determinata situazione costruttiva sono, comunque, ormai noti, date le molte esperienze relative ai sismi del passato.
In prima istanza, per l'individuazione a priori dei meccanismi di collasso su edifici integri è possibile operare sulla base delle ipotesi semplificative che seguono, volte ad individuare rapidamente i meccanismi di collasso più pericolosi, ossia quelli del primo modo riguardanti le pareti esterne dell'edificio.
I meccanismi di primo modo e quelli misti che si esplicano sulle pareti esterne sono riassunti, per la singola parete, nella tab. 6, in funzione delle condizioni di vincolo orizzontale (con i solai e la copertura), delle condizioni di vincolo verticale (con le altre pareti) e delle condizioni di vincolo interne della muratura (muratura monolitica o muratura tendente a suddividersi in due paramenti).

Tabella 6. Meccanismi di collasso più probabili per pareti esterne in funzione delle condizioni di vincolo e della tipologia muraria.

Vincolo orizzontale	**Vincolo verticale**	**Vincolo interno della muratura**	
		Parete monolitica	**Doppia cortina**
Parete vincolata superiormente	Ammorsata da un lato	Ribaltamento con trascinamento di un cuneo del muro di spina di forma a diagonale doppia	
	Ammorsata da due lati	Ribaltamento con trascinamento di due cunei dei due muri di spina entrambi di forma a diagonale doppia	
	Non ammorsata	Flessione verticale (monolitica)	Flessione verticale (doppia cortina)
Parete libera superiormente	Ammorsata da un lato	Ribaltamento di porzione triangolare dal lato libero (monolitica)	Ribaltamento di porzione triangolare dal lato libero (doppia cortina)
		Ribaltamento con trascinamento di singolo cuneo del muro di spina	Ribaltamento con trascinamento di singolo cuneo del muro di spina
	Ammorsata da due lati	Flessione orizzontale (monolitica)	Flessione orizzontale (doppia cortina)
		Ribaltamento con trascinamento di doppio cuneo dei due muri di spina	Ribaltamento con trascinamento di doppio cuneo dei due muri di spina
	Non ammorsata	Ribaltamento (monolitico)	Ribaltamento (doppia cortina)
		Flessione orizzontale (monolitica)	Flessione orizzontale (doppia cortina)

Per un corretto utilizzo della Tab. 6 occorre considerare gli aspetti che seguono.

a) Per "parete esterna" si intende una porzione di muratura appartenente ad una facciata esterna della costruzione, delimitata superiormente da un solaio ad essa ben collegato o da una copertura (anche non collegata efficacemente) ed inferiormente dal terreno o da un solaio ben collegato. Si suppone, inoltre, che il terreno (piano di campagna) costituisca sempre un vincolo efficace per la parete. Lateralmente la parete risulta delimitata dal termine della costruzione o da un muro di spina efficacemente connesso ad essa.

Tale classificazione non viene eseguita considerando l'edificio piano per piano, ma attraverso le indicazioni fornite dal rilievo strutturale: è possibile, infatti, che venga considerata potenzialmente soggetta a ribaltamento verso l'esterno una tesa comprendente tutti i livelli dell'edificio in esame, qualora i collegamenti tra le murature e le chiusure orizzontali ai piani intermedi siano inefficaci.

b) La catena cinematica, nel caso si applichi l'analisi limite nella sua versione più semplice (senza considerare gli effetti di attrito e coesione), dovrà rispettare le regole di:

– congruenza (le porzioni di muratura che compongono la catena cinematica non possono compenetrarsi) od infinita resistenza a compressione della muratura. Costituisce un'eccezione il lieve arretramento della cerniera di rotazione, che può tener conto del superamento della resistenza a compressione della muratura in prossimità della stessa cerniera e della frantumazione locale della muratura;

– non resistenza a trazione della muratura (le porzioni di muratura che compongono la catena cinematica possono separarsi tra loro);

– rispetto dei vincoli orizzontali (in corrispondenza di solai o coperture ben collegate o del terreno le porzioni murarie possono solo ruotare attorno ad una cerniera ad asse orizzontale, ma non possono staccarsi dal vincolo, fatti salvi, e verificati in via preliminare, i casi in cui c'è scorrimento);

– rispetto dei vincoli verticali (due pareti ben ammorsate non possono separarsi in corrispondenza dell'ammorsamento, né possono ruotare reciprocamente attorno ad un asse verticale passante per l'ammorsamento);

– rispetto dei vincoli interni (le pareti sprovviste di diatoni o di efficace ingranamento trasversale possono suddividersi in due paramenti nel loro movimento fuori piano);

– minima energia (tra due o più catene cinematicamente ammissibili si innesca quella cui corrisponde il valore minore del coefficiente di collasso).

c) I meccanismi riportati nell'abaco non sono tutti quelli possibili. Per esempio, nell'abaco non compaiono i meccanismi di scorrimento fra porzioni murarie ed i meccanismi di secondo modo, possibili per pareti interne e per pareti ben vincolate.

d) Un altro parametro che, per necessità di sintesi, non compare nell'abaco è l'interasse tra i vincoli verticali (solitamente si parla di interasse tra muri di spina della parete in esame). È importante che tale interasse non sia eccessivo altrimenti, nelle zone centrali della parete in esame, si perde l'effetto di vincolo offerto dall'ammorsamento dei muri di spina.

e) La definizione di "vincolo efficace" considerata nel redigere l'abaco è da intendersi come vincolo efficace per entrambe le cortine murarie, nel caso delle pareti a doppio paramento. Se il vincolo di solai e pareti ortogonali fosse efficace solo per il paramento interno di una parete a doppia cortina, allora sarebbe probabile la crisi per ribaltamento della cortina esterna, non vincolata in alcun modo.

f) Per alcune configurazioni di vincolo nell'abaco compaiono due possibili meccanismi. In questo caso occorre eseguire il calcolo per entrambi i meccanismi e, in base al principio di minima energia, si considera il cinematismo con il coefficiente α minore.

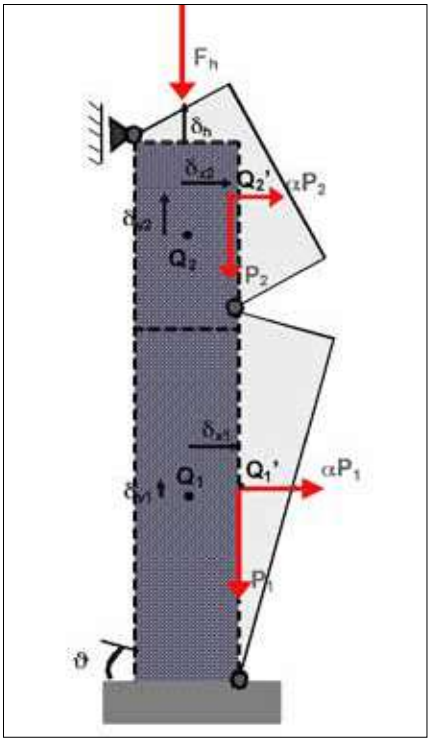
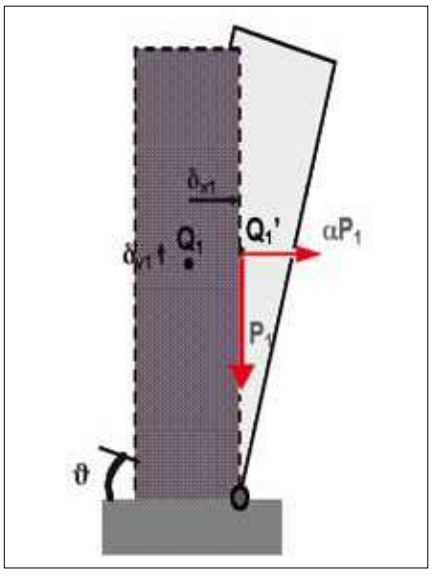


Figura 20. Meccanismo di flessione verticale.

Figura 21. Meccanismo di ribaltamento semplice.



11.3 Calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0

Una volta identificati i meccanismi

da considerare, il calcolo del coefficiente di collasso in grado di attivare il meccanismo che si sta esaminando può essere eseguito rapidamente, attraverso la scrittura di una semplice equazione.
Infatti, per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi in grado di innescare un determinato meccanismo locale basta applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le forze agenti su di essi. In generale, si tratta dei pesi propri dei blocchi e dei carichi verticali da essi portati, delle eventuali forze esterne (esempio: spinte provenienti da archi o volte) e delle azioni sismiche orizzontali. Queste ultime sono esprimibili moltiplicando i carichi verticali inerziali per il coefficiente sismico α.
Pensando di assegnare una rotazione virtuale θ alla catena cinematica, si hanno spostamenti virtuali orizzontali δ_X e verticali δ_Y dei blocchi e, quindi, dei punti di applicazione delle forze (figg. 20 e 21).
Il lavoro virtuale esterno è dato dal prodotto delle forze per lo spostamento virtuale dei rispettivi punti di applicazione. Il lavoro virtuale interno, solitamente considerato nullo, è eventualmente dato dall'azione delle forze interne quali, ad esempio, quelle legate all'ingranamento tra i conci murari.
Eguagliando il lavoro esterno a quello interno, si perviene alla formula riportata nell'appendice C8A.4 della circolare dalla quale, esplicitando gli spostamenti in funzione della rotazione θ, è possibile ricavare l'unica incognita α_0:

(C8A.4.1)

$$\alpha_0\left(\sum_{i=1}^{n} P_i\delta_{X,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j\delta_{X,j}\right) - \sum_{i=1}^{n} P_i\delta_{Y,i} - \sum_{h=1}^{o} F_h\delta_h = L_{fs}$$

…. Omissis ….

Bibliografia

AA.VV., Dipartimento della Protezione Civile 2009. Microzonazione sismica di Onna. Allegato F. Onna prima e dopo il terremoto del 6 aprile 2009: una ricognizione del danno. Report scaricabile all'indirizzo internet: http://www.provincia.perugia.it/guidetematiche/sicurezzaprevenzione/controllocostruzioni/pubblicazioni.
Albanesi T., Nuti C., 2007. Dispensa su analisi statica non lineare (pushover). Università degli Studi Roma Tre, Dipartimento di Strutture. Dispensa scaricabile al sito internet: http://host.uniroma3.it/dipartimenti/dis/didattica/Sismica/Dispense/2007/Pushover–dispensa–07–05–13.pdf.
Avorio A., Borri A., Corradi M. (a cura di), AA.VV. 2002. Ricerche per la ricostruzione. Roma: Ed. DEI.
Borri A., De Maria A., 2009. L'indice di qualità muraria (IQM): evoluzione ed applicazione nell'ambito delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008. Atti Conv. Naz. "L'Ingegneria sismica in Italia", Bologna.
Borri A., Cangi G., De Maria A., 2007. Vulnerabilità sismica del centro storico di Gubbio. Atti del XII Convegno Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", 10–14.06.2007, Pisa.
Borri A., 2004. "Vulnerabilità e riduzione del rischio sismico del costruito nei centri storici della Regione dell'Umbria. Rischio Sismico, Territorio e Centri Storici". Atti Convegno Nazionale. 2–3 luglio 2004, Sanremo.
Borri A. (responsabile scientifico) 2002. Studio sulla vulnerabilità sismica e proposta di interventi per un centro storico attraverso l'indagine tipologica e l'utilizzo di un database georeferenziato. Città di Castello (PG): Ed. Petrozzi & C.
Cangi G. 2005. Manuale del recupero strutturale ed antisismico. Roma: Ed. DEI.
Cons. Sup. LL. PP., Circolare n. 617 del 02.02.2009. Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni' di cui al Decreto Ministeriale del 14.01.2008. G.U. del 26.02.2009 n. 47, Supplemento Ordinario n. 27.
De Sortis A., Di Pasquale G., Nasini U. (coordinatori) Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale, Gruppo Nazionale Difesa Terremoti/CNR. 1998. Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Roma: Edizione Sallustiana.
Giovanetti F. (a cura di), AA.VV. 1992. Manuale del recupero di Città di Castello. Roma: Ed. DEI.
Giuffrè A., Carocci C. 1999. Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo. Bari: Ed. Laterza.
Giuffrè A. (a cura di) 1993. Sicurezza e conservazione nei centri storici. Il caso Ortigia. Bari: Ed. Laterza.
Giuffrè A., 1991. Letture sulla meccanica delle murature storiche. Roma: Ed. Kappa.
Giuffrè A. 1988. Monumenti e terremoti. Aspetti statici del restauro. Roma: Multigrafica editrice.
Gurrieri F. (a cura di) 1999. Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione post–sismica degli edifici. Roma: Ed. DEI.
Mariani M. 2006. Trattato sul consolidamento e restauro degli edifici in muratura. Con CD–ROM. Interventi sui terreni e sulle fondazioni. Interventi sulle strutture in elevazione. Roma: Ed. DEI.
Mariani M. 2004. Consolidamento delle strutture lignee con l'acciaio. Con CD–ROM. Roma: Ed. DEI.
Mastrodicasa S. 1993. Dissesti statici delle strutture edilizie. Milano: Ed. Hoepli.
Min. LL.PP. D. M. del 2 Luglio 1981. Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia. Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n.198 del 21.7.1981.
Min. LL.PP. Presidenza del Consiglio Superiore. Servizio Tecnico Centrale. Circolare n 21745 del 30 luglio 1981. Istruzioni per l'applicazione della Normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma.
Min. LL.PP. D.M. 20 Novembre 1987. Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento. Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 285 del 5 Dicembre 1987.
Min. LL.PP. D.M. 16 Gennaio 1996. Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche. Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n 29 del 5 Febbraio 1996.
Min. Infrastrutture D.M. 14.01.2008, Norme Tecniche per le Costruzioni. Suppl. Ord. alla G.U. del 04.02.2008.
Pugi F. 2006. Edifici in muratura e nuova normativa sismica: l'analisi pushover come evoluzione del metodo POR. Firenze: Editrice Alinea.
Rocchi P. (direttore scientifico), AA.VV. 2003. Trattato sul consolidamento. Roma: Ed. Mancosu.

Convegno del GLIS ad Abano Terme: una risposta efficace alla richiesta di strutture antisismiche

Giuseppe Puglisi Guerra – Ingegnere in Verona

Il 27 marzo 2009 si è tenuto, presso la bella cornice del Teatro dei Congressi 'Pietro d'Abano' di Abano Terme, il Seminario Annuale del GLIS (Gruppo di Lavoro per l'Isolamento Sismico) avente il titolo 'L'isolamento sismico per scuole più sicure'. Purtroppo, l'accadimento del terremoto in Abruzzo ha reso più che mai attuale la questione della realizzazione di edifici veramente antisismici che siano in grado o di rimanere in piedi, non causando, quindi, come è avvenuto, centinaia di morti o nel caso di costruzioni strategiche, le quali, devono essere in piena efficienza anche dopo il sisma per esigenze di protezione civile e di emergenza e che rispondano pienamente al requisito della perfetta funzionalità successiva all'evento. Tali requisiti sono, in particolare, da soddisfarsi per tutte quelle opere dove si ha un concentramento notevole di persone, quali gli ospedali, che servono anche per i primi soccorsi, o le scuole, dove la presenza di malati, vecchi, donne, bambini e ragazzi può ingenerare, alla percezione delle scosse, scene di panico collettivo ritardanti l'evacuazione, già problematica per la tipologia di occupanti e le operazioni delle squadre dei Vigili del Fuoco. Per questi motivi, ma anche per la forte impressione suscitata nell'opinione pubblica dal crollo della scuola di San Giuliano di Puglia con il conseguente decesso di decine di piccoli pargoli, nel Seminario si è incentrata l'attenzione sulle scuole, per le quali si auspica l'utilizzo degli isolatori, nel caso di costruzione ex–novo, e dei dissipatori, nel caso di adeguamento di strutture già esistenti. Un inizio in questa direzione lo si è avuto con la costruzione del nuovo edificio scolastico "Francesco Jovine" e del centro professionale ed universitario "Le Tre Torri" proprio nel paese molisano (un intervento avente, ovviamente, un chiaro significato simbolico sia per gli operatori del settore dell'antisismica che per le autorità istituzionali del territorio e nazionali) per i quali sono stati impiegati 61 **isolatori elastomerici ad alto smorzamento (High Damping Rubber o HDRB) e 12 isolatori a scorrimento acciaio–teflon (Sliding Device o SD).**

Dalle case baraccate del periodo borbonico alle tecniche dell'isolamento sismico

Dall'intervento del Prof. Ing. Alberto Parducci[1]

"Il terremoto è un evento naturale imprevedibile; nelle sue manifestazioni più violente colpisce con un'intensità tale da impegnare le capacità di risposta dei materiali da costruzione oltre i loro limiti di resistenza". Questa affermazione è, ormai, di uso comune (anche se, dopo il sisma che ha colpito L'Aquila e dintorni, si è chiesto agli esperti se è veramente impossibile capire, nello spazio temporale di qualche giorno, se ci sarà in una determinata area geografica un terremoto oppure no) fra coloro che se ne intendono almeno un po' di ingegneria sismica; essa, in particolare, si riferisce a tutti quegli eventi che presentino una **magnitudo Richter** o **locale M** (o $\mathbf{M_L}$, come riportato in qualche testo) **> 6.0** ed un'**intensità massima $\mathbf{I_{MCS}}$** (riferita, cioè, alla **scala Mercalli – Cancani – Sieberg**) **> IX grado** (anche se, a rigore, c'è da osservare che altri eventi con magnitudo ed intensità inferiori, come lo sciame che ha colpito l'Umbria e le Marche nel settembre del 1998, con M = 5.5÷6.0, il terremoto che ha interessato la Sicilia Orientale il giorno di Santa Lucia del 1990, con M = 5.2, e l'ultima sequenza aquilana, non ancora terminata, con magnitudo massima M = 5.8, hanno provocato danni gravi al patrimonio edilizio abitativo, pubblico e storico e molte vittime). Secondo l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) in Italia nel secolo scorso gli accadimenti rispondenti ai requisiti menzionati sono stati ben 8 (figura 1); particolarmente cruenti si sono rivelati gli scuotimenti aventi magnitudo locale uguale o maggiore a 7.0 avvenuti all'inizio del Novecento: nella memoria collettiva dei messinesi e dei reggini è ancora vivo il ricordo delle loro città rase al suolo sia dallo scuotimento della terra che dallo tsunami del 27 dicembre del 1908, i quali uccisero fra 70000 e 90000 esseri umani (alcune stime parlano, però, di 130000 decessi all'incirca!), gli avezzani, invece, nelle fotografie dell'epoca possono constatare come il loro paese non esistesse più dopo la scossa del 13 gennaio 1915 (che causò circa 33000 morti). Per comprendere correttamente i dati contenuti nella tabella della figura 1 bisogna rammentare che i parametri macrosismici che in essa compaiono sono espressi in scala logaritmica e dunque, all'aumento di un grado corrisponde un effetto 10 volte maggiore di quello del grado precedente[2].

