

Dr. Ing. ENZO CUOGHI
Specialista in cementi armati

.....
cs050102

In pratica è la rielaborazione , lo sviluppo
e la fusione di alcuni temi affrontati nel CD
(Edifici ordinari in situazione accidentale sismica,
Libreria INCONTRI , Tel. 0536 802474 , EDITRICE)

PRIMA PARTE

- 02 Le buone ragioni della muratura
- 03 Modelli strutturali del patrimonio edilizio esistente
- 05 Vecchi muri a più strati verticali
- 06 Stabilità locale e d'insieme
- 06 Muratura ordinaria
- 07 Definizione della muratura armata
- 08 La scelta del mattone
- 08 Muratura confinata
- 10 Commissione poco esperta
- 10 Progetto esecutivo e software
- 12 Scrivente di testimonianza
- 13 $Beta_0 = 2,5$
- 14 Senza tamponature , senza tramezze
- 15 Sollecitazioni interne nei telai tamponati
- 16 Tamponatura collaborante con l'ossatura portante
- 18 Resistenza e deformabilità dei puntoni equivalenti
- 20 Smorzamento dell'ossatura tamponata in campo elastico
- 21 Norma prestazionale
- 23 Politica di protezione dai terremoti

PRIMA PARTE

Le buone ragioni della muratura

(edilizia abitativa ordinaria)

La strada della muratura armata (e muratura confinata) è stata lunga e ardua , ha subito e superato , oltre ogni aspettativa , il verdetto del mercato (è una nuova tecnica dirompente e scardinante - non deve essere lasciata in mani inesperte) .

Ora resta quello degli ingegneri , questo banco di prova forse sarà più difficile .

Il CD non è una bibbia per i lettori ; è *una piccola guida* , cioè contiene un certo numero di informazioni utili quotidianamente .

Il coordinamento tra progetto architettonico e progetto strutturale è divenuto indispensabile (obbligatorio per le norme di sicurezza nei cantieri) .

Ho cercato di **isolare il meglio** , il meglio delle conoscenze tecniche attuali , come pure il meglio dei bisogni dell'utilizzatore , qualche volta malmenato nel recente passato (case a tunnel in c.a.) .

Infine e non ultimo il meglio della messa in opera (*ho pulito sotto* alle sempreverdi piante della muratura armata e confinata , la catasta delle piante secche era enorme , brucia ancora - i produttori di tufo mi hanno aperto il loro recinto , i produttori di laterizio hanno fatto una recente mostra al SAIE 2004 della catasta) .

Per tentare di capire un pò meglio ciò che è facile capire , ho cercato di fare una documentazione pratica , **abbondantemente illustrata** (anche con note intenzionali) degli schizzi dei principi di realizzazione .

Sugli elaborati di progetto devono essere segnalati elementi di particolare importanza strutturale (essenziale) che richiedono uno speciale controllo all'atto esecutivo .

Sarò certamente molto soddisfatto se il lettore darà un'occhiata alla guida ogni volta che si presenti un problema .

Se la soluzione non è nella guida , sappia il lettore che ho dovuto togliere tante tavole .

Ricordo al lettore che è mia intenzione di prolungare il contatto e proseguire nel sentiero appena scoperto e tracciato .

Formulare **le prime definizioni del Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF)** è stata una gioia , ma svilupparle in seguito con l'adozione di tutte le regole di dettaglio volte ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme , deve essere la passione dei giovani strutturisti .

Le ragioni della muratura , sia nel dominio dell'acustica che in quello dell'isolamento termico , si possono sintetizzare con poche parole : " .. **il muro deve essere respirante ...** " ; una parete in c.a. non respira e non permette la migrazione del vapore che dall'ambiente interno tende ad uscire (vedi parte V del CD) .

Non ho dubbi che questa piccola guida contribuirà a sostenere gli sforzi dei paesi emergenti per difendersi dalle devastazioni dei terremoti (copieranno la facile tecnologia italiana) . Le vibrodine in cantiere sono condizione necessaria per le misure degli spostamenti (supplire alle carenze di informazioni) .

In sismica non bisogna accontentarsi delle versioni ufficiali o di comodo , cercare di scavare anche nel dettaglio più intoccabile , è il primo dovere dello strutturista .

Le strutture in muratura , presupposto e tenuto conto dell'approfondita conoscenza dei materiali , della moderna concezione strutturale e dell'intensa pratica costruttiva , si possono distinguere in :

- Muratura portante monostrato ordinaria in laterizio , tufo o altro materiale , non

- armata (**barca capovolta**) ,
- Muratura portante armata nei letti di malta in orizzontale e nelle ammorsature fra muri intersecanti (**flangia collaborante**) ,
- **Muratura portante armata pluristrato** ,
- **Muratura armata confinata** (c.a. vestito - traliccio con vertesi) ,
- Tamponatura armata nei letti di malta (**si instaura il traliccio** al posto del telaio) ,
- **Tramezze armate** con traliccio Murfor (largo 5 cm) ,
- Pareti alte armate a diaframma (vedi figura)
- Coperture autoportanti in laterizio armato (vedi esperienza costruttiva di Eladio Dieste) ,
- Altre strutture armate (non classificabili nelle precedenti) .

La scala dei valori utili delle murature armate , come pure la facile modellazione strutturale , saranno rivelate al lettore dal Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) .

MODELLI STRUTTURALI del patrimonio edilizio esistente

Il patrimonio edilizio esistente da consolidare, coincide quasi con quello delle costruzioni in muratura.

*I primi due modelli strutturali delle costruzioni in muratura sono chiamati " a carciofo " ; il carciofo è un pianta erbacea che **giunto a maturazione tende ad aprirsi** . Sono molto sensibili ai cedimenti differenziali di fondazione .*

Primo modello utile

L'unico materiale strutturale disponibile è il laterizio (o il tufo) .

Le caratteristiche costruttive sono imposte da esigenze statiche.

Fondazioni grossolane ed insufficienti.

Muri esterni di maggior spessore allo spicco , ma con facciate esterne poste in un piano verticale (tendono ad aprirsi , il baricentro non è in mezzera) .

Strutture orizzontali ad archi e volte spingenti (assenza di catene) , strutture resistenti per forma , eseguite con centine e maestranze specializzate .

L'estradosso delle volte era riempito da risulti di cantiere (peso notevole) .

Lo spessore rilevante delle murature era richiesto per contrastare le spinte degli archi e delle volte , la scolarità era precaria in quanto nei muri di grosso spessore (a volte a sacco) le ammorsature fra muri intersecanti erano di difficile perizia .

Sono certamente edifici storici (non rottamabili) , e gli interventi di miglioramento statico per contrastare le aperture verso l'esterno , devono essere compatibili (scegliendo la migliore tecnica) .

Anche le prestazioni professionali saranno stabilite in funzione della complessità e della lunghezza dei rapporti e delle riunioni tenute in sede di svolgimento dell'incarico.

Secondo modello

Oltre al laterizio , abbiamo disponibili per gli orizzontamenti , travi in legno o putrelle in ferro con volterre . Nessun miglioramento nella tecnica delle fondazioni e dei muri .

Anche queste strutture tendono ad aprire (sono contrastate *solo dalle ammorsature dei muri intersecanti*) .

Insufficiente collegamento degli orizzontamenti ai muri portanti (specie la travi in legno , innestate in modo precario) .

Dove i solai sono orditi parallelamente alla parete esterna , manca ogni vincolo trasversale delle travi ; il muro può più facilmente tendere a ribaltare (aprirsi) verso l'esterno.

Si ha il vantaggio di guadagnare il volume e l'altezza delle zone curve delle volte , e gli orizzontamenti sono più leggeri ; le volte restano solo nella scala .

La luce degli ambienti è limitata dalle dimensioni massime ottenibili dai tronchi da cui ottenere le travi ; inoltre sono ordite nei piani soprastanti sempre nella stessa direzione.

Le pareti verticali sono di spessore minore , ma sempre consistente ; anche nel caso di più orizzontamenti intermedi , *per il precario fattore orizzontale di vincolo , nella valutazione della snellezza convenzionale dei muri si deve fare riferimento all'intera altezza dei muri (dalle fondazioni alla copertura)* .

Inoltre è molto frequente il caso di *muri a più strati verticali (vedi oltre) con angolo caratteristico di scampanatura dei carichi vicino allo zero* .

In situazione accidentale sismica , si assiste anche alla fuoriuscita di uno strato .

Anche con le travi metalliche , le carenze di filosofia tecnica strutturale , restano sostanzialmente le stesse .

Nota bene .

Nelle strutture a carciofo si instaura il meccanismo fragile di primo modo di danno.

Nei vecchi muri a doppio paramento oltre al distacco dell'intero muro , può accadere il ribaltamento localizzato e parziale di un paramento.

L'aggettivo **FRAGILE** è usato come avvertenza su scatole , pacchi , imballaggi ; a mio parere dovrebbe essere messo sugli edifici a carciofo .

Chiedo al lettore di immaginare un simbolo divulgativo di una cosa che si pare lentamente , senza mai richiudersi , e poi si rompe fragilmente - Carciofo secco fragile non è il più adatto .

Terzo modello

E' finalmente disponibile il tondino .

Fondazioni ben collegate e sufficientemente rigide a trazione nel piano di spiccatto.

Formazione dei cordoli ai piani .

Con i cordoli si realizza un mega - super - maxi - giga confinamento orizzontale dei muri , oltre ad un incatenamento generale dell'edificio reso scatolare.

Il numero di piani è più elevato.

Nelle strutture costituenti gli orizzontamenti (anche negli edifici in muratura) si impiega una diversa tecnologia nella realizzazione dei solai (normalmente in latero cemento) , ed è *garantita la capacità globale dell'impalcato a ripartire le azioni orizzontali tra la scatola muraria* .

L'energia di deformazione richiesta per plasticizzare i cordoli è notevole , vista la loro estensione ("*.. ne risulta di conseguenza una grande resistenza alle azioni sismiche , che può essere superiore a quella manifestata dagli edifici in c.a. a scheletro indipendente , ove le sezioni resistenti più sollecitate sono localizzate e assai limitate , nodi trave-pilastro ."* vedi - Dr. Ing. Giorgio PREITE - Manuale del Geometra)

Con i cordoli , la struttura diventa un insieme tridimensionale di muri e solai.

La capacità dei muri , completati dai cordoli , di resistere alle azioni orizzontali è favorevolmente influenzato dalle *buone ammorsature nei muri intersecanti e dalla presenza di azioni verticali (peso proprio) stabilizzanti* .

E' la presenza dei cordoli che giustifica la sostanziale stabilità scatolare di strutture costruite nel recente passato (le strutture a carciofo sono state scardinate dalla tecnologia dei cordoli ; il libro di Architettura Tecnica sul quale ho studiato - ho controllato - non menzionava neppure i cordoli - anno 1958 - 59) .

Nella cappa dei moderni solai , sono realizzati gli **incatenamenti orizzontali interni** (1.3.1.2 - rete 8 mm , maglia 20x20 cm - efficacemente ancorate ai cordoli) aventi lo scopo progettuale di riserva di duttilità in situazioni accidentali non previste , e di collegare , nelle due direzioni , i muri paralleli della scatola muraria ai livelli dei solai.

La duttilità locale è una risorsa indispensabile per la sopravvivenza delle costruzioni alle azioni violente o imprevedibili .

P.S.

I geni sono riusciti a fare meraviglie anche con le strutture a carciofo (Duomo di Firenze e San Pietro a Roma) .

Nota

Con solai inestensibili si instaura , nel caso di sisma di forte intensità , il meccanismo duttile di secondo modo di danno .

Pur subendo fessurazioni e danni di rilevante entità , gli edifici mantengono la capacità portante nei confronti dei carichi verticali .

E' il caso di edifici con buoni cordoli , tramezze interne di qualità , che hanno straordinaria disponibilità di deformazione oltre lo snervamento , senza collasso .

Vecchi muri a più strati verticali

E' il caso della muratura a tre strati o a sacco.

Due paramenti di pietre grossolanamente squadrate (o anche di mattoni disposti in modo sufficientemente regolare) possono contenere un riempimento irregolare (vedi le colonne del Duomo di Milano , o la torre crollata a Pavia) .

Nell'edilizia abitativa sarà più frequente il caso della muratura a doppia cortina (due strati - double face) .

E' costituita sostanzialmente da soli due paramenti (senza riempimento) molto debolmente connessi (senza ammorsature fra i muri intersecanti) .

L'unico debolissimo collegamento fra i due paramenti è dato dall'eventuale ingranamento centrale dei blocchi .

Non incolleritevi con il vecchio muratore , non era un imbecille , non aveva a disposizione pietre sufficientemente lunghe e a misura dello spessore del muro

Questo caso è molto frequente su buona parte del territorio italiano.

L'assenza di elementi di collegamento trasversale, fra i due paramenti , trasforma la parete in un muro a doppio strato (slegato in mezzera - vedi anche foto in letteratura del crollo di un solo strato) .

Conclusioni : con vecchi muri pluristrato (slegati al centro del muro o con riempimento debole e molto irregolare) non si può parlare di ammorsature efficaci per favorire l'instaurarsi del comportamento scatolare .

Osservazione N. 1 (bisogna dirla , Il Prof. DANUSSO , mio grandissimo maestro , lo disse per primo in occasione del terremoto di Messina)

L'esame e lo studio dei danni subiti , in situazione accidentale sismica , da questi vecchi edifici , non ci offrono alcuna fertile idea per potenziare la sicurezza delle moderne costruzioni in muratura armata o in muratura confinata .

I meccanismi di danno o di crollo non sono quelli di una struttura scatolare.

Osservazione N. 2

I danni subiti , in situazione accidentale sismica , dalle moderne costruzioni in *muratura armata (comportamento scatolare) in orizzontale , senza pezzi speciali e senza incorporare armature metalliche verticali - che non servono - oppure in muratura armata confinata (comportamento a traliccio di interpiano, con i pilastri tesi - vertesi) , tutto questo non è ancora osservabile in scala reale .*

Qui dobbiamo risolvere il problema della scarsità di informazioni (necessarie e sufficienti).

Il collaudatore , armato di una piccola vibrodina , è l'unico che ci potrà dare qualche dato numerico sugli spostamenti di interpiano (valutazione delle conseguenze che un terremoto italiano può provocare sulle moderne costruzioni) .

Osservazione N. 3

Si può navigare il sito <http://nisee.berkeley.edu/bertero/> per trovare fotografie di danni arrecati dai terremoti (un quantità di fotografie raccolte in nove volumi , donate da William G. Godden , Professore emerito di Ingegneria Civile) .

Non ho trovato alcuna documentazione di danni alla muratura armata (nelle pagine allegate trovate i danni alla muratura ordinaria - non viene più impiegata) .

Se non troviamo alcuna documentazione in proposito (in tutto il mondo) , allora è una cosa che fa pensare (se la muratura armata non esistesse , bisogna subito inventarla - i volumi sulla muratura confinata sono pressoché inesistenti) .

Vi prego di comunicare all' A T E , una eventuale ricerca positiva (sia sui danni che libri sulla muratura confinata armata) .

N.B. Si trova qualcosa sulla muratura confinata , ma non armata e non indentellata .

Il Prof. Danusso disse a proposito del devastante terremoto di Messina : " .. se trovate dei danni ad una casa dei ricchi , provvista di cordoli ai piani , allora ditemelo .. " .

Le case crollate erano eseguite in muratura a doppia cortina o peggio .

Stabilità locale e d'insieme

Non ci si può attendere che un 'edificio resista a carichi eccessivi o da situazioni accidentali imprevedibili , ma essa non deve restare danneggiata in modo sproporzionato alla causa .

Per quanto concerne la stabilità d'insieme , sono necessarie le relative verifiche per tutte le fasi transitorie e definitiva .

In via semplificativa la struttura deve essere verificata sotto l'azione di forze orizzontali convenzionali di calcolo , comunque dirette, pari all' 1,5 % dei carichi verticali durante le fasi transitorie (ad ogni livello di piano) , e almeno al 2 % degli stessi , in fase finale .

(vedi Norme Europee e Norme dei Prefabbricati)

MURATURA ORDINARIA

E' una barca capovolta che non naviga più (nei miei cantieri dal 1981) .

La barca è stata capovolta dai fornaciai (mio padre e mio nonno erano fornaciai) .

Con laterizi di spessore diverso non si possono fare efficaci ammorsature nei muri intersecanti.

L'Eurocodice 6 inoltre ha prescritto che , dopo aver eseguito le ammorsature di vecchia perizia, la barca potrà navigare solo a riva .

Si riportano le condizioni poste dall'Eurocodice.

I muri si possono considerare irrigiditi lungo il bordo verticale se , non si forma alcuna fessura tra il muro ed il suo irrigidente, cioè entrambi i muri sono costituiti con materiali a comportamento di deformazione simile , sono approssimativamente caricati allo stesso modo , sono eretti simultaneamente e collegati insieme, e si prevede che non avvengono movimenti differenziali tra i due muri...

Non potendo aderire alla norme delle ammorsature efficaci , la barca non può navigare neppure a riva (non piange nessuno) .

Un mio capocantiere , dice che impiegare la muratura ordinaria bisogna essere bischero (non credo che si riferisse al normatore , ma io ho pensato al normatore) .

Un capo cantiere moderno arma le tramezze con il traliccio MURFOR largo 5 cm e in tutti i corsi ; Il committente è entusiasta ed invita gli amici a vedere come sono armati i muri e le tramezze .

Definizione della muratura armata

La muratura armata è nata prima del c.a.(richiedeva pezzi speciali e si faceva affidamento su molte ed inutili armature metalliche verticali) .

Era nata prima del tondino .

La tecnologia scardinante e dirompente del c.a. , ha fatto dimenticare questa nascente tecnologia (Eladio Dieste - ingegnere uruguaiano - ed altri geni hanno dimostrato le potenzialità nascoste del laterizio armato) .

Nessuna norma la definisce (ne può , ne sa farlo - vedi CD) .

Quando Socrate chiedeva " cosa è il bello ? " e gli si rispondeva " una bella ragazza , un bell'uomo " , lui replicava " no , non ti ho chiesto degli esempi , ma cosa è il bello " .

Per arrivare ad una determinazione del concetto , ad una risposta su un certo argomento , si dovrebbe dire " non basta quello che dici . Non potresti esprimerlo meglio ? " .

Il Prof. Giorgio MACCHI cercava di definirla in questi termini :

".... è caratterizzata dalla presenza di *un'armatura diffusa* al suo interno

La presenza di armatura diffusa è in grado di evitare collassi locali successivi alla fessurazione e di mantenere l'integrità della parete nel campo post-elastico : ne risulta un sensibile aumento della duttilità e una diminuzione della suscettibilità al danneggiamento , e di conseguenza un fattore di struttura sostanzialmente più favorevole per progetti in zona sismica .

L'armatura diffusa è proporzionata a consentire deformazioni anelastiche maggiori riducendo il danno e la degradazione .

....I tipi più consueti di muratura armata sono i seguenti :

..... - muratura a sola armatura orizzontale "

E' difficile conoscere l'estensione della tecnica della muratura armata , sembra nascosta in una oscurità impenetrabile , sta fuori dalla sfera degli insegnamenti accademici .

In Sud Africa è applicata con risparmio di armature metalliche (rotoli di due fili di ferro collegati ogni 40 cm circa da un altro filo di ferro) , e con grande dispendio di mano d'opera . (vedi foto scattate dallo scrivente)

Le norme invece si *dilungano in dettagli costruttivi , NON cogenti* , senza la necessaria e sufficiente conoscenza dei meccanismi attraverso i quali gli edifici si oppongono al terremoto .

Parentesi .

Non voglio fare polemica con nessuno , non sono armato da spirito di contraddizione , le idee diverse sono sempre criticamente esaminate e spesso accolte.

I dettagli costruttivi (della normativa italiana) sono stati ripresi e copiati dalla vecchia Norma DIN 1053 (anno 1952) . Troverete la norma DIN nel CD .

Da allora è passata molta acqua sotto i ponti , è cambiato anche il colore , le rane non ci sono più (le inutili armature metalliche verticali sono sparite , nei nostri cantieri - restano ancora nei depliant di vecchie fornaci ostili al cambiamento) .

Ora (in futuro vedremo) la muratura armata negli edifici ordinari è *eseguita semplicemente* con armature metalliche in orizzontale, senza pezzi speciali di laterizio o di tufo (materiale meraviglioso) .

Anche le tramezze sono armate (vedi tavole nel CD) con traliccio MURFOR largo 5 cm . Le tramezze armate cambiano completamente gli spostamenti interpiano , sotto collaudo con vibrodina . Inoltre *qualche tramezza molto estesa è sostituita da un muro di una testa in*

DoppiUNI (12x12x25 cm) armato in tutti i corsi e poggiate anche sul solaio .

Sono le circostanze e la scelta del momento quelle che caratterizzano una regola paradigmatica di valore fondamentale . Con il modello fornito dalla muratura armata è stato possibile derivare e definire il Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) .

La scelta del mattone

Quando l'industria rese possibile l'uso massiccio del tondino, le costruzioni si liberarono dai limiti imposti dalla necessità di evitare gli sforzi di trazione.

A parità di resistenza il laterizio ha un modulo di elasticità inferiore rispetto al calcestruzzo . **Si tratta di un vantaggio e non di un inconveniente** , perché conferisce alla struttura una maggiore duttilità .

Vedi : G. Magenes , D. Bolognini , C. Braggio (A cura di) , Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura , CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma , 2000 , 99 pp .

Il rischio di instabilità non esiste , l'insieme è una struttura scatolare multipiano.

E' opportuno sottolineare che i vantaggi derivanti dall'uso del mattone sono strettamente collegati alla facilità istintiva con cui i muratori apprendono le tecniche necessarie.

Il D.M. 96 intende (norma non cogente) *per muratura armata quella realizzata con elementi semipieni* .

Il muro Quetta (mattoni pieni) non è previsto dalla norma italiana .

Nel muro pluristrato (una testa di faccia vista esterna ed uno strato di alveolare interno) è generalmente in mattoni forati.

La deformabilità di un mattone semipieno (foratura dal 15 al 45 %) , a parità di resistenza è maggiore (*con un laterizio forato possiamo ricavare maggiore duttilità*) .

La tecnica moderna della muratura armata sembra darci la possibilità di qualsiasi cosa e di assecondare ogni fantasia .

MURATURA CONFINATA

Il Prof. Giorgio MACCHI ne ha dato una definizione parziale e soggettiva , dimostrandosi così quasi privo di obiettività di giudizio , su una tecnica che ha permesso di eseguire costruzioni fino a 20 piani in zona sismica (non un cenno né alla storia della m.c. , né all'indentellatura dei blocchi , né al funzionamento statico a traliccio , né ai pilastrini tesi , *né all'instaurarsi di una struttura scatolare multipiano duttile e snella* , né una documentazione fotografica di eventuali danneggiamenti dovuti ai sismi italiani) .

" L'effetto prodotto dall'introduzione di elementi verticali collegati con quelli orizzontali fornisce alla struttura muraria un maggior livello di duttilità , una minore degradazione della resistenza e una minore suscettibilità al danneggiamento (limitazione della fessurazione) . Ne conseguono caratteristiche più idonee all'uso nelle zone sismiche , ed un più conveniente fattore di struttura . "

Purtroppo la chiama ancora con il nome sbagliato : " muratura intelaiata " .

E' stata dimenticata dalla povera Ordinanza (non aveva alcuna duttilità per rotazioni e curvature , né momenti flettenti - nell'ottica della gerarchia delle resistenze la zona critica dissipativa era concentrata nel laterizio) .

(La gerarchia delle resistenze " *colonna forte, trave debole* " è una norma vecchia e saggia - nella Conferenza Internazionale del Feb. 1965 , nella Nuova Zelanda si è dato ai costruttori il consiglio di tenere le colonne molto più rigide delle travi .)

E' una manifesta illogicità ed incongruità con gli obiettivi fondamentali di sicurezza .
La cogenza dell'Ordinanza si ferma all'art. 2 (per il soddisfacimento dei requisiti generali di sicurezza , il progettista può seguire altre disposizioni ed altri dettagli costruttivi).
E' da ricordare che in B.1 viene consentito , in alternativa alle prescrizioni convenzionali , il ricorso da parte del progettista ad " *analisi più approfondite , fondate su una opportuna e motivata scelta di un terremoto di progetto, e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati* ".
L'alternativa non è l'impiego di norme più avanzate, ma il permesso di operare al di fuori dalla norma e al di fuori del suo ombrello , assumendo la responsabilità di ogni scelta progettuale. Si passa da un modo di operare fortemente protetto (Il Prof. CASTELLANI diceva : con queste norme la libertà di progettare è introvabile) , ad un percorso autonomo che mira a riprodurre nel modo più realistico possibile il **fenomeno fisico accidentale** (terremoto di progetto) ed i suoi effetti sulla struttura progettata (o testata con prove preliminari) .

A causa dell'evidente maggior impegno , la scelta di "uscire dalle norme" è stata adottata nel passato solo per costruzioni di speciale importanza .
L'incidenza di questa giusta clausola nella progettazione corrente non sarà più irrilevante . (vedi ANIDIS , Commentario al D.M. 16/01/1996 , LAMISCO , C. Garibaldi 32 , POTENZA , tel. 0971 35877).

Le norme tecniche , in quanto prodotto del progresso scientifico e tecnologico , sfuggono ad un loro inquadramento in termini di certezza.

La protezione del progettista dal carattere di convenzionalità (basata su una conoscenza a carattere statistico - probabilistico) della definizione dell'azione accidentale sismica è data dall'osservazione dei danni prodotti (in tutto il mondo non sono documentati danni rilevanti alla muratura confinata) .

Allora i progettisti della muratura confinata hanno previsto le estreme conseguenze di ogni azione accidentale ? No. Hanno impiegato la miglior tecnica ed hanno osato (aspettano i danni) .

Non è stata dimenticata dall'Eurocodice (è riportata ampiamente nel Manuale del Costruttore e del Geometra) .

E' una muratura portante con un comportamento strutturale completamente diverso .

Non avendo sufficiente legname per le necessarie carpenterie , i vecchi carpentieri napoletani la avevano chiamata , **struttura in c.a. vestita** (cemento armato vestito) .

(è una muratura portante , l'armatura orizzontale ad ogni corso (tondino del 6) è passante nei pilastri , indentellata ; non è una tamponatura portata) .

E' sufficiente aggiungere che il comportamento strutturale per l'assorbimento degli sforzi orizzontali , è quello di un traliccio di interpiano .

Se' è un traliccio , non ci sono momenti flettenti (solo momenti flettenti del secondo ordine) .

E' un traliccio con proprietà straordinarie (nelle carpenterie metalliche le diagonali sono tese , qui abbiamo solo puntoni) .

In questo traliccio i pilastri verticali , sono tesi - vertesi (nelle strutture metalliche sono compressi) .

Inoltre le mezzerie dei pilastri e dei puntoni sono contenute nello stesso piano.

Anche nei confinamenti con aperture (porte e finestre) *si instaura favorevolmente un puntone più morbido* (dove non ci sono aperture il puntone è panciuto per la scampanatura dei carichi) .

Il *basso modulo di elasticità E del laterizio* , è infine il grande vantaggio di duttilità dell'elemento strutturale.

Il sommo grado di applicazione ed il suo soddisfacimento per definizione , del Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) , lo troviamo nella muratura confinata (c.a. vestito) .

Commissione poco esperta

(il vecchio progettista misura e pondera , il giovane dice : E' così .)

Si racconta che l'EC8 è stato redatto da commissioni di specialisti di tutti i paesi europei (è solo l'Europa meridionale e mediterranea che è interessata maggiormente alla situazione accidentale sismica - in Italia abbiamo molti vulcani attivi di cui due sottomarini) .

Sembra difficile pensare che semplici (geometri) progettisti italiani , che hanno impiegato la muratura armata e confinata in tanti cantieri , con un contegno sorpreso , goffo , impacciato , *manifestino fondate motivazioni , capaci di vanificare il lavoro* delle commissioni preposte alla formulazione dell'EC8 .

Davanti a prove numeriche ed errori concettuali , anche l'EC8 (norma in inchiesta pubblica) deve essere modificato nei suoi errori e difetti .

Esaminiamo per esempio la tabella 9.3 che riguarda la percentuale minima di pareti di taglio in ognuna delle due direzioni , come percentuale dell'area totale per piano .

Parlare di pareti di taglio in muratura confinata , bisogna proprio non capire una mazza .

Come pure credere che con il c.a. vestito (Confined masonry) non si possa raggiungere e superare il numero di piani eseguibili in muratura armata (Reinforced masonry) .

Scrivere inoltre " shear walls are continuous from top to bottom of the building ." , significa *confondere la muratura confinata con le vecchie strutture a carciofo* .

Solo nelle strutture a carciofo , nella verifica del generico piano si prendono in considerazione le porzioni di muri che presentano continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni .

La scolarità dell'edificio ed il traliccio d'interpiano (muratura confinata) , non rientrano minimamente nelle regole costruttive e nelle verifiche di questa *commissione di inesperti in materia* .

Hanno però capito che *la muratura ordinaria non può essere impiegata in zone ad alta sismicità* (non viene più impiegata anche in zona 4 , vista la semplicità della muratura armata in orizzontale e delle tramezze armate - i muratori amano questi mutamenti) .

La muratura armata è un discorso interminabile , ed ognuno canta con il becco che ha (sono stati realizzati edifici in muratura armata di altezza fino a 20 piani , che becco) .

Le acciaierie hanno già intuito il problema e producono acciaio ad alta duttilità.

ESECUTIVO e SOFTWARE

La progettazione si articola, generalmente , secondo tre livelli di successivi approfondimenti , in preliminare , definitiva , esecutiva (Legge 109/1994) .

Il progetto esecutivo determina in ogni dettaglio (disegni dei particolari costruttivi) i lavori da realizzare , nonché la relazione illustrativa prestazionale .

All'impresa spetta scegliere impianti , strutture prefabbricate e fornitori , nonché la cantierizzazione .

E' ammissibile che l'impresa esegua il dimensionamento ed il calcolo delle strutture prefabbricate prodotte in serie , mai però l'appaltatore può essere chiamato ad intervenire e colmare le lacune del progetto esecutivo .

Non è esclusa la possibilità di introdurre modifiche ; il progetto esecutivo non è un ostacolo al maggior dettaglio degli elementi progettuali, quando ciò si rilevi necessario od utile anche in rapporto alle specifiche tecnologie che può offrire l'impresa .

Il Dir. dei Lav. fornirà in corso d'opera le istruzioni necessarie alla perfetta realizzazione anche mediante la risoluzione di aspetti di dettaglio .

Definita una prima bozza del progetto strutturale esecutivo , occorre sottoporla a verifica . Quale metodo di calcolo impiegare ? Il calcolo tradizionale elastico ha sicuramente delle limitazioni intrinseche ; secondo il metodo "semi - probabilistico agli stati limite" la sicurezza nei riguardi delle condizioni giudicate pregiudizievoli (stati limite) viene

garantita , per quanto possibile, su basi statistiche (C.N.R. Boll. Uff. n. 89 , anno 1982) .
Da parte di qualche accademico si pretende di impiegare un metodo ed escludere altri .
E' una pretesa assurda ; in tecnica delle costruzioni ci si limita ancora a problemi di verifica di strutture elementari per le quali risulta semplice l'estrazione del modello.

Le particolari proprietà della muratura armata e della muratura confinata ed il loro complesso scatolare , portano in primo piano il problema dell'affidabilità del modello.

Non più una unica soluzione ne deriva , ma un ambito di soluzioni possibili , caratterizzate da diversi gradi di affinamento e comunque influenzate dalla aleatorietà dei dati di ingresso.

Sono i criteri concettuali da porre alla base della modellazione , il punto nodale dell'analisi strutturale .

Per molte strutture , pur essendo applicabili le idealizzazioni della Scienza delle costruzioni , non è ben definita l'area della sezione ; a volte è definita convenzionalmente , spesso l'area soggetta a momento flettente positivo è molto diversa da quella soggetta a momento negativo.

Il progettista non deve essere costretto a muoversi in ambito limitato da rigide restrizioni , ma deve potersi avvalere degli sviluppi della ricerca e da comprovati dati sperimentali.

Per saggiare la sensibilità della procedura di calcolo automatico adottata , il progettista deve effettuare una valutazione complessiva dell'attendibilità dei risultati , confrontandoli , per quanto possibile , come ordine di grandezza , con quelli di semplici calcoli , anche di larga massima o tabelle usate per il primo proporzionamento della struttura (vedi , CNR 10024-84 , Analisi di strutture mediante elaboratore) .

Vedi anche GRUPPO NAZIONALE PER LA DIFESA dei terremoti - C.N.R. ,
Raccomandazioni per la elaborazione e la presentazione dei progetti delle costruzioni antisismiche , di Alberto PARDUCCI .

Nelle lavorazioni meccaniche di precisione, perché il pezzo sia accettabile, dovrà essere sottoposto al calibro passa - non passa . La misura effettiva si trova entro una tolleranza stabilita a priori .

Anche per le calcolazioni eseguite , dobbiamo riconoscere lo stesso concetto di tolleranza (anche nella valutazione di q , possiamo considerare una determinata tolleranza + o - t) .

In geotecnica ed in sismica la tolleranza è dello stesso ordine di grandezza della misura .

Il normatore si è preso una tolleranza speciale calibrando lo spettro di risposta , per eccesso , sullo SLU (severità delle azioni sismiche nella zona epicentrale) .

Una maggior precisione (scostamenti di tolleranza più piccoli) potrà essere ottenuta solo quando il collaudatore dell'intero edificio al finito , sarà messo in grado di misurare l'articolazione dinamica dell'edificio .

Ci interessano in particolare gli spostamenti interpiano SLD , nelle vicinanze dello snervamento .

E' brutto ma bisogna dirlo , non ci interessano le misure su una struttura a carciofo (se è rottamabile, sarà ristrutturata con demolizione e fedele ricostruzione) .

C'è carenza di informazioni di spostamenti interpiano di moderni edifici , dotati di fondazione scatolare , struttura in muratura armata o in muratura confinata , incatenamenti nella cappa del solaio , tramezze armate ,

Sono queste misure che costituiscono la valigetta del sapere dello strutturista (l'errore di un capello sulla mira è una spanna sul bersaglio) .

Dall'archivio di queste misure pragmatiche , si propagano almeno due problemi .

Il primo riguarderà gli aggiornamenti concettuali ed operativi del modello ideale descritto dalla norma .

L'altro , la produzione da parte del meccanismo culturale , di emozioni collettive spontanee , delle quali il ricercatore non potrà prescindere (pena l'incomprensione della tecnica in esame) .

Anche per i solai in latero cemento è successo un'accettazione collettiva simile (dopo le misure in cantiere , delle frecce con prove di carico) .

Sappiamo già ora che queste strabilianti misure , giunte alla consapevolezza dei progettisti

, saranno ricche di conseguenze e di ulteriori sviluppi .
Sono come l'invenzione e l'uso dell'alfabeto sismico , finora sembra vi sia stato solo un linguaggio prealfabetico , poco preciso , sicuramente senza sintassi .

Scrivente di testimonianza

(note sul campo)

Questa parte della tecnica italiana , muratura armata e c.a. vestito (muratura confinata) , negata per lungo tempo sia dalle Università , sia dalle normative (e recentemente dall'Ordinanza) , è andata rafforzandosi negli ultimi decenni in opere che hanno precisato (e vanno sempre più precisando) i caratteri ed aspetti della statica delle nuove murature. Lo scrivere (scritture di memoria) di queste materie e della fondazione scatolare , non è soltanto *un atto che ha luogo in condizioni di necessità , ma la scrittura assume su di sé il compito di risarcire il danno irreparabile ed insieme il dovere di dare testimonianza di questo danno* (di trasmettere e mantenere vivaci queste tecniche per impedire che il danno continui anche in altre forme).

Il sottoscritto non è un autore , è solo scrivente (rielaborazione in forma anche narrativa delle proprie esperienze in cantiere).

La memoria diventa deposito di dettagli esecutivi appresi giorno per giorno , ma anche inesauribile serbatoio di curiosità intellettuale di queste tecniche nuove , ed ora mi fornisce materia per pensare e per scrivere .

L'impulso irrefrenabile alla scrittura , accadde un giorno , a Milano , quando un bravo collega mi faceva notare che l'Ordinanza " ... non parla di muratura confinata , ma solo di muratura armata " .

Traumaticamente ed all'improvviso mi resi conto che non ero stato capito , non ero riuscito a spiegare la differenza fra il c.a. vestito e la muratura armata (il collega riteneva ancora che la muratura confinata fosse un piccolo capitolo della muratura armata) .

Nel mio precedente quaderno , mi illudevo di avere instaurato uno speciale patto con il lettore , che vincola in qualche modo la spiegazione (sapersi far comprendere) della muratura confinata , con la realtà del cantiere .

Ciò che ho descritto , per quanto incredibile e stupefacente esso sia , è sperimentalmente vero per chi scrive , anche se c'è chi vorrebbe che questa tecnica restasse nascosta .

Certo la mia capacità di osservazione era in parte paralizzata dalla carenza di misure di spostamenti di interpiano , ma questo avviene per ogni tipo di struttura recentemente eseguita).

Inoltre i problemi di organizzazione della materia erano risolti senza una guida (una scaletta) di paragone . *Non credo però che si tratti del come il c.a. vestito è spiegato .*

Certo è spiegato in modo diseguale , solo in alcune pagine con perizia .

Scrivevo disordinatamente pagine su pagine dei dettagli essenziali , il libro mi cresceva fra le mani quasi spontaneamente, intricato e gremito approfondendo le stesse questioni .

Cercavo di far cambiare il punto di vista e vedere quanto è diversa la realtà di cantiere con il c.a. vestito (è urgente cambiare un mondo di cui sono stati scoperti fattori di inutili sprechi) .

E' tuttavia palesemente sperimentato l'instaurarsi nella m.c. , del puntone diagonale , dei pilastri tesi in situazione accidentale sismica , della flangia collaborante nei muri intersecanti, del traliccio interpiano , della contemporanea plasticizzazione delle zone dissipative (se il terremoto è di tipo SLU) , del soddisfacimento del Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) ,

Non esiste una parola ultima su niente .

$$\text{Beta}_0 = 2,5$$

(definizione nella traduzione in lingua italiana : è il fattore di amplificazione dell'accelerazione dello spettro di risposta per smorzamento viscoso pari del 5 %)

Nell' EC8 (in inglese) non trovi neppure il simbolo , ma solo il valore numerico (senza definizione alcuna) .

In ambito più generale , affiora subito lo scollamento fra , ricerca , progettazione esecutiva , realtà di cantiere , recupero dell'esistente , e *aspetti normativi* .

Non appaiono ancora del tutto adeguati a fornire duttili ed elastici strumenti per progettare e recuperare .

Un argomento su cui insistono vari protagonisti di diversa scuola , i quali evidenziano le implicazioni interdisciplinari , che soprattutto in sede europea potrebbero consentire il dialogo fra realtà operative e documenti normativi .

Presupposto basilare per l'instaurarsi di una cultura della progettazione antisismica e della conservazione dell'esistente *è il raggiungimento di quella concordia su una sistema di base minimo ed idoneo* a risolvere in modo soddisfacente ed oggettivo , ogni problema di progetto e di conservazione .

In questa prospettiva , caro collega , ti prego di scrivere una paginetta di commento (o di spiegazione per altri colleghi) al fattore $\text{Beta}_0 = 2,5$.

Lascia perdere la pertinenza ad altre implicazioni interdisciplinari , limita le annotazioni agli aspetti strutturali (sia per lo SLU , sia per lo SLD) , senza pretese di completezza ed evitando le semplificazioni .

Fra i testi che circolano nelle facoltà di ingegneria , nonché fra le opere di carattere generale , lo scrivente ha trovato il buio alla comprensione del tema trattato (penso di non essere il solo a mettere in luce queste difficoltà) .

I risultati della vecchia normativa italiana , che definiva l'azione sismica dello SLD , visti nel loro complesso , risultano molto soddisfacenti .

Non sono stati fotografati danni alle costruzioni correttamente progettate ed eseguite (solo edifici che hanno avuto danno di lieve entità a parti non strutturali) .

Lo scrivente continuerà (per lo SLD - terremoti frequenti di media e bassa intensità) ad impiegare , con cura e rigore , *una azione sismica convenzionale , che poco si discosta dall'entità della vecchia norma* (entità non facilmente raggiungibile in sede di collaudo con i mezzi di eccitazione dinamica attualmente disponibili) .

Ad uno strutturista che pondera e misura , su un tale fattore (= 2,5) concettuale ed operativo , *non gli si può rispondere che c'è una urgenza tale da lasciare poco spazio alle meditazioni ed alle rifondazioni di concetto e di metodo* .

L'interpretazione di questo postulato canonico è , di regola , una forzatura strutturale (non merita sicuramente un consenso generale senza riserve) .

Una volta definito la stretta ed inscindibile connessione fra lo SLD e SLU , una buona norma concentra la sua attenzione sugli aspetti costruttivi dello SLD .

Per lo strutturista non vi può essere incertezza , lo SLD è sempre più severo dello SLU ; si tratta di uno schema analitico che permetta di affrontare le difficoltà di progetto con grande concretezza e prudenza nelle deduzioni (SLU) .

Pongo inoltre in evidenza come *l'EC8 non definisca lo spettro di risposta da impiegare per lo SLD (definisce i valori di spostamento di interpiano) limitandosi a dire che sarà oggetto del documento nazionale di applicazione* .

Per lo SLD , l'azione sismica schematica della vecchia normativa costituisce ancora il solco concettuale ed operativo, stabile ed assolutamente prevalente in Italia per i vecchi strutturisti (sanno ben misurare anche nel recupero dell'esistente) .

La pratica operativa non si adeguerà a nuovi schemi concettuali convenzionali , errati o monchi , o adatti solo per lo SLU e per un solo sistema costruttivo , ma rimane ancorata alla cultura storica (i risultati si toccano con mano) .

Gli strumenti normativi , ed in particolare l'azione convenzionale sismica , devono avere una parallela attenzione per gli episodi edilizi più modesti , cioè per la cosiddetta " architettura minore " .

Di qui , la necessità di riflettere ancor più ed ancor meglio , sulla complessità dell'intero ambito disciplinare , il tutto senza rinunciare alla prudenza strutturale sull'intero edificio (compreso gli elementi non strutturali) .

Senza tamponature , senza tramezze

(che burla)

A un giovane strutturista , che mi aveva sottoposto un calcolo sismico (con fascicolo dei disegni dei dettagli costruttivi) di un edificio in c.a. , dissi : " prima controlliamo le tamponature e le tramezze , tutto il resto dopo " .

Volevo sottolineare come la mancanza di tamponature ad un piano , provochi un accumulo di danno in tal piano (piano debole) , con aumento del pericolo di collasso della struttura .

Impieghiamo molto tempo su questi argomenti (variazione del periodo fondamentale dell'edificio , entità e prevalenza della sollecitazione di sforzo normale - trazione nei pilastri una volta che il telaio venga irrigidito dalle tamponature) , poi pochi minuti sul telaio in c.a. .

Per la verifica del telaio fu sufficiente il calcolo dell'area delle colonne e delle pareti al piano terra , in ognuna delle due direzioni principali , da applicare alle utili *formule semplificative proposte dal Prof. M. Mele per edifici non molto alti , fino a 5 piani* (vedi , pag. 110 , *Progettazione di strutture in c.a. in zona sismica* , CISM , Udine , 1982) .

La fondazione era di tipo scatolare .

Dopo la pubblicazione dell'Ordinanza sono stati divulgati (o distribuiti in vari corsi di aggiornamento) alcuni *esempi didattici di calcolo di edifici in c.a.* (in zona sismica 2 , in zona sismica 1 , in classe di duttilità B , in classe di duttilità A , con pareti controventanti e controtracenti , verifica allo SLU , calcolo degli spostamenti allo SLD , verifiche di regolarità sia in pianta che in elevazione , concentrazioni di sollecitazioni in poche sezioni dell'impalcato , modellazione spaziale della struttura alle analisi elastiche , programmi in grado di gestire agevolmente una struttura tridimensionale ,) .

Se si provasse con gli stessi dati di input a fare operare un calcolo reale di un edificio (soggetto ad azioni orizzontali) , i risultati in output sarebbero sensibilmente differenti da programma a programma . Resta evidente invece che , assegnati i dati primari , *la risposta strutturale dovrebbe essere univoca* (come accade nelle prove dinamiche di collaudo) .

La mente degli autori cerca prima di tutto il resto , per cui accade ciò che è inevitabile accada (non si ottiene null'altro che un progetto in dialetto , e si perde anche la stima dei geometri di cantiere) .

Un famoso giornalista accusato di avere esagerato , disse a propria difesa che , a volte , per essere compreso bisogna urlare forte ; non si può studiare l'aerodinamica di un telaio di una moto e poi sostenere che la carrozzeria è una riserva di aerodinamica .

L'EC8 (musica di note discordanti , scritta a più mani) vuole imprigionare il mondo progettuale nel fattore q , senza definire l'azione sismica da impiegare allo SLD (dove $q = 1$ per definizione) .

L' EC8 è ben poca cosa , ma pensa di essere ogni cosa ; il problema sismico non è un problema teorico o statistico, bensì sperimentale (non puoi risolverlo dall'esterno). L'intervallo fra lo SLD e lo SLU (sismi rari e distruttivi) è un processo da comprendere , ma è lo SLD (sismi frequenti e di media - bassa intensità) che apre la porta a questo intervallo, che inizia nelle vicinanze dello snervamento .
Se l'azione sismica allo SLD è stimata 2,5 volte inferiore a quella dello SLU , perché si deve aver bisogno di q maggiori di 2,5 ?

Se per un assegnato evento sismico è noto lo spostamento massimo , quando l'evento sismico è λ volte più intenso , lo spostamento massimo sarà in questo caso λ volte maggiore rispetto al precedente .

Questa proprietà viene adoperata sistematicamente nello studio della dinamica sismica dei sistemi strutturali .

Vedi : S. Biondi, F. Colangelo e C. Nuti (A cura di) . La risposta sismica dei telai con tamponature murarie , CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma , 2000 , 179 pp .

Il Prof. Capurso , dopo aver scritto due libri sui telai in c.a. (Introduzione al calcolo automatico delle strutture , Edifici soggetti a forze orizzontali : Calcolo automatico) ha riconosciuto che è stato un terribile errore separare la tamponatura dal telaio (occorre gettare , senza paura , un nuovo ponte fra questi due mondi) .

L'EC8 prescrive che : " ... se elementi inseriti nella struttura con funzioni non strutturali presentano rigidità e resistenza tale da modificare sostanzialmente lo stato di sollecitazione, saranno considerati come elementi strutturali " .

La presenza di tamponature nelle strutture intelaiate *contribuisce in maniera determinante ad aumentare la rigidità* , poiché le forze orizzontali risultano , per la maggior parte , assorbite da un funzionamento a traliccio multipiano con correnti e montanti costituiti da pilastri e travi , e puntone diagonali da muratura (ora armata nei letti di malta) .

Anche le tramezze sono attualmente armate con traliccio Murfor (largo 5 cm) .

Sulla diffidenza ad assegnare in progetto , zone dissipative a queste strutture rese duttili e resistenti dalle armature incluse , vedi in seguito il Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) .

Sollecitazioni interne nei telai tamponati

La presenza di tamponamenti validi (muratura armata in orizzontale) per l'assorbimento di spinte orizzontali , *sovrverte di norma il comportamento strutturale dell'ossatura* che da un regime di tipo prevalentemente flessionale passa ad un regime di tipo prevalentemente estensionale .

Dall'esame dei risultati si evince che *la rigidità dello schema reticolare è molto più elevata di quella dello schema a telaio non rinforzato* .

L'effettiva capacità distruttiva di un terremoto di elevata intensità (SLU) è di norma dovuta solo a poche scosse di grande violenza .

Sinché la tamponatura non entra in crisi , ed il puntone svolge la sua funzione , è possibile dimostrare come i pilastri e le travi siano sottoposti prevalentemente ad una sollecitazione estensionale di trazione (struttura reticolare) .

E' stato inoltre dimostrato che *la rigidità dei nodi trave - pilastro influisce scarsamente sulla rigidità laterale* del telaio tamponato (trasformato in struttura reticolare) .

Il momento flettente nei pilastri raggiunge al massimo solo il 5 % del valore del momento usualmente calcolato senza tamponatura (irrilevante entità del momento flettente in una

struttura reticolare) .

Le zone dissipative non sono più nei nodi trave - pilastro ma nei puntoni di laterizio , che hanno *il vantaggio di un modulo elastico minore* .

Il linguaggio coerente (da sviluppare e illustrare meglio) del Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) , può descrivere meglio il comportamento essenziale di queste strutture .

Per tenere conto della peculiarità della risposta ad azioni sismiche (SLU) nel telaio (sempre tamponato) in c.a. devono essere evitate rotture fragili (Criterio di gerarchia delle resistenze GR) nei pilastri (viene assicurata la capacità portante) .

Ma il telaio tamponato (anche malamente) non è più soggetto a flessione nei pilastri (di flessione ne resta meno del 5 %) ; conseguentemente **il Criterio GR va adeguato a questa nuova situazione statica (non di dettaglio)** evitando le rotture di tipo fragile .

In sostanza *anche con la tamponatura (fragile) non portante , il comportamento si avvicina a quello della muratura portante confinata (si instaura l'arco a tre cerniere) (oppure viceversa il c.a. vestito supera il comportamento estensionale del telaio tamponato)* .

Vanno quindi considerati gli effetti delle capacità dissipative degli elementi non secondari - tamponature armate e tramezze armate - non più caratterizzate da elevata fragilità .

Scrivere di non fare affidamento all'energia che potrà essere dissipata da questi elementi per ridurre gli effetti di sismi distruttivi , è come dire al pianista che può sedersi sul piano .

La duttilità globale non dipende più dalla lunghezza delle cerniere plastiche , trattasi di *una duttilità estensionale e dipende dall'intera lunghezza e area del puntone* .

Inoltre la larghezza del panciuto puntone , duttile , può essere formulata come segue :

$B = L H / 2D$ (circa un quarto della diagonale) .

E questo se le caratteristiche di resistenza della struttura non sono sufficienti per fronteggiare , restando in campo elastico , l'azione sismica distruttiva .

Il presentarsi di un comportamento duttile dipende non soltanto dalla minore o maggiore duttilità locale , ma *in modo determinante dalla sequenza di formazione delle zone dissipative* . Se si presentano tutte insieme ad un dato istante del processo deformativo , ognuna di esse dispone di tutta la sua risorsa dissipativa ; tale situazione ideale è definita come *condizione di simultanea plasticizzazione* (corretta progettazione) .

L'effetto dei carichi verticali (carichi permanenti e variabili) sulla rigidezza laterale dei telai tamponati è *di sostanziale miglioramento* (la rigidezza e la resistenza laterale sono superiori a quelle che si avrebbero senza i carichi verticali) .

Nel c.a. vestito (muratura confinata - muratura portante) si raggiunge un valore ottimale. Inoltre l'aumento della rigidezza laterale è causato dalle armature orizzontali passanti il pilastro (aumento della zona di contatto) .

Tamponatura collaborante con l'ossatura portante

Avremmo torto a giudicare la tecnica di una determinata epoca , dal punto di vista di un'altra.

Quello che oggi verrebbe considerato un grave errore , era a quel tempo semplicissimo e del tutto normale , le tamponature si facevano in muratura ordinaria di laterizi forati (muratura portata) . Di quella tamponatura non resta neppure il fascino antiquato della nostalgia .

Il nome telaio è caduto in disuso (è certamente superato) , il momento flettente a cui era associato , è ridotto a meno del 5 % ; *ossatura è più idoneo per indicare un insieme di pilastri, travi , pareti , gabbia scale ascensore* .

Il nome tamponatura è sicuramente associato ad una idea di compressione , un puntone

diagonale equivalente .

L'aggettivo *collaborante* è decisamente necessario , la rigidezza è calcolata considerando l'accoppiamento in parallelo dell'ossatura e della tamponatura ; dell'arco a tre cerniere costituito dal pilastro , dalla trave e dal puntone .

In un arco a tre cerniere sono possibili solo due combinazioni di carico :
un'asta tesa e due compresse ,

un'asta compressa e due tese .

Si instaura quest'ultima : puntone diagonale compresso , **pilastri e travi tesi** (situazione inversa nelle costruzioni in carpenteria metallica) .

In carpenteria metallica si cerca una simultanea reazione di rigidezza di tutte le diagonali tese , impiegando tenditori , stretti a mano da personale qualificato (montatori esperti) .

Nel c.a. vestito (muratura portante confinata) *accade sempre questa condizione di simultanea reazione di rigidezza* ; in aggiunta le armature metalliche orizzontali della muratura sono *ben ancorate* nel pilastro (gettato dopo - vedi documento di produzione) .

La duttilità del complesso non ha una caduta di resistenza conseguente al verificarsi di un terremoto di media - bassa intensità (SLD) .

La natura di tale fenomeno è comprensibile se si osserva che il meccanismo reale di tensioni (rilevate sperimentalmente) che si instaura nel pilastro (e nella trave dell'ossatura) è di tipo estensionale in trazione (enormemente meno sensibile della resistenza a flessione) .

L'effetto accoppiante del pilastro e della muratura armata portante *mette in evidenza un comportamento marcatamente duttile* , da cui si deduce come il rapido degrado di resistenza non possa accadere .

Il Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) contribuirà a portare la progettazione di queste strutture ad un livello comparabile a quello relativo alla progettazione delle strutture in acciaio .

L'effetto accoppiante con armature metalliche della muratura portante , e la simultanea reazione di rigidezza *sono stabili nel tempo* .

L'esperienza ha portato ad ammettere il contributo determinante (la causa che determina rigidezza degli edifici allo SLD e allo SLU) delle tamponature (muratura armata portata) in situazione accidentale sismica .

La risposta strutturale è eccezionalmente soddisfacente ; pilastri e travi che restano intatti , nessun danno alle tamponature armate è mai stato fotografato , in Italia , in edifici ordinari .

Considerata la grande benefica influenza dei dettagli costruttivi delle tamponature armate degli edifici in c.a. , le strutture concepite correttamente e realizzate con cura , non possono , **oggi** , manifestare proprietà meccaniche parecchio disperse .

E' condizione necessaria e sufficiente *applicare la miglior tecnica per l'instaurarsi del puntone diagonale equivalente, unico meccanismo resistente possibile e previsto dal progettista* .

Il panciuto puntone diagonale ($w = 0,25 d$ - un quarto circa della diagonale) offre margini di resistenza molto ampi ; il calcolo delle rigidezze va trattato in relazione al meccanismo di resistenza associato .

Nel pannello di tamponatura possono essere presenti aperture , non delimitate da intelaiature (non si può fare a meno - se non ci fossero bisognerebbe inventarle - per conferire flessibilità e duttilità in termini di spostamenti interpiano) .

I cottimisti devono essere qualificati e referenziati (vedi EC8) per l'esecuzione della muratura armata (anche nei muri pluristrato) .

I forati di laterizio devono essere strutturali , secondo l'intendimento comune delle associazioni di produttori di laterizio .

RESISTENZA e deformabilità dei puntoni equivalenti

Nell'ampio contesto della statica delle strutture murarie (fin dal XVIII secolo) il problema di fondo era discernere se e quando alcuni fenomeni potevano essere considerati trascurabili o meno nella creazione del modello interpretativo .

Il panorama dei modelli vede posizioni molto diverse in merito , come pure la conduzione delle prove sperimentali .

Sugli archi in muratura **si discusse ampiamente della possibilità di scorrimento dei conci (quasi sempre dimenticando l'effetto benefico della compressione - come nel c.a. precompresso)** .

Grosso modo *lo stesso problema si presenta nei puntoni diagonali di muratura armata* (sia nel c.a. vestito che nelle tamponature dell'ossatura) soggetti a pochi cicli di carico .

Trattasi di muratura armata *con elevato angolo caratteristico di scampanatura dei carichi* , con resistenza a trazione decisamente maggiore della resistenza a trazione convenzionale della muratura ordinaria .

Nel **c.a. vestito** (muratura portante) le armature metalliche sono favorevolmente e con maestria , ancorate nel pilastrino .

La compressione media della muratura portante (misurata in direzione normale ai letti di malta) è benefica (minore parzializzazione ed innalzamento della resistenza a taglio) .

Progettare in c.a. vestito corrisponde a verificare (quasi spontaneamente) che non si raggiungano i valori ultimi delle armature metalliche , del calcestruzzo , e del laterizio individuati convenzionalmente in deformazioni pari al 10 per mille , 3,5 per mille , 2 per mille .

Scegliere tali limiti vuol dire che la struttura è in grado di sopportare lo SLD (terremoti frequenti di media - bassa intensità) con limitate deformazioni .

Nello *scenario dell'estrema rarità dello SLU* , la struttura potrà deformarsi ben oltre il limite elastico con danneggiamenti severi , ma mantenendo integra la capacità di sopportare i carichi verticali (quest'ultima situazione si traduce nel valutare il comportamento globale dell'edificio *in termini di spostamento di un punto rispetto alla sua altezza dal piano di fondazioni* , piuttosto che di spostamento relativo interpiano) .

Il legame fra la duttilità locale (localizzata nei puntoni di laterizio armato) e la duttilità globale è di tipo omogeneo (solo valori della duttilità in termini di spostamento) .

Il c.a. vestito (tecnica dirompente e scardinante) è insomma il sepolcro delle duttilità in termini di curvature .

L'intero e fertile campo di ricerca in futuro sarà *sviluppato sul substrato del Criterio della Gerarchia delle fessurazioni (GF)* .

L'eccentricità fra il baricentro delle masse e baricentro delle rigidità è minimo ; la minimizzazione della loro distanza risulta un aspetto fondamentale .

Inoltre è importante la regolarità spontanea della distribuzione delle rigidità , sia in pianta che lungo l'altezza dell'edificio .

Nelle **tamponature** (muratura armata , non portante) la componente verticale è inesistente .

Per quello che riguarda il comportamento post-picco , è quello di assumere un comportamento duttile e il degrado di resistenza presenta una buona gradualità senza giungere mai al collasso del pannello di laterizio , consentendo il decorso di spostamenti orizzontali molto contenuti .

Sicuramente la resistenza a compressione è funzione della direzione dello sforzo rispetto alla giacitura orizzontale dei letti di malta (problema della possibilità di scorrimento dei conci negli archi) .

Nei pochi cicli di carico in situazione accidentale sismica , la tensione principale di compressione lungo l'asse della diagonale (o del cammino che troverà in caso di aperture

), è limitata da un valore di gran lunga inferiore alla resistenza a compressione in direzione normale ai letti di malta contenenti le armature metalliche .
Questo limitato valore di compressione è in correlazione alla notevole quantità di puntoni interessati , uniformemente distribuiti nell'ossatura , come pure all'instaurarsi della flangia collaborante nei muri intersecanti .

Sperimentalmente è già possibile definire un dominio di resistenza a compressione in funzione :

- dall'angolo esistente fra la compressione diagonale e la normale ai letti di malta (un angolo fra 45 e 50 gradi è già un campo sufficientemente ampio di pratiche applicazioni)

- della compressione verticale in caso di muratura portante confinata .

E' sperimentalmente più difficoltoso tenere conto della flangia collaborante .

I valori dell'*area dei puntoni ed il basso modulo elastico secante* da impiegare nella previsione approssimata della deformabilità interpiano allo SLD , sono riconosciuti sperimentalmente con soddisfacente precisione .

Il ventaglio delle σ di compressione dei puntoni (per una corretta modellazione) sarà scelto dalla perizia del progettista .

L'interpretazione ingegneristica dei risultati deve consentire l'analisi e valutazione della risposta globale dell'intero edificio .

Su misure di deformazione sono basate le soglie di danneggiamenti .

La tecnica dei martinetti piatti è stata originariamente applicata per determinare in situ i livelli di sforzo nella muratura .

Vedi : *L. Binda (A cura di) , Caratterizzazione delle murature in pietra e mattoni ai fini dell'individuazione di opportune tecniche di riparazione , CNR - Gruppo Nazionale per la difesa dai terremoti - Roma , 2000 , 181 pp.) .*

Successivamente il metodo è stato calibrato per rilevare le caratteristiche di deformabilità della muratura stessa .

La prova è condotta introducendo un martinetto piatto *in un taglio effettuato perpendicolare alla diagonale* , un secondo martinetto viene inserito in un taglio parallelo al precedente e distante circa 50 cm .

I due martinetti delimitano una porzione di muratura non disturbata di dimensioni considerevoli, su cui effettuare una vera e propria prova di compressione .

Nella muratura confinata e nelle tamponature è assicurato il contrasto del confinamento o dell'ossatura , traendo informazioni sui parametri elastici e oltre .

Nel caso di murature a più strati , la prova fornisce indicazioni concernenti lo strato interessato .

Nei pannelli con aperture si instaura un puntone più debole , ma con eguale spostamento interpiano .

Le ulteriori e non secondarie risorse dell'edificio (tramezze armate , flange collaboranti , gabbia scale - ascensore ,) possono sopperire globalmente ai necessari puntoni deboli. E' così raggiunto lo scopo di ridurre al minimo la possibilità di ottenere soluzioni grossolanamente errate in termini di resistenza ultima dell'edificio (il collaudo accerterà l'articolazione dinamica prevista per l'intero edificio al finito) .

Sono attesi sviluppi futuri della ricerca applicata in questo settore .

Smorzamento dell'ossatura tamponata in campo elastico

I sistemi costruttivi che si considerano in situazione accidentale sismica , sono sempre *sistemi dissipativi e smorzanti* .

Quando nel moto viene dissipata energia , *le dissipazioni sono di natura viscosa , se le forze che si oppongono al moto sono proporzionali alla velocità* .

Al fine di quantificare lo smorzamento dell'ossatura tamponata , da idealizzare come uno smorzamento viscoso impiegato per ricavare gli spettri di risposta , occorre evidenziare la necessità di ulteriori studi e ricerche su basi sperimentali su edifici recentemente costruiti (comprendenti il caso normale di tamponature con aperture) .

E' sperimentalmente accertato che molto spesso , smorzamenti ragguardevoli provengono da elementi non messi in conto nel calcolo , per esempio da muri divisorii (tramezze armate , uniformemente distribuite nell'edificio) .

Una stretta linearità tra smorzamenti e rigidezze degli elementi strutturali non è sostenuto ancora da alcun criterio sperimentale (in generale , anche se non con legge di stretta proporzionalità , *le forze smorzanti sono tanto maggiori quanto maggiori sono le rigidezze*) .

L'ossatura tamponata è difficilmente (io dico che è per niente) riconducibile allo schema di edificio " shear - type " ; il periodo proprio di vibrare è diminuito .

L'obiettivo del Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) è quello di *rivedere le conoscenze attuali circa gli aspetti primari dell'ingegneria strutturale* .

Ma alcune cose quasi certe possono essere comunque dette , e non solo quelle che si sono lette sugli atti dei vari congressi .

Innanzitutto la *percezione della rilevanza del parametro* , in correlazione al nuovo modo di costruire (si pensi alla gradualità delle modalità di rottura delle tamponature armate - duttili , tamponatura caratterizzata da limitata dispersione delle proprietà meccaniche , basso modulo elastico) . Qui le proprietà meccaniche sono definite con riferimento ad un comportamento ciclico non degradante (fino alle vicinanze dello snervamento - SLD) .

Sappiamo già che *la fase rarissima postelastica di SLU è un sistema fortemente smorzato* .

Quando la struttura dissipante è formata prevalentemente da un solo materiale (laterizio armato) è più sostanziale definire lo smorzamento per il primo modo di vibrare .

La tamponatura è modellata tramite una coppia di puntone diagonali equivalenti (l'accorciamento di un puntone coincide con l'allungamento dell'altro) .

Si tratta di conoscere il comportamento isteretico di tali puntone in muratura armata .

Poiché le tamponature (anche con aperture) modificano radicalmente la resistenza e la rigidezza dell'ossatura , la risposta sismica è sensibile alle incertezze di questo parametro smorzante .

I modelli a plasticità concentrata in cerniere isteretiche nei nodi , sono stati scardinati dalla tamponature .

Si riconosce che la rigidezza a flessione non è essenziale ai fini della modellazione dell'ossatura tamponata (vedi anche Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF)) .

Si tratta invece di valutare la rigidezza proiettando sulla orizzontale , il carico sopportato dal puntone diagonale .

Per gli edifici in muratura si terrà conto di un coefficiente di smorzamento viscoso superiore al 5 % . Il CNR suggerisce un valore dell' 8 % ; dalla realtà del cantiere e da relazioni congressuali ti posso confermare che un valore pari al 10 % è sufficientemente prudente ed adeguatamente giustificato .

Nei casi in cui lo smorzamento viscoso è diverso dal 5 % , le ordinate dello spettro di progetto saranno modificate moltiplicando per un fattore minore di 1 .

Troverai una formula (legge quadratica) che lega il fattore anzidetto al valore dello

smorzamento , nel documento di studio CNR , sottoposto ad inchiesta pubblica , Dic. 1984 , Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche , I.3.4.2. Coefficiente di smorzamento.

Smorzamento viscoso %	Fattore moltiplicativo
5	1
6	0,91
7	0,84
8	0,79
9	0,74
10	0,70
11	0,67
12	0,64

Nella progettazione di edifici con isolamento sismico , si ipotizza che l'isolamento abbia comportamento quasi elastico (isolatori in gomma) con rapporto di smorzamento pari al 10 % .

Lo smorzamento delle *tamponature esercita influenza anche sul principio della gerarchia delle resistenze (la rigidezza a flessione non è essenziale)* . Le zone dissipative devono appartenere (oltre che alle tamponature armate nei letti di malta) alle travi e non alle colonne.

Pertanto la plasticizzazione delle sezioni terminali delle travi deve precedere quella della colonna ; inoltre le travi (ma anche la tamponatura) devono poter dissipare energia con un comportamento duttile.

Sono pertanto escluse da questi requisiti di comportamento le strutture intelaiate dotate di travi reticolari.

Si può concludere , ribadendo l'importanza della valutazione per via sperimentale delle caratteristiche meccaniche delle tamponature armate per minimizzare le incertezze connesse (purtroppo allo stato attuale la carenza di informazioni in tal senso è da considerarsi ancora notevole e non inquadrata in uno schema di sicuro riferimento) .

Per valutare la rigidezza della struttura tamponata , il modello coi puntoni equivalenti offre almeno dei margini di sicurezza piuttosto ampi (sia allo SLD , sia allo SLU) .

In particolare si possono calcolare le rigidezze di piano , avendo fissato l'altezza della sezione del puntone secondo il suggerimento di Paulay e Priestley , e del Prof. Capurso , vale a dire come un quarto della diagonale del pannello .

Norma prestazionale

La tecnica ha costruito edifici in muratura armata alti 20 piani in zona sismica .

L'ordinanza , per gli edifici in muratura armata , fissa il limite di 19 m di altezza in zona 2 . *Sono altre le norme (di mercato ed urbanistiche) che limitano l'altezza degli edifici (anche in c.a.)* .

Il mercato richiede piccole urbanizzazioni che ospitano da 18 a 36 appartamenti con giardini e parcheggi .

Le unità abitative da 3 , 2 , 1 camera (73 , 58 , 46 mq) sono accorpate in edifici a gruppi di 4 o 6 .

Gli edifici possono essere realizzati in meno di 10 mesi (standardizzazione e semplificazione dei dettagli costruttivi , tali da ridurre i tempi e gli imprevisti) .

Alla murature armate *si applicano i principi di gerarchia delle resistenze (8.1.7)*.

Un edificio in muratura armata è una **struttura scatolare** , ben organizzata orizzontalmente

e verticalmente con strutture tozze e con l'adozione di tutte le regole di dettaglio volte ad assicurare caratteristiche di duttilità ai pannelli ed alla costruzione nel suo insieme .

Quando si parla di murature armate si intendono sistemi costruttivi che possono differire considerevolmente per concezione d'insieme del sistema strutturale e dettagli costruttivi.

Non è quindi possibile individuare un unico modello di assoluta applicabilità e validità generale . Si individuano modelli per poter consentire l'utilizzo in un campo sufficientemente ampio di pratiche e semplici applicazioni , per interi edifici .

I meccanismi di rottura per ribaltamento fuori dal piano , sono prevenuti nelle murature armate , da opportuni dettagli strutturali (cordoli e incatenamenti nella cappa del solaio) . Ai cordoli è associato il criterio della rigidità a trazione (non si può manifestare alcuna fessurazione) .

Questo principio " consiste nell'evitare il collasso per taglio per ogni pannello murario , assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione " .

Caro lettore ti confesso generosamente che di fronte a queste apodittiche conclusioni affermative , io non capisco niente (eppure dal 1981 costruisco solo con muratura armata) .

Come possa un pannello murario di muratura armata (struttura tozza) essere verificato a flessione rispetto alle azioni agenti è per me (altri colleghi l'hanno definita una formulazione rozza) un mistero .

Mistero è una parola esagerata , meglio pasticcio .

Quale pannello ? Ogni pannello .

Da che modello lo hai estratto ? Il pasticcio continua .

Un pannello ha sicuramente una altezza non superiore a un piano (all'intersezione del solaio, c'è il cordolo considerato infinitamente rigido) .

Molti pannelli presentano aperture .

Come faccio a calcolare " le azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione " del pannello ?

Le azioni agenti maggiori sono sempre quelle verticali ; *le azioni orizzontali , in Italia , sono una piccola frazione di queste .*

Certo alcuni matematici e fisici , che sanno manovrare equazioni differenziali alle derivate parziali , che lavorano in misteriosi centri senza nome , hanno fatto credere a una moltitudine di inesperti che i terremoti (spettro di risposta dell'EC8) possono presentare azioni orizzontali , maggiori del peso dell'edificio .

Ma queste feconde bugie dell'EC8 , i geometri italiani non le hanno bevute (sono abituati a fare computi metrici e con i numeri ci sanno fare) . Sono stati confortati da Salò .

Se un pannello lo estraggo da una muratura armata , portante , indentellata , confinata (MAPIC) è ben definito .

Credi veramente che questo pannello sia soggetto a collasso per momento flettente ?

Se il progettista sa cogliere con sufficiente accuratezza il comportamento di questi pannelli (semplici , alcuni dotati di aperture) con medesimo spostamento interpiano , allora è possibile valutare la risposta globale della struttura .

Di questi pannelli è possibile valutare la deformabilità in fase elastica e post elastica (modellazione monodimensionale con panciuti puntoni diagonali) .

La crisi dei singoli pannelli (non dimenticare di muratura portante) è associata al raggiungimento della rottura per compressione del puntone (*mai mostrata una fotografia di puntone, di muratura armata in ogni corso , rotto per compressione* , in un edificio che non può superare una altezza modesta - imposta) .

Nel caso di un edificio armato con Murfor , il pannello che andrò ad estrarre , deve essere coerente con il concetto di snellezza convenzionale di un muro , e del fattore laterale di

vincolo (*il pannello si estende normalmente fra due intersezioni di muri*) .

Molti tecnici sono portati a credere soprattutto ciò che meno capiscono .

Di questi pannelli si valutano (tenuto ben conto delle azioni verticali) le deformazioni orizzontali fino alle vicinanze dello snervamento , eventualmente seguite (caso rarissimo del SLU) da deformazioni anelastiche con disorganizzazioni locali sempre poco estese (**mai fotografate nella muratura armata**) .

La muratura armata assicura caratteristiche di duttilità eccezionali (anche sotto comportamento ciclico) .

Sono annunciati (2005 Maggio) libri sulle murature armate , due anche dal centro sperimentale di Pavia .

I costruttori ed i geometri vogliono esempi sulla muratura armata con Murfor e sulla muratura confinata (quella del CNR , 1984) ; il tempo ha chiarito e divorato la muratura non armata .

Ti pare tutto questo , *un approccio di verifica , basato sugli stati limite prestazionali ?*

Le prestazioni si fotografano (i cordoli non sono suscettibili di alcuna fessurazione , neppure sotto comportamento ciclico) .

Politica di protezione dai terremoti

I terremoti accadono regolarmente nell'area mediterranea e sono spesso distruttivi .

Essi hanno provocato molte vittime , così come incalcolabili danni .

Negli ultimi 30 anni , la migliorata comprensione e l'esperienza acquisita nell'osservazione critica dei danni , hanno guidato lo sviluppo di nuove e migliori tecniche per consolidare costruzioni esistenti in zona sismica .

Edifici progettati e costruiti in accordo con le moderne tecniche (impiegando una qualsiasi normativa) non possono essere danneggiati o distrutti dai terremoti attesi.

Ma la maggior parte del patrimonio edilizio esistente è stato realizzato prima e senza il beneficio dell'attuale conoscenza.

Molti di questi edifici e strutture sono soggetti ad essere seriamente danneggiati o crollare per effetto dei terremoti che ci si può attendere in varie zone d'Italia .

Anche dove gli edifici sono stati costruiti secondo la miglior tecnica (o norma) , si verificheranno danni .

I codici sono finalizzati alla sicurezza della vita , piuttosto che alla prevenzione del danno , e terremoti violenti sono potenzialmente distruttivi per il patrimonio artistico - monumentale.

Comunque i mezzi tecnici per ridurre sostanzialmente il rischio sono ora disponibili .

Modifiche e consolidamenti relativamente immediati , alle strutture esistenti sarebbero nella maggior parte dei casi , sufficienti a ridurre il rischio a livelli accettabili .

I codici tecnici (o documenti guida per il recupero) sono stati redatti con una filosofia non adatta al patrimonio artistico italiano .

Per questo patrimonio occorre andare oltre , *ci interessa anche la prevenzione del danno* .

All'art. 3 dell'Ordinanza del 3 Mag. 2005 n. 3431 del PCM si preannunciano " linee guida per l'applicazione della normativa tecnica (sismica) in relazione alle peculiari esigenze del patrimonio culturale " .

Si è capito che il patrimonio artistico - monumentale ha " particolari esigenze " .

Ma , sia il Dipartimento della Protezione Civile , che il Ministero per i beni culturali , se forse hanno potere per fare verificare urgentemente gli edifici ed i monumenti in questione , certamente non hanno sufficiente competenza rispetto a criteri e tecniche di sicurezza , per

poi attivare programmi di rafforzamento per quelle ritenute potenzialmente soggetta ad essere seriamente danneggiate .

Si può aggiungere che anche le Associazioni di ingegneria sismica , su questo argomento e sulla prevenzione del danno , possono contare su pochi professionisti e ditte preparati al rafforzamento dei monumenti .

Per il rafforzamento , orientato alla preevzione del danno , non sono sufficienti " linee guida " .

Occorre attivare programmi e corsi di specializzazione post laurea per la formazione di ingegneri specialisti e collaudatori , per assicurare che quelli che progettano e rafforzano strutture esistenti , comprendano a fondo il rischio sismico e le migliori tecniche per contrastare i danni .

In particolare le ditte dovranno assicurare la prevenzione del danno , coprendo con la loro tecnica , possibili imprecisioni progettuali , considerate le diverse cause di incertezza .