

QUARTA PARTE

- 2 Criterio della gerarchia delle fessurazioni (**GF**)
- 4 Corollario - GF -
- 6 Rapporto di efficacia
- 8 Conservazione delle sezioni piane
- 9 In cantiere
- 10 Vulnerabilità
- 11 Primo e Secondo modo di danno
- 12 Edifici ingegnerizzati
- 14 Procedura EC8 (nuovi edifici)
- 20 Fallimento NRT e soluzione capovolta
- 22 Scatolarità pesante e stratificata
- 24 Confezionamento del progetto esecutivo
- 25 Bassa sismicità
- 27 Contenimento delle spese software
- 30 Calcolazioni eseguite

QUARTA PARTE

Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF)

(principio di selezione naturale ; anche nella tecnica ogni lieve e semplice variazione , se è utile , si conserva)

Altre implicazioni e nessi connettivi del *modello di progetto per il comportamento strutturale scatolare* , ci permettono una prima definizione organica del principio di gerarchia delle fessurazioni .

La struttura deve essere progettata in modo da evitare o minimizzare le fessurazioni .. (EC6 , 4.1.3) .

E' necessario che l'intersezione delle pareti di muratura tra di esse e con altre parti della struttura , siano tali da garantire un appropriato sistema di controventamento .. (EC6 , 4.1.1) .

I solai (con incatenamenti nella cappa) possono essere idealizzati rigidi , e si ipotizza che tutti i muri subiscano lo stesso spostamento .

Le pareti che soddisfanno lo SLU (caso molto raro dell'occorrenza di un terremoto distruttivo) possono essere considerate in grado di soddisfare lo stato limite di danno (terremoto di bassa , media intensità , più frequente) .

In corrispondenza dei solai , sui muri si realizzeranno *cordoli in c.a. , armati convenzionalmente , idealizzati rigidi* sotto gli sforzi di trazione indotti dalle azioni esterne.

I solai si possono idealizzare rigidi , se non si forma alcuna fessura nei cordoli soggetti a trazione .

Allora , su queste esigenze di resistenza e di comportamento in esercizio , il criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) nella muratura armata potrà essere sinteticamente così formulato .

Le intersezioni verticali dei muri ed i cordoli orizzontali dei solai non sono zone dissipative.

I principi comprendono affermazioni generali , definizioni , requisiti e modelli , per i quali non è ammessa alternativa (ora) .

Definire è escludere e negare ; indubitabile che la tecnica è movimento vivo e che le definizioni di oggi saranno morte .

Per definizione di confinamento (muratura disposta tra i pilastri e cordoli di c.a. , *rigidi a trazione*) nella muratura confinata i pilastri (vertesi) ed i cordoli non sono zone dissipative .

La muratura confinata soddisfa per definizione (anche con il dimensionamento convenzionale dei tiranti in c.a. confinanti) il principio di gerarchia delle fessurazioni .

La scampanatura dei carichi verticali (sia verso il basso che verso l'alto) è esaltata ad arte dai cordoli di piano .

Questa tecnologia (dei cordoli) non molto vecchia , ma certamente di lunga pratica ed esperienza di cantiere , è stata guidata da intuizioni di uomini non molto eruditi , non è poi stata controllata con una grande mole di lavoro analitico .

Assodato che l'aspetto analitico del problema non è facile da affrontare , ma anche un

geometra di cantiere si accorge subito del poco sapere degli estensori dell'EC6 (*il termine cordolo non è tra i termini specifici utilizzati nell'EC6*).

Sicuramente l'EC6 non tratta strutture a carciofo , prive di cordoli .

Gli eurocodici vogliono essere una norma prestazionale (poco prescrittiva) , ma questa omissione non è in relazione alla filosofia prestazionale .

Se così fosse , dovremmo concludere (per assurdo) che una norma prestazionale non è sufficientemente comprensibile da chi la dovrà utilizzare .

L'eurocodice (EC6 , 1.1.2 , P(2)) tratta *la muratura armata in cui l'armatura è inserita per fornire duttilità , resistenza e buon comportamento in esercizio .*

Vengono forniti inoltre , **i principi della progettazione della muratura confinata , ma non le regole di applicazione .**

Laddove il confinamento in c.a. dia un contributo alla resistenza ai carichi molto maggiore della muratura , si deve fare riferimento all'EC2 (cemento armato vestito - CAV -) .

Ogni progettista sa bene il modo secondo il quale i cordoli funzionano (a trazione) per la definizione del modello di progetto per il comportamento strutturale , e che *l'importanza statica del cordolo aumenta con l'altezza del fabbricato .*

Quanto è dirompente questo principio ; **scardina anche la concezione di ossatura portante in c.a. tamponata** (con quasi assenza di momento flettente) .

La tamponatura moderna è eseguita in muratura armata Murfor (dettaglio essenziale) .

Essa **non è progettata per dare un contributo di resistenza al momento flettente dell'ossatura in c.a.** (EC6 , 1.4.2.1 , P(4)) , **ma all'opposto .**

Con la tamponatura (semplicemente armata con MURFOR) il valente e preparato progettista *vuole trasformare il telaietto in un forte traliccio tridimensionale* , e concentrare le eventuali zone dissipative nella tamponatura .

Come regola applicativa , l'Università deve smettere di ingannare gli studenti , non esistono costruzioni a telaio in zona sismica (il telaio è sempre tamponato ; se è mal tamponato oppure non è tamponato , si parla di piano debole) .

La tamponatura (riducendo il momento flettente al 5%) *elimina le cerniere plastiche nei pilastri* (trasformati in bielle tese) .

Le cerniere plastiche in un telaio ben tamponato , in Italia , *non sono mai state fotografate* .

Per scrivere in profondità sull'argomento illustrato , occorrono molte pagine (lo faranno i libri ed i corsi futuri) .

Ma almeno due parole , due regole applicative (una sugli edifici esistenti ed una sulle nuove costruzioni) vanno dette .

A Edifici esistenti

Negli interventi di consolidamento e negli interventi di riparazione è necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante .

L'inserimento dei rinforzi è motivato , quasi sempre , dal collegamento tra elementi tozzi che collaborano a resistere all'azione esterna .

Inoltre la progettazione degli interventi di rinforzo deve essere mirata ad assicurare uno stato di trazione nei rinforzi , per effetto delle azioni esterne .

In tal caso , i rinforzi possono avere piena funzionalità (aumento di resistenza ed aumento di duttilità) sopperendo alla resistenza trascurabile del materiale murario nei confronti della trazione.

Inoltre , i rinforzi compressi sono soggetti a possibile instabilità locale , e non sono in grado di incrementare le prestazioni delle murature .

Nella progettazione del consolidamento deve essere risposta la massima cura nell'estendere i rinforzi fino alle zone di muratura compresse , in modo da garantire una collaborazione alla

resistenza strutturale di tutto l'organismo murario .

L'applicazione dei rinforzi deve essere effettuata su elementi strutturali di adeguate proprietà meccaniche .

Qualora la muratura si presenti danneggiata, disomogenea o viziata da qualche difetto di progettazione o di esecuzione , che precluda la corretta trasmissione degli sforzi mutui con il rinforzo , si deve procedere al suo preconsolidamento (anche con muratura armata) .

Si sa che il collasso può manifestarsi in pannelli mal vincolati a muri intersecanti molto distanti fra loro .

In questi casi applicando , con resine , tondini orizzontali opportunamente diffusi attraversanti la intersezione dei muri , si realizza una muratura armata nella quale la connessione tra un muro ed il suo muro irrigidente è idonea a resistere alle forze sviluppate dalle azioni esterne .

Le barre di cucitura sono rese solidali alla muratura mediante saturazione del foro con resine bicomponenti ad indurimento rapido .

In questo caso i muri si possono considerare irrigiditi lungo un bordo verticale .

Un muro ben ammortato ai muri trasversali intersecanti è in grado di esercitare un'azione di contrafforte ; la resistenza alle azioni orizzontali è garantita anche dall'instaurarsi di una flangia collaborante nel muro intersecante .

B Nuove costruzioni (5.7.11.4 Testo unico - Norme tecniche)

In corrispondenza di incroci fra due pareti portanti perimetrali devono essere realizzate , su entrambe le pareti , zone di parete muraria di lunghezza adeguata ad evitare le vulnerabilità locali associate alla presenza di aperture prossime agli spigoli della costruzione.

E' avvilente leggere righe di così poco sapere .

Il normatore confonde un dettaglio (presenza di aperture) con un criterio generale (flangia collaborante nel muro intersecato) .

Nella propria ignoranza , scrive ... " 5.7.11.1 ... l'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano. "

Cosa succederebbe se un tecnico scrivesse che a momento flettente , una trave HEA contribuisce alla resistenza solo con l'anima , escludendo le ali ?

Un geometra di cantiere può dimostrare la falsità in questo modo .

Nei punti vicino all'asse neutro il materiale lavora meno di quanto potrebbe , per utilizzare nel modo migliore il materiale, conviene sopprimere quello più vicino a n , e concentrarlo in due nuclei lontani da n , uniti soltanto da una sottile anima di collegamento.

E' una risposta corretta (anzi se incompleta) per dimostrare l'efficacia della flangia collaborante nei muri intersecanti .

Nelle raccomandazioni pratiche del CEB (1964) , la larghezza efficace dell'ala compressa nelle travi a T , a titolo indicativo ed in mancanza di determinazioni più precise , si potrà assumere da una parte e dall'altra della nervatura una larghezza di soletta uguale al decimo della lunghezza della trave tra punti di momento nullo.

Nella vecchia normativa (Regole generali - f) " ... in corrispondenza degli incroci d'angolo dei muri maestri perimetrali sono prescritte , su entrambi i lati , zone di muratura di lunghezza pari almeno 1 m ... " . Il particolare costruttivo è ripetuto al 8.2.3 dell'Ordinanza (muratura ordinaria non armata - non ci interessa più) .

Al punto 8.3.3 (muratura armata) " Agli incroci delle pareti perimetrali è possibile derogare dal requisito di avere su entrambe le pareti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m " . Per gli edifici in zona 4 " Gli edifici in muratura armata devono rispettare quanto prescritto al punto 8.3.3 " .

E' vero che talvolta occorre cambiare qualche norma tecnica .

Quando avviene (il caso è raro) bisogna ritoccarle con mano tremante e con tante precauzioni (la flangia collaborante non è stata capita) .

Il Criterio (GF) può essere invocato nelle intersezioni verticali ed orizzontali di ogni struttura scatolare .

Anche nella fondazione scatolare in c.a. (vedi le armature di ripresa dei getti).

Nella gabbia scale è progettualmente molto impegnativo , il progettista architettonico non vorrebbe spallature dimensionate nelle porte d'ingresso .

Corollario - GF -

Per il criterio della gerarchia delle fessurazioni - GF - le intersezioni verticali dei muri (murature armate) non sono zone dissipative .

Se l'intensità del sisma oltrepassa lo SLD , e inizia lo SLU mettendo in conto le capacità dissipative delle strutture duttili , *vogliamo prevedere dove si formeranno le prime fessurazioni* .

Alla resistenza alle azioni sismiche orizzontali , collaborano le murature parallele alla direzione del sisma e le relative flange collaboranti ortogonali .

E' evidente che una struttura scatolare ha il pregio di permettere la transizione degli sforzi alla flangia collaborante, *considerando sezioni resistenti, non più rettangolari , ma a "L" o a "T"* ; inoltre permette la trasmissione delle forze sismiche orizzontali dai solai *alla fondazione scatolare tramite sforzi prevalenti di taglio* (si instaurano i barbacani) e di *ridurre* (pressoché annullare) *i momenti flettenti sulle pareti* .

L'instaurarsi dei barbacani equivale a constatare che tutte le pareti (armate) parallele al sisma sono reagenti allo SLU e che tutte le pareti hanno una soglia di snervamento all'incirca eguale (condizione di simultanea plasticizzazione) .

I barbacani , nelle murature ordinarie , sono svelati dalla **formazione delle lesioni a "X"** nei muri paralleli alla direzione del sisma (le lesioni a X nelle murature armate non sono - ancora - state fotografate in Italia) .

Per le murature armate le riserve di resistenza e duttilità sono tali da *prevedere spostamenti molto maggiori* di quelli ammessi dalla normativa allo SLD .

Non confondere gli spostamenti ammessi dalla normativa allo SLD , con il raggiungimento dello snervamento .

Inoltre , per solai infinitamente rigidi nel loro piano , *sono totalmente trascurati gli effetti flessionali sulle pareti* in quanto ci si limita a considerare gli effetti del taglio ed in funzione di essi la fessurazione fino allo SLU .

Essendo trascurati gli effetti flessionali , *il carico sismico si può supporre applicato con legge rettangolare* , invece che con legge triangolare di eguale risultante (edifici non alti) .

Generalmente si crede che la struttura scatolare sia rappresentata da una mensola verticale , alta come l'edificio , a sezione orizzontale multicellulare con la pluriconnessione dei muri ; i solai orizzontali chiudono più volte ogni singola cellula .

Fortunatamente ai fini della duttilità , ogni cellula è dotata di almeno una apertura .

Questa concezione strutturale è fallace .

Se il progettista usa il vocabolo "mensola verticale" , molto probabilmente vuole associare un momento flettente (una verifica a sforzo normale e flessione è comunque ammissibile) .

Ma qui *il momento flettente è totalmente trascurato* , *constata l'ininfluenza degli effetti flessionali sul collasso* .

A prevalere in situazione accidentale sismica , in tutte le strutture tozze , sono gli effetti della caratteristica tagliante (vedremo poi in che modo) .

Inoltre la scolarità nelle murature armate è mantenuta anche nel caso , abbastanza comune nella moderna edilizia , in cui *l'articolazione in pianta delle cellule e delle pareti* (escluse gabbia scale e pareti perimetrali) *varia da piano a piano* .

Cioè il funzionamento scatolare è soddisfatto se i solai sono sufficientemente rigidi nel loro piano , e se le ammorsature fra i muri intersecanti sono efficaci .

Alla scolarità contribuiscono anche le tramezze armate .

Tutto ciò premesso , si è potuto constatare che **le prime modeste fessurazioni si avranno nelle pareti parallele all'azione sismica** .

E' questo il corollario - GF - .

La flangia collaborante (non fessurata) aumenterà la rigidità agli spostamenti , come pure le tramezze armate . Nelle strutture scatolari , si può prescindere da effetti del secondo ordine instabilizzanti .

Vedremo poi come i barbacani (triangolari o trapezoidali) modificano **la vecchia concezione strutturale** (in cui si crede che la resistenza del fabbricato è definito come la resistenza al taglio dell'insieme dei muri paralleli al sisma - metodo POR - e la rottura è dovuta al solo taglio - *in funzione dello spostamento del primo solaio dimenticando la flangia collaborante*) .

NOTA

Nel caso di strutture a carciofo (prive di cordoli) , con connessioni insufficienti alle intersezioni dei muri , *la prima a crollare è la parete ortogonale al sisma* (vedi meccanismi fragili di primo modo di danno) .

Gli spostamenti del muro ortogonale alla direzione del terremoto sono notevolmente maggiori di quelli del muro di controvento .

Nel muro di controvento è dominante l'azione orizzontale tagliante , mentre il comportamento del muro trasversale , in cui non è garantita l'efficienza dei collegamenti ai muri intersecanti (collegamenti essenziali) e privo di cordolo alla sommità , è soggetto ad abnormi azioni ortogonali al proprio piano (subisce essenzialmente una azione flessionale) .

Molte volte il muro di grosso spessore è costituito da due paramenti slegati nel piano medio (può crollare anche un solo paramento) .

La parte particolarmente esposta al pericolo di crollo è quella superiore (per definizione di struttura a carciofo , le sommità dei muri non subiscono gli stessi spostamenti) .

Anche in ex strutture a carciofo recuperate , in cui sono stati effettuati collegamenti CIMI e CISM ed altri interventi per aumentare l'angolo caratteristico di scampanatura dei carichi , *la prima a fessurarsi è la parete parallela all'azione del sisma* (meccanismi duttili di secondo modo di danno) .

I primi elementi a cedere sono i sottofinestra ; un ulteriore aumento delle forze orizzontali provoca le caratteristiche lesioni a X .

Con questi accorgimenti , *va evidenziata l'assoluta sicurezza delle strutture recuperate , purché sia garantita l'efficienza dei singoli collegamenti fra le strutture tozze* .

Lo scrittore che parla di muratura armata in orizzontale , di MAPIC , non può sottrarsi alle esigenze della prova e della chiarezza di linguaggio .

Rapporto di efficacia

(senza pezzi speciali)

Affrontare i problemi ed effettuare scelte comporta scartare soluzioni e posizioni consolidate .

Oggi giorno (2005) nessun tecnico ha dubbi sull'efficacia delle armature diffuse in orizzontale nei letti di malta .

Nei primi anni 70 si era ancora alla ricerca della migliore disposizione ; *per un decennio si è proceduto per tentativi ed errori* .

Se un uomo parte da certezze , terminerà con i dubbi ; si tentava di ragionare con le certezze (unicità di deformazione e di stato tensionale) della Scienza delle Costruzioni ; si continuava ad essere indecisi sulla armatura verticale o quella orizzontale .

Anzi questo tenzonare portava al dubbio sulla validità della muratura armata .

Non erano disponibili laboratori o metodi di indagine efficaci per la comprensione di fenomeni complessi (e la formulazione delle leggi matematiche - statistiche che li reggono) . Alla sperimentazione erano affidate la verifica diretta del comportamento strutturale , con frequenza tanto maggiore quanto minori e poco affidabili erano i mezzi di calcolo allora a disposizione .

Si sperimentava sui muretti (modellazione a rottura) .

In questo modello strutturale , la similitudine meccanica completa non è praticamente mai possibile (non fornisce indicazioni sufficienti sul comportamento strutturale ; non teneva conto della flangia collaborante e quindi della scatolarità) .

La modellazione a rottura è assai carente quando si indagano fenomeni dinamici di breve durata , in cui lo smorzamento e la deformabilità giocano un ruolo determinante .

L'ostacolo maggiore è la riproduzione degli sforzi dovuti alla forza - peso .

Bisogna inoltre ricordare che *la muratura armata era nata (prima del c.a.) con l'impiego prevalente di armature verticali* e con l'impiego di pezzi speciali .

Un piccolo passo in avanti è accaduto quando l'armatura diffusa in orizzontale nelle vicinanze dei cordoli , *fu considerata computabile in quella del cordolo* .

Nel 1974 , due studiosi della Nuova Zelanda , PRIESTLEY e BRIDGEMAN hanno eseguito una comparazione teorica dell'armatura orizzontale rispetto a quella verticale su muretti soggetti a forze orizzontali nel proprio piano (in cui si instaurano i barbacani con fessurazioni duttili a X) .

Le fessurazioni a 45 gradi circa , tendono ad aprire orizzontalmente , da questa osservazione deriva l'efficacia delle armature orizzontali .

A parità di quantità di armature metalliche diffuse , la disposizione orizzontale è circa 3,2 volte più efficace di quella con ferri verticali .

Sembrò allora una valutazione eccessivamente ottimista dell'effetto delle armature orizzontali.

Recenti esperienze condotte su edifici completi (quindi tenendo conto dell'effetto flangia, dell'aumento dell'angolo caratteristico di scampanatura dei carichi , e dell'influenza sulla snellezza convenzionale dei muri) *inducono a pensare che il contributo di resistenza orizzontale di tali armature è uguale o maggiore di quello teoricamente ipotizzato* .

Il beneficio si estende sopra e sotto il cordolo inestensibile , e al muro ortogonale della flangia , che è sottoposto ad un comportamento flessionale a lastra (ancorata ai cordoli ed alle ammorsature verticali armate) sotto le azioni perpendicolari al piano medio del muro.

Il comportamento scatolare (alla stimolazione sismica) si può instaurare solo in presenza di ammorsature armate tra i muri intersecanti (zone non dissipative) .

L'apparire della normativa italiana sulla muratura armata , scritta in dialetto maccheronico e con dettagli tecnici che la rendevano inutilizzabile , *può essere considerato un freno alla diffusione di questa tecnica dirompente e scardinante*.

La mia insoddisfazione fu profonda nel constatare inappagate le attese dei tecnici che già utilizzavano la muratura armata (capirono più tardi che si trattava di norme non cogenti) .

Anche i fornaciai , in questa storia complessa , non hanno tracciato un buon sentiero di sviluppo (pensano ancora alla colla - materiale NRT) .

Qualcuno (dimenticando la vita utile di progetto) scrive ancora delle difficoltà di garantire una buona protezione dalla corrosione .

Molti tecnici erano patologicamente allergici al prescrivere armature a scopi non portanti (non viene esplicitamente tenuta in conto nel progetto per funzioni portanti) e quindi erroneamente deducevano che non era necessaria per la stabilità del manufatto in muratura portante .

Una armatura a scopi non portanti non viene solitamente dimensionata con calcoli , ma viene introdotta seguendo regole pratiche basate sull'esperienza (come nei cordoli , come nei pilastri , come nel confinamento delle zone critiche dissipative) .

Con la diffusione del muro traspirante (al vapore interno) a faccia a vista (in lista) e retrostante strato di laterizio alveolato si imponevano legature in cui veniva utilizzato il

traliccio Murfor (collega murature portanti o tamponamenti a doppio strato) .

Sfortunatamente è avvenuto che la diffusione della tecnica delle murature armate in orizzontale nei letti di malta , *non è dipesa dalla tecnica sismica ma dalla necessità di constatare gli effetti degli inevitabili cedimenti differenziali* del terreno di fondazione.

Non raramente succede di trovare (nel tempo) variazioni notevoli di resistenza nelle stessa area di una normale costruzione .

Le miniere di carbone (Murfor è un marchio registrato della Bekaert - Belgio) hanno dato luogo a vasti fenomeni di fessurazioni per subsidenza .

Se il sottosuolo è costituito da strati di argilla , limi , o torbe intercalati da stratificazioni immerse in acqua , l'abbassamento della falda può provocare notevoli danni.

La fondazione scatolare è stata il vaccino per far acquistare all'edificio l'immunità contro i cedimenti differenziali .

Ora sia la fondazione scatolare , sia l'armatura in orizzontale (ad ogni corso) nelle murature , sono riconosciute come tecniche valide per la difesa dai terremoti .

Da tutti questi tasselli, ben collaudati in cantiere (lo sviluppo teorico arriverà) , si è giunti al Criterio della gerarchia delle fessurazioni - GF - , e al corollario - GF - .

Il criterio - GF - illumina pure tutta la problematica connessa con la riparazione e con gli interventi di rafforzamento preventivo del patrimonio edilizio esistente .

E' essenziale che sia garantita le mutue connessioni orizzontali e verticali fra le strutture tozze , più che la specifica resistenza di ciascuna di queste (vedi Prof. SPARACIO in , TASSIOS , Meccanica delle murature , Liguori Editore) .

P.S.

La tecnica di precompressione di cavi verticali - messi in tiro successivamente alla costruzione - è sicuramente antisismica .

Sfortunatamente , dopo pochi tentativi , non si è sviluppata neppure nei prefabbricati.

Conservazione delle sezioni piane

La legge di Hooke (enunciata nei termini *ut tensio sic vis* , anno 1678) esprime la funzione lineare tra sforzo e deformazione per un corpo snello sottoposto a sollecitazioni in campo elastico .

E' molto precedente al principio della conservazione delle sezioni piane , ipotesi detta anche di Bernoulli-Navier (Navier , 1785 - 1836 , ingegnere francese , uno dei fondatori della Scienza delle costruzioni) .

Questo secondo principio si rese necessario quando la tecnica ebbe disponibili strutture soggette a forte momento flettente (ponti) .

Nell'ipotesi di questo principio la deformazione delle fibre longitudinali è variabile lungo l'altezza della sezione della trave (alcune fibre si allungano , altre si accorciano) e le tensioni sono distribuite nella sezione in modo lineare (segue poi il concetto di momento d'inerzia , modulo di resistenza ,) .

Con il Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) , i pannelli di muratura armata (o di muratura confinata) presentano bordi orizzontali e intersezioni verticali in cui non ci si aspettano fessurazioni .

La solidarietà fra i muri intersecanti *non è tanto una riserva di sicurezza* , ma il fondamento della scolarità strutturale (resistenza globale della costruzione) .

Eppure lo stato fessurativo in una struttura soggetta a sisma, è di normale tolleranza.

L'intensità delle azioni sismiche sugli edifici , oltre che dai sismografi , strutturalmente si misura esaminando *i danni subiti dal sistema strutturale completo* (fondazione compresa) di

recente costruzione .

Lo spettro di risposta allo SLU proposto dagli estensori dell'EC8 è un compendio di ignoranza strutturale attiva (lo SLU potrà accadere - se accadrà - nelle zone 1) .

Constatiamo che *non è stata ancora eseguita una documentazione fotografica di murature (portanti) armate fessurate da terremoti italiani .*

Se è possibile (ci si può aspettare) uno stato fessurativo entro il pannello (muratura portante) , vogliamo allora cercare di capire quali sono *i fattori che producono fessurazioni in zone ben definite .*

E' questo *il punto di arrivo di un lungo percorso*, che richiede costanza e determinazione (questa paginetta è solo una base conoscitiva di partenza) .

L'obiettivo che ci si prefigge di raggiungere , è troppo strumentale ed immediato , andrà fatalmente a infognarsi in quegli effetti di focalizzazione o di fissazione , che sono le insidie più comuni (ci spingono verso un percorso disseminato di trappole , o di vicoli ciechi) .

Un singolo è prigioniero del suo modo personale di formulare il problema , che può nascondergli la strada verso la soluzione .

Proviamo a produrre conoscenza , esaminando un fattore : conservazione delle sezioni (verticali) piane , in strutture tozze (murature armate) soggette ad azioni nel piano medio.

Nelle strutture piane dei silos a celle alte sappiamo già che , sfortunatamente e confortati da supporti sperimentali , *questo non avviene* (ha un diagramma tanto più discosto dalla legge lineare di Navier , quanto più la trave parete è alta , con trazioni nella parte alta della parete) .

Nella muratura confinata , i pannelli di muratura armata (circa la metà) saranno dotati di aperture (porte e finestre) . Per dare solidarietà alle intersezioni dei muri , è previsto che le pareti si estendano almeno per un metro .

In questi pannelli sappiamo che *si instaurano i barbacani* (contrafforti di forma trapezoidale o triangolare) con concentrazioni di tensioni negli angoli delle aperture , ed in altre zone particolari .

Non si ha bisogno di altro per giustificare che *la conservazione delle sezioni piane in questi pannelli non accade* .

Nei pannelli senza aperture si instaura il panciuto puntone diagonale .

E' panciuto per la scampanatura dei carichi nella muratura armata .

Il puntone divide il pannello in due regioni , quella delle dilatazioni positive e quella delle dilatazioni negative (le dilatazioni entro il puntone compresso hanno lo stesso segno) .

Anche in questo caso *la conservazione delle sezioni piane non è verificata* .

Nelle murature armate in orizzontale nei letti di malta (Murfor) , si instaura nel muro intersecato *la flangia collaborante (aumentano rigidità e resistenza)* .

I pannelli (concetto di snellezza convenzionale) sono generalmente delimitati dai fattori laterali di vincolo .

Nei pannelli (con o senza aperture) si instaurano i barbacani con concentrazioni di tensioni in particolari zone .

I barbacani in muratura armata ad ogni corso di malta , non sono strutture deboli ; sono inoltre confinati (inclusi) entro una muratura molto duttile .

La muratura dispone di allungamenti non trascurabili , come se possedesse una apparente plasticità (vedi Stato limite di fessurazione) .

Il pannello è diviso in due o più regioni (quelle delle dilatazioni positive e quelle delle dilatazioni negative) .

Queste dilatazioni (nella componente verticale) si sommano o si sottraggono a quelle del peso dell'edificio (muratura portante) .

Anche nella muratura armata con Murfor , *non accade la conservazione delle sezioni piane* .

Allora nelle intersezioni dei muri , *non viene conservata la rettilinearità dell'asse ideale di intersezione* .

I bordi di intersezione delle varie strutture verticali ed orizzontali , che compongono la struttura scatolare , allo SLU possono diventare non rettilinei ed il piano medio della flangia collaborante , perdere la planarità .

Queste piccole deformazioni vanno rapportate alle dimensioni ed agli spessori degli elementi strutturali (*modificano pochissimo la forma della struttura* , e viene conservato il principio della sovrapposizione degli effetti o *principio di sovrapposizione degli stati di equilibrio*) .

A parere dello scrivente *non è necessario* , tenuto conto della disomogeneità ed anisotropia delle murature reali , e del contributo delle tramezze armate ben collegate ai muri d'ambito , *modificare il criterio GF con queste considerazioni allo SLU* .

La ricerca su questi argomenti è appena all'inizio, e non ci attarderemo nel solco dei primi risultati .

In cantiere con il Criterio (GF)

Il Bollettino n. 107 CNR , Parte terza , Strutture ad elementi bidimensionali , 1.4.5 . Stabilità d'insieme in presenza di azioni eccezionali , prescrive : " L'intera struttura , *ed in particolare i collegamenti* , devono essere in grado di resistere alle azioni eccezionali "

Le unioni verticali lungo le intersezioni dei muri (sia nella muratura armata che nella muratura confinata) , *sono unioni organizzate* ; le armature di collegamento sono distribuite lungo l'altezza , realizzano una buona continuità meccanica e duttile , e soddisfanno il Criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) .

Il progettista , nella propria concezione strutturale pensa agli stati limite di esercizio (SLD) e sa che i cordoli e gli incatenamenti nella cappa del solaio devono essere in grado di equilibrare gli sforzi di trazione sviluppati nei solai in funzione di controventatura (vento e sisma) , come pure equilibrare gli sforzi di trazione sviluppati nei muri in caso di eventuali cedimenti differenziali della fondazione .

Il direttore dei lavori deve impegnarsi nella realizzazione di unioni (verticali ed orizzontali) a comportamento duttile (perfettamente efficaci) rivestendo queste particolare importanza per le costruzioni in zona sismica (*sugli atti progettuali è ben evidenziato che non sono zone dissipative*) .

La ditta che sagoma le armature metalliche ha stampato con evidenza sulle bolle di consegna che trattasi si " staffe sismiche " .

Il Coordinatore per la sicurezza , ha modificato il piano di coordinamento fra ferraioli e cottimisti della muratura armata (sono ammesse con cautela e coordinamento lavori di sovrapposizione nelle medesime zone ed in quelle limitrofe sia in senso orizzontale che in senso verticale) .

La squadra dei cottimisti hanno predisposto, nel loro POS (piano operativo si sicurezza) , *le nuove schede con i possibili rischi connessi , relative alla muratura armata ed alla muratura confinata* (le vecchie schede della muratura non armata sono state cestinate) .

Il cottimista generalmente viene controllato a posteriori dal direttore di cantiere .

Fra compiti e funzioni del Dir. di Cantiere vi è la fedele esecuzione del progetto e dei

successivi ordini impartiti dal Dir. del Lav. , nonché quant'altro è necessario perché l'opera risulti staticamente accettabile e collaudabile .

L'idraulico , con il suo strumento manuale a batteria (costa pochi euro) sa individuare ogni armatura metallica nei muri .

Il Committente , confondendo i suoi compiti (penalmente sanzionati) nel campo della sicurezza (l'ha pagata) , sarà spesso presente in cantiere e si entusiasmerà nell'assistere alla posa delle armature metalliche nei muri (desidera avere una documentazione fotografica da conservare) .

L'Impresario , sui cartelli di cantiere , metterà in evidenza al compratore , che le strutture sono in grado di resistere alle azioni eccezionali sismiche (anche in zona 4) .

Vulnerabilità sismica

Al progettista , navigatore che sa ben misurare le tempeste sismiche , interessa lo SLD , tiene inoltre sempre presente che lo SLU (in Italia) è un evento rarissimo (simile al corvo bianco) .

E' un concetto applicabile agli edifici esistenti (nel nostro caso in muratura) ; in letteratura si riscontrano definizioni ancora non uniformi .

Con la vulnerabilità sismica si intende la predisposizione della costruzione , in funzione delle proprie caratteristiche costruttive , a subire danni di vario livello per ipotetici sismi di intensità crescente .

La progettazione antisismica si è sempre accontentata , di fronte a terremoti distruttivi in zona 1 , di perseguire un obiettivo ridotto (evitare situazioni di collasso e capacità portante nei confronti dei carichi verticali) .

Ogni concetto strutturale , per quanto indeterminati possano essere i dati disponibili posti in relazione , deve tendere ad avere un supporto sperimentale (il sapere per esperienza è maggior certezza che il sapere per ragionamento) .

La vulnerabilità sismica di un edificio si può provare ?

Con l'impiego di una vibrodina si possono imprimere eccitazioni dinamiche (leggermente variabili in ampiezza e frequenza) e misurare spostamenti (deformazioni) .

Con la *vibrodina* si eseguono *prove di caratterizzazione dinamica* , ma queste prove non sono (per frequenza ed intensità) una simulazione artificiale di un terremoto (si opera sempre al di sotto dello SLD) .

Al collaudatore queste prove , servono per poter valutare la corrispondenza tra modello teorico strutturale previsto dal progettista , e comportamento reale di un edificio completo (confronto di valori) .

La sperimentazione (in particolare degli spostamenti) sulle strutture esistenti , deve essere confortante delle verifiche analitiche .

E' necessario provare .

Anche per verificare il Criterio (GF) delle murature armate .

Lo sfruttamento delle risorse postelastiche dell'intero edificio allo SLU , *viene a riconoscere la vulnerabilità* della costruzione stessa .

Nella *fase di progettazione allo SLD* (per nuovi edifici) *la costruzione non è predisposta a subire danni* (per terremoti di media - bassa intensità) .

Per le costruzioni in muratura ordinaria (non armata) la progettazione - in passato - era affidata a prescrizioni normative con pochi fondamenti teorici e sperimentali .

La flangia collaborante nel muro intersecato era , allora , sconosciuta .

Con le murature armate è stato possibile introdurre il criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) .

La resistenza della struttura scatolare dipende essenzialmente dall'efficacia dei collegamenti e dalla duttilità entro i pannelli .

E' questa la base di partenza di ogni modellazione , sia per nuovi edifici , che nel recupero dell'esistente .

E' difficile (impossibile) pensare di poter impostare un calcolo , nel senso corrente della moderna tecnica delle costruzioni , quando non molto attendibile è la individuazione dei parametri di resistenza ed elasticità delle murature esistenti .

Con valori che possono variare , ampiamente da zona a zona , e quando mancano precise conoscenze circa il comportamento delle fondazioni esistenti .

La difficoltà di racchiudere entro schemi teorici di generale validità , il delicato lavoro di recupero di una vecchia opera , può essere illuminato dal Criterio (GF) .

Le principali carenze strutturali di un edificio a carciofo , sono la mancanza di efficaci collegamenti alle intersezioni delle strutture (spesso associato a muri a doppio paramento scollegati nel piano medio) .

Il primo obiettivo (intervento minimo e necessario) è quello di rinforzare con barre e resine a rapido indurimento le intersezioni dei muri , ed il collegamento dei muri ad ogni ripiano agli incatenamenti (reti) nella cappa del solaio (vedi tavole) .

Per il rinforzo della fondazione , vedi pali mega .

PRIMO e SECONDO modo di danno

(meccanismi fragili e meccanismi duttili nelle vecchie murature)

Nelle strutture a carciofo si ha assenza di cordoli e generalmente murature di grosso spessore con ingranamento insufficiente nel piano medio dei due paramenti esterni .

La finalità dei primi interventi finalizzati all'aumento della sicurezza , è quello di introdurre le necessarie connessioni (tondini con resine) fra muri intersecanti e fra muri ed orizzontamenti .

Questo per evitare i " **meccanismi di primo modo di danno** " , cioè l'apertura verso l'esterno delle pareti .

(vedi : Riccardo GULLI , IL RECUPERO EDILIZIO IN AMBITO SISMICO , Edicom Edizioni , 2002)

Anche un ribaltamento parziale o localizzato (paramento esterno) è un meccanismo di danneggiamento definibile come "primo modo di danno" .

Identifica la condizione di massima fragilità della vecchia struttura muraria (non ingegnerizzata) nei confronti delle azioni orizzontali .

Un primo intervento per limitare e tenere sotto controllo i meccanismi fragili di "primo modo di danno" è quello della *cerchiatura perimetrale alla sommità dell'edificio* .

La realizzazione di un cordolo di coronamento sommitale , non dovrà essere inferiore a 50 cm in altezza .

Con il proprio peso e rigidità , nonché con tondini verticali posti in opera con resine o boiaccia sulla parete sottostante , si instaura un sufficiente collegamento ai muri sottostanti .

Il tutto è semplificato , nel caso di sostituzione dell'ultimo solaio (nuovo solaio inestensibile)

In edifici più moderni , *se le connessioni orizzontali (cordoli a livello di solai) presentano*

una certa efficacia , il "primo modo di danno" è impedito dalla inestensibilità dei cordoli , che trattengono , coadiuvati dal peso soprastante , i muri esterni .

Con solai inestensibili, tutte le pareti murarie sono efficacemente connesse dai solai ; l'insieme strutturale risultante è ora in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento globale.

Il compito di assorbire le azioni orizzontali è affidato ai muri di controventamento integrati dalle flange collaboranti .

Con il superamento del loro basso limite di resistenza , o per l'esiguità delle sezioni resistenti , o perché associato alla mancanza di flangia collaborante , si instaura un altro tipo di danno , descritto come "**secondo modo di danno**" .

Si manifesta con lesioni diagonali , a croce di S. Andrea (tipo di danno mai fotografato in murature armate con Murfor) .

Questa seconda tipologia di danno è innescata, in strutture ordinarie , *da una intensità sismica sufficientemente elevata ; non è da considerarsi pericolosa nei confronti della stabilità* (SLU) .

Tali meccanismi *possono essere considerati "duttili"* , ovvero pur subendo danni di rilevante entità mantengono la capacità portante nei confronti dei carichi verticali .

La capacità di mantenersi stabile in presenza di lesioni aperte per centimetri , assegna alle strutture murarie (con solai inestensibili) un coefficiente q almeno pari a quello messo in conto per le strutture in c.a.

In sostanza è consentito di sopportare intensità sismiche notevolmente superiori a quelle che innescano le lesioni , per la disponibilità di deformazione (oltre lo snervamento) senza collasso .

Nell'ipotesi di solai inestensibili - base orizzontale del Criterio (GF) - il modello potrà essere costituito da una scolarità interpiano , con flange collaboranti (piante simmetriche rispetto ai due assi ortogonali - regolarità in pianta) .

EDIFICI INGEGNERIZZATI

Sembra che gli ingegneri *abbiano prestato poca attenzione agli effetti del sisma su edifici ingegnerizzati* .

Quando una struttura è soggetta ad azione sismica , le conseguenze di eventuali errori nella concezione , nel progetto e nella costruzione , tendono ad essere più rilevanti che non in caso di azioni di altra natura.

Inoltre , sia l'azione sismica di per sé , sia i suoi effetti sulle strutture , sono fenomeni molto complessi che attualmente possono difficilmente venire indagati in maniera completamente dettagliata , anche facendo ricorso alle analisi più rigorose .

I vecchi ingegneri dei secoli scorsi avevano compreso che il problema era quasi irrisolvibile con le conoscenze della loro epoca .

Tuttavia la loro scoperta dei cordoli (acquisizione fondamentale) ha influito sul modo di pensare (e di costruire) successivo .

Il sisma sa confondere le sue tracce , e il materiale deve essere esaminato con somma perizia , alla luce delle attuali conoscenze .

La progettazione di edifici ingegnerizzati (con laterizio armato) ha come riferimento una struttura scatolare capace di comportarsi come un meccanismo dissipativo (se necessario) , inelastico e stabile (l'intera struttura scatolare possiede un'adeguata quantità di duttilità) .

Oggi gli ingegneri possono fornire un quadro particolarmente ampio e dettagliato della situazione post sisma di edifici ingegnerizzati , scevro da errori concettuali.

In ogni caso , *queste constatazioni* (essendo disponibili edifici ingegnerizzati in aderenza alle

vecchie normative italiane) *costituiscono la base per la nostra comprensione dell'azione sismica sugli edifici* .

Sospettiamo che il quadro che si ha attualmente , comunque , *si basa su un numero molto limitato di evidenze* e , ancorché scientifiche , ha ancora punti in comune con la visione che del problema si aveva 50 anni fà .

Occuparsi degli effetti del sisma su edifici ingegnerizzati impone che , in qualche modo si definiscano gli stati limite , precisando che cosa distingue un terremoto frequente da uno molto raro .

L'ultimo approccio scientifico si basa su queste fondamentali acquisizioni .

Lo SLD (aspetto della funzionalità) nel caso di un terremoto frequente , che tutela gli impianti e gli elementi non strutturali (come conseguenza della eccessiva deformazione della struttura) .

Lo SLU (aspetto della sicurezza) nel caso di un terremoto distruttivo (evento raro) , che fa riferimento alle strutture dell'edificio (i danni strutturali sono implicitamente controllati dai criteri di sicurezza rispetto al collasso) .

Ora si sa che le tramezze armate (Murfor 5 cm) e le tamponature armate sono opere strutturali (quest'ultime trasformano un telaio in un traliccio) .

Il modello di un edificio ingegnerizzato dovrà anche tener conto di tutti gli elementi che influenzano la risposta del sistema strutturale .

Dunque la comparsa della moderna costruzione antisismica può essere fatta coincidere con l'impiego di laterizio armato (comunque impiegato) in orizzontale nei letti di malta , in grado di rendere possibile l'instaurarsi di puntoni diagonali e di barbacani .

Il modello del laterizio armato, ed il quadro che ne deriva , non sono mai stati messi seriamente in discussione .

I numerosi punti di debolezza (per es. le aperture , la corrosione , ...) emersi sono stati , di volta in volta , *variamente adattati e corretti inserendo nuovi aspetti* .

Numerosi esperimenti condotti negli ultimi 25 anni , non hanno portato alla scoperta di nuovi meccanismi , ma hanno permesso un significativo miglioramento della loro interpretazione (in relazione agli spostamenti interpiano) .

Sfortunatamente i terremoti italiani non hanno ancora avuto modo di misurarsi con questi edifici (tramezze armate e tamponature armate) .

Il recente terremoto nella zona di Salò (Brescia) ha fornito evidenze , che scardinano l'unanime consenso sulla formazione di cerniere plastiche nell'ossatura di c.a. (adeguata duttilità in termini di curvatura - deformazioni cicliche - nelle regioni critiche) .

E' stato un terremoto di media (medio - alta) intensità , ma gli alberghi di Salò erano tutti funzionanti .

La prima significativa evidenza è che lo SLD , in quegli edifici , non c'è stato (evidenza cruciale nei riguardi della teoria della duttilità basata , finora , troppo grossolanamente sulle cerniere plastiche) .

Procedura EC8 (nuovi edifici)

Se un progettista è ridicolo nel suo mestiere , in che cosa sarà elegante ?

- BLOCCO 1/3 -

A causa della marcata aleatorietà del fenomeno sismico e delle incertezze relative al comportamento post - elastico delle strutture in campo ciclico , *le incertezze complessive*

sulla risposta risultano sostanzialmente superiori che non sotto le azioni normali .

I territori sismici devono essere suddivisi dalle autorità nazionali in zone sismiche sulla base del rischio locale .

In Italia il D. Legislativo , 31 Marzo 1998 n. 112 , reca l'attribuzione alle Regioni in materia di individuazione delle zone sismiche, formazione ed aggiornamento delle medesime zone .

Per l'EC8 , le zone sismiche caratterizzate da un valore di a_g , non maggiore di 0,10 g , sono quelle a bassa sismicità (procedure semplificate) .

Per l'EC8 il rischio sismico è descritto per mezzo di un unico parametro , cioè il valore a_g (valore di progetto dell'accelerazione del terreno *per un periodo di ritorno di riferimento*) .

Il valore di progetto dell'accelerazione del terreno , scelto dalle autorità nazionali per ogni zona sismica , corrisponde ad un periodo di ritorno di riferimento di 475 anni (quindi il valore da definire è quello che finora si credeva associato allo SLU , in realtà nelle calcolazioni è associato allo snervamento della struttura) .

Si sa (e lo sapevano anche gli estensori dell'EC8) che lo SLU è **un evento molto raro** in Italia (vedi per conferma , A. Castellani , COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA , pag. 7 , Masson , 1981) , ed è perciò sembrato irrilevante l'aspetto economico connesso con il grave danneggiamento dell'edificio , mentre si è mantenuto l'interesse primario di salvaguardare le vite umane .

Aggiungo (attendo smentita) *non è mai stato fotografato , in Italia , su edifici ingegnerizzati e costruiti in aderenza alla vecchia normativa .*

.....

Rispettando disposizioni specifiche , i requisiti fondamentali per le " semplici costruzioni in muratura " risulteranno soddisfatti senza che sia necessaria alcuna verifica analitica di sicurezza (lo potrebbe agevolmente dire pure per le semplici costruzioni in c.a. fino a tre piani fuori terra - esclusa la zona 1) .

Per limitare le conseguenze dell'evento sismico , le autorità nazionali possono specificare restrizioni per quanto riguarda l'altezza di una struttura (leggi *le anacronistiche limitazioni di altezza della muratura armata e della muratura confinata*) .

Aggiungerei per coerenza , per limitare le incertezze legate al comportamento delle strutture sottoposte all'azione sismica di progetto e per garantire un buon comportamento sotto azioni sismiche più gravose di quella di riferimento , *non potranno essere costruiti edifici in muratura tradizionale (non armata)* .

Il cottimista non riuscirà mai ad eseguire le ammorsature fra i muri intersecanti , specificate dall'EC6 (anche l'EC6 suggerisce , in alternativa , ammorsature armate - or , connectors or reinforcements extending into each wall) .

..unreinforced masonry ... is considered to offer low-dissipation capacity , and its use should be limited (EC8) .

Unreinforced masonry satisfying the provisions of the present Eurocode may not be used if the value of $a_g \cdot S$, exceeds a certain limit , $a_{g,urm}$.

The recommended value of $a_{g,urm}$ is 0,15 g . (prevede solo due piani di muratura)

Values of the behavior factor q are given :

Reinforced masonry 2,5 - 3,0

Confined masonry 2,0 - 3,0

I valori raccomandati di q sono sottolineati .

Certamente , qui c'è uno svarione sulla muratura confinata (*per la MAPIC , suggerisco almeno $q = 4$ o maggiore* , come pure per la muratura armata ad ogni corso con MURFOR , con tramezze armate - secondary seismic elements - ad ogni corso con Murfor largo 5 cm) .

Shear walls, con spessore inferiore a 240 mm , may be considered as secondary seismic elements (EC8) .

Recommended allowable numbers of storeys above ground , for "simple masonry buildings "

:

Reinforced masonry 5 storeys ($a_g \cdot S \leq 0.10 g$)

Confined masonry 5 storeys ($a_g \cdot S \leq 0.07 g$)

Lo svarione è ripetuto (non vi pare ridicolo ?) .

Trovando espresso da un testo di grande fama , un concetto che non corrisponde al nostro

pensiero , lo giudichiamo ancora maggiormente ridicolo .

"Semplici costruzioni in muratura" (anche armata , anche confinata) non sono previste per $a_g \cdot S > 0,20$ g .

.....

L'EC8 imposta tutta la sua filosofia progettuale , su questo unico parametro , su questo evento molto raro ? Forse no (un progettista dotato di perizia deve almeno dubitare che abbiamo scambiato il sicuro con il rischioso - il facile con il difficile) .

Un edificio è in grado di sopportare lo SLU una sola volta (dopo un terremoto distruttivo , potrà anche essere demolito) .

Per filosofia progettuale , intendo *l'arte di trovare le buone ragioni a ciò che si crede essere il meglio per la struttura* , anche in situazione accidentale sismica (confortati fa test in laboratorio e collaudi su edifici ingegnerizzati) .

Non può essere a danno dell'intelligenza dei progettisti .

L'analisi (misure specifiche di progettazione EC8) deve essere basata su un opportuno modello strutturale, il quale **deve poter tener conto dell'influenza delle parti non - strutturali** (è qui che comincia il ridicolo , e l'EC8 non c'entra , non è una sfumatura , è sostanza) .

Per poter sfruttare la duttilità globale in termini di spostamenti , l'edificio oltrepasserà lo snervamento . Il progetto dell'edificio deve garantire un'adeguata capacità di dissipazione di energia , senza che sia compromessa la capacità portante ("*con adeguato margine di sicurezza*") .

Si deve mettere in evidenza che la duttilità richiesta dalla progettazione sismica non comporta necessariamente deformabilità eccessiva in campo elastico . Per assicurare (per es.) duttilità alle travi in c.a. , la soluzione per eccellenza è quella di aumentare lo spessore , e non quella di aumentare le armature metalliche .

Ogni progettista sa che lo SLD è posto nelle vicinanze dello snervamento (*ma l'EC8 si accontenta di meno*) .

Il requisito alla limitazione del danneggiamento - SLD - può considerarsi soddisfatto se , **per effetto di una sollecitazione sismica caratterizzata da una maggiore probabilità di verificarsi che non l'azione sismica di progetto** , gli spostamenti relativi tra i piani sono limitati secondo quanto previsto convenzionalmente (EC8) .

Qui sicuramente comincia , senza ghiribizzi , a svelarsi la filosofia progettuale dell'EC8 .

Cioè l'EC8 non prescrive una specifica azione sismica allo SLD (per le varie zone) .

Forse saggiamente , in questa situazione , *ha scelto ciò che è preferibile* .

Mi sono assiduamente studiato di capire la filosofia dell'EC8 , *e al di là di piccoli margini interpretativi , credo che l'EC8 non sia più un enigma* .

Sfortunatamente , avevo letto (dal 1984) le vecchie versioni degli eurocodici a mano armata , bisognava difendersi ; si dovevano leggere per forza , sembravano tradire le promesse del titolo e della fama .

L'oscurità del linguaggio e delle formule sono mezzi di cui troppi professori abusano (alcuni sembrano dei prestigiatori) .

Se invece avessi ruminato al par del bove , avrei compreso prima la nascosta filosofia (è un leggero consiglio ai contrari - resteranno sedotti specialmente dalle prime proposte con i commenti a latere) .

La trovata (calibro passa non-passa) dell'EC8 , per uscire dalla difficile situazione del soddisfacimento dello SLD , è facile e ingegnosa (anche per il collaudatore) .

Valutare che l'edificio possa giungere agli spostamenti interpiano convenzionali (sufficientemente bassi) in regime elastico ; **tutto qui** (poco importa sotto quali forze orizzontali) . Se gli elementi non strutturali aiutano l'ossatura (per es. tamponamenti , tramezze , ...) gli spostamenti sono più alti (*calibro più severo*) .

(Il taglio alla base è sempre calcolato con un fattore di comportamento q pari ad 1,0 .)

Gli ingegneri hanno sempre una grande opinione di tutto ciò che viene immediatamente intuito. Anche la limitazione delle frecce elastiche nelle prove di carico sui solai , è nella stessa calibrazione .

Come vi sono altri modi per collaudare i solai , così per lo SLD si possono trovare altri calibri .

Occorre subito mettere in evidenza che gli spostamenti interpiano (salvo una sfumatura per gli elementi non strutturali - tramezze , tamponamenti , ... - e per la categoria di importanza dell'edificio) , *non sono funzione delle zone sismiche* , della tipologia della struttura , e di ogni altro parametro che concorre a definire l'azione sismica .

Vi sono altre sorprese.

a Sono pressoché coincidenti , come impostazione , con quelli della vecchia normativa (1996) , C.6.3. per le strutture in c.a.

b Il testo unico (rivedendo il valore incasellato) arriva fino all' 1 % . (calibro severo)

c Con la calibrazione adottata dall'EC8 , *deve attendersi che la limitazione degli spostamenti relativi , riguardante un'eccitazione risultante di intensità minore , fosse già presente nelle prime edizioni degli eurocodici* . L'ho trovata nel progetto di Eurocodice N. 8 , proposta (novembre 1983) elaborata con la partecipazione del Prof. A. Giuffrè - Roma.

d q_d è il fattore di comportamento degli spostamenti , assunto uguale a q a meno che non sia specificato diversamente .

e Non è questo l'unico modo per soddisfare lo SLD (usa il vocabolo "può" considerarsi soddisfatto) . Sulla base di documentazioni adeguate , si potranno specificare limiti diversi , possibilmente differenziati nelle fasi di costruzione (commento che si trova nell'edizione 1984 dell'EC8) .

f L'implicito (è uno stato limite di esercizio) riferimento alla vita nominale dell'edificio è giustificato per terremoti non eccezionali , *da sopportare in regime elastico* .

g Gli spostamenti interpiano erano già accennati nel documento GNDT (Dic.1984) - vedi tavola allegata .

In zona 1 , le rigidezze degli edifici saranno maggiori (per soddisfare gli stessi spostamenti) . Se definiva , numericamente , gli spostamenti e l'azione sismica correlata , ogni professionista sa che da quelle due grandezze veniva definita di conseguenza la rigidezza agli spostamenti (per ogni zona) .

L'Ordinanza (forse per la fretta) ed il Testo Unico (soffiandosi il naso allo stesso modo) , sono caduti nel tranello (inizialmente ci sono cascato anch'io) .

C'era già pronta una correlazione statistica (indipendente dalle zone) fra l'azione sismica con tempo di ritorno di 475 anni , e quella con tempo di ritorno di circa 50 anni , coefficiente 2,5 appunto , e hanno diviso lo spettro di risposta allo SLU , per questo valore , per ottenere quello allo SLD .

Il non aver definito lo spettro di risposta allo SLD , è sembrato ai normatori italiani , una tale assurda "finestra" , che è stata chiusa subito .

Nel modo più sbagliato possibile (la verità è sempre la correzione di un errore , quindi l'errore fa parte della verità) .

A Colombo , genio audace , occorre molto tempo per rendersi conto che aveva scoperto il nuovo mondo , per un errore di calcolo .

L'imperatore Carlo V , gran viaggiatore , capì che era iniziata l'era moderna (grazie ai mezzi ingentissimi che gli fornivano i metalli preziosi provenienti dal nuovo mondo) .

Con l'EC8 è iniziata l'era contemporanea della sismica ?

Sicuramente , penso , si è fatto un grandissimo passo nella teoria , nella fondazione scatolare , negli elementi non-strutturali , nell'impiego di armature duttili , nella bassa danneggiabilità , nelle verifiche semplici , nel collaudo .

Agli ingegneri resta l'analisi usando due modelli piani (uno per ciascuna direzione principale) , o usando modelli tridimensionali (mantenendo l'ipotesi di solai inestensibili) . Resta inoltre di tradurre questo in fascicoli di disegni di dettagli esecutivi particolarmente curati e semplici - evidenziando i dettagli essenziali .

Anche il campo del recupero è tutto da esplorare con il Criterio della gerarchia delle fessurazioni - GF - .

Quindi lo SLD è **protetto dai massimi spostamenti convenzionali** (in regime elastico) interpiano definiti dalle norme , non dall'unica azione sismica , prevista dall'EC8 , definita dallo spettro di progetto $S_d(T)$ (**svolgendo un'analisi lineare basata su uno spettro di risposta ridotto**) .

Con la calibrazione (degli spostamenti interpiano) adottata dall'EC8 , è stato chiaramente dimostrato (vedi schema allegato) che NON È NECESSARIO ALCUN SPETTRO DI RISPOSTA ALLO SLD (ma neppure l'unico spettro dell'EC8) .

Gli svelti produttori di tondini sismici hanno capito per primi (sono snervati dallo scaricare i galeoni carichi provenienti dal nuovo mondo) ; i prefabbricatori di qualità sono soddisfatti allo stato limite di danno ; ai fornaciari - come Colombo - occorre tempo per rendersi conto di avere scoperto - con poco merito - un nuovo mondo .

Anch'io , sulla via di Damasco , sono stato colpito dal fulmine , finalmente il buio dell'EC8 è stato chiarito ; chiedo pubblicamente venia a S. Paolo (Prof. Sampaolesi) , l'apostolo dell'EC8 .

Sono impiegati ora , in Italia , prefabbricati che non raggiungono in regime elastico la limitazione del movimento relativo dei piani (0,004 h - valore incasellato) ?

In MAPIC o in muratura armata che difficoltà c'è ?

L'EC8 non ha bisogno di elogi , aveva bisogno di un commentario per essere capito prima , deve continuare la ricerca nel recupero dell'esistente .

- BLOCCO 2/3 -

Definiti dalla normativa gli spostamenti che possono soddisfare (con un comportamento elastico) lo SLD , al progettista resta da progettare ora , in base a considerazioni di sismicità locale , una grandezza fondamentale , la rigidezza (dF / dx) per ognuna delle due direzioni principali .

L'EC8 però non dice che quegli spostamenti sono nelle vicinanze dello snervamento .

Il progettista (impostata la rigidezza per le due direzioni) *deve valutare gli spostamenti nelle vicinanze dello snervamento , e la relativa azione sismica* .

Saranno sicuramente (vedi schema allegato) spostamenti maggiori di quelli per i quali l'EC8 considera soddisfatto lo SLD .

In prima battuta , questi spostamenti , moltiplicati per q , saranno quelli dello SLU .

Anche gli spettri (elastico e di progetto con ordinate ridotte utilizzando il fattore q - *valutato dal progettista con una probabilità sufficientemente bassa di risultato inferiore*) delle componenti orizzontali per lo SLU , **hanno bisogno di perseguire qualche scopo , forse pure quello assai raro** .

Il requisito dello SLU *ha lo scopo di rendere consapevole il progettista che il principale obiettivo della progettazione* di edifici normali in zona sismica è il conseguimento della sicurezza rispetto al collasso .

(Le verifiche agli SLU possono venir effettuate tramite analisi dinamiche .)

L'azione sismica così determinata va confrontata con l'azione sismica che era nelle vicinanze dello snervamento F_1 .

I meccanismi attraverso i quali dovrà venire attuata la dissipazione di energia dovranno essere opportunamente scelti e controllati (criterio della gerarchia delle resistenze) .

Il collasso per flessione dovrà precedere quello per taglio (q non sarà in alcun caso adottato per calcolare l'armatura di taglio di una parete di controventamento) .

Le richieste di duttilità , sotto l'effetto di un terremoto violento - molto raro - , dovranno risultare distribuite nel maggior numero possibile di zone , evitando la concentrazione in un numero ristretto di punti .

Il rapporto fra la resistenza ultima e quella di snervamento dovrà essere opportunamente limitato .

Questa regola :

- assicura elevate duttilità locali per il caso di travi debolmente armate ,
- serve a dar luogo a zone plasticizzate adeguatamente estese ,
- serve a rendere più economica l'applicazione della gerarchia delle resistenze,
- riduce le incertezze connesse all'applicazione del criterio della gerarchia delle resistenze.

La resistenza (dal valore F_1 allo snervamento , al valore F_{max}) non cresce di molto .

Il linguaggio di cui qui ci serviamo è tale da tendere ad una ipersemplicificazione e ad una ipergeneralizzazione .

La capacità resistente dell'edificio è la resistenza mobilizzata ("resistenza residua") al termine della storia di deformazioni cicliche indotte dal terremoto violento .

Non ha significato (allo SLU - terremoto violento) una verifica dell'edificio , fatta con riferimento al massimo valore raggiunto della forza F ; questo valore è infatti sicuramente F_1 (o poco superiore) .

Per un giudizio sulle condizioni di sicurezza dell'edificio *occorre riferirsi al massimo spostamento durante il terremoto* ; il fattore q misura allora l'impegno plastico che l'edificio può offrire durante un terremoto violento .

Il fattore q non deve principalmente essere visto come un divisore dello spettro di risposta (fattore di riduzione delle forze orizzontali) , ma un moltiplicatore di F_1 che si raggiunge allo snervamento .

L'azione sismica che può sopportare l'edificio è q volte quella che si ha nelle vicinanze dello snervamento .

Per valutare con perizia il parametro q , bisogna saperlo spiegare in molti modi .

Chiamato A l'accelerazione sismica di un terremoto violento - molto raro , rispetto alla quale dovrà essere garantita la sopravvivenza della struttura , questa *deve essere progettata e costruita in modo da raggiungere lo snervamento per l'accelerazione ridotta A/q* .

Per evitare di dover compiere analisi non-lineari in fase di progetto , l'EC8 ha introdotto l'ingegnoso spettro di progetto per analisi lineare (sia per l'azione sismica nelle vicinanze dello snervamento che per gli spostamenti nelle vicinanze dello snervamento) .

La capacità di dissipare energia (oltre lo snervamento) è tenuta in conto svolgendo un'analisi lineare basata su uno spettro di risposta ridotto, detto perciò "spettro di progetto" $S_d(T)$, introducendo il coefficiente q .

Anche questo espediente capace di risolvere il soddisfacimento dello SLU , svolgendo una analisi lineare , è un asciugamano che asciuga bene .

Il progettista deve in prima battuta progettare uno snervamento elevato (in funzione di terremoti non elevati) unito ad una adeguata duttilità per far fronte a terremoti distruttivi (era sostanzialmente la filosofia della vecchia normativa - state tranquilli con l'EC8 non cambia più) .

Vorrebbero farla valere anche nel recupero dell'esistente , ma in questo difficile campo di strutture tozze e fragili , gli EC hanno fatto cilecca (non è questione di procedure semplificate , manca la teoria di substrato) .

- BLOCCO 3/3 -

Bisogna anche riconoscere come il progettista possa sopperire alla mancanza di duttilità con una elevata resistenza (tipica soluzione per strutture fragili - basse costruzioni in muratura ordinaria) , oppure come possa sopperire (soluzione difficile) ad una mancanza di resistenza con garanzie di grande duttilità , uniformemente distribuita .

La difficoltà è nel raggiungere l'azione sismica (in particolare in zona 1 e 2) di progetto , moltiplicando per q (per es. $q = 5$, oppure 6) l'azione nelle vicinanze dello snervamento. Il progettista sarà quasi sicuramente costretto a ricorrere a nuclei o pareti di controventamento (ma in queste strutture $q = 1$) .

La causa è nei *primi tentativi di DAN* (Documenti di applicazione nazionale) usciti (ordinanza e Testo Unico) .

In fatto di sicurezza la responsabilità ricade sulle autorità dei paesi membri.

Lo scopo e le finalità dell'EC8 sono :

- la salvaguardia delle vite umane ; (avrei aggiunto volentieri anche degli animali)
- contenimento dei danni ;
- il mantenimento della funzionalità delle strutture essenziali per la protezione civile.

Nell'EC8 , ad alcuni fattori di sicurezza **sono stati assegnati dei valori indicativi , che vengono identificati da "valori incasellati"** (per es. i coefficienti di importanza per gli edifici) . Per questi fattori di sicurezza , ciascun Paese rivedrà i valori incasellati , e potrà sostituire ad essi dei valori definitivi .

Nell'EC8 ho trovato la rappresentazione base dell'azione sismica , ma non troverai il valore incasellato di a_g (valore di progetto dell'accelerazione del terreno per il periodo di riferimento di 475 anni) .

Troverai il valore incasellato di 475 anni , e la "regola applicativa" in cui si enuncia che tale valore sarà *"scelto dalle autorità nazionali per ogni zona sismica"* .

Sembra tutto perfetto , ma quando c'è sbrigliatezza non si arriva alla perfezione.

Un motore di F1 va provato al banco ed in pista (mentre gira in pista , il successivo con modifiche è a banco) .

Senza questo valore non si può computare .

L'EC8 non ha incasellato ne il numero delle zone sismiche ne i relativi valori di a_g .

La teoria dell'EC8 viene gravemente **inficiata da questa grave imprudenza** (viene invalidata da valori nazionali senza senso e congruenza con l'intera teoria) .

Se avessero computato (almeno con qualche esempio) avrebbero rimediato a questa imprevidenza . Dati e tabelle erano a disposizione (vedi per es. la tabella di quattro colonne - $0.07g$, $0.10g$, $0,15g$, $0,20g$ - per le " simple masonry buildings ") ; come pure il valore di a_g sopra la quale la muratura ordinaria non può navigare .

Ora l'Europa deve rimediare a questo grave incidente , imputabile all'imprudenza dell'EC8.

Gli attuali testi dei DAN vanno cassati .

Nei DAN il **valore incasellato di 475 anni è passato , in entrambi , a 50 anni** (non hanno capito una mazza della teoria) .

Ti pare sostenibile che a Sassuolo (Modena) - zona proposta 2 , mai confermata dalla Regione - possa accadere un valore di $a_g = 0,25 g$ (tempo di ritorno 50 anni) ?

Non trascrivo le parole dei miei geometri .

Certo la filosofia era nascosta , ma un valore fondamentale della teoria di riferimento può essere sostituito da un decimo ? Poi su questo definiscono anche un inutile e ridicolo spettro di progetto per lo stato limite di danno .

Confondono lo SLD (soddisfatto da un calibro passa non-passa) con la situazione nelle vicinanze dello snervamento .

I valori incasellati di limitazione del movimento relativo dei piani non vengono riveduti e definiti , ma viene aumentato il ventaglio tra lo $0,3 \%$ e l' 1% (non hanno compreso lo scopo di questi valori fondamentali) .

A noi interessa spiegare se , come e quando **motivare un dato , ritenuto essenziale nella cornice della teoria** .

Trasparenza ed applicabilità della norma significano che ogni scelta importante , deve essere sempre palese e manifestata senza equivoci .

Questi valori mi erano ben noti dalla vecchia normativa ; la severità di quei numeri erano la mia croce sismica (mi sembravano inutili in quanto per cautelarsi rispetto al collasso vi erano

già le verifiche sulle sollecitazioni o tensioni) . Ora comprendo che la difficoltà non era la severità , ma nel fatto che *la normativa me li faceva impiegare a rovescio* (non erano un calibro , raggiunto il quale in campo elastico veniva soddisfatto lo SLD , *ma , le verifiche sugli spostamenti , servivano per verificare la stabilità degli elementi non strutturali e per limitare la danneggiabilità degli impianti* per terremoti di medio-bassa intensità) .
Era comprensibile che cercavo di impiegare i valori di massimo spostamento ; se impiegati come calibro erano i valori minimi , i più favorevoli .

Bisogna anche considerare la rarità dello SLU .

In Italia , gli edifici ingegnerizzati non hanno mai avuto la possibilità di sfruttare tutta la duttilità che potevano offrire (ci si è sempre fermati poco dopo lo snervamento) .

Ai contrari , chiedo la documentazione fotografica (errori di progettazione o di costruzione non saranno presi in considerazione) .

Il normatore (1996) aveva giustamente voluto attribuire alla verifica degli spostamenti , un ruolo decisivo nella progettazione delle strutture ; *ne risultava che la progettazione era fortemente e prevalentemente condizionata da requisiti di rigidità* .

Il calcolo degli spostamenti non era una novità , in Italia si trovavano meglio articolati nella normativa proposta dal GNDT (Dic. 1984) , come pure in altri regolamenti in campo internazionale .

Ho sempre solo considerato la situazione di forti interazioni fra l'ossatura e gli elementi non strutturali (tamponature e tramezze - il telaio nudo è un motore senza pistoni) .

Agli spostamenti , **su cui giustamente si fonda la sostanziale differenza con la filosofia delle vecchie normative** , sono dedicati 6 righe e 7 righe .

Il " .. può considerarsi soddisfatto se.. " viene tradotto con " .. dovrà essere verificato che .. " , "... potranno essere valutati " .

Sembrano navigli senza timone e senza bussola (purtroppo i nocchieri erano tanti e sembravano esperti - e per un periodo iniziale anch'io ero su quella prima nave , tenendo gli occhi aperti in attesa del crash) .

Sarò riuscito a spiegare ai prefabbricatori che il valore 0,004 h è il loro calibro ?

Se non vigileranno , gli assegneranno il calibro più gravoso dell'1 % (massimo) .

Nella elaborazione dei DAN , i prefabbricatori dormivano ? Non c'erano ? Non credo.

Hanno tanti giornali , siti internet e per pigrizia non si fanno sentire .

E' proprio impossibile , da parte degli ingegneri - non del Ministro , aprire un forum su questi calibri allo SLD ?

Puoi continuare , per opportunità verso i colleghi (anch'io ho fatto le mie cappelle) mi fermo qui in attesa della cassazione (e del commentario europeo) .

Ho contestato e scritto in passato contro l'EC8 , non mi ero accorto che la causa era dei DAN .

Quello che ho scritto contro l'EC8 non lo riniego ; specifico che deve essere inteso contro i DAN .

Se il Prof. Sampaolesi avesse accennato almeno al calibro SLD ,

Propongo ai colleghi , che i valori incasellati per gli spostamenti interpiano siano definiti dal Prof. Sampaolesi (per la mia esperienza , vanno bene quelli incasellati) .

Aggiungo che nel recupero dell'esistente - fragile e NRT - la teoria sopra esposta non è verificabile in cantiere - ho comunque disponibile un piccolo lumaticino , il Criterio della gerarchia delle fessurazioni - GF - .

A tutti i miei colleghi , auguro di cogliere l'opportunità , in ogni situazione (anche avversa) .

Per la muratura ordinaria (strutture tozze con ammorsature non ingegnerizzate fra muri intersecanti , materiale NRT) sono ben diverse le concrete possibilità di condurre a termine (con ragionevole attendibilità) le verifiche allo SLD e SLU .

Amo il laterizio , lo uso armato o confinato .

Fallimento NRT e soluzione capovolta

Il fallimento della muratura ordinaria (non armata - non resistente a trazione NRT) è spesso interpretato non semplicemente come il fallimento di un particolare sistema costruttivo , ma come l'impossibilità di miglioramenti pianificati ('progettuali') di qualsiasi genere .

Il laterizio NRT , allo scopo di soddisfare i nuovi bisogni di isolamento termico ed acustico , viene ulteriormente alleggerito , esacerbando questo fattore di debolezza strutturale .

Pur avendo in passato costruito meraviglie, è un'idea costruttiva che storicamente (ora) si è rivelata sbagliata , quando recentemente è stata sostituita dalle facili murature armate (sistema dirompente e scardinante - che non ammette rivali) .

Immaginiamo di riuscire a prendere quanto è stato scritto (nelle varie lingue ed ancora valido), fino qui sulla Tecnica delle Costruzioni e di aggiungere quanto viene scritto quotidianamente oggi , e di costituire un archivio che progressivamente si espande .

Si può pensare che di pari passo andrà diminuendo la possibilità di scrivere qualcosa di originale .

Naturalmente l'esperimento è irrealizzabile .

La questione assume però tratti decisamente intriganti .

Siamo di fronte ad un modo del tutto inedito (rapidità di diffusione) di rapportarsi alla conoscenza , anche in questo campo .

La rivoluzione digitale avrà in prospettiva e nelle varie lingue , un grande impatto sulla cultura tecnica (attributo dell'accessibilità) .

Per essere un innovatore , il tecnico disporrà di maggiori informazioni (necessarie e sufficienti) a partire da una visione d'insieme .

L'intuizione è un concetto appartenente ad una sfera che in generale separiamo dall'elemento logico .

L'intuizione è l'afferrare immediato senza riflessione ; nella tecnica equivale ad un progetto geniale .

Solo quando a un progettista gli riescono spesso progetti geniali , egli diventa ai nostri occhi un progettista geniale .

Questi avvengono in modo deduttivo a partire da *una visione d'insieme , che ha l'attributo di una sempre maggiore estensione .*

Questo attributo è qualcosa di indeterminato (un tecnico ha sempre la possibilità di scrivere qualcosa di originale e svelare nuovi segreti ; *l'ignoto è accessibile all'uomo*) .

Quando un'arte (costruzioni in muratura) si esprime in una natura monocroma e per mezzo di nessi di un semplice parallelepipedo , è *facile capire quali e quante possibilità di nuovi impieghi possono ancora rimanere dopo tanti secoli* .

Ma nella muratura ordinaria (non armata) cosa può essere rimasto di non tentato e non risolto ?

Anche i più aggiornati studi sulle costruzioni esistenti in muratura (non armata) si basano sull'ipotesi fondamentale della non resistenza a trazione - NRT - del materiale.

Finora i risultati delle ricerche sulle strutture murarie tradizionali , in situazione sismica , sono stati elaborati partendo da una analisi del fenomeno nei termini che la Scienza delle Costruzioni ha perfezionato per le strutture descrivibili come materiale elastico .

Hanno poi cercato di adattare i risultati ottenuti al recupero del patrimonio edilizio esistente , *senza riuscire ad elaborare una plausibile teoria generale sui diversi meccanismi di funzionamento , derivanti dall'utilizzo di questo materiale NRT* .

Nei solidi NRT la diffusione degli sforzi all'interno della sezione muraria , avviene per una pluralità di percorsi difficilmente descrivibile ; è come un articolato e discontinuo percorso di carichi da un concio all'altro , secondo la casuale variabilità dei contatti (nessun concio è uguale all'altro) .

La struttura e la resistenza del vecchio muro può essere definita come costituita da un arco-catena pluriconnesso di conci resistenti .

Le vecchie murature di grosso spessore , *hanno sempre mostrato la loro maggiore debolezza per le azioni che le sollecitano ortogonalmente al loro piano .*

Ciò ha indotto i costruttori di cattedrali a spostare l'attenzione sulla qualità della costruzione in modo che il sistema dei carichi *segua un percorso ordinato e privo di contatti precari sdruciolosi .*

E' nell'abilità del taglio delle pietre , la formula di assemblaggio quasi a secco , poiché il corretto percorso delle sollecitazioni, che percorrono la struttura , è diretto e garantito dalla complanarità esistente fra le facce dei conci attigui .

Diversamente le vecchie murature di grosso spessore sono incentrate sul rilevante impiego del legante (come principale elemento di coesione fra le due cortine murarie esterne) che contengono la massa di pezzame misto disposto all'interno .

Perciò un progetto geniale , può sempre rivelarsi sbagliato nello svolgimento ulteriore (la visione d'insieme è mutata) .

Al progettista inoltre manca il tempo per garantirlo completamente dal punto di vista logico ; dubito tuttavia che esista un progetto geniale completamente sganciato dalla sfera logica.

Ma da un equivoco - aver definito un conflitto scientifico quello che è un conflitto statistico -- va subito sgombrato il terreno della progettazione (e della normativa) .

SCATOLARITA' PESANTE e STRATIFICATA

Nella rapida e discontinua evoluzione , che le costruzioni hanno subito , dopo l'abbandono delle strutture a carciofo , vanno rimarcati i comportamenti più complessi delle nuove soluzioni strutturali .

Anche le costruzioni sono soggette a processi di trasformazione e differenziazione .

Con l'impiego dei solai inestensibili nel loro piano è nata una nuova concezione strutturale , permettendo di realizzare opere con livelli definiti di sicurezza (affidabilità assai elevata) .

La resistenza a trazione dei cordoli di piano non è più un dato aleatorio , ma certo per osservazione sperimentale .

La scatolarità dell'opera si basa sul comportamento del solaio come inestensibile nel proprio piano .

Le difficoltà operative sono ridotte , e possono essere controllate dal collaudatore con gli **SIRC** (spostamenti interpiano rilevati a collaudo) .

In sismica le forze orizzontali convenzionali possono essere concentrate dal progettista alla quota di solaio .

La scatolarità inoltre ha colmato una carenza di concezione strutturale .

L'area delle incertezze e delle variabili poco controllabili è aumentata da una carenza di concezione strutturale , aumentando così la probabilità che sia superato lo SLD (lo SLU è esteso alla globalità dei fenomeni) .

In una struttura scatolare è consentito individuare un meccanismo resistente , in cui la cellula elementare di deformazione consiste nell'interpiano .

Occorre aggiungere che resta sempre un meccanismo tridimensionale , in cui *il criterio della ripartizione e diffusione dei carichi* , ed *il criterio delle zone collaboranti* giocano un ruolo fondamentale .

Questi criteri hanno ricevuto le necessarie e sufficienti conferme sperimentali .

La scatolarità è stata poi (EC8) impiegata nelle opere di fondazione (vedi i vantaggi in altre pagine) .

E' una scatolarità articolata in modo diverso da quella dei piani superiori .

Anche nei piani superiori la scatolarità può essere diversa da piano a piano (scatolarità stratificata ad ogni piano) .

Il peso delle strutture , così stratificate , ha una caratteristica singolare che ogni progettista ben conosce .

I terremoti italiani , anche violenti , non riescono mai ad annullare la componente verticale della forza peso (anche in una costruzione in c.a. modernamente tamponata) .

La componente verticale (come nel precompresso) migliora la resistenza a taglio provocato dalle forze orizzontali .

L'indagine sperimentale sulle strutture , può essere indirizzata a definire il comportamento delle strutture stesse e fornire quindi indicazioni progettistiche in casi di particolare complessità o nell'impiego di due tecnologie diverse.

Sfortunatamente , **la componente peso proprio , non ci permette di sperimentare su modelli in scala ridotta .**

I computer permettono una trattazione numerica anche di grande difficoltà , *solo se una indagine sperimentale ha individuato il modello .*

La validità di un modello numerico (estensibile a classi di problemi affini) riceve sempre la sua validità da osservazioni sperimentali (al collaudo) .

L'indagine sperimentale può servire ampiamente a risolvere problemi di progettazione , la cui formulazione escluda una trattazione numerica .

In questi casi (e accade spesso) il risultati sperimentali , opportunamente interpretati dal progettista , possono fornire direttamente indicazioni per la progettazione (*design by testing*) .

Gli Eurocodici sono orientati in questa direzione .

La sperimentazione rimane poi insostituibile in sede di collaudo .

Nello stesso ambito di indagini sperimentali si collocano abitualmente le indagini per il recupero del patrimonio edilizio esistente .

La consapevolezza di questi limiti , ha permesso la **costruzione di moderni laboratori per operare in scala reale .**

In questi laboratori potremo finalmente misurare i SIRC .

Sono questi che porteranno all'evoluzione delle conoscenze , e ad una sistematicità nuova delle teorie nei confronti della sicurezza stessa .

Calcolo ed esperienza , saranno sempre destinati a completarsi a vicenda , in quanto **non costituiscono per l'ingegnere due mezzi distinti** , che gli sono offerti per studiare una grande struttura (o per l'impiego di tecnologie diverse) .

La concezione scatolare ha poi dato luogo al Criterio della Gerarchia delle fessurazioni - GF - . Questo criterio torna utile anche nel consolidamento delle vecchie costruzioni (anche monumentali) a carciofo .

Sfortunatamente in queste costruzioni , gli orizzontamenti non sono quasi mai alla stessa quota , e occorre intimamente collegarli (piolatura) ad una cappa inestensibile , ancorata con resine (o boiaccia) ai muri perimetrali del vano .

Più semplice spesso appare il consolidamento delle intersezioni dei muri .

La funzionalità delle ammorsature è direttamente osservabile e può essere valutata senza difficoltà .

Nei vecchi muri a doppio paramento (o a sacco) è sempre necessario intervenire sulle due facce .

I cedimenti differenziali delle fondazioni possono essere facilmente tamponati con le tecniche di cui oggi disponiamo .

Con il criterio della corretta scolarità , è più difficile il caso di errori grossolani (di esecuzione o di progettazione) .

Si sa inoltre che in una struttura scatolare stratificata , **non possono svilupparsi forti momenti flettenti , e sulle fondazioni non sono scaricati momenti flettenti forti .**

Anche una struttura (tridimensionale) in c.a. modernamente tamponata (CAMT) , dal punto di vista statico , può essere considerata una struttura scatolare a traliccio tridimensionale .

La tamponatura non è portante , ma dal punto di vista statico , si comporta come una struttura MAPIC (c.a. vestito) .

I momenti flettenti sono irrilevanti , in quanto con il puntone diagonale di tamponatura armata , *si instaura un arco a tre cerniere* .

In una struttura scatolare stratificata , non è possibile in genere determinare rigorosamente la distribuzione delle sollecitazioni (non vale l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane) .

In MAPIC si può impiegare il **criterio della scissione delle strutture in sistemi parziali** di piano e di archi a tre cerniere , senza perdita di forma .

Nella MA vale il **criterio della ripartizione e diffusione dei carichi** , ed il **criterio delle zone collaboranti** (come in una trave HEA in acciaio dove le zone tese e compresse sono concentrate nelle ali) .

Al moderno progettista non interessa più descrivere (in modo più o meno approssimato) la variazione delle sollecitazioni , gli bastano i SIRC .

Il linguaggio simbolico (per es. MAPIC , SIRC , ...) è collegato ad una interpretazione diretta dei fenomeni fisici .

Se usati consapevolmente in riferimento alla complessità della costruzione , rappresentano un mezzo insostituibile di ragionamento e riflessione .

Confrontandosi con la realtà del cantiere , si sviluppa quell'intuito ed inventiva , che sono alla base di ogni capacità progettuale .

Cogliere i comportamenti salienti delle costruzioni , **con metodi approssimati** (sono una possibile alternativa al rigore , quando non sono descrivibili analiticamente) si è sul sentiero di sviluppo ed indirizzano i dettagli essenziali costruttivi .

La validità delle teorie , trova conferma nell'esecuzione accurata del dettaglio costruttivo .

Ogni tecnologia totalizza tutto il sapere della propria epoca ed esprime con ciò una cultura tecnologica .

Quest'ultima offre , nel medesimo tempo , agli studiosi strumenti teorici per il suo sviluppo .

Occorrono inoltre sempre nuovi laboratori per osservazioni sperimentali .

Le norme tecniche invece vivono di vita parassitaria rispetto alle tecnologie e la loro funzione si esplica interamente nella effettualità pratica della sicurezza (norme prestazionali) .

Di fronte alla carenza di teoria , nelle NTC 2005 *si è schematizzato in modo tale da non essere più in grado di comprendere* , la novità della muratura armata o della muratura confinata in situazione accidentale sismica .

Inoltre le discipline ausiliarie e le mediazioni operanti in altri campi , non possono più essere ignorate .

Compito del progettista geniale , quindi è di recuperare tutte quelle zone di indagine , che la normativa tecnica finora ha ignorato o lasciato cadere (per es . Design by testing) .

Il compito di una ricerca (anche questa) per contro è di essere incompiuta , aperta .

CONFEZIONAMENTO del progetto esecutivo

In zona 3 (bassa sismicità) non è richiesto alcun adempimento amministrativo aggiuntivo ai fini dell'inizio dei lavori (deposito del progetto o autorizzazione preventiva) .

In zona 2 (nessun Comune è classificato in zona 1 in Emilia Romagna) l'Amministrazione pretende ancora di effettuare controlli e verifiche non dovuti , di esprimere pareri e dare autorizzazioni non richiesti .

Nell'era del sovrano transnazionale , queste pastoie burocratiche ed i paternalistici sistemi di tutela non hanno fondamento giuridico e sono una aperta violazione dei trattati dell'Europa .

Deve essere risolto il nodo della loro reale o presunta giuridicità .

L'armonizzazione delle normative tecniche nazionali (standard tecnologici validi in tutti gli

Stati membri) è l'obiettivo da raggiungere per l'effettiva realizzazione del mercato comune (delle merci e dei servizi) .

I controlli delle opere nelle zone sismiche non hanno legittimazione giuridica nella pericolosità di una costruzione per la sicurezza pubblica , la cui responsabilità è esclusivamente ed unicamente attribuita (anche con i controlli) al professionista che è intervenuto .

Questi anacronistici (non conformi allo spirito dei tempi) controlli sono sciolti da ogni freno , e non sono pochi i casi in cui l'amministrazione non rispetta i limiti e le forme che segnano i confini estremi di poteri discrezionali .

Le opere di rilevante interesse pubblico sono soggette ad *autorizzazione* .

Fuori dai casi di trascurabile importanza , le opere (zona 2) **sono sottoposte a controllo con il metodo del campione** (estrazione casuale con l'utilizzo di un programma di calcolo ; 1 % di pratiche) .

Il nucleo di valutazione è composto da almeno due tecnici , uno dei quali con laurea attinente alle materie di Scienza e Tecnica delle Costruzioni .

Non devono seguire , da parte dei Comuni , controlli (in corso d'opera e di conformità sismica a lavori ultimati) che restano comunque nella responsabilità delle figure tecniche incaricate dal Committente .

Il contenuto , ed i requisiti di completezza degli elaborati progettuali da depositare , e determinato dalle Regioni (art. 93 DPR N. 380/2001) **per ciascun tipo di intervento** .

L'art 93 è una norma di tipo regolamentare e recepisce in sostanza la norma previgente .

Il comma 3 , nella seconda parte , stabilisce che cosa in ogni caso il progetto deve contenere ; mentre , nella prima parte , introducendo una nuova norma nell'ordinamento , stabilisce che sarà la Regione a determinare il contenuto minimo del progetto .

Un tecnologia dotata di tali possibilità (ricchezza) , rivolta verso il futuro , che l'intuizione del progettista deve concretizzare in un progetto esecutivo , non può essere prescritta e deformata in un arido elenco (art. 93) .

Le costruzioni , nelle varie regioni sono così concrete , che qualunque tecnologia vi si applica , è come un raggio di luce che cada su cristalli diversi , assumerà aspetti diversi (il tufo nel Lazio , il laterizio in Emilia ,) .

Occorre dare il dovuto peso , considerando la differenza fra un intervento di un restauro conservativo ed una nuova grande costruzione prefabbricata (in serie) .

Non ci aspettiamo pere dai meli , ne mele dai peri .

Il risultato di apprezzamenti meramente tecnici , non costituiscono altro che indicazioni particolareggiate , che per le variabili forme della sostanza , e per la caotica materia sismica , e per i continui e rinnovati sviluppi cui la materia è soggetta , **si sottraggono alla possibilità di una anticipata specificazione da parte della legge** .

In siffatte condizioni , *controllo solo del progetto e non del Collaudo* con prove dinamiche , è preclusa al progettista (circostanza gravissima) la progettazione caldeggiata dagli Eurocodici (Design by testings) .

Il più moderno Cap. 10 delle NTC è dedicato alla redazione del progetto esecutivo .

Sfortunatamente non è correlato a ciascun tipo di intervento , ed è sostanzialmente riferito a grandi opere di ingegneria .

Lo scrivere che " il progettista deve effettuare una valutazione complessiva circa l'affidabilità dei risultati ottenuti " non c'è nemmeno bisogno di dirlo .

L'affidabilità è un concetto implicito nel verbo progettare , e quindi non dobbiamo darcene troppo pensiero .

L'ottimizzazione della sequenza Progetto - Costruzione - Collaudo non trova motivazioni in un contesto prescrittivo e di controllo (?) del solo progetto .

In sismica inoltre è ammesso (B 1 norme 1996) di operare al di fuori della norma , e

conseguentemente al di fuori del suo ombrello legale per il soddisfacimento dei requisiti fondamentali (SLU e SLD) , senza specificare il modo con il quale tali obiettivi possono essere conseguiti (NTC - Parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici) .

Bassa sismicità

E' un concetto che si trovava già nella vecchia normativa (S=6) e viene confermato e meglio specificato nella nuova (zona 3 e zona 4) .

In questi Comuni non è prescritto il deposito del progetto esecutivo (atti progettuali) .

Questo concetto interessa a tutti per motivi differenti , tranne che ai Comuni probabilmente .

Il Consiglio Superiore dei LL.PP. (in seguito Consiglio) aveva già espresso un Parere sul D.M. 14 Set. 2005 , pubblicato in sintesi con le norme stesse .

Nelle NTC , in un unico elaborato , sono state raccolte le norme che disciplineranno *la progettazione , l'esecuzione ed il collaudo* .

Le norme sono improntate a garantire (fin troppo) **l'incolumità dell'individuo attraverso stabili livelli di sicurezza e ben definite prestazioni delle strutture** .

Successivamente il Consiglio , **con Parere 13 Dic. 2005 , n. 264 , Applicazione del D.M. 14.9.2005** , è ritornato sull'argomento .

Come già evidenziato con voto n. 234 del 16.11.2005 della Sezione , *gli ambiti territoriali attualmente classificati come "Zona 4" , sono da considerare , unitamente alla "Zona 3" , zone a " bassa sismicità "* .

Si osserva inoltre che , in particolare per la "Zona 4" , al di là delle verifiche formali , è **sufficiente adottare cautele costruttive idonee a garantire la necessaria robustezza strutturale** .

E per gli aspetti di dettaglio , il Progettista potrà fare utile riferimento alla Circolare n. 65 del 10 Apr. 1997 .

Ringrazio il Consiglio Superiore dei LL.PP. che mi invita a giustificare ed approfondire una tesi , che ho lasciata cadere come fosse scontata .

Questo parere , nella realtà ha suscitato numerose reazioni , molte delle quali anche fortemente critiche .

Tenendo conto anche di queste reazioni , ritengo molto utile un chiarimento su questa materia e sulle procedure semplificate .

Ogni collaudatore ha scritto tante volte una frase simile alla seguente.

I lavori sono stati eseguiti applicando la miglior tecnica , idonea mano d'opera , e materiali di ottima qualità , in modo che la costruzione risulti completa e finita a regola d'arte , e idonea all'uso per cui è destinata .

Il Collaudatore , nell'ambito delle sue responsabilità e discrezionalità , effettuerà gli accertamenti e osservazioni sperimentali , utili per formarsi il convincimento della sicurezza e delle prestazioni dell'opera .

E ciò anche nei casi , sempre più frequenti con l'impiego contemporaneo di più tecnologie , in cui il modello strutturale dell'impostazione generale della progettazione , sia carente o incerto (o mancante) .

L'indagine sperimentale (in particolare sulla costruzione completa) può ampiamente servire a risolvere particolari problemi di modellazione (calcolo e progettazione) , la cui formulazione escluda di per sé il ricorso ad una trattazione analitica (e conseguentemente numerica) .

La mia tesi è che , con l'impiego della muratura armata o confinata MAPIC in bassa sismicità , **non esiste alcuna necessità di dimostrare** da parte del progettista , **il soddisfacimento dello**

SLD .

Lo SLU non può accadere in bassa sismicità (terremoto distruttivo) .

Lo SLD tutela gli impianti ed il contenuto dell'edificio .

Inoltre io penso che il pensiero critico sia poco efficace - a parte in certe condizioni - per contrastare e contenere la diffusione delle credenze in questa materia (i fornaciai credono ancora nella muratura non armata) .

Non c'è possibilità , in queste poche righe , di approfondire la mia posizione e , allo stesso tempo , fornire indicazioni su dove trovare dati ed osservazioni sperimentali riguardanti i danni subiti da queste tipologie costruttive in zone a bassa sismicità .

Quali sono i punti fermi stabiliti dagli studi empirici sulle basi della sismica ?

0 Le teorie , per la difesa dai terremoti , non è ancora una scienza organica .

Lo spettro di risposta proposto , ed i valori numerici introdotti dalla normativa , rendono le azioni sismiche , **inapplicabili** a casi concreti

Chi non ha computato , non ha frequentato il cantiere , non scrive micca con semplicità , ma tutto all'opposto .

La sperimentazione rimane ancora insostituibile .

1 La sperimentazione rimane poi **insostituibile in sede di collaudo dell'edificio completo** .

2 Le vecchie strutture a carciofo , non hanno alcuna possibilità di dare una risposta sufficientemente probativa ed esauriente , anche in zone a bassa sismicità .

Le fondazioni non adeguate , quando non ne hanno già causato il collasso , hanno provocato cedimenti differenziali notevoli (e conseguenti estese fessurazioni) .

3 Non esiste , per debolezza delle ammorsature nelle intersezioni dei muri , **la scatolarità tridimensionale , con la flangia collaborante** nella muratura non armata , con buona pace dei produttori di laterizio .

Tutte le pagine che la normativa riserva alla muratura non armata , sono un autoinganno delle osservazioni sperimentali sismiche .

La muratura non armata non può essere impiegata anche in zone a bassa sismicità .

4 La fondazione scatolare elimina (o comunque contrasta efficacemente) i cedimenti differenziali .

5 Con la muratura armata o con la MAPIC è soddisfatto automaticamente ed intenzionalmente il Criterio della Gerarchia delle fessurazioni - G-F- .

6 Le tramezze sono particolari costruttivi strutturali (alle forze orizzontali) , troppo azzardati e troppo delicati per poter efficacemente resistere nel tempo senza fessurazioni .

Le moderne tramezze sono armate (corretto impiego strutturale dei forati di laterizio) .

7 Le tamponature sono armate , comunque (corretto impiego strutturale dei forati di laterizio) .

8 Le zone critiche fessurative , in una costruzione in c.a. devono essere previste solo nelle tamponature e nelle divisorie interne (non nella struttura in c.a.) .

9 La duttilità in termini di spostamento interpiano , è favorita da elementi duttili reagenti estensionalmente (puntoni e barbacani nella tamponatura) , nonché dall'impiego di laterizio di qualità (basso modulo E) .

10 Nel recupero delle vecchie costruzioni , la perizia del progettista trova un valido aiuto nel Criterio della Gerarchia delle fessurazioni (più che nel calcolo , mancando i disegni esecutivi o le tecniche impiegate) .

Il progettista cerca di raggiungere la scatolarità e la duttilità .

11 **I dettagli esecutivi della vecchia normativa restano validi** (vedi Parere del Cons. LL.PP.) ; la nuova normativa non fornisce indicazioni dirette sul progetto esecutivo (nemmeno l'armatura minima dei cordoli e degli incatenamenti nella cappa del solaio) .

12

Conclusioni

In bassa sismicità , è sufficiente adottare cautele costruttive idonee a garantire la necessaria robustezza strutturale .

Ovviamente le costruzioni in zona sismica a bassa sismicità sono numericamente preponderanti rispetto a quelle in zona 1 e zona 2 , e la tecnologia ha sofferto e soffre tuttora molto di *una grave ed irresponsabile disinformazione* alimentata da teorie sismiche non provate , che hanno trovato grande risonanza sui testi universitari e le stesse normative .

Non ho mai avuto la presunzione o la determinazione di voler imporre al lettore (al progettista esecutivo) un concetto o una posizione preconstituita .

CONTENIMENTO delle spese software

Sfortunatamente l'ingenuo Cap. 10 delle NTC , Norme per la redazione dei progetti esecutivi , è un bandiera sbiadita senza vento ; il progetto , a mio avviso , *deriva dall'associazione armonica di arte , scienza ed esperienza* .

Le presenti norme invece vogliono definire i livelli di sicurezza e di prestazione con riferimento ad un modello (anche con l'impiego di due diverse tecnologie) , *definito come quel modello matematico che correla azione con effetto dell'azione* .

Il controllo sperimentale delle strutture e l'indagine sperimentale , che può servire ampiamente a risolvere certi problemi di calcolo e progettazione , è orgogliosamente bandita . I problemi sono molti e le cose accadute in questi primi mesi (Apr. 2006) di applicazione delle nuove normative (NTC , Ordinanza , Eurocodici ,) denunciano la necessità di una forte correzione di tiro .

Da entrambe le normative (NTC , Ordinanza) , emanate dai contendenti , si sono date scelte pessime , ed è augurabile che questa trasversabilità patteggiata pareggi il conto in modo che **non ne debba soffrire la relazione finale della Commissione di Monitoraggio , destinata ad influenzare la tecnologia del prossimo ventennio** .

Il fatto più negativo è però un altro , anch'esso dipendente dalla connotazione piccocentrica di questa teoria .

Lo spettro di risposta è ancorato (inspiegabilmente per uno studente , ma anche per il progettista esperto) a valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (ag) .

Le norme progettuali e costruttive da applicare , pertanto , sono inapplicabili anche nel caso di un alto valore di q (*non esiste obbligo di fare ciò che è impossibile*) .

La scelta del valore da attribuire al fattore q , per quel determinato progetto , e la stessa valutazione dell'applicabilità di tale criterio di progetto , costituiscono evidentemente un problema progettuale molto delicato (mancano ancora una raccolta di osservazioni sperimentali sugli spostamenti interpiano) .

Ora possiamo solo valutare l'ordine di grandezza , in particolare nella muratura armata e nella MAPIC .

Con queste tipologie sono ben conosciute le regioni particolarmente critiche , di ogni elemento strutturale , ed è disponibile una duttilità locale abbondante (e di tipo estensionale) .

Una norma prestazionale , non richiede una valutazione esplicita della duttilità ; i diversi livelli di duttilità q forniti non hanno sufficienti osservazioni sperimentali (vedi alta e bassa duttilità) .

Lo spettro di risposta che ne risulta , sottoposto a giudizio di esperti (non coinvolti nella

formulazione dello spettro) **viene cassato** (i progettista non vogliono più averlo fra i piedi) . Più concretamente , ai progettisti interessa il sapersi difendere dai terremoti ; **la valutazione di ag** , anche rilevate con metodologie recenti e convenzionalmente accettate a livello internazionale , **è per il progettista una questione di buon senso e di equilibrio** (capacità professionale in situazioni accidentali , comunque ben note in Italia) .

Nelle norme l'esclusività della scelta delle forze convenzionali orizzontali da impiegare nel progetto e nelle mani di ignoti (manipolo che ha redatto un convenzionale spettro di risposta inapplicabile) .

Non si può ribadire , come fatto nei recenti convegni , che queste normative sono capaci di coniugare il buono delle vecchie norme e le più avanzate teorie .

I progettisti sapevano già difendersi dai terremoti , anche con le vecchie norme .

Il progettista fa un progetto , e sceglie il sistema di forze convenzionali a partire dalle sue posizioni (dalla sua esperienza) .

In regime di mercato c'è concorrenza , ed il risultato sarà un progetto equilibrato e collaudabile sperimentalmente .

Al progettista serve solo l'indicazione di PGA , lo spettro di risposta , una norma prestazionale , non ha bisogno di dirlo .

Avendolo fatto , la comunità dei progettisti non è tutta contenta .

E' saltato il misuratore universale della oggettività presunta , che in sismica era lo spettro di risposta (non lo era neanche prima) , ma adesso il mito non può più essere invocato da nessuno .

Per cui ciascun progettista fa le proprie valutazioni , partendo dalla PGA , secondo il suo criterio (sceglie sempre la meno peggiore) .

Con questo spettro il software diventa un disorientamento continuo , e viene eliminata , al progettista , ogni informazione circa la storia della risposta dinamica di breve durata .

Non si può accettare che lo stato finale della struttura sia sostanzialmente condizionato dal valore massimo di una sola grandezza .

Ciò che avviene di fatto , è che , non solo il valore massimo , ma anche il numero di volte (inferiori) ha importante influenza sul danneggiamento della struttura .

Il progettista sa che lo stato limite più importante è lo SLD , sa quanto essenziale sia la duttilità , lo smorzamento ed i dettagli costruttivi .

E' lo SLD (collegato ad un comportamento elastico della struttura) quello che può essere osservato sperimentalmente dal Collaudatore .

Come collaudatore , mi sono sempre rifiutato di revisionare la relazione di calcolo (studente non ti scandalizzare) .

Un calcolatore esperto , basa la sua osservazione , solo su osservazioni sperimentali sull'intero manufatto (conosce l'intensità sismica della zona , osservando i danneggiamenti nelle strutture a carciofo , poste nelle vicinanze) e stima che in t anni non si verificherà un evento maggiore di

Ho osservato varie zone dopo i terremoti italiani , **sono quelle le pagine su cui studiare** (le strutture a carciofo crollate o seriamente danneggiate , *non fanno scienza sismica* , ma danno indicazioni soltanto sull'intensità del terremoto) .

La protezione rispetto allo SLD , non deriva tanto da una analisi costi - benefici , quanto dalla concezione strutturale , dalla fondazione scatolare , e dalla corretta esecuzione dei dettagli essenziali (lo SLU , salvaguardia di vite umane , per le nuove costruzioni può accadere solo in Zona 1) .

Il livello di protezione effettivamente offerto dalla costruzione , **deve essere misurato in sede di collaudo con osservazioni sperimentali** .

Inoltre un esperto collaudatore sa distinguere strutture semplici e regolari , delle quali una convalidata esperienza garantisce il buon comportamento durante un evento sismico .

Torniamo al titolo.

I progettisti parlano di tecnologia , vivono di tecnologia , ed è giusto che per primi provino le

novità che la tecnologia mette loro a disposizione .

Oggi , un progettista che smette per quattro anni di aggiornarsi , perde metà del suo sapere (a un progettista di formula 1 basta un anno e mezzo) .

E poi oggi è cambiato molto sotto i cieli europei (Eurocodici) ed italiani .

I software di una ossatura in c.a. , tamponata naturalmente e con divisorie interne , la trattano facendo astrazione dalle tamponature e divisorie interne , come fosse un telaio (i pesi del laterizio almeno figurano) .

Ma la tamponatura (altra tecnologia essenziale , altrimenti siamo in presenza di piano debole) **lo trasforma in traliccio** (con variazione sia della capacità di opporsi a deformazioni elastiche - rigidità allo spostamento laterale - , sia la possibilità di subire deformazioni permanenti - duttilità -) .

Inoltre le zone critiche dissipative - cerniere plastiche - sono poste , da questi progettisti , nell'ossatura in c.a. (distinguendo anche una classe di duttilità A e B) **e non nella tamponatura** .

Un edificio in c.a. , destinato a civile abitazione , è sicuramente tamponato (nel rispetto dei requisiti acustici passivi , e dei fattori termotecnici) .

Quella di falsare la posizione delle zone critiche - dissipative - è **una vera disinformazione** proposta da una massa di coglioni (un geometra mi informa che la somma di più piani deboli senza tamponatura , è un c.a. svestito , trasformando in telaio quello che era un traliccio) .

Nei tralicci le zone dissipative sono sempre nelle diagonali .

Caro studente , **fatti mostrare fotografie di cerniere plastiche** , dovute a terremoti italiani in un edificio esistente , progettato e realizzato in aderenza alla vecchia normativa (io sto sempre aspettando) .

Anche la valutazione degli spostamenti interpiano (trascurando la tamponatura) ne esce in modo deformato , al punto che alcuni progettisti valuteranno che il progetto non soddisfi lo SLD , anche quando osservazioni sperimentali ne confermano il soddisfacimento .

(Quanto più la struttura è deformabile , tanto più sarà penalizzato il soddisfacimento dello SLD) .

I software sulla muratura armata (oppure MAPIC) sono quasi contumaci .

Le associazioni di categoria si oppongono ancora alla messa al bando della muratura tradizionale non armata , anche in doppio strato .

Per salvarsi dalla loro ignavia , hanno optato per una “ liaison dangereuse “ con chi ha omesso la muratura confinata dalla normativa proposta dalla Protezione civile .

Altri esempi di tutto questo andazzo sono tanti (ho davanti a me una pila di libri , parlano ancora di deformate del telaio , e di riduzione delle rigidità flessionali delle membrature collegata alla fessurazione) .

Dovrebbero avere un pò di vergogna , a disinformare su cose mai fotografate .

I software sulle strutture tamponate , sulla muratura armata semplicemente in orizzontale nei letti di malta , sulla muratura confinata MAPIC (c.a. vestito) , sono oggi una utopia di qualche tecnico che cerca un pizzico di verità in questa baraonda .

Io cerco di farlo , come cerchi di farlo tu , attraverso salti mortali .

In un certo senso stupisce , lo stupore dei progettisti che abbandonano la vecchia normativa , quasi considerando normale , per la definizione degli spostamenti di progetto , l'analisi modale associata ad un fantomatico spettro di progetto , applicata ad *un modello di telaio tridimensionale dell'edificio* .

Se credi che questi spostamenti siano “le prestazioni attese al collaudo” dell'edificio completo (di tramezze armate) , allora il più grande miracolo è la credenza umana a questi tipi di miracolo .

Non basta questo brano a correggere l'anima di una normativa che ha virato verso la disinformazione .

CALCOLAZIONI ESEGUITE

Oggi sappiamo bene che i saperi tenuti in palmo di mano sono la medicina e l'ingegneria , perché è grazie ad essi che possiamo sperare di una vita più lunga , più sicura , e di poter usare strumenti ed abitazioni comodi e tecnologicamente avanzati.

Però , c'è un però .

Se il politico ci deve spiegare i dettagli dell'ingegneria sismica , allora una piccola obiezione di coscienza ce la permettiamo anche noi poveri ingegneri di campagna .

Ve la immaginate una legge che recita :

“ .. il contenuto minimo della cartella clinica è determinato dal competente ufficio della Regione . In ogni caso la cartella clinica deve essere esauriente per () , () , (e) ed accompagnata da una relazione clinica , dal fascicolo dei () sia in () che () e dai () .

Alla cartella clinica deve essere allegata una relazione sullo scheletro , nella quale devono essere illustrati i criteri eseguiti nella scelta del tipo di medicinali , le ipotesi assunte , le valutazioni svolte nei riguardi del complesso paziente - medicinali prescritti .

La relazione sullo scheletro deve essere accompagnata da grafici o documentazioni in quanto necessari . “

Questo è quanto scritto nell'art. 93 DPR n. 380/2001 .

Dicono che al Quirinale lavorino i migliori costituzionalisti , leggendo questo ed altri articoli ne dubito (ma poi non vedono una trave così grossa nel loro occhio fino a difesa della Costituzione) .

Il caso invece consiste nell'arbitrio di definire per conto degli ingegneri , come e perché un progetto sismico sia degno di tale nome .

La qualità della progettazione decisa da altri , **si sostituisce al criterio per cui ogni progettista esperto è controllato con osservazioni sperimentali da un collaudatore** (esperto pure lui) .

Non bisogna però credere che la tutela paternalistica sugli ingegneri sia condotta dai controllori del genio civile , godendo per aver selezionato progetti non idonei .

Questi controllori , pur non disponendo di talento e di teorie sismiche sufficientemente valide , sono convinti di agire per il bene del singolo progettista e della comunità (anche spogliando il Committente) .

Il fascicolo dei calcoli deve essere esibito , altrimenti il progetto non è completo (anche nel caso in cui altre norme chiaramente dicono che in questi casi non occorrono calcolazioni esplicite) .

La relazione sulle fondazioni pure (ma il progetto non inerisce sulle fondazioni esistenti) .

L'elenco dell'art. 93 , al Circondario di Imola (vergogna) è tassativo anche nel caso di opere di trascurabile importanza previste dalla legge regionale.

Un mio progetto , di opere di trascurabile importanza (capanna in legno ad un piano , prefabbricata , importata da un paese nordico , posata su una platea in c.a.) ha avuto , da questo Circondario , parere negativo perché gli atti non sono conformi all'art. 93 .

Per questo Circondario , ben poco competente in materia , il punto C.8 Edifici con struttura in legno , non ha valore .

Ho raccontato questo smacco (verificabile) perché lo stesso smacco è capitato pure ad altri professori del Politecnico di Milano , che hanno osato progettare piccole strutture in Romagna .

Il “ fascicolo dei calcoli delle strutture portanti “ , nelle NTC diventa “ relazione di calcolo “

(10.3) .

“ **La relazione di calcolo deve contenere la dimostrazione numerica della sicurezza ...** ed inoltre : “ un a serie interminabile di cose .

Non deve invece contenere il “ **modello di calcolo , quel modello matematico che correla azione con effetto dell’azione** “ . (NTC 2.3)

La relazione di calcolo , contiene inoltre la “ modellazione dei materiali e dei terreni “ .

In una scolarità pesante e strafittificata (solai rigidi nel loro piano) , **i modelli della struttura** su cui verrà effettuata l’analisi , generalmente , **sono due** (uno per ciascuna direzione principale) **per ogni piano** .

“ Le componenti dell’azione sismica convenzionale dovranno essere opportunamente combinate “ .

Si tratta di azioni convenzionali che tengono già conto della combinazione (traduci l’avverbio opportunamente con un non) .

Penso che la prima cosa che si richiede ad un legislatore , per l’appunto , è proprio quella di restare legato o collegato al proprio campo di pertinenza , al proprio sistema di riferimento .

Per primo dovrebbe comprendere che , al di fuori di quel sistema , le sue regole e le sue procedure , non è detto che siano valide .

Il punto (2.3) sopra citato è **stato scritto da un ultrà della matematica** , ma ogni ingegnere sa che si tratta di una equazione quintica , in cui l’incognita compare alla quinta potenza .

Da secoli i migliori matematici si battevano , inutilmente , per trovarne la soluzione , finché comparvero sulla scena alcuni matematici normali , che capovolsero la prospettiva .

Dimostrarono che tale equazione non poteva essere risolta per mezzo di una formula (equazione impossibile) .

La risposta a questo problema (apparentemente minima , certamente circoscritta) **causò una rivoluzione nel pensiero scientifico** .

Cioè non è possibile proporre un modello , che ogni ingegnere ha ben dimostrato essere “impossibile” .

Il linguaggio matematico è (per ora) incapace di descrivere e modellare qualsiasi struttura sismica , composta anche da più tecnologie .

Le necessarie informazioni per la sicurezza ci provengano ancora , in maggior parte , dalle osservazioni sperimentali al collaudo (come nell’industria automobilistica , nessun modello matematico ha saputo sostituire le prove di crash) .

Come poi possa esistere un nesso matematico fra ossatura in c.a. e le tramponature armate da una parte , e le tramezze armate dall’altra , è una questione che si perde nelle nebbie dei trattati di ingegneria sismica , e per la quale non esiste risposta (**non esiste proprio il modello**) .

In mancanza di conoscenza del modello è inutile parlare di incertezze di modello .

Attendiamo esempi di modello matematico nel promesso commentario ; nella lunga attesa ci affidiamo alle osservazioni sperimentali per la valutazione della sicurezza strutturale (senza incertezze) .

Fino ad ora ci sono cose strane , che all’ultrà della matematica , sicuramente devono sembrare incredibili (ma ogni ingegnere esperto sa che sono sicure) .

L’ultrà matematico scrive (NTC 10.7.1) : “ Il codice di calcolo utilizzato deve fondarsi su di un modello matematico ... “ , poi , senza portare alcun esempio di questo modello , termina “ .. il progettista deve effettuare una valutazione complessiva circa l’affidabilità dei risultati ottenuti dall’analisi ... “ .

Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli , anche di larga massima , eseguiti con metodi tradizionali (poveri stati limite) e adottati in fase di proporzionamento delle strutture (nella fase di proporzionamento , l’ultrà impiega gli stati limite ? Ha preparato delle tabelle di proporzionamento agli stati limite ?) .

Bisogna ritornare alla vecchia saggezza di Danusso .

La vecchia circolare Min. LL.PP. 14 Feb. 1974 n. 11951 , in relazione alla relazione di calcolo si esprimeva : “che preciserà in modo esauriente i criteri di calcolo , le ipotesi di carico , le caratteristiche prescritte per i materiali , ed i criteri di sicurezza e di verifica . “

E’ un requiem per l’oltranzismo matematico scientifico ed una riflessione sulla natura della

creatività .

In sismica non serve un calcolo abbastanza convincente per sostenere (o confutare) la teoria , è sufficiente e necessario difendersi dai terremoti .

A Salò (con la vecchia normativa) i vecchi ingegneri italiani hanno dato la loro risposta (si sono difesi modernamente , non è stato raggiunto - negli alberghi - lo SLD) .

Con quale modello ?

Con i risultati di semplici calcoli , eseguiti con metodi tradizionali (disponendo solo del regolo calcolatore) ed in base a considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi , disegnando pazientemente tanti dettagli costruttivi essenziali .

Non disponevano ancora di vibrodina per misurare gli spostamenti interpiano sull'edificio completo .

Sicuramente non esagero sull'