Figura 1. Gli otto terremoti italiani del XX secolo che hanno avuto magnitudo Richter M > 6.0 ed intensità massima I_{MCS} > IX grado.

n.	anno	località	intensità	magnitudo
1	1906	Calabria	X–XI	7,1
2	1908	Messina–Reggio	XI	7,2
3	1915	Avezzano	X–XI	7,0
4	1920	Garfagnana	IX–X	6,5
5	1930	Irpinia	X	6,7
6	1968	Belice	X	6,1
7	1975	Friuli	IX–X	6,4
8	1980	Irpinia–Basilicata	X	6,9

Ora, se si fosse certi che i sismi non superino, quanto meno, i limiti suddetti (anche se si è già osservato che, anche per la vulnerabilità delle costruzioni italiane, scosse di magnitudo ed intensità di poco inferiori ad essi ed aventi frequenze di valore elevato e distribuite in modo da impegnare fortemente le varie opere non sono certo da scartare) non ci sarebbe bisogno dell'Ingegneria Sismica, ovvero non occorrerebbe individuare i modi di collassare di un'intera struttura (i famosi 'modi di vibrare' che tutti noi strutturisti, almeno i più giovani, abbiamo studiato all'Università nei corsi di Meccanica Razionale e di Dinamica delle Strutture), ma basterebbe l'approccio dell'Ingegneria Strutturale tradizionale, il quale prevede il progetto "per resistenza" sezione per sezione, controllando che le sollecitazioni "di design" S_d siano minori od uguali alle resistenze "di design" R_d. Invece, purtroppo, la situazione non è quella appena descritta ma, bensì, il linguaggio tecnico tradizionale di dimensionamento di travi, pilastri e muri non è più sufficiente se si desidera stabilire dei criteri progettuali e delle procedure di esecuzione atti ad evitare i rovinosi crolli che possono causare il decesso di centinaia o migliaia di esseri umani e la distruzione di numerose preziose testimonianze del passato. È necessario, invece, cambiare

completamente mentalità sviluppando strategie innovative che ci permettano di raggiungere gli obiettivi precedentemente menzionati anche coinvolgendo le scelte architettoniche, altrimenti sarà sempre come affrontare a mani nude uno spietato gigante infernale (figura 2).



Figura 2 – Un'immagine eloquente: un edificio a L'Aquila, costruito negli anni '60 non seguendo criteri antisismici, parzialmente crollato.

I primi passi dell'Ingegneria Sismica si ha ragione di individuarli dopo il terremoto che interessò la Calabria Ulteriore nel 1783 in piena dominazione borbonica; infatti, per la ricostruzione il medico Giovanni Vivenzio e l'architetto Vincenzo Ferraresi disegnarono alcune case baraccate ispirate a quelle che gli albanesi, fuggiti nel XVI secolo dall'opprimente dominazione turca, costruirono nel Sud dell'Italia in terra od in mattoni con l'inserimento di elementi lignei, vere e proprie realizzazioni antisismiche che considerarono, per la prima volta in assoluto, una concezione d'insieme del progetto strutturale. L'idea, come gran parte di tutte quelle buone, non fu attuata.
In Europa, comunque, nel Nord (Inghilterra, Germania, Paesi Scandinavi), anche se non studiate specificatamente per resistere ai terremoti, esistevano già da tempo abitazioni aventi la struttura portante in legno chiamate fachwerkbau o balloon–frame a seconda della lingua (figura 3).

La via del legno fu ritentata in Italia dopo il sisma che colpì Messina nel 1908 con l'erezione di alcune case baraccate; per altro, dopo tale accadimento venne costituita una Commissione Governativa di



Figura 3 – La casa natale del noto compositore Georg Friedrich Händel a Halle an der Saale in Germania, risalente addirittura al XIII secolo nel suo nucleo principale: si nota molto bene lo scheletro ligneo portante i cui vuoti sono occupati da una muratura di tamponamento.

esperti la quale, alla fine, fu l'organo dal quale scaturì il Regio Decreto del 18 aprile del 1909. In tale legge si pone, per la prima volta in assoluto, il problema dell'isolamento delle costruzioni dal terreno assumendo una positiva tesi edificativa, non "corrotta" da problemi di calcolo, mirante ad ottenere un organismo unitario contrapponentesi alle scosse sismiche. Vennero, perciò, ideate nuove soluzioni realizzative, che furono anche riconosciute legalmente in 54 nuovi brevetti, nelle quali l'inventiva di alcuni professionisti ebbe, finalmente, libero sviluppo; così si ebbero progetti mostranti compattezza strutturale e carrelli alla base per disaccoppiare il movimento dell'edificio soprastante da quello del terreno, murature armate od arditi schemi sospesi ('friction–pendulum'). Purtroppo, ancora una volta gli imprenditori e gli ingegneri operanti nella pratica, non preparati tecnologicamente e teoricamente a tali novità (molti non lo sono neanche adesso, figurarsi cent'anni fa!), perseverarono nell'utilizzo delle vecchie tecniche edilizie e dei materiali tradizionali (pietra e laterizio per le murature portanti) mentre il mondo accademico non accolse le nuove proposte, ma continuò nell'approfondimento della teoria di calcolo delle travi, inadeguata, come già esposto, per l'Ingegneria Sismica.
È, allora, comprensibile come il successivo Regio Decreto n. 2229 del 10/11/1939 non presentò alcuna considerazione dei principi anti–terremoto. Questi ultimi furono, invece, applicati nella costruzione dell'Imperial Hotel di Tokyo (1915 – 1922) (figura 4), per il quale il grande architetto Frank Lloyd Wright, modificando caparbiamente i disegni degli ingegneri strutturisti, consapevole dell'alta sismicità del Giappone e di avere un terreno di fondazione fangoso, pensò ad un sistema resistente non rigido, con dei setti, sezionati e collegati fra loro per mezzo di giunti di espansione, che potessero facilmente adeguarsi agli spostamenti indotti dalle scosse e con dei carrelli a contatto diretto col suolo melmoso, antenati dei moderni isolatori. Gli effetti positivi della scelta del famoso tecnico americano si apprezzarono nel 1923, quando un tremendo sisma colpì Tokyo, distruggendo gran parte della città e causando circa centomila decessi: l'albergo non solo rimase perfettamente funzionante, ma anche servì come ricovero per centinaia di senza tetto, come testimoniato da un telegramma del barone Okura, grande amico di Wright e capo dell'ufficio amministrativo dell'Imperial Hotel.



Figura 4. L'interno dell'Imperial Hotel di Tokyo, oggi non più esistente

Per l'ennesima volta l'esempio wrightiano non fu seguito da altri progettisti, né da alcuna normativa, né, tanto meno, in Italia, nazione ad alto rischio sismico avente, una legislazione che non ha considerato il problema fino al 1974, quando è stata approvata la legge n. 64 del 2 febbraio che, comunque, non detta serie misure costruttive, ma si limita a fornire delle generiche disposizioni realizzative e burocra-

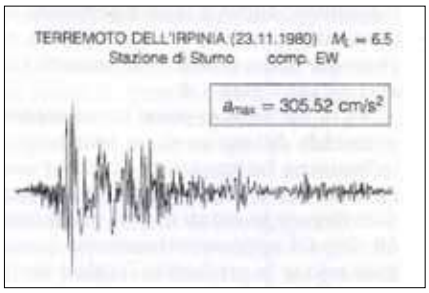


Figura 5. Uno degli accelerogrammi del terremoto dell'Irpinia.

tiche (è bene ricordarlo ai giornalisti che, dopo l'ultimo evento aquilano, l'hanno enfatizzata). Per altro c'è da osservare che quest'ultima è nata solamente in seguito all'impressione suscitata nell'opinione pubblica dal terremoto della Valle del Belice, avvenuto nel 1968 (mia madre, nativa del paese di Naso sito in provincia di Messina, rammenta di essere stata spostata di circa un metro dal punto in cui si trovava al momento dell'accadimento, e ciò a circa 150 km in linea d'aria dall'epicentro!).
Ci sono volute, poi, altre due tragedie, quali quelle del Friuli e dell'Irpinia (figura 5), per avere la Protezione Civile Nazionale e la classificazione sismica del Bel Paese, quest'ultima istituita dalla legge n. 1684 del 25 novembre 1982 ed assumente come zone non interessate da movimenti tellurici vaste aree (come quasi tutto il Nord, la Maremma, la Puglia e la Sardegna, si veda la figura 6).
Nel successivo D.M. n. 29 del 16 gennaio

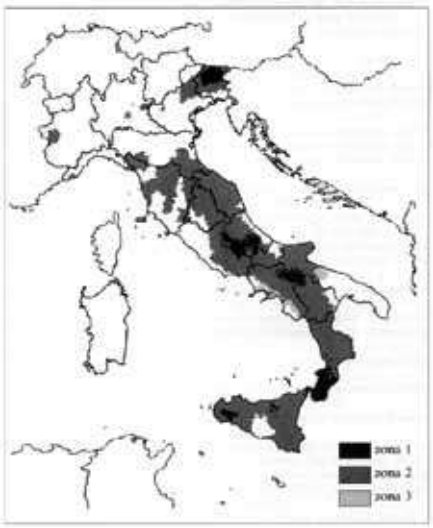


Figura 6. Classificazione sismica del periodo 1982 – 1984.

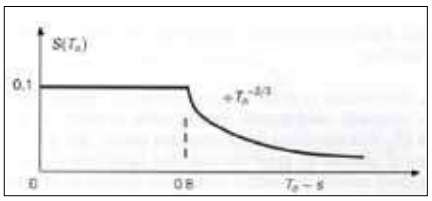


Figura 7. Spettro di risposta secondo il D.M. n. 29 del 16 gennaio 1996 nelle zone di massima intensità sismica.

1996 "Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche" si ha, finalmente, un passo in avanti: per la prima volta si ha una definizione, seppur molto deficitaria perché derivante da una impostazione degli Anni Sessanta, del moto del terreno durante una serie di scosse, applicabile in linea teorica a qualsiasi costruzione (figura 7). Inoltre, ci sono delle prescrizioni particolari per gli edifici, sia per quelli di nuova fattura, sia per quelli esistenti per i quali occorra effettuare interventi di ristrutturazione. Però il decreto in questione ha un enorme difetto: esso, improntato alla concezione della "verifica sezione per sezione", si limita ad assicurare una resistenza dei singoli elementi strutturali sufficiente per superare senza danni, o quasi, eventi di media intensità, ovvero attesi con un periodo medio di ritorno (non indicato esplicitamente nella norma) dell'ordine di 50–60 anni; la sicurezza nei confronti di "casi" più severi è demandata genericamente alle risorse residue delle opere, per garantire le quali, però, non sono richieste specifiche analisi progettuali.

Il limite di efficacia delle procedure di calcolo in questione è stato denunciato dalla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n. 65/AA.GG. del 10 aprile 1997 'Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche in zone sismiche di cui al D.M. del 16 gennaio 1996', la quale sottolinea il valore "largamente convenzionale" del suddetto dispositivo normativo, dipendente dalla "entità attribuita alle azioni sismiche" e dall''ipotesi di comportamento elastico lineare' dei materiali. Nello stesso documento si aggiunge che la soluzione presente nella legge madre è idonea "a conseguire il desiderato livello di sicurezza purchè la struttura abbia un sufficiente grado di duttilità", accollando, così, al progettista l'assunzione di quei provvedimenti volti al raggiungimento dell'obiettivo. Nella stessa circolare, allora, proprio per aiutare i tecnici, esistono, per la prima volta nella legislazione italiana, alcune prescrizioni, quali quelle relative ai minimi ed ai massimi di armatura ed alla staffatura, miranti al conseguimento di un minimo di duttilità locale per la formazione di cerniere plastiche (ovviamente in classe 'B') per le costruzioni intelaiate in calcestruzzo armato. Come tutte le determinazioni interessanti, queste semplici indicazioni sono state poco applicate nella pratica mediante l'adduzione di motivazioni legali (non certo ingegneristiche) aventi ad oggetto la non obbligatorietà delle circolari ministeriali.
Comunque, ormai la via era tracciata verso un nuovo tipo di analisi antisismica, quella legata al Capacity Design (in italiano letteralmente "Progetto di Capacità"): ogni sistema resistente deve avere un'elevata capacità dissipativa globale quando è impegnato da una sollecitazione tellurica che richieda notevoli deformazioni in campo plastico. La prestazione dissipativa, allora, richiede la risposta della struttura nel suo insieme e quindi perde completamente importanza il calcolo eseguito in campo elastico lineare. È importante, invece, avere delle zone critiche, le cosiddette cerniere plastiche, dove poter attuare la dissipazione dell'energia delle scosse mediante meccanismi di deformabilità locale. In altre parole, se un'opera che è a diretto contatto col terreno riesce ad immagazzinare tutta l'energia dello scuotimento è salva. Ma, più specificatamente, qual è la domanda di capacità richiesta dall'ultima legge, il D.M. del 14 gennaio del 2008, susseguente a tutta una serie di norme, quali l'Eurocodice n. 8 del 1998, le Ordinanze n. 3274 del 20 marzo del 2003 e n. 3431 del 2005 ed il D.M. del 23 settembre del 2005, assumenti l'impostazione della quale si sta discutendo? Essa è diversificata a seconda che si parli di spostamenti o di resistenza ultima: nel primo caso lo Stato Limite di Danno (SLD) è definito per eventi caratterizzati da un periodo medio di ritorno dell'ordine di 50 anni (aventi, cioè, una probabilità di superamento del 63% in 50 anni), nella seconda evenienza lo Sta-

to Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), relativo alla mitigazione dei danni, e quello di prevenzione del collasso (SLC), concernente la prevenzione dei crolli rovinosi, sono connessi a casi aventi un periodo di ritorno dell'ordine di 500 anni o più (ovvero con probabilità di superamento del 10% in 50 anni o minori). Come si può facilmente constatare, è in questa seconda situazione che occorre fornire ad una costruzione un'elevata capacità dissipativa mediante le deformazioni anelastiche, mobilitate dal particolare meccanismo innescantesi dopo la fase elastica, e la duttilità presente nelle zone critiche (ad esempio nelle cerniere plastiche). In questo modo, anche se l'attacco è di intensità elevata e, quindi, esiste un divario consistente fra la domanda posta dal sisma e la capacità di risposta dell'opera, ci sono dei contributi che possono consentire a quest'ultima di superare l'impatto senza crolli, sia pur con gravi danneggiamenti (si visioni la figura 8).

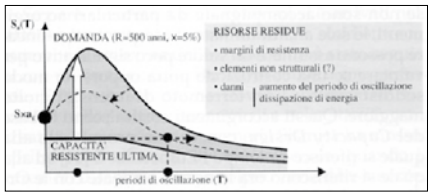


Figura 8. Domanda e risposta di capacità per una struttura provata da un sisma corrispondente allo Stato Limite di Collasso.

Come si può constatare guardando la figura 8, le risorse residue di capacità sono tre: quelle dovute ai margini di resistenza, quelle mobilitate dagli elementi non strutturali e quelle imputabili ai danni. Mentre le prime non hanno grande incidenza e le seconde sono molto incerte, sono le ultime quelle decisamente più interessanti, in quanto, in quest'ultima eventualità, da un lato si verifica un aumento del periodo di oscillazione, legato alla minore rigidezza dell'insieme non in perfette condizioni, dall'altro si mobilita la capacità dissipativa connessa alla ripetizione delle deformazioni anelastiche (resistenza per fatica in campo plastico, ovviamente essa si esplicita solamente se c'è, garantita dalle misure progettuali di Capacity Design).
Il primo effetto provoca, come si evince dal grafico di figura 8, uno spostamento verso destra della curva limite della capacità resistente ultima, che trasferisce il periodo di oscillazione verso la zona nella quale la domanda sismica si attenua notevolmente a causa della sua natura dinamica, il secondo elemento origina una diminuzione della domanda, la quale si riduce poiché lo smorzamento strutturale è superiore al 5%, valore utilizzato abitualmente nei calcoli.
L'analisi mediante Capacity Design è parte di quella che è denominata concezione olistica, la quale si contrappone decisamente al dimensionamento minimalista ovvero della mentalità cartesiana per difetto, da sempre insegnato in tutte le istituzioni scolastiche od universitarie (succintamente è espresso dalla classica verifica $S_d \leq R_d$ amm).
Essa si esprime attraverso due modalità:
1) quella del Capacity Design, la quale ha per obiettivo la creazione di meccanismi di collasso fortemente dissipativi in termini energetici, il che equivale ad affermare che si desidera la rottura duttile dei materiali;
2) quella dell'isolamento alla base (in inglese Base Isolation) dove, per mezzo della elevata deformabilità di isolatori in gomme armate od in acciai speciali, si aumenta enormemente il periodo principale di oscillazione entrando, così, in quel campo della figura 8 che è situato a destra, nel quale tanto si ridimensiona la domanda del terremoto.
Per ciò che concerne la prima possibilità, si segnalano due importanti soluzioni che, beninteso, non sono le uniche attuabili: la prima è quella dell'inserimento, nel corpo del fabbricato, di alcuni dissipatori passivi (si parla anche di Energy Dissipation), i quali sono impiegati soprattutto per realizzazioni che si deformano molto come quelle metalliche, la seconda è quella delle masse accordate, chiamata in inglese Tune Mass System (figura 9).

Per quel che riguarda l'isolamento alla base, c'è da osservare che esso supera i risultati ottenibili con il Capacity Design. Infatti, mentre quest'ultimo tende ad innalzare la capacità allo SLV ed allo SLC senza influenzare sostanzialmente quella

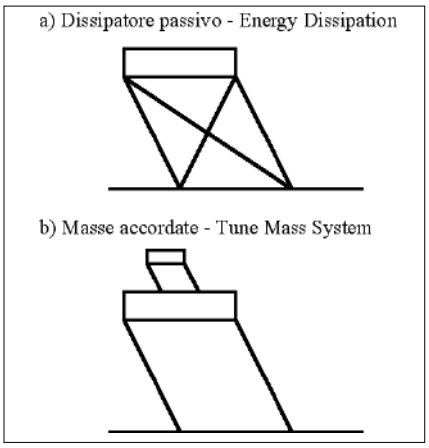


Figura 9. Dissipatore passivo (Energy Dissipation) a controvento per una struttura metallica e masse accordate (Tune Mass System).

allo SLD, il primo, quando, naturalmente, si seguono criteri ottimali, consente di migliorare ampiamente il limite di risposta elastica di una struttura, elevando la capacità allo SLD a valori che corrispondano allo SLV di una fabbrica ideata con il Capacity Design. Per altro, vi è da sottolineare che il Base Isolation non modifica significativamente il comportamento di risposta a domande sismiche aventi entità medio–bassa, dunque il suo utilizzo è necessario ed auspicabile in luoghi ove siano attesi scuotimenti di forte intensità per determinati tipi di edifici od infrastrutture, quali ospedali e scuole. Fra gli oltre 100 esempi di questa tecnologia realizzativa esistenti in Italia (erano, per la precisione, 102 alla fine del 2008) se ne possono citare tre aventi notevole rilevanza, oltre a quello brevemente illustrato all'inizio dell'articolo. Il primo è il 'Centro Operativo

Figura 10. Progetto del 'Centro Operativo Emergenza e Formazione' del Centro della Protezione Civile di Foligno (Perugia), isolato mediante 10 HDRB di 1 m di diametro.



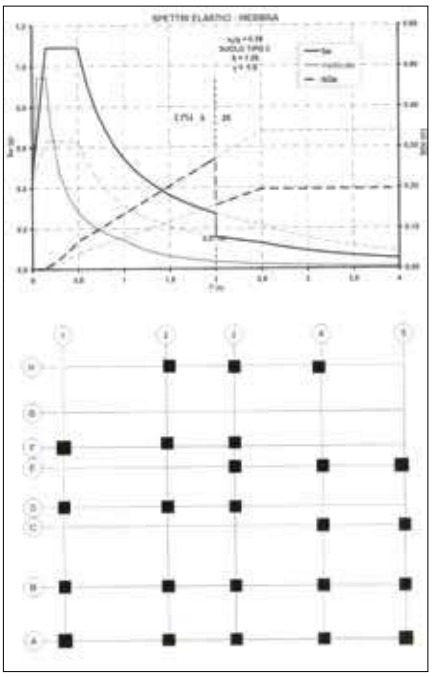


Figura 11 – Spettro di progetto e posizione degli isolatori in pianta per l'edificio di Messina avente 8 piani fuori terra in progetto.

Emergenza e Formazione' del Centro della Protezione Civile di Foligno (figura 10), nel quale una falsa cupola nervata in calcestruzzo armato insiste su 10 HDRB da 1 m di diametro (ovvero si ha un telaio sostanzialmente indeformabile insistente su degli isolatori molto deformabili: lo spostamento orizzontale massimo dell'opera previsto rispetto al terreno è di 40 cm per un'accelerazione di progetto pari a 0.49 g).

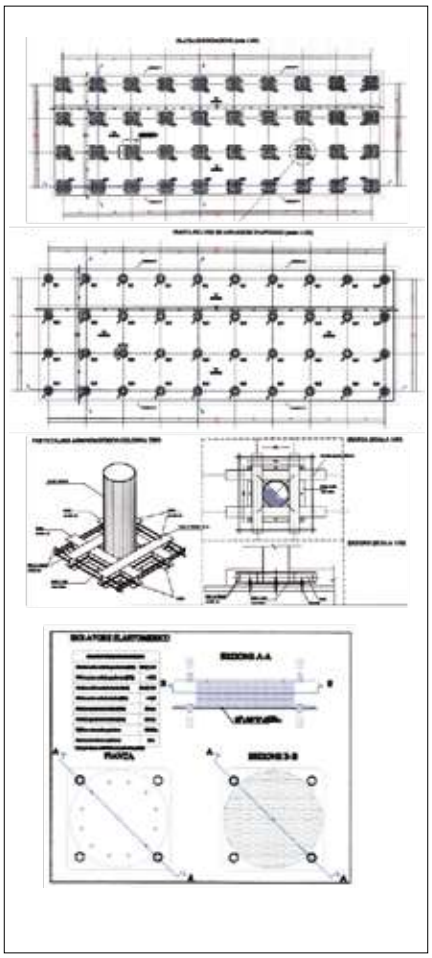


Figura 12 – Progetto delle abitazioni per i terremotati de L'Aquila predisposto dal Dipartimento della Protezione Civile: dall'alto in basso, platea di fondazione, pianta dei pulvini e degli apparecchi di appoggio, particolari delle colonnine in acciaio e degli isolatori elastomerici.

Il secondo è un edificio in fase di erezione a Messina, dunque in zona sismica 1 secondo l'Ordinanza n. 3274 del 2003, previsto nell'area posta a valle dell'ospedale Piemonte, di dimensioni complessive 33.00 m x 19.00 m e con ben 8 piani fuori terra: dunque, quando sarà terminato esso sarà la costruzione isolata più alta del nostro Paese.
In questo caso si avranno 18 isolatori del tipo 'D650', 4 'D800' e 2 'SD', tutte e tre le tipologie con smorzamento $\xi = 25\%$ (figura 11).

Il terzo ed ultimo esempio che qui si propone è quello delle abitazioni che la Protezione Civile sta costruendo per ospitare temporaneamente gli aquilani colpiti dall'accadimento del 6 aprile 2009.
Queste strutture non le avremmo mai volute vedere, ma si sono rese necessarie per fornire un adeguato ricovero a coloro che ne hanno fortemente bisogno.
Esse sorgeranno su piastre in calcestruzzo armato dello spessore di 50 cm, a loro volta sostenute da colonne ø812.8x16 in acciaio S 355 JR, le quali trovano fondamento in platee di calcestruzzo armato dello spessore di 50 cm.
Sulla testa dei pilastrini in acciaio saranno posizionati isolatori elastomerici aventi rigidezza equivalente pari a 900 kN/m e smorzamento viscoso equivalente uguale al 12% ed apparecchi d'appoggio multidirezionali (figura 12). ❑

Applicazioni dell'isolamento sismico e della dissipazione di energia in edifici in Italia e nel mondo

Dall'intervento dell'Ing. Massimo Forni[3]

Adesso ci si addentrerà maggiormente nel concetto di isolamento sismico per comprenderne appieno il significato e quindi i vantaggi; successivamente, si elencherà una serie di applicazioni presenti in Italia e nel mondo per capire qual è lo stato attuale di diffusione di tale tecnologia.
Innanzitutto, quale significato ha 'isolare sismicamente' una costruzione? Ebbene, l'operazione consiste nell'interporre dei corpi opportunamente studiati e scelti allo scopo di:
1) sopportare i carichi verticali;
2) consentire gli spostamenti orizzontali (è il fine principale): in qualche caso i dispositivi esercitano delle forze ricentranti, ovvero tendono a riportare la struttura nella configurazione iniziale, esattamente come una molla che, ritrattasi, cerca di riconquistare la posizione di quiete.
Uno dei primi esempi di isolatore è stato l'appoggio col friction pendulum (pendolo ad attrito), ovvero un elemento a scorrimento a superficie curva di brevetto statunitense ormai scaduto (figura 13).

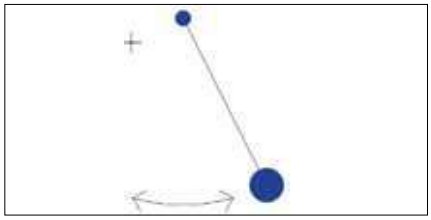
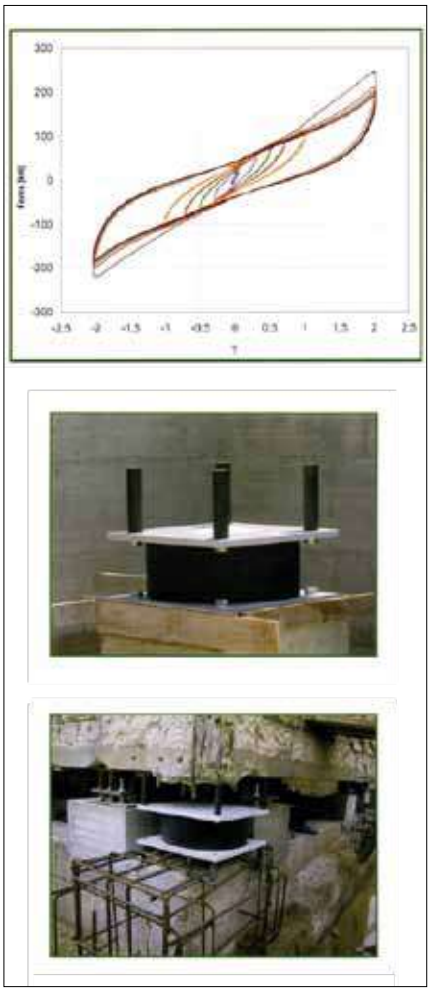


Figura 13. Schema di appoggio con friction pendulum.

Oggi, naturalmente, esistono degli isolatori di concezione più semplice come quelli elastomerici, costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante la vulcanizzazione a caldo di quest'ultimo. Il loro comportamento può essere modellato come lineare, definendo la rigidezza ed il coefficiente di smorzamento viscoso equivalenti.
C'è da aggiungere che, solitamente, questi dispositivi sono realizzati con mescole elastomeriche ad alto smorzamento, cioè aventi un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente compreso fra il 10% ed il 16% in corrispondenza ad una deformazione da taglio del 100% (il modulo di elasticità tangenziale varia fra 0.4 MPa e 1.4 MPa).
Il funzionamento degli isolatori elastomerici, aventi una moderata capacità dissipativa che li rende i più utilizzati per gli edifici, è semplice: possiedono una rigidezza orizzontale ridotta, per garantire l'incremento del periodo proprio della struttura e, quindi, il disaccoppiamento del moto traslazionale di quest'ultima da quello del terreno, ed un'elevata rigidezza verticale per contenere il valore dell'abbassamento sotto carico (figura 14).

Figura 14. Tipico diagramma isteretico di un isolatore elastomerico, ottenuto in prove dinamiche ad ampiezza crescente, ed isolatori elastomerici in opera.



Un esempio recente dell'impiego degli isolatori elastomerici è quello, citato all'inizio dell'articolo, della nuova scuola di San Giuliano di Puglia e del centro professionale ed universitario adiacente (figura 15).



Figura 15. La nuova scuola "Francesco Jovine" ed il centro professionale ed universitario "Le Tre Torri" a San Giuliano di Puglia, eretti su un'unica piastra isolata sismicamente (analogamente alle nuove abitazioni de L'Aquila) al momento dell'inaugurazione avvenuta il 18 settembre del 2008.

In effetti, con la tecnologia appena illustrata si raggiungono margini di sicurezza notevoli, in quanto le accelerazioni del terreno non vengono quasi trasferite alle costruzioni.
Gli isolatori, dunque, funzionano come dei veri e propri 'filtri' i quali, trasmettendo poca energia all'opera protetta da essi, diminuiscono, come già osservato, la frequenza propria del fabbricato e, quindi, lo mantengono quasi fermo.
Vi è da osservare che, comunque, con gli attuali dispositivi di isolamento, non si riesce a raggiungere ancora la quiete perfetta per gli edifici durante un sisma; inoltre, bisogna considerare che non tutte le realizzazioni reagiscono in modo uguale agli scuotimenti dei terremoti, perchè la loro risposta varia a seconda della loro altezza (per comprendere ciò, basta ricordarsi della formula di stima del periodo principale di vibrazione per analisi statica lineare: $\tau_1 = C_1 H^{3/4}$) .
La differenza fra una struttura isolata ed una 'normale' si percepisce immediatamente: nella prima perfino un vaso di fiori posto su un tavolo non cade a terra rompendosi e si sposta poco; nella seconda, invece, molte volte, pur non verificandosi gravi danni all'insieme degli elementi portanti, si hanno quadri fessurativi ac-

centuati o, addirittura, crolli di tamponamenti sia interni che esterni e di soffitti o controsoffittature, rendendo l'opera inservibile e causando, talvolta, feriti e morti (immaginate di essere in una scuola od in un altro qualsiasi fabbricato e di vedervi cadere sulla testa qualche bel pezzo di muratura od altro pesante dai 3 kg in su: vi posso solamente consigliare, in tal frangente, di raccomandarvi a qualche Santo di quelli influenti in Paradiso!).

A conforto di quanto appena affermato ci sono, naturalmente, alcuni dati sperimentali, ovvero le accelerazioni misurate durante i sismi che hanno colpito Los Angeles e Kobe: ebbene, mentre per le costruzioni isolate si è avuta una riduzione dalle 3 alle 4 volte rispetto all'accelerazione del terreno, per gli edifici non isolati si è avuta un'amplificazione di quest'ultima variabile dalle 2 alle 3 volte. Perciò, un risultato eloquente nella sua semplicità.

Oltre alle costruzioni, recentemente si è pensato di isolare anche opere d'arte prestigiose.

Un esempio di ciò si è potuto constatare durante il vertice del G8 avvenuto a L'Aquila ai primi di agosto, dove la tecnica citata è stata impiegata per la famosa statua del guerriero di Capestrano, testimonianza dell'antica popolazione dei Sanniti, risalente all'incirca alla metà del VI secolo a.C. e rinvenuta nell'omonima località aquilana. Sono in programma, anche, interventi dello stesso tipo per i Bronzi di Riace, per Nettuno e Scilla, per il Satiro Danzante di Mazara del Vallo e per il celeberrimo David di Michelangelo.

In particolare quest'ultimo, per le lesioni che possiede, è molto vulnerabile sia alle vibrazioni ambientali che a quelle sismiche e non è in grado di superare indenne neppure terremoti modesti, di entità inferiore a quelli verificatisi in passato nell'area fiorentina.

Per tali capolavori di valore inestimabile i candidati ad essere utilizzati sono gli isolatori a sfere d'acciaio inossidabile martensitico, poiché hanno una durabilità elevatissima, di circa 1000 anni, la quale minimizza la necessità di sostituzione (figura 16).

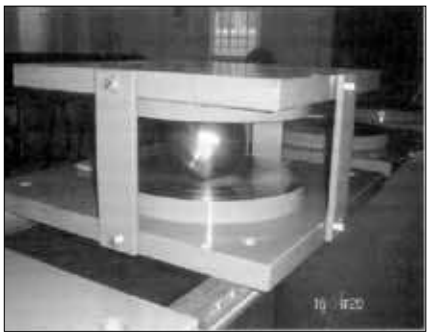


Figura 16. Isolatore a sfera d'acciaio inossidabile martensitico.

Per ciò che riguarda gli edifici isolati, invece, non bisogna dimenticare che la prima costruzione al mondo ad essere interessata da tale applicazione è stata la scuola Johann Heinrich Pestalozzi a Skopje (capitale della Macedonia), costruita, negli anni '60, a seguito di un disastroso terremoto che aveva colpito la città nel 1963.

In tal caso i progettisti, italiani (e si deve essere orgogliosi di essere stati i primi al mondo), usarono degli LDRB (Low Dumping Rubber, pure essi di produzione italiana), che, con la pressione dei carichi verticali e col tempo, hanno mostrato un eccessivo rigonfiamento laterale, per cui, nel 2007, sono stati sostituiti con i moderni e più efficienti HDRB.

Altro importante ed interessante utilizzo degli isolatori è quello per gli impianti nucleari in Francia ed in Sudafrica e, specificatamente, per i reattori APWR di Croix e Koeberg, ai quali sono stati destinati quelli in neoprene. In generale, tutti i reattori di terza e quarta generazione, quali, ad esempio, l'EPR, l'APWR e l'ABWR, prevedono sempre gli isolatori alla base, questo perché, durante un evento sismico, non nascano pericolose fessurazioni o, peggio ancora, si verifichino catastrofici crolli, con conseguenti fughe radioattive delle quali conosciamo bene le ricadute sull'uomo e sull'ambiente (vi ricordate di Chernobyl?).

Nell'ambito dei viadotti è, anche qui, italiano il primo esempio di isolamento e dissipazione antisismiche: nel 1976 ne fu completato uno, quello del Sompolago dell'autostrada Udine–Tarvisio, che, dotato, in particolare, di notevoli, per grandezza e capacità, dissipatori posti in corrispondenza delle spalle, riuscì,

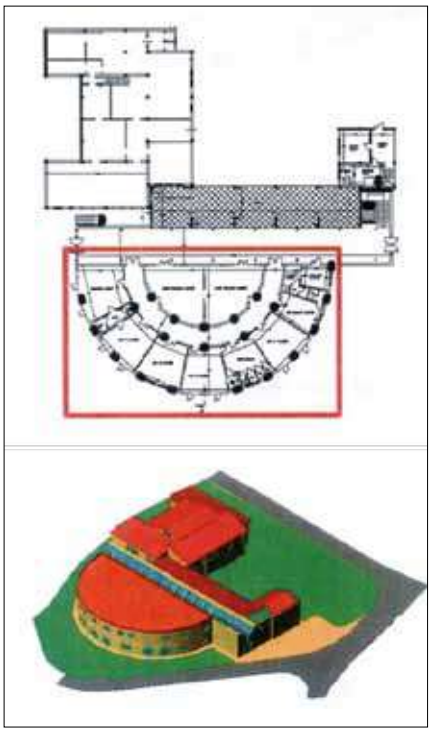


Figura 17. Pianta e vista prospettica della scuola di Mulazzo

qualche mese dopo, a superare indenne il terremoto che colpì il Friuli.

Per quel che riguarda, più in dettaglio, gli edifici, dopo la scuola Pestalozzi si ebbe un intervento in Nuova Zelanda nel 1980 e la costruzione del Quartier Generale dei Vigili del Fuoco a Napoli nel 1981, primo esempio sul suolo italiano.

In effetti, se in Italia siamo stati i primi a concepire una simile positiva tecnologia innovativa, non siamo stati altrettanto bravi nella pratica, anche per evidenti carenze normative che, per anni, hanno frenato adeguamenti (in gergo retrofit) e miglioramenti sismici di costruzioni pubbliche e private (annoso problema che è parso evidente a tutti, nella sua gravità, con l'accadimento aquilano, e che pone inquietanti interrogativi su quello che potrebbe succedere se un sisma di magnitudo uguale o superiore all'ultimo colpisse una qualsiasi zona del nostro Paese).

Adesso, dopo l'Ordinanza n° 3274 del 20 marzo 2003, che ha sancito uno spartiacque con la vecchia deficitaria situazione (ovvero anche l'Italia ha avuto, finalmente, una sua vera normativa antisismica),

si è avuto uno straordinario impulso per la pratica dell'isolamento sismico e si è passati, dal 2003 ad oggi, da 23 edifici isolati a 110!
Certo, i numeri, come si può constatare, sono ancora piccoli, ma è positivo che si pensi, prima di tutto, ad agire su costruzioni di interesse pubblico come scuole (ben 27), ospedali e chiese. Ed è proprio sulle prime, come già accennato all'inizio dell'articolo, che si sta focalizzando l'attenzione degli ingegneri antisismici, per evitare altre morti di bambini che tanto hanno commosso gli italiani.
Così, alcune amministrazioni locali stanno sviluppando tutta una serie di progetti dove è presente l'isolamento; sono da segnalare, in particolare, i 5 della provincia di Massa e Carrara, uno di una nuova struttura a Marzabotto, in provincia di Bologna, e quello della Scuola Quasimodo a Riposto, in provincia di Catania. Ci si sofferma brevemente sui primi casi e sull'ultimo.
La Regione Toscana, nell'ambito dei programmi regionali e di messa in sicurezza degli edifici scolastici tra il 2003 ed il 2006, ha ottenuto dei finanziamenti statali per un ammontare di circa 60 milioni di euro per eseguire adeguamenti sismici su edifici pubblici strategici e rilevanti (in prevalenza scolastici) nelle parti del territorio regionale a maggior rischio sismico (quali la Lunigiana, la Garfagnana, il Mugello, il Casentino, la Valtiberina e la zona del Monte Amiata).
Perciò, si sono avviati i lavori in quattro comuni della provincia di Massa e Carrara. Il primo intervento è nel Comune di Fivizzano, in località Monzone, per una scuola media e consta di una nuova realizzazione a pianta rettangolare di dimensioni 37.00 m x 16.20 m, su 3 piani fuori terra, per un totale di 1800 m^2 e 6054 m^3. Gli isolatori da impiegarsi sono del tipo SI–N–550/174 con diametro di 550 mm e conferiscono un periodo d'isolamento di circa 2.3 s, la zona sismica è la 2 ed il suolo è di categoria B. La seconda costruzione è quella di un complesso, sempre per scuola media, composto da vari corpi di fabbrica, separati da giunti sismici, da erigersi nel Comune di Villafranca Lunigiana. Le parti principali hanno dimensioni rispettivamente uguali a 29.35 m x 12.40 m e 35.00 m x 12.40 m, sono in calcestruzzo armato e sono interessate da 22 isolatori HDRB di diametro pari a 600 mm. Il periodo di isolamento è di circa 2 s, zona sismica 2 e la categoria di suolo B. Poi si ha la scuola elementare e media di Gallicano, con forma a L di lunghezze principali di circa 30.5 m e 24.7 m, 24 isolatori di diametro 550 mm e periodo di isolamento di circa 2 s; la zona sismica 2 e la categoria di suolo è B. Infine, si ha l'ampliamento di una scuola materna ed elementare in località Arpiola nel Comune di Mulazzo. Esso ha pianta semicircolare con raggio 32 m, 14 isolatori LRB di diametro 600 mm, un periodo di isolamento uguale a circa 2 s, è in zona sismica 2 ed è su suolo di categoria B (figura 17). In più c'è, appena all'inizio della costruzione, l'insieme del Liceo Scientifico e dell'Istituto Professionale della Provincia di Massa e Carrara, pure nel Comune di Villafranca Lunigiana: esso è caratterizzato da isolatori HDH.E 600/252 e HDH.E 500/252, si trova in zona sismica 2 ed è su suolo di tipo B. Nella tabella di figura 18 vi è il riassunto delle opere trattate succintamente con i relativi costi (dati forniti dall'ingegner Maurizio Ferrini della Regione Toscana).

Il lavoro di Riposto, invece, è consistito nell'adeguamento sismico di una scuola elementare preesistente, costruita alla fine degli anni '70, con una superficie coperta di circa 800 m^2 ed un volume, compreso il seminterrato, di circa 8000 m^3. Il sito in questione si trova in zona sismica 2 ed è caratterizzato da un suolo di categoria B; esso è inquadrabile nella zona geografica e geologica della Sicilia Orientale, sul litorale jonico ed alle falde del famoso vulcano Etna (il più alto d'Europa!), in corrispondenza della faglia ibleo–maltese. Dunque, in tale area l'attività sismica è strettamente collegata al comportamento del 'gigante eruttante' lava. In passato i sismi che hanno colpito il catanese sono rimasti nella memoria collettiva per il disastro e la morte che hanno creato; in particolare, si ricordano il terremoto dell'11 gennaio del 1693, che colpì Catania con magnitudo 7.4 della scala Richter (valore stimato) e causò 60000 morti circa, quello di Giarre del 24 novembre 1918, avente magnitudo 4.3 e che uccise 100 persone e quello del 13 dicembre del 1990, il quale interessò tutta la Sicilia Orientale e provocò il decesso di 17 esseri umani. In più, fra il 1999 ed il 2002 si sono verificate 6 scosse di un certo rilievo, con magnitudo intorno a 5, di ridotta profondità ipocentrale, ma, fortunatamente, anche di rapida attenuazione.
Di fronte ad una tale situazione sismica in continuo sviluppo, si è deciso di intervenire sull'opera citata.
Dapprima si è proceduto ad una conoscenza strutturale di essa con l'esecuzione di prove di caratterizzazione del calcestruzzo impiegato, in una prima fase con l'uso dello sclerometro (ovviamente meno attendibile), in una seconda fase con l'impiego dei carotaggi.
Alla fine di questi saggi è risultata una $R_{ck} \geq 200$ daN/cm^2 (non molto elevata per pilastri e travi fuori terra) ed un accia-

Figura 18. Dati delle scuole isolate, finite o meno, nella provincia di Massa e Carrara.

Ente locale	Scuola	Alunni	n. piani	mq.	mc.	Costo totale Euro	Costo E/mq.	Costo E/mc.
Comune Gallicano	Elementare e Media	350	3	4.000	13.500	4.000.000	1.000	300
Comune Fivizzano	Media	200	3	1.800	6.000	2.200.000	1.224	330
Comune Villafranca L.na	Media	200	2	2.000	6.500	2.400.000	1.200	371
Comune Mulazzo	Materna e elementare	150	2	1.600	5.100	1.350.000	837	254
Provincia di Massa Carrara	Liceo scientifico Istituto profess.	500	4	6.300	18.900	7.200.000	857	286

io di armatura del tipo FeB 44 k. Inoltre, sono state rilevate una scarsa attenzione ai fenomeni di degrado della pasta cementizia, luci dei solai elevate (7 m ÷ 7.5 m) in rapporto allo spessore degli stessi, elemento che ha comportato una deformabilità rilevante degli orizzontamenti e, quindi, dell'intero edificio, una forte irregolarità geometrica ed una scarsa duttilità d'insieme, difetti, quest'ultimi due, che potrebbero essere letali in caso di scosse anche modeste e che comportano il massimo grado di vulnerabilità e di rischio (non certo un bel quadro per un posto dove, quasi ogni giorno, ci sono dentro decine o centinaia di giovani!).

Conseguentemente a questa fase di raccolta di informazioni tecniche, si sono eliminati tutti i vincoli e gli elementi architettonici di connessione col terreno (come le scale interne ed esterne ed i ballatoi), questo per permettere la massima riuscita dell'isolamento sismico, si sono eseguiti i ringrossi di quei nodi strutturali ritenuti insufficienti, si sono adeguati tutti gli impianti, si è tolto il calcestruzzo ammalorato dalla risalita dell'umidità provocata dall'acqua salmastra (ricordo che Riposto è proprio sul Mare Jonio) e si sono risanati i getti, si è inserita una guaina impermeabilizzante interna e, infine, dopo l'inserimento di opportuni dispositivi di contrasto che sostenessero l'edificio, si sono tagliati i pilastri al di sotto del solaio del piano terra, si sono ringrossati gli elementi portanti appena al di sopra della quota di sezionamento e, si sono posizionati gli isolatori sismici.

Questi ultimi sono in numero di 33 per i muri esterni ed uno di tipo elastomerico a scorrimento per ogni colonna con diametro di 400 mm e smorzamento del 15%. Purtroppo, allo stato attuale i lavori non sono stati terminati perché l'impresa aggiudicataria del cantiere ha abbandonato a meno di 60000 euro di valore dalla fine (manca solamente la tinteggiatura dei locali); comunque, è stata dichiarata lo stesso l'agibilità in attesa di un nuovo appalto.

Ora svolgiamo una rapida puntata all'estero per osservare come evolve nel mondo la diffusione della tecnologia dell'isolamento sismico. In Giappone, a partire dal 1995, anno nel quale accadde il terremoto di Kobe, si è registrato un forte aumento del numero di edifici isolati che, ormai, sono più di 5000, senza contare i quasi 3000 protetti da sistemi dissipativi ed una buona quantità di viadotti e ponti isolati.

Questi numeri rendono il Paese del Sol Levante il primo al mondo di gran lunga nell'ambito oggetto dell'articolo; sicuramente, in questo primato c'entrano sia l'elevata sismicità dell'arcipelago nipponico, sia l'elevato grado di liquefacibilità dei terreni di fondazione giapponesi (soprattutto sabbiosi e di riporto).

Al secondo posto c'è la Repubblica Popolare Cinese, con più di 600 edifici isolati (interi quartieri nuovi di Pechino hanno gli isolatori), mentre la quarta piazza, dopo la Russia terza, spetta agli Stati Uniti, con oltre 600 costruzioni isolate. In particolare, in California, dove è atteso con ansia e preoccupazione il tremendo scuotimento che sarà scatenato dalla faglia di Sant'Andrea (il cosiddetto 'Big One', con magnitudo prevista maggiore od uguale a 8.3), tutte le strutture che dovranno ospitare i soccorsi e le attività di protezione civile e tutte le opere pubbliche di primario interesse (ad esempio scuole e musei) vengono regolarmentate isolate o protette con dispositivi dissipativi.

Per finire, un'altra osservazione sull'isolamento sismico. Un vantaggio di quest'ultimo è quello di aiutare gli edifici a rimanere sempre in campo elastico, in quanto l'energia del terremoto non 'entra' nella struttura. Con i dissipatori, invece, sono essi ad 'assorbirla'. Sia in un caso che nell'altro, comunque, si preservano quasi intatte le riserve di resistenza delle costruzioni, situazione utile anche per le condizioni di carico statiche.

Un utilizzo fondamentale della dissipazione energetica lo si ha per i ponti ed i viadotti. Ricordate il caso del Tacoma Bridge? Esso crollò nel 1942 perché, sottoposto ad ore ed ore di un vento non forte, ma costante, immagazzinò energia che non riuscì a dissipare. Ricordando questo episodio, oggi si dotano gli attraversamenti di dissipatori per l'assorbimento delle azioni eolica e dinamiche

Figura 19. Dissipatori isteretici in acciaio a falce di luna, abbinati ad un isolatore a scorrimento a superficie piana: essi sfruttano la flessione.



Figura 20. Dissipatore viscoso per un ponte: il legame costitutivo forza – velocità che ne risulta è non lineare del tipo F=C vα, dove F è la forza, C è la costante di smorzamento, v è la velocità e α è pari a 0.15.



(si rammenta che il sisma non è l'unica condizione di carico dinamica, ma, ad esempio, ci sono le forze di frenamento dei veicoli transitanti).

I dispositivi impiegati si basano su vari principi della fisica: alcuni sfruttano il comportamento isteretico di elementi in acciaio (esempi sono quelli a piolo, a falce di luna – figura 19, a farfalla, assiali ad instabilità impedita), altri la laminazione di fluidi viscosi silossanici (della stessa famiglia del silicone) che si muovono, spinti da pistoni, all'interno di opportuni circuiti opportunamente studiati e brevettati (dissipatori viscosi, figura 20).

Non univoca è, pure, la disposizione di tali dissipatori: infatti, possono essere in serie od in parallelo (perché la loro rigidezza finale si comporta esattamente come la resistenza di un circuito elettrico) od anche combinati saggiamente con dei controventamenti. ❑

Costruzione, collaudo in corso d'opera ed uso di edifici isolati sismicamente: aspetti che richiedono particolare attenzione

Dall'intervento del Prof. Ing. Alessandro Martelli[4]

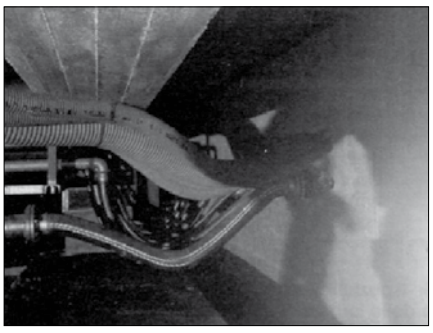
Ci sono alcuni accorgimenti che devono essere tenuti in debita considerazione per migliorare il comportamento antisismico delle strutture isolate e per non inficiare parzialmente o totalmente l'efficacia dell'isolamento.
Una prima precauzione, utilissima, è quella di avere il centro di rigidezza del sistema di isolamento coincidente, o quasi, con la proiezione del baricentro della costruzione sul piano di isolamento. Tale misura, infatti, minimizza al massimo gli effetti torsionali sempre deleteri; essa è ottenibile mediante un'opportuna disposizione degli apparecchi di isolamento, eventualmente scelti di differenti rigidezze per poter conseguire più agevolmente l'obiettivo.
A proposito di rigidezze, un vantaggio delle strutture isolate rispetto a quelle ordinarie è da rilevarsi, nel fatto che le prime possano avere asimmetrie di rigidezza in elevazione poiché esse, al contrario delle seconde, hanno un movimento quasi rigido della parte di costruzione che trovasi al di sopra del livello di isolamento. Ciò permette di evitare l'inserimento di setti irrigidenti, in calcestruzzo armato o muratura di laterizio, i quali, se sono fondamentali, in talune occasioni, per ottenere il 'ricentramento' del centro di rigidezza, però risultano costosi e, talvolta, creano seri problemi agli aspetti architettonici e funzionali degli edifici. In alcuni casi, addirittura, si devono separare i vari corpi di fabbrica in parti simmetriche o quasi, inserendo dei giunti strutturali non semplici da realizzare, spesso anch'essi antieconomici e talvolta originanti i guai già descritti.
Si è constatato, così, che, anche con asimmetrie non straordinarie, si giunge ad avere dei risparmi finanziari o, comunque, assenza di costi aggiuntivi optando per l'isolamento invece che per l'addizione di setti o giunti. Ciò è maggiormente evidente nelle zone sismiche 1 o 2 (in tal evenienza si riesce, perfino, ad innalzare di un piano le costruzioni rispetto ad opere non isolate) e con un numero di piani superiore a 2.
La seconda misura alla quale attenersi prevede, come già si è potuto intuire dalla breve descrizione dell'intervento effettuato a Riposto sulla Scuola Quasimodo e perché la tecnologia in questione fornisca i risultati sperati, che l'edificio non presenti alcun contatto col terreno.
In più, sono da rispettarsi altre vive raccomandazioni, le quali sono state ben esposte dal professor Martelli e dall'ingegner Claudio Pasquale in calce al certificato di collaudo statico della nuova scuola e del centro professionale ed universitario di San Giuliano di Puglia, da loro redatto nell'agosto del 2008 e firmato il 2 settembre:

1) per il piano interrato:
   - qualora siano presenti sostanze infiammabili, bisogna seguire le misure di protezione contenute nel paragrafo 10.5.1. dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo del 2003 come modificata dall'O.P.C.M. n. 3431 del 3 marzo del 2005;
   - bisogna evitare qualsiasi possibilità di intrusione, visto che potrebbero essere danneggiati gli isolatori o le protezioni 'anti ratto' ed anti polvere o gli 'elementi d'interfaccia' (ad esempio le tubazioni del gas), assicurandosi che la porta di accesso sia sempre chiusa, quando sia incustodita, e che non possa essere forzata;
2) per i giunti strutturali e le loro piastre di copertura (figura 21):
   - bisogna procedere ad ispezioni annuali per verificare che i giunti siano completamente liberi e che le piastre di copertura siano rimaste disconnesse fra loro e dal terreno circostante;
   - bisogna ispezionare i giunti strutturali sia in caso di intrusioni nel seminterrato che di un terremoto con accelerazione di picco superiore a quella dello Stato Limite di Operatività che nell'eventualità in cui si riscontrino danni provocati da cause differenti dal sisma;
3) per le tubazioni ed i cavi 'd'interfaccia' (figura 22):
   - bisogna eseguire delle ispezioni accurate con cadenza annuale; in particolare, bisogna assicurarsi che le tubazioni trasportanti gas o fluidi pericolosi abbiano delle connessioni flessibili le quali riescano a sopportare integre delle deformazioni pari alla larghezza del giunto strutturale;
   - bisogna controllare minuziosamente gli 'elementi d'interfaccia' nei casi di intrusioni nel seminterrato e di un terremoto con accelerazione di picco maggiore a quella dello Stato Limite di Operatività e nell'eventualità nella quale si riscontrino danni originati da motivazioni differenti dal sisma;
4) per gli isolatori:
   - bisogna proteggere gli isolatori con griglie 'anti ratto' e, eventualmente, qualora ce ne sia la necessità, con protezioni dal fuoco; inoltre, i dispositivi a scorrimento sono da schermarsi con sistemi antipolvere;

Figura 21. Piastre di protezione di giunti strutturali in lamierino d'acciaio: devono impedire infiltrazioni d'acqua nel locale interrato, ma devono anche essere vincolate al terreno e fra di loro col silicone, per permettere i corretti movimenti durante il sisma.



Figura 22. Giunti flessibili di tubazioni d'interfaccia.



– bisogna ispezionare accuratamente, con cadenza annuale, gli isolatori per verificare che essi, con le protezioni summenzionate, siano integri e ben funzionanti; in particolare, bisogna assicurarsi che le griglie 'anti sorcio' siano collegate labilmente fra di loro, con la sovrastruttura e la sottostruttura, in modo da non impedire la deformazione laterale degli isolatori ed il conseguente lieve abbassamento del corpo di fabbrica superiore, e che gli isolatori a scorrimento non siano stati attaccati dalla polvere, requisito essenziale per continuare ad avere un bassissimo coefficiente d'attrito;
– bisogna controllare attentamente gli isolatori nei casi di intrusioni nel seminterrato e di un terremoto con accelerazione di picco superiore a quella dello Stato Limite di Operatività e nell'eventualità nella quale si riscontrino danni imputabili a motivazioni differenti dal sisma;

5) in caso di sisma significativo, con accelerazione di picco maggiore di quella dello Stato Limite di Operatività, bisogna, dopo aver proceduto ad esaminare gli elementi precedentemente elencati:
   – sostituire le griglie 'anti sorcio', le protezioni anti polvere, le protezioni dal fuoco, i cavi 'd'interfaccia' (in particolare le tubazioni del gas) e le coperture dei giunti strutturali che risultassero danneggiati;
   – cambiare tutti gli isolatori dei tipi visibilmente danneggiati, inoltre dovranno essere disinstallati e sottoposti a prove di verifica 3 isolatori, scelti a caso, per ognuna delle tipologie non apparentemente intaccate dal terremoto; nel caso di esito positivo delle sperimentazioni, gli apparecchi potranno tornare nella loro sede originaria, altrimenti anche tutti i dispositivi delle tipologie per le quali le prove hanno fornito esito negativo dovranno essere rimossi e sostituiti;
6) in caso di terremoto con accelerazione di picco superiore a quella dello Stato Limite di Danno si devono ripetere le prove sugli isolatori con le modalità appena descritte, questo anche se nessun dispositivo apparisse danneggiato a prima vista;
7) in caso di sisma con accelerazione di picco maggiore di quella dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita, si devono sostituire tutti gli isolatori, le protezioni 'anti ratto', quelle anti polvere e quelle contro il fuoco, anche se non fossero visibilmente intaccati dalle scosse;
8) al massimo dopo 25 anni dalla data del collaudo, anche se gli isolatori sembrassero in buone condizioni, bisogna effettuare le prove su di essi, rispettando quanto indicato in precedenza; inoltre, è d'obbligo il rimpiazzamento dei giunti flessibili delle tubazioni del gas e dei fluidi pericolosi, delle griglie 'anti ratto', delle protezioni anti polvere e dal fuoco e delle piastre di copertura dei giunti strutturali;
9) al massimo dopo 50 anni dalla data del collaudo, e successivamente almeno ogni 50 anni, devono essere cambiati tutti gli isolatori;
10) per il controllo dei fenomeni sismici è auspicabile un sistema di monitoraggio in grado di misurare le accelerazioni (sia all'interno della sovrastruttura isolata, sia di questa rispetto al terreno), le deformazioni e gli spostamenti durante le scosse; in specifico, un tale insieme di apparecchiature deve permettere almeno le rilevazioni:
   – dell'accelerazione su terreno 'libero' (free–filed), cioè ad una distanza dalla costruzione tale per cui non si risenta della presenza della stessa;
   – dello spostamento fra il corpo di fabbrica isolato ed il terreno circostante;
   – dell'accelerazione all'interno del piano interrato (al livello delle travi di fondazione);
   – dell'accelerazione e della deformazione all'interno delle parti in elevazione (a varie altezze, fino alla sommità).

Bibliografia

– Ing. Giuseppe Puglisi Guerra ***"Appunti dal Seminario Annuale del GLIS 'L'Isolamento Sismico per Scuole più Sicure'"***, Abano Terme (PD), 27 marzo 2009

– Prof. Ing. Alessandro Martelli, Ing. Claudio Pasquale, Prof. Ing. Alberto Parducci, Ingg. Massimo Forni, Umberto Sannino, Alberto Dusi e Manlio Marino ***"Numeri di ottobre e dicembre del 2008 della rivista '21mo SECOLO – Scienza e tecnologia'"***, 21mo SECOLO s.r.l. , Milano, 2008

– Prof. Ing. Alberto Parducci, Prof. Ing. Alessandro Martelli, Ing. Massimo Forni, Ing. Maurizio Ferrini, Prof. Ing. Mauro Dolce, Ing. Fabio Neri ***"GLIS News n° 1 – 2009"***, Segreteria Tecnica del GLIS, Massimo Forni, Bologna, 2009

– Proff. Ingg. Alberto Castellani ed Ezio Faccioli "Costruzioni in zona sismica – Metodi di analisi e criteri di progetto – Applicazioni – Aspetti normativi", Hoepli, Milano, 2000

[1] Professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni; membro del Comitato Ordinatore e docente dell'Università telematica "e–Campus"; docente della Facoltà di Architettura di Firenze; membro del Comitato Tecnico del GLIS.

[2] Le scale della magnitudo sono logaritmiche per definizione, in quanto indicano il logaritmo in base 10 del rapporto fra misure di spostamento del suolo; l'intensità Mercalli – Cancani – Sieberg, basata su definizioni empiriche, può essere considerata logaritmica di fatto, in via approssimata.

[3] Segretario Generale del GLIS e dell'ASSISi (Anti–Seismic Systems International Society); membro dell'ENEA–ACS–PROTPREV.

[4] Responsabile della Sezione Prevenzione Rischi Naturali e Mitigazione Effetti del Dipartimento Ambiente, Cambiamenti Globali e Sviluppo Sostenibile dell'ENEA; docente del corso di "Costruzioni in zona sismica" alla Facoltà di Architettura dell'Università di Ferrara; presidente dell'associazione GLIS; tesoriere e coordinatore della Sezione Territoriale Europea dell'associazione ASSISi.

Valutazioni al secondo ordine, o ad ordini superiori, di momento alla base, spostamento e rotazione di sommità di scaffalature metalliche “murali”.

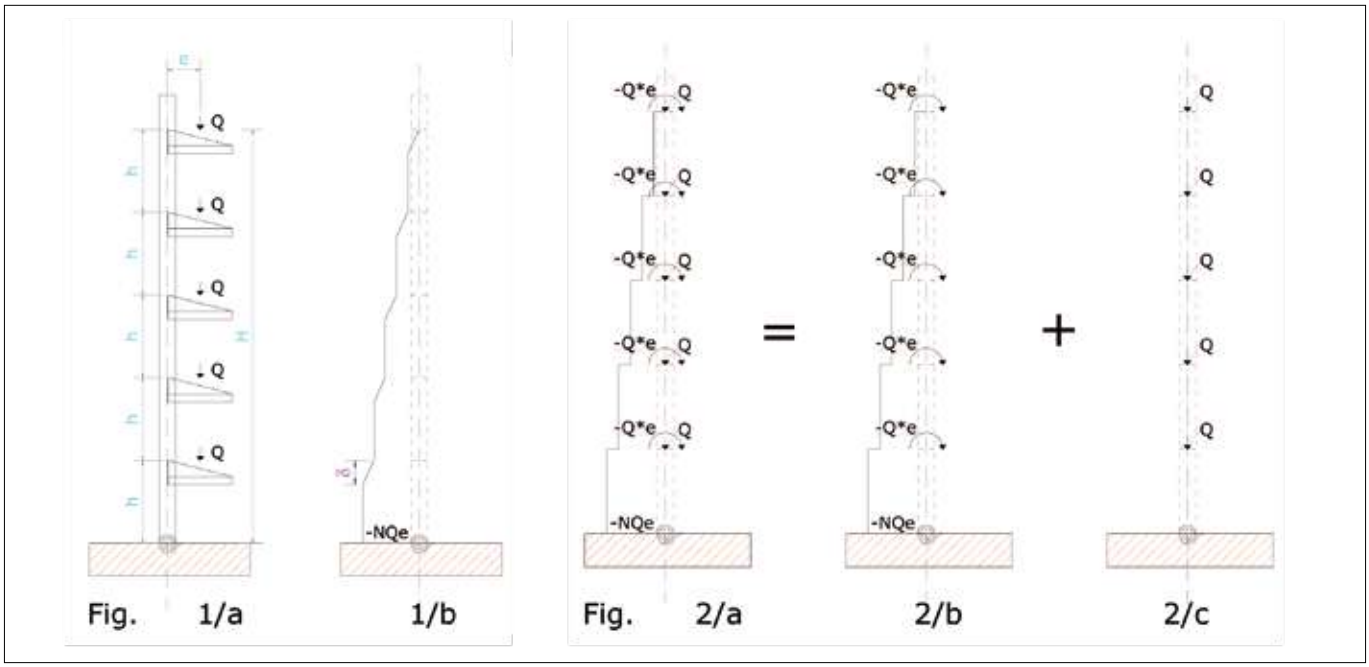
Gianfranco Campagnari – Ingegnere in Verona

Premessa

Subendo la tirannia dello spazio, la presente relazione sarà poverissima di formule. Si veda alla fine dello scritto.
La relazione prende lo spunto dal seguente documento ACAI:
Scaffalature commerciali in acciaio “a gondola” e “murali” – Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali
(Milano, maggio‘07)
Il documento fornisce, ai produttori soci ACAI, le indicazioni per i calcoli di verifica delle strutture che si trovano, usualmente, in qualsiasi supermercato per l’esposizione delle merci e in particolare per quelle che sono appoggiate ad un muro (“murali”) senza essere vincolate ad esso.
Nel documento citato, per la verifica a flessione dei montanti viene usata la formula M = NQe (il significato dei simboli è poco più avanti) che è accettabile solo nell’ipotesi di montante con una deformazione flessionale trascurabile e con il collegamento base–montante perfettamente rigido.
Queste ipotesi NON sono a favore della sicurezza: in realtà la deformazione c’è sempre (più o meno grande), ed il collegamento base–montante è poco o tanto cedevole. Nelle figure sottostanti il collegamento è indicato come cedevole.
Lo scopo della presente relazione è quello di avanzare una proposta per la verifica dei montanti, che tenga conto sia della deformazione effettiva del montante, sia dell’effettiva rigidezza rotazionale dello svincolo con la base e dei suoi effetti conseguenti. Inoltre, si otterranno anche altre formule per il calcolo della freccia orizzontale di sommità e per la rotazione della sezione di sommità, necessarie per altre verifiche obbligatorie previste dal documento ACAI.
Le elaborazioni si svilupperanno per “passi” successivi: fermandosi al primo, che nel seguito verrà individuato con il pedice “0”, si hanno le valutazioni al “primo ordine”, quelle tradizionali di ACAI. Proseguendo con il secondo passo, si ha la valutazione al “secondo ordine”, pedice “1”, che probabilmente è del tutto sufficiente per i casi pratici.
Procedendo di un altro passo, pedice “2”, si possono ottenere risultati ancora più raffinati.
Nelle appendici è, inoltre, sviluppato un ulteriore passo avanti che dovrebbe portare, con un passaggio al limite, a dei risultati teoricamente ancora più precisi, anche se questa ulteriore precisione sembra trascurabile ai fini pratici.

Impostazione del problema

La figura 1/a schematizza la condizione di carico prevista per il montante: N ripiani agganciati ad interasse costante su un solo lato, con un carico con eccentricità “e” rispetto all’asse del montante. La figura 1/b riporta il diagramma verosimile del momento flettente sul montante, supposto indeformato e senza la rotazione di base.
Il diagramma è grosso modo costituito da un numero N di “gradoni smussati” equidistanti. Una prima approssimazione si può ottenere assimilando il diagramma reale a quello indicato in figura 2/a che, presentando solo angoli retti uniformemente distanziati, consentirebbe alcuni calcoli mediante delle sommatorie, ma, comunque, sia il diagramma 1/b , sia il 2/a, non consentono di ricavare una “equazione” della deformata.
Il diagramma 2/a è stato ottenuto con l’ipotesi che il complesso mensola–ripiano sia immaginato posizionato alla quota di sommità delle mensole. Questa approssimazione, fissata da ACAI, è sempre a favore della sicurezza, anche se in molti casi un po’ grossolana. Infatti, l’area del diagramma dei momenti, aumentata da questa approssimazione, è legata sia alla rotazione, sia alla freccia di flessione della sezione di



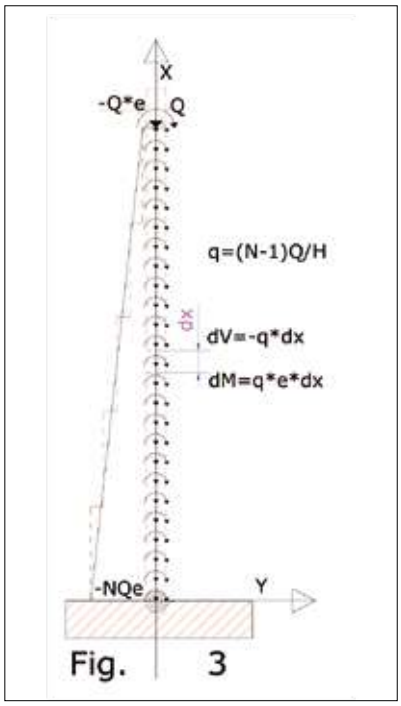


Fig. 3

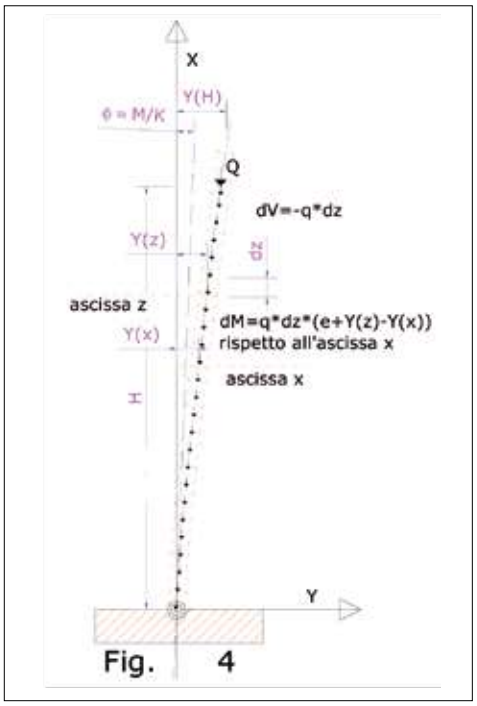


Fig. 4

sommità, ed aumentandola si aumenta la valutazione dei due effetti citati.

Il diagramma 2/a è immaginabile come somma di due condizioni di carico contemporanee, rispettivamente rappresentate in figura 2/b e 2/c.

La condizione 2/c non produce momento flettente quando la valutazione è fatta sulla struttura indeformata, ma se si immagina il montante deformato in seguito alla condizione di carico 2/b, allora anche i carichi verticali sull'asse contribuiscono ad un ulteriore momento flettente, che non sembra considerato nello schema di calcolo ACAI già citato, ed è invece lo scopo del presente lavoro.

Per studiare analiticamente le deformazioni si rende necessario approssimare il diagramma reale con un altro matematicamente più "maneggevole", che lo scrivente ha ritenuto di individuare in quello rappresentato nella figura 3, ottenuto con le due seguenti condizioni:

1) alla sommità resta un carico concentrato Q con eccentricità "e";
2) gli altri carichi concentrati sono stati sostituiti da un carico ripartito "q", sempre con la stessa eccentricità "e";
3) il valore del carico ripartito deve essere tale che, aggiunto al carico concentrato Q di sommità, si abbia alla base lo stesso carico massimo e lo stesso momento massimo (in valore assoluto) della situazione reale. Per ottenere questo risultato il carico ripartito deve assumere il valore (per unità di lunghezza) indicato nelle figura 3.

Si può dimostrare che la rotazione della sezione ad altezza H ottenibile con il diagramma di figura 3 (valido a montante indeformato, e senza rotazione della base) è uguale a quello prodotto (con le stesse ipotesi) dal diagramma 2/a.

Si tratta di una semplicissima applicazione del teorema di Mohr.

Invece la freccia di flessione è leggermente sottovalutata (sempre per Mohr), e questo non compensa la sopravalutazione dovuta all'approssimazione a spigoli del diagramma dei momenti.

Il carico uniformemente ripartito ed eccentrico produrrà una distribuzione uniformemente ripartita dei momenti, come si è cercato di schematizzare nella solita figura 3.

Con riferimento alla figura 4, con gli assi cartesiani ed i simboli ivi indicati, e con il solito significato per "EJ" possiamo ricavare l'equazione differenziale della deformata per l'ipotesi di carico di fig. 3.

Si riassumono i significati dei simboli già usati e di quelli che si useranno:

Q = carico totale su un ripiano comprensivo del peso proprio della mensola e del ripiano stesso;

e = eccentricità del carico Q;

q = Q(N–1)/H =carico equivalente uniformemente ripartito in altezza, con eccentricità "e";

N = numero di ripiani agganciati (fra loro equidistanti);

V(x) = carico verticale del montante all'ascissa x: V(0)=N*Q, V(H)=Q (positivo se di compressione);

Y(x) = spostamento "vero" dell'asse del montante, dopo le varie fasi di deformazione ed i vari spostamenti rigidi dovuti alla cedevolezza dello svincolo base–montante;

$m_0(x)$= diagramma iniziale dei momenti, quello di fig.3;

$Y_0(x)$= spostamento del montante prodotta dal solo diagramma $m_0(x)$;

$m_i(x)$= diagrammi dei momenti delle varie fasi successive, dovuti all'eccentricità che i carichi verticali acquisiscono per effetto dello spostamento della fase precedente: $m_i(H)=0$;

$y_i(x)$ = spostamenti del montante nelle varie fasi successive, ciascuna dovuta al diagramma dei momenti prodotto dalla fase precedente;

M(x) = diagramma dei momenti "vero" del montante dopo le varie deformazioni: M(H)=–Q*e;

z = nome dato provvisoriamente alla posizione lungo l'asse x quando supera un certo valore "x" generico che nel ragionamento è momentaneamente fisso;

K = rigidezza rotazionale dello svincolo base–montante (=rapporto momento/rotazione, si considera nota da prove sperimentali).

Con riferimento alla figura 4, che immagina di "fotografare" la deformazione finale del montante soggetto alla condizione di carico "equivalente" (disegnata per semplicità senza tutte le coppie, che sono, comunque, tenute ben presenti nelle formule), si possono scrivere le relazioni che seguono.

Il carico verticale di compressione ed il momento flettente presenti alla sezione "x" e dovuti al contributo del generico tratto (soprastante) dz, tenendo conto della posizione del montante, comprensiva sia della vera deformazione, sia della rotazione rigida dovuta al collegamento base montante, sono dati rispettivamente da:

$dV(x) = -q^*dz \quad (z \geq x)$

(l'intervallo infinitesimo "dz", positivo verso l'alto, produce una variazione negativa di carico verticale),

$dM(x) = [e+Y(z)-Y(x)]^*q^*dz \quad (z \geq x)$

(momenti negativi quando nella figura le fibre tese sono a sinistra). Allora, tenendo presente l'esistenza del carico concentrato di sommità, il cui contributo è da aggiungere a quello del carico ripartito, il carico verticale totale ed il momento totale all'ascissa x del montante deformato sono dati da:

$V(x) = Q + \int_H^x (-q^* dz) = Q + q^* (H - x)$ (1)

$M(x) = -[Qe + qe^*(H - x)] - \{Q[Y(H) - Y(x)] - q^* Y(x)^* (H - x) + q^* \int_X^H Y(z)dz\}$ (2)

La prima parentesi quadra del secondo membro rappresenta, come si vede, il diagramma dei momenti trapezoidale scritto per il montante indeformato; il resto rappresenta una quota aggiuntiva di momento dovuta alla deformazione finale.
L'equazione differenziale della linea elastica diventa, pertanto:

$EJY''(x) = [Qe + qe^*(H - x)] + \{Q[Y(H) - Y(x)] - q^*Y(x)^*(H - x) + q^* \int_X^H Y(z)dz\}$ (3)

Derivando la precedente equazione (3) si può eliminare l'operazione di integrazione, e si ottiene un'equazione che lo scrivente non è riuscito a risolvere (si arriva ad una equazione che ricorda, in parte, l'equazione di Airy).
Per superare questo problema si è immaginato di procedere per approssimazioni successive, ed è questo modo di procedere che può generare i vari livelli di approssimazione.

Procedura di soluzione

1) Partendo dal momento $m_0(x)$ (momento a montante in deformato) si calcola la corrispondente deformazione $y_0(x)$ nonché $Y_0'(H)$ e $Y_0(H)$.
   $m_0(x)$ e $y_0(x)$ rappresentano la situazione al "primo ordine".
2) Per effetto di $y_0(x)$ i carichi verticali inducono un nuovo momento flettente $m_1(x)$(aggiuntivo di $m_0(x)$). Questo nuovo momento produce la propria deformazione $y_1(x)$, aggiuntiva della precedente $y_0(x)$, idem per $Y_1(H)$ e $Y_1'(H)$.
   $m_1(x)$ e $y_1(x)$ sommate, rispettivamente, a $m_0(x)$ e $y_0(x)$ rappresentano la situazione al "secondo ordine".
3) $y_1(x)$ a sua volta genera $m_2(x)$, che genera $y_2(x)$, ... ogni risultato essendo aggiuntivo rispetto alla somma dei precedenti (soluzioni di ordine superiore al secondo quanto si vuole).

Lo scrivente è convinto che, proseguendo infinitamente, il procedimento converga, perché se l'eccentricità iniziale è "e", uguale per tutti i carichi (15÷25 cm), dato che le norme ACAI (ed il buon senso) impongono una freccia di flessione massima, $Y_0(H)$, dipendente dall'altezza ma, comunque, contenuta entro qualche centimetro (4÷5), la prima deformazione genererà un momento grosso modo simile a quello di una eccentricità variabile lungo l'altezza della colonna, con un valore medio pari a circa 1/3÷1/2 della deformazione massima (quindi 1,5÷2 cm). Allora il momento $m_1(x)$ sarà grosso modo 10÷15 volte più piccolo di $m_0(x)$, e non avrà più un andamento trapezoidale, ma sarà espresso da un polinomio di 4° grado. Con lo stesso ragionamento $m_2(x)$ sarà circa altrettante volte più piccolo di $m_1(x)$ e così via per tutti i momenti successivi che si intendono considerare; con questo ragionamento dopo due o tre termini successivi tutti gli altri diventano assolutamente trascurabili.
Considerando il rapporto:
$\alpha = m_1(0)/m_0(0) \cong Y_1(H)/Y_0(H) \cong Y_0(H)/(2{,}5e)$ (4)
come fattore di riduzione grossolanamente possibile fra un momento alla base ed il precedente, e supponendo che lo stesso rapporto valga per tutte le coppie di momenti consecutivi, si può pensare di scrivere:
$M(0) = m_0(0) *(1+\alpha+\alpha^2+\alpha^3+\ldots\ldots)$.
Passando al limite si ha:
$M(0) = m_0(0) *[1/(1-\alpha)]$.
In effetti il rapporto fra due momenti consecutivi, m_i/m_{i-1} , non sarà costante, ed allora si porrà il problema di determinare un valore di α, con un criterio da vedersi, che dia gli stessi risultati dei valori reali.
Rinviando agli allegati per i dettagli dei calcoli, si riporta solo il valore di α_1, come risulterà dal rapporto $m_1(0)/m_0(0)$ ricavato negli allegati:

$$\alpha_1 = \frac{QH^2(N+1))}{2NEJ} * \left[\frac{(N+1)}{4} + \frac{A}{H}\right]$$

(verrà provvisoriamente usato come α delle espressioni di M(0)).
La costante "A" viene dall'integrazione dell'equazione differenziale a montante indeformato, ed è legata alla rigidezza del collegamento base–montante, e risulta essere A= NEJ/K (con il significato già detto per i simboli).

Da qui in avanti talvolta verranno riportati entro una cornice colorata, come la presente, i risultati numerici dei calcoli che lo scrivente ha eseguito con i seguenti valori dei vari parametri:
N = 6 ripiani Q= 40 kg/ripiano; e = 15 cm; H = 211.2 cm; J = 15 cm^4; K = 5.105 kg*cm/rad.
Per iniziare si ha: $m_0(0) = -NQe = -3600$ kg*cm; A = NEJ/K = 378 cm.
Con questi valori quanto descritto nei punti precedenti dovrebbe dare:
$\alpha = 0.117$ (adimensionale) $[1/(1-\alpha)] = 1.133$
M(0) = –3600*1.1325 = **–4077** kg*cm.

Soluzioni secondo la procedura

Nel seguito si spiegherà come trovare momento alla base, rotazione e freccia di flessione all'ultimo livello di carico, con il metodo indicato poco sopra, per verificare l'attendibilità del ragionamento precedente, ma limitando la scrittura dei risultati, per motivi di spazio, alle sole espressioni dei momenti.

Per comodità si introduce un nuovo simbolo: $\theta = q/Q = (N-1)/H$, e si riscrive il momento espresso dalla seconda parte della (2):

$$m_i(x) = -Q * \left\{ y_{i-1}(H) - [N - \theta x] * y_{i-1}(x) + \theta * \int_x^H y_{i-1}(z) * dz \right\}$$ (5/1)

Essa rappresenta il momento flettente "$m_i(x)$" prodotto dai carichi verticali ("Q" e "q") per effetto della deformata $y_{i-1}(x)$.
Per quanto detto, la sequenza dei calcoli sarà la seguente (vedere allegato 1):

1) determinazione di $y_0(x)$ integrando l'equazione fondamentale:

$$EJ * y_0''(x) = Qe + qe * (H - x) =$$
$$= Qe + Qe * \frac{(N-1)}{H} * x \qquad (6)$$

Nella determinazione delle costanti arbitrarie si consente la rotazione della sezione x=0 secondo la rigidezza sperimentale K ed il momento $m_0(0)$. Ricordando che $y'_0(0) = tg(\alpha) \cong \alpha$ (α, in questo caso, è la rotazione della base) la prima costante arbitraria si determina con la condizione:

$- m_0(0) / y'_0(0) = K$ (7)

La seconda costante si determina con la condizione $y_0(0)=0$, e risulterà uguale a zero, anche nei prossimi casi.

Si ha: A = NEJ/K $m_0(0) = - NQe$

$m_0(0) = -3600$ kg*cm A = 378 cm

2) Si ricavano le espressioni di $y'_0(H)$ e di $y_0(H)$(allegato 1).
3) La deformazione appena calcolata produce un momento $m_1(x)$ da calcolare con la formula (5/1), con i=1.

Si ricava l'espressione di $m_1(x)$, che è un polinomio di 4° grado, e l'espressione di $m_1(0)$.

Un controllo della correttezza dei calcoli si può fare verificando che si abbia $m_1(H)=0$, inoltre si ha:

$$m_1(0) = -\frac{Q^2 e}{EJ} * \left[\frac{H^2 (N+1)^2}{8} + \frac{(N+1) AH}{2} \right]$$

$m_1(0) = -421.04832$ kg*cm

4) Con l'equazione calcolata del momento $m_1(x)$, integrando la solita equazione fondamentale $EJy_1''(x)=-m_1(x)$ si determina "l'incremento" $y_1(x)$ della deformata, che è un polinomio di 6° grado.
   Anche in questa situazione si permette "l'incremento della rotazione" della sezione x=0 in base alla costante K ed al momento $m_1(0)$. Si ricava la nuova costante A_1:

$$A_1 = \frac{EJH^2 (N+1)}{2K} * \left[\frac{(N+1)}{4} + \frac{A}{H} \right]$$

$A_1 = 34.81543296*106$ cm^3

5) Si ricavano le espressioni di $y_1'(H)$ e di $y_1(H)$. Fermandosi a questo punto e sommando questi risultati ai precedenti si otterrebbe l'approssimazione al secondo ordine; proseguendo si potrà valutare meglio l'entità delle approssimazioni.
6) La deformazione $y_1(x)$ produce un nuovo momento flettente $m_2(x)$, ricavabile applicando la formula (5/1) con i=2. L'espressione è un polinomio di 7° grado. Il solito controllo di correttezza si può fare verificando che $m_2(H)=0$. Si ricava l'espressione di $m_2(0)$, si ottiene:

$$m_2(0) = -\frac{Q^3 eH^4}{(EJ)^2} * \left[\frac{(27N^3 + 108N^2 + 151N + 64)}{1680} + \right.$$
$$\left. + \frac{A}{H} \frac{(3N^2 + 9N + 8)}{60} + \frac{A_1}{H^3} \frac{(N+1)}{2} \right]$$

$m_2(0) = -46.90954$ kg*cm

7) Con l'equazione del momento $m_2(x)$ appena calcolata, si determina l'incremento $y_2(x)$ della deformata, e si ottiene un polinomio di 9° grado. Anche in questa situazione si permette l'incremento della rotazione della sezione x=0 in base alla costante K ed al momento $m_2(0)$. Si ottiene la nuova costante di integrazione:

$$A_2 = \frac{EJH^4}{K} * \left[\frac{27N^3 + 108N^2 + 151N + 64}{1680} + \right.$$
$$\left. + \frac{A}{H} \frac{(3N^2 + 9N + 8)}{60} + \frac{A_1}{H^3} \frac{(N+1)}{2} \right]$$

A2 = +3.054580632*1012 cm^5

8) Si ricavano le espressioni di $y'_2(h)$ e di $y_2(H)$ (allegato1). Fermandosi a questo punto si avrebbe una soluzione al "terzo ordine". Questo gioco di momenti che producono deformate, che producono altri momenti, ..., può continuare all'infinito, ma lo scrivente ritiene di potersi fermare, per i motivi già scritti in precedenza.

Soluzione con procedura approssimata

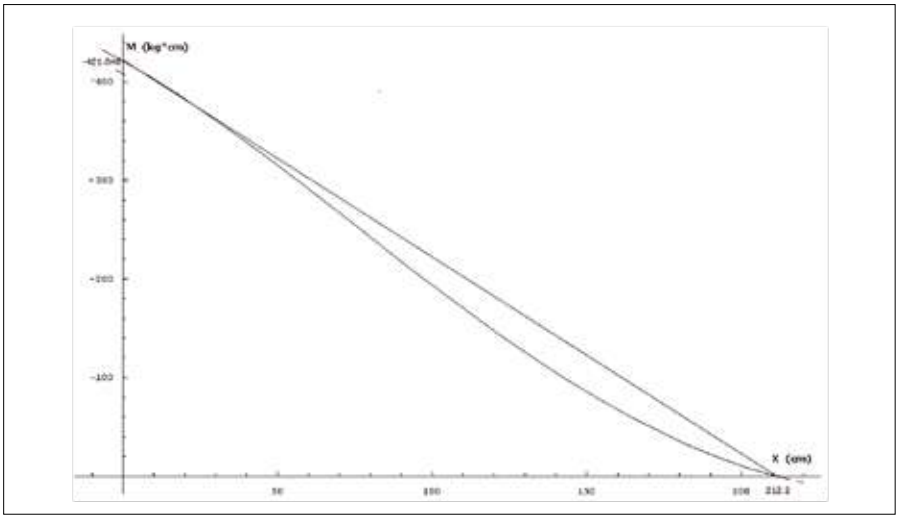
Si ripete la procedura precedentemente descritta eseguendo delle approssimazioni per semplificare le formule risolutive.

L'operazione consiste nell'approssimare ciascuno dei diagrammi dei momenti via via trovati con diagrammi rettilinei, mantenendo lo stesso valore di $m_i(0)$ e avendo sempre $m_i(H)=0$ (i≥1)

1 –2 –3) Questi punti sono del tutto identici ai corrispondenti della procedura precedente e portano, ovviamente, agli stessi risultati, si ricordi l'espressione di $m_1(0)$ già vista.

4) Noto questo valore, si approssima il diagramma effettivo di $m_1(x)$, che è di 4° grado, con una retta passante per (0; $m_1(0)$) e per (H;0). L'approssimazione che ne consegue è visibile, con i valori usuali dei parametri, nella figura qui sotto.

Essendo un po' aumentata l'area del diagramma dei momenti, sono un po' sopra-



valutate sia la rotazione, sia la freccia di flessione di sommità.
Si ottiene:

$$m_1(x) = m_1(0) * \frac{(H-x)}{H}$$

Con questo nuovo momento si calcola la deformazione $y_1(x)$, ed i valori $Y_1'(H)$ e $Y_1(H)$ (sopravalutati come già detto).

$$y_1(x) = -\frac{m_1(0)}{H(EJ)} * \left(\frac{Hx^2}{2} - \frac{x^3}{6} + A_1 x \right)$$

Inoltre si ha: $A_1 = H(EJ)/K$

A1 = 1.33056 * 104 cm²

5) Si ricavano le espressioni di $y_1'(H)$ e di $y_1(H)$ (allegato 3).
6) La $y_1(x)$ produce $m_2(x)$, ricavabile applicando la solita formula. Si ricava l'espressione di $m_2(0)$:

$$m_2(0) = \frac{Q m_1(0) H^2}{EJ} * \left[\frac{(3N+5)}{24} + \frac{(N+1)A_1}{2H^2} \right]$$

Noto questo valore, si approssima il diagramma effettivo di $m_2(x)$ con una retta passante per (0; $m_2(0)$) e per (H;0), come si è fatto nel punto precedente.
7) Con questo nuovo momento si può calcolare la deformazione $y_2(x)$, ed i valori $Y_2'(H)$ e $Y_2(H)$. In realtà, questi ultimi calcoli non sono necessari, perché, se partendo dal diagramma rettificato di $m_1(x)$ si ottengono diagrammi di un certo tipo per $y_1'(x)$, $y_1(x)$, e $m_2(x)$, partendo dal diagramma rettificato $m_2(x)$ si otterranno diagrammi per $y_2'(x)$, $y_2(x)$, $m_3(x)$, ..., dello stesso tipo dei precedenti, ma con ordinate ridotte secondo il fattore:

$m_2(0) / m_1(0) = y_2'(H) / y_1'(H) = y_2(H) / y_1(H) =$

$$= \alpha = \frac{Q * H}{2EJ} \left[\frac{(3N+5)}{12} + \frac{(N+1)EJ}{K} \right]$$

$m_2(0)/m_1(0)$= 0.113417752

Conclusioni

L'esecuzione un po' dettagliata dei calcoli è riportata nell' allegato 1. L' allegato 2 è una raccolta delle formule ottenute.
L'allegato 3 ripete la procedura dell'allegato 1, ma facendo le approssimazioni dette poco sopra.
L'allegato 4 presenta la procedura ipotetica per il "passaggio al limite" accennato in precedenza, sia per il caso dell'allegato 1 che per quello dell'allegato 3.
Si riassumono in una tabella i risultati trovati con i valori usuali secondo le due procedure indicate, onde poter fare un paragone sia fra i vari "ordini" di accuratezza, sia fra le due procedure adottate. Ad ogni interessato la propria scelta.

NOTA: le caselle gialle sono ottenute con la procedura approssimata. quelle bianche con la procedura normale.

	Momento alla base M(0) – kg*cm	**Rotazione sommità Y'(H) – rad**	**Spostamento sommità Y(H) – cm**
Momento e deformata fondamentale $m_0(x) – y_0(x)$	–3600	0.02128	3.3615
Momento e deformata 1° approssimazione $m_1(x) – y_1(x)$	–421.048	0.002254	0.3766
		0.002126	0.3667
Momento e deformata 2° approssimazione $M_2(x) – y_2(x)$	–46.9095	0.0002333	0.040453
	–47.7544	0.0002556	0.042712
Valutazione **totale** al primo ordine	–3600	0.02128	3.3615
	–3600	0.02128	3.3615
Valutazione **totale** al secondo ordine	–4021.0483	0.023406	3.72816
	–4021.0483	0.023534	3.73809
Valutazione **totale** al terzo ordine	–4067.9578	0.02364	3.7686
	–4068.8027	0.02379	3.7808
Valutazione **totale** con passaggio al limite secondo allegato 4	–4074.39	0.023663	3.77357
	–4074.91	0.023822	3.69539

AVVERTENZA. Gli allegati spesso citati non sono stati riportati nel presente documento per motivi di spazio.
Lo scrivente si impegna a spedirli via e–mail ai colleghi interessati che li possono chiedere al seguente indirizzo: gianfranco.campagnari@ingpec.eu.

❑

Riunione UNI del 9 marzo 2010 sulla revisione della norma EN280

Antonio Capizzi – Ingegnere in Verona

Come spiegato nell'articolo sul precedente numero del notiziario, il 25 settembre 2009 si è chiusa l'inchiesta pubblica sul progetto Pr EN 280 di revisione della norma EN 280 relativa alle piattaforme di lavoro elevabili (ponti sviluppabili su carro nella legislazione italiana).

In quella data, in un'apposita riunione UNI sono state vagliate ed infine formalizzate le proposte italiane di revisione/integrazione delle varie parti del progetto.

Successivamente, nella riunione del 9 marzo 2010 si è esaminato il documento che raggruppa le 192 proposte ufficiali formulate da tutti gli stati membri della UE.

Scopo della riunione è stato, quindi, quello di prendere visione delle proposte fatte dagli altri stati ed eventualmente predisporre commenti in merito.

Tali commenti saranno, poi, portati e discussi in una prossima riunione del comitato tecnico europeo CEN/TC 98-WG1.

La riunione si terrà a Mannheim.

Questo per quanto riguarda il calendario.

Per quanto riguarda la sostanza degli argomenti trattati, se ne darà estesa notizia dopo la riunione di Mannheim, avendo ora carenza di spazio e di tempo, a causa dell'imminente stampa del notiziario.

In questa sede ci si limita ad osservare che il Regno Unito si è distinto tra gli altri stati per aver chiesto una serie di "***delete***" per molte innovazioni che figurano nel Pr EN 280.

A mio giudizio molte di tali innovazioni sono sicuramente migliorative per la sicurezza non solo dei lavoratori addetti, ma anche dei semplici passanti.

Aver chiesto di cancellare queste variazioni e, quindi, di tornare al testo attuale, od ancora più indietro, non è una cosa che fa piacere a quanti si interessano di sicurezza del lavoro.

–Un esempio fra tutti è dato dalla proposta migliorativa fatta inserire nel progetto di revisione, dopo anni di insistenza dell'ISPESL e del Ministero del Lavoro.

Questa proposta innovativa consiste, per le piattaforme traslanti con operatore a bordo, nell'obbligo di avere un dispositivo che arresti la traslazione qualora si sia raggiunto il limite di pendenza del suolo oltre il quale si ha il ribaltamento dell'apparecchio, mentre nella norma attuale è previsto, invece, solo un segnale sonoro che avvisi di tale pericolo. Al riguardo il Regno Unito propone: "***Delete this paragraph and replace with the EN 280: 2001 text***", cioè si chiede il ripristino della prima edizione della norma che, come detto nel precedente articolo, aveva visto l'Italia poco attiva nel travasare le peculiarità di sicurezza della normativa nazionale nella norma europea.

La cosa singolare è che gli argomenti addotti per chiedere l'abolizione di questa proposta sono molto simili a quelli portati in passato da alcuni costruttori statunitensi.

Si avverte, in queste richieste, un'influenza "transatlantica" che teoricamente non dovrebbe sussistere in un comitato di normazione dell'UE.

La cosa può, forse, trovare una spiegazione nella composizione del comitato, in cui figurano rappresentanti europei di costruttori d'oltre Atlantico.

Nello specifico, poi, è altrettanto singolare che costruttori italiani abbiano già installato il dispositivo in questione senza alcun inconveniente.

– Un'altra richiesta del Regno Unito che merita di essere citata è la seguente: a fronte dell'esistente paragrafo della EN 280 "***tutte le piattaforme di lavoro devono essere equipaggiate con freni per prevenire movimenti involontari***", la richiesta del Regno Unito è molto concisa: "***Delete paragraph***". La spiegazione è che le norme della circolazione stradale inglese non prevedono i freni per i piccoli rimorchi che montano piattaforme di lavoro elevabili.

– Ancora un esempio: un paragrafo del progetto di revisione dice: "***debbono essere prese delle misure (di sicurezza) se il parapetto della piattaforma non è in posizione corretta, per esempio un sistema di interblocco o ripiegamento del parapetto in una determinata sequenza***"; la richiesta del Regno Unito è ancora una volta secca: "***Delete paragraph***". La spiegazione è molto più lunga e si omette.

– Sono, poi, presenti numerosi altri interventi del Regno Unito, molti dei quali si aggirano intorno all'esclusione del limitatore di carico, il che ha portato qualcuno dei partecipanti alla riunione ad avanzare la provocatoria proposta di abolire il limitatore di carico, onde evitare indiretti contorcimenti sull'argomento che possano rovinare altri punti della norma. Si spera sia stata solo una battuta.

La discussione tecnica di tutti questi punti non ha sempre trovato l'unanimità tra i membri UNI e, a maggior ragione, si prevede che non troverà unanimità nella riunione del TC 98.

L'auspicio è che non esca stravolto il progetto di norma che pure faticosamente era stato messo a punto in questi ultimi anni, sebbene per alcuni punti non fosse del tutto soddisfacente ad avviso dello scrivente.

Si dà appuntamento al lettore al prossimo numero del Notiziario per gli ulteriori sviluppi.

Nota dell'autore, a margine dell'articolo:

La particolare posizione assunta dall'UK in sede di comitato europeo TC 98-WG1, riecheggia singolarmente analoghi atteggiamenti per questioni più importanti: è di questi giorni la discussione su una direttiva europea che dovrebbe imporre una maggiore regolamentazione della finanza speculativa (hedge fund,private equity fund e similari). Anche in questo caso si manifesta una comunanza di posizioni USA-UK.

Ovviamente la spiegazione è prevalentemente economico-geopolitica e tuttavia pare non irragionevole ipotizzare sia pure in piccola parte una causa più sottile dovuta ad una diversa visione delle regolamentazioni.

Questa differenziazione costante nella visione di leggi e regolamenti tra il continente europeo e le isole britanniche e le sue ex colonie, se ha origini antiche (diritto anglosassone-diritto romano) sembra tuttavia esplicare effetti concreti ai nostri giorni, anche nei regolamenti tecnici.

Sarebbe dunque interessante e non privo di utilità pratica, esaminare più in dettaglio la questione per vedere se queste apparenze hanno un consistente fondamento.

Regolamento per le commissioni consultive dell'Ordine

Aggiornato con Delibera di Consiglio del 24.03.2010

1 - Natura e compiti delle Commissioni

Le Commissioni sono organi consultivi ed operativi del Consiglio dell'Ordine e come tali operano per richiesta dello stesso, svolgendo i seguenti principali compiti:

a. forniscono consulenza al Consiglio;
b. affiancano il Consiglio nell'approfondimento di tematiche varie (quali studio di leggi e regolamenti, temi culturali e di attività, ...);
c. svolgono attività preparatorie all'attività istituzionale del Consiglio;
d. affiancano il Consiglio nei rapporti con gli iscritti e con l'esterno, per le materie di competenza;
e. su richiesta del Consiglio od a seguito di autorizzazione dello stesso curano l'organizzazione di incontri culturali, riunioni, convegni, corsi;
f. riferiscono la propria attività al Consiglio almeno una volta l'anno

2 - Istituzione e durata delle Commissioni - Nomina del Referente

Le Commissioni sono istituite con delibera del Consiglio che indica anche il Consigliere Referente. Egli ha il compito di raccordare l'attività della Commissione con il Consiglio.
Il Consigliere può svolgere all'interno della Commissione anche il ruolo di Coordinatore Segretario; qualora lo ritenesse opportuno può delegare questa funzione ad un membro della Commissione, nel qual caso il Consiglio ne delibererà la nomina.
Le Commissioni hanno durata pari a quella del Consiglio e decadenza naturale insieme al Consiglio.
In ogni momento il Consiglio può deliberare la costituzione o la decadenza straordinaria di una o di più Commissioni o l'esclusione o la sostituzione di membri delle stesse.

3 - Composizione, organizzazione e funzionamento delle Commissioni

Le Commissioni sono composte da membri selezionati fra gli Ingegneri iscritti all'Ordine di Verona e Provincia, che ne abbiano fatto richiesta scritta tramite posta elettronica certificata o che, sempre con le stesse modalità, abbiano presentato dichiarazione di accettazione della nomina.
La proposta di cancellazione di un membro della Commissione, su proposta del Coordinatore Segretario al Consiglio, avviene con l'assenza consecutiva ingiustificata ad almeno 3 riunioni consecutive.
Il Consiglio, salvo giustificazione motivata del membro, procede alla cancellazione dalla Commissione.
I membri possono essere integrati o diminuiti anche durante la vita della Commissione, con le modalità già precisate.
La nomina dei singoli membri deve risultare da verbale sottoscritto dal Coordinatore Segretario e vistato dal Consiglio.
Le Commissioni si riuniscono, preferibilmente presso la sede dell'Ordine, su convocazione del Coordinatore Segretario o del Consigliere Referente o del Presidente del Consiglio dell'Ordine.
La data e l'ordine del giorno delle riunioni vengono comunicati a tutti i componenti con avviso tramite posta od e-mail o fax o similare, con preavviso minimo di cinque giorni, salvo casi di urgenza.
La comunicazione di cui sopra viene pubblicata anche su un apposito spazio nel sito elettronico dell'Ordine, in modo che possano presenziare, quali uditori, anche gli iscritti all'Ordine interessati, pur non essendo membri della Commissione.
Le Commissioni si avvalgono, di norma, per lo svolgimento dei propri compiti, della logistica, dell'organizzazione e dei mezzi dell'Ordine; in casi particolari il Consiglio, su proposta del Consigliere Referente, può deliberare altri mezzi o spese per il funzionamento delle stesse o l'espletamento di compiti particolari.
Di ogni riunione è redatto breve verbale che indichi succintamente il lavoro svolto.
I verbali sono redatti e numerati di seguito e sottoscritti dal Consigliere Referente e dal Coordinatore Segretario. Il Coordinatore provvederà ad inviarli alla Segreteria che si occuperà della pubblicazione sul sito.
La Commissione Parcelle, in considerazione della sua particolare frequenza e complessità, può essere esonerata dalla redazione del verbale delle riunioni, a giudizio del Consiglio.
Le prestazioni in seno alle Commissioni, sia del Coordinatore Segretario che degli altri membri, sono sempre effettuate a titolo gratuito.
Solo il Consiglio può deliberare, in casi particolari, il riconoscimento di rimborsi spese.

4 - Partecipazione soggetti esterni

È ammessa la partecipazione ai lavori della Commissione di esperti non iscritti all'Albo degli Ingegneri di Verona e Provincia, su invito del Consigliere Referente o del Coordinatore Segretario.
Nel caso detti esperti richiedano un compenso per la propria partecipazione, esso dovrà necessariamente essere preventivamente deliberato dal Consiglio.

5 - Compiti del Consigliere Referente

Il Consigliere Referente rappresenta il tramite tra il Consiglio e la Commissione a lui affidata; pertanto propone al Consiglio e discute in seno allo stesso gli obiettivi ed i metodi della Commissione; comunica al Coordinatore Segretario le decisioni assunte dal Consiglio; assicura l'aderenza del lavoro della Commissione alle direttive del Consiglio al quale riferisce circa il lavoro svolto, commentandone i risultati ottenuti, nonché l'andamento generale.

6 - Compiti del Coordinatore Segretario

Il Coordinatore Segretario organizza e dirige la Commissione, sorvegliandone il buon funzionamento in ordine alla produttività ed al comportamento deontologico.
Il Coordinatore Segretario propone e discute con il Consigliere Referente le iniziative che ritiene utili al miglior funzionamento della propria Commissione.
Redige i verbali delle riunioni.
Propone al Consiglio eventuali destituzioni di membri od integrazioni degli stessi.

7 - Specificità delle Commissioni

Ferme restando le norme del presente regolamento generale, ciascuna Commissione organizzerà il lavoro secondo le esigenze dei propri obiettivi ed istituendo, eventualmente, un proprio regolamento interno da sottoporre al Consiglio.

8 - Trasparenza

I nomi dei Consiglieri Referenti e dei Coordinatori Segretari e dei membri delle Commissioni, così come ogni loro variazione, deve essere comunicata alla Segreteria dell'Ordine.

Sul sito dell'Ordine, per ciascuna Commissione, sono indicati i nomi del consigliere referente e del coordinatore, con i relativi recapiti.

Programma del Consiglio dell'Ordine Ingegneri di Verona e Provincia

Mandato 2010 -2014

Ilaria Segala - Presidente Ordine degli Ingegneri di Verona e Provincia

Obiettivo primario del Consiglio è quello di avvicinare gli iscritti alle attività dell'Ordine, incentivandone la partecipazione e l'informazione.
Lo stimolo al miglioramento, alla promozione di nuove attività ed al consolidamento di quelle esistenti dovrà partire dalle Commissioni, organi pulsanti della vita dell'Ordine.
Il nuovo regolamento elettorale rende necessario un ricambio continuo; l'allargamento della partecipazione alle Commissioni ad un maggior numero di iscritti e l'introduzione di attività e convegni dislocati nella Provincia potranno essere occasioni utili ad avvicinare gli iscritti all'Ordine.
Si elencano per punti i principali obiettivi che si intendono sviluppare.

SEGRETERIA
- Semplificazione e standardizzazione delle procedure (da e verso gli iscritti, anche nei confronti di un utente esterno, privato od istituzionale), tendendo alla certificazione di qualità dell'Ordine;
- integrazione del database degli iscritti con il curriculum degli stessi, per rendere facile la consultazione delle loro professionalità e per agevolare l'ingresso al lavoro dei giovani;
- informazione costante e tempestiva, in tutte le forme (internet, posta elettronica, newsletter);
- creazione di un nuovo sito più chiaro, moderno e flessibile che permetta la semplificazione dei rapporti iscritti–segreteria;
- informatizzazione dell'indice e del catalogo della biblioteca ed emeroteca (accesso per gli iscritti con password); possibilità di rendere fruibile la biblioteca agli iscritti.

CATEGORIA, UNA NUOVA IMMAGINE
- Sviluppo di attività volte a portare all'attenzione dell'opinione pubblica la figura dell'ingegnere, spesso sottovalutata, attraverso convegni ed informazione.

NUOVA SEDE
- Cambiamento della sede per rendere più facile agli iscritti il raggiungimento dell'Ordine.

ORGANIZZAZIONE DEL CONSIGLIO
- Accesso on–line degli iscritti all'ordine del giorno ed ai verbali delle Commissioni e per conoscere l'attività svolta e le iniziative promosse;
- pubblicazione sul sito dei verbali del Consiglio dell'Ordine (Organi/Consiglio dell'Ordine/verbali);
- conferimento di un maggiore impulso alle Commissioni affinchè diventino braccio operativo del Consiglio, integrando l'attività anche con l'inserimento di altri ambiti come trasporti e viabilità, acustica, pari opportunità, rapporti con enti pubblici;
- allargamento della partecipazione alle Commissioni a tutti gli iscritti interessati, utilizzando gli incontri come momenti di formazione–informazione e confronto tra gli iscritti.

RAPPORTI CON GLI ISCRITTI – SPORTELLO HELP
- Promozione del decentramento sul territorio provinciale di alcune importanti attività (corsi, convegni, presentazioni, incontri) per avvicinare l'Ordine agli iscritti;
- organizzazione di almeno 4 Consigli o Assemblee all'anno decentrate nella provincia;
- realizzazione di un forum delle Commissioni on–line: un luogo dove porre domande ed avere risposte dalle specifiche Commissioni;
- potenziamento dei servizi a favore degli iscritti con la creazione di uno sportello dedicato alle tematiche di maggior interesse per l'iscritto come la consulenza legale per problematiche contrattuali, la consulenza fiscale e quella previdenziale e di diritto del lavoro.

RAPPORTI CON ENTI ESTERNI
- Sviluppo di un rapporto sinergico col Collegio degli Ingegneri ed Architetti, affinchè diventi un braccio operativo dell'Ordine in alcuni campi ben definiti;
- intensificazione delle relazioni istituzionali collaborando con la Regione, la Provincia e con i Comuni;
- monitoraggio delle segnalazioni di professionisti sulle problematiche con gli enti pubblici;
- stesura di un protocollo di intesa con la Protezione Civile finalizzato ad una collaborazione permanente;
- cura/sviluppo delle relazioni tra il Centro Servizi Amministrativi (ex Provveditorato) e gli ingegneri docenti.

DIDATTICA
- Prosecuzione del cammino dei corsi di formazione finalizzandolo alla formazione ed all'aggiornamento continui dell'iscritto;
- formazione rivolta a tutte le specializzazioni e non solo ai civili–edili; ogni Commissione proporrà quelle che sono le esigenze di formazione ed aggiornamento dei diversi settori.

GIOVANI
- Offerta di attività di orientamento per l'accesso alla professione ed al mercato del lavoro;
- incentivazione delle iscrizioni all'Ordine e della formazione dei giovani attraverso delle agevolazioni economiche;
- riproposizione di corsi propedeutici alla professione come quelli già organizzati nel passato;
- previsione di una sezione del sito dedicata alle offerte/richieste di collaborazione;
- promozione degli stage per una proficua collaborazione tra scuola e mondo del lavoro;
- previsione di incontri periodici dei Consiglieri con i neo iscritti finalizzati alla presentazione dell'Ordine ed alla risoluzione dei primi dubbi inerenti l'Ordine stesso, l'Inarcassa, il Collegio Ingegneri ed Architetti, ...

Elenco Terne Collaudi Statici

(Periodo: gennaio-marzo 2010)

1. **Impr. Edile Bossi geom. Luciano - Verona**
   1) Breoni Michele
   2) Marcanti Alberto
   3) **Montresor Giovanni (n°A 1684)**

2. **Impr. Costruz. Edili Edilcostruzioni srl - Villafranca**
   1) De Nard Robertino
   2) Zorzi Giorgio
   3) **Zorzin Claudio**

3. **Impr. Edile Pasquato snc Villa Bartolomea**
   1) Piccoli Enzo
   2) Ruffo Enrico
   3) Viviani Ernesto

4. **Impr. Costruz. Resenterra srl Arbizzano-Negrar**
   1) Butturini Olvero
   2) Lavarini Leonello
   3) Perotti Aldo

5. **Ditta Costruz. Edili Rossi snc Isola D/Scala**
   1) Bombieri Andrea
   2) **Paon Federico**
   3) Roccato Giovanni

6. **Imm.re VAP sas Roncanova – Gazzo V/se**
   1) **Gamba Alessandro**
   2) Patuzzo Gianfranco
   3) Pippa Sandro

7. **Imp. Edile Alberghini Domenico – Torri D/Benaco**
   1) Cordioli Stefano
   2) Giacomazzo Carlo
   3) **Zuccotti Alessandro**

8. **Ditta Franzoni Moreno & C. snc Campagnola di Zevio**
   1) Carli Silvano
   2) Da Vià Claudio
   3) Panciera Andrea

9. **Impr. Edile Gasparini Silvano Mazzurega di Fumane**
   1) Ghanat Abadi Farideh
   2) Grigoli Silvano
   3) Marconi Basilio

10. **Ditta Zanoni Carlo – Caprino V/se**
    1) Bonesso Federico
    2) Mazzola Massenzio
    3) Predicatori Giovanni

11. **Ditta Dromos srl Balconi di Pescantina**
    1) Gagliardi Mauro
    2) Righetti Fiorenzo
    3) Sandri Claudio

Elenco segnalazioni a Regione, Comuni, Enti e Privati

(Periodo: gennaio - marzo 2010)

1. **Comune di Villafranca**
   Nominativi per collaudo tecnico-amm. vo per le opere pubbliche relative al P.I.R.U.E.A. – Programma Integrato di Riqualificaz. Urbanistica, Edilizia e Amb.le denominato "Ex Area Publigas" in Villafranca capoluogo
   1) Romito Vincenzo
   2) Sterzi Giorgio
   3) Tieni Francesco
   4) Avanzini Adelino
   5) Montresor Giovanni (n° A1454)
   6) Rubinelli Gaetano

2. **Richiesta da privato**
   Nominativi esperti in brevetti
   1) Risegato Cesare
   2) Tezzon Raffaello
   3) Voi Marco

3. **Comune di Sanguinetto**
   Nominativi per collaudo delle opere relative al piano di lottizzaz. residenziale di iniziativa privata denominato "Castello Bis"
   1) Avanzini Adelino
   2) De Antoni Andrea
   3) Modena Claudio

4. **Richiesta da privato**
   Nominativi esperti in meccanica (per centina di sicurezza di una macchina da competizione)
   1) Avesani Claudio
   2) Bianchi Cesare
   3) Benetti Paolo
   4) Giampietri Cesare
   5) Ghezzi Paolo

5. **Richiesta da privato**
   Nominativi esperti per perizia macchinari per la produzione di cartone ondulato per imballaggi
   1) Confente Pier Giorgio
   2) Rugolotto Adriano
   3) Tezzon Raffaello

Elenco segnalazioni per commissioni giudicatrici concorsi/gare

(Periodo: gennaio - marzo 2010)

1. **Comune di Oppeano**
   Costituzione Commissione Giudicatrice. Segnalazione esperti in materia di videosorveglianza
   1) Carpene Massimiliano
   2) Cecchetto Rino
   3) Confente Pier Giorgio

2. **Comune di Marcaria (Mn)**
   Appalto relativo all'esecuzione degli interventi di messa in sicurezza d'emergenza dell'area sita in Campitello di Marcaria – Via Motella 7.
   Segnalazione nominativi per costituzione Commissione Giudicatrice
   1) Bombieri Andrea
   2) Dell'Acqua Mario
   3) Friso Andrea

Movimenti Albo

(periodo: gennaio - marzo 2010)

Consiglio del 13 gennaio 2010

Nuove iscrizioni – Sez. A
Finetto Mirko, Michelon Emanuele, Raniero Maurizio (proveniente dall'Ordine di Padova), Santini Massimo, Trimeloni Marco

Nuove iscrizioni – Sez. B Nessuna

Cancellazioni – Sez. A
Antonello Clara (dimissioni), Brutti Alessio (dimissioni), Panizzi Aldo (deceduto), Stella Gianluca (dimissioni), Turrini Giovanni (dimissioni), Verzobio Stefano (dimissioni)

Cancellazioni – Sez. B Nessuna

Consiglio del 27 gennaio 2010

Nuove iscrizioni – Sez. A Nessuna

Nuove iscrizioni – Sez. B nessuna

Cancellazioni – Sez. A
Gozzo Massimo (dimissioni), Stella Antonio (dimissioni), Trischitta Lionello (dimissioni), Venturini Andrea (trasferimento all'Ordine di Mantova)

Cancellazioni – Sez. B nessuna

Consiglio del 8 marzo 2010

Nuove iscrizioni – Sez. A
Andreoli Alessandro, Balzan Paolo, Bianchi Marco, Bignotto Gian Luca, Carpene Samuele, Cassini Davide, Cefali Marco Mario, Civiero Michele, Coda Samuel, Cona Alessandra, Cremonesi Luca, Da Ronco Niccolò', Dal Bon Andrea, Di Simone Giampiero, Finezzo Andrea, Franceschetti Luca, Furia Riccardo, Gasparetto Lisa, Gatti Gabriele, Guardini Mattia, Gugole Santino Marco, Mantovanelli Roberto, Marchesini Gaetano, Menegolli Alberto, Pacioselli Alessandro (proveniente dell'Ordine di Gorizia), Pisanu Alessandro (reiscrizione), Righetti Davide, Salandra Gessica, Soriolo Francesco, Voi Zeno, Zardini Irene, Zecchetto Daniele, Zemiglian Jacopo

Nuove iscrizioni – Sez. B
Bertagnoli Davide, Semplicini Paolini Alan, Tabarelli Giulio (reiscrizione), Zamperlin Davide

Cancellazioni – Sez. A
Castioni Giuliano (dimissioni), Fornasiero Emilio (dimissioni), Ottolini Andrea (dimissioni), Rosania Valerio Antonio (dimissioni)

Cancellazioni – Sez. B
De Poli Andrea (dimissioni)

Consiglio del 17 marzo 2010

Nuove iscrizioni – Sez. A
Cremasco Silvia, Dall'Ora Luca, Di Giambattista Dario, Gallo Salvatore (proveniente dall'Ordine di Siracusa), Merigo Alberto, Signoretto Lara, Tenca Carlo (proveniente dall'Ordine di Padova), Zanardi Massimiliano

Nuove iscrizioni – Sez. B Nessuna

Cancellazioni – Sez. A
Mazzola Marco (trasferimento all'Ordine di Brescia)

Cancellazioni – Sez. B Nessuna

Consiglio del 24 marzo 2010

Nuove iscrizioni – Sez. A
Foscarin Filippo, Grossule Matteo, Maschi Mattia, Rizzotto Giancarlo, Toti Diego, Vezzari Marco

Nuove iscrizioni – Sez. B
Marconi Marcello, Rudella Silvio

Cancellazioni – Sez. A
Goltara Andrea (trasferimento all'Ordine di Venezia)

Cancellazioni – Sez. B
Artosin Enrico (trasferimento all'Ordine di Vicenza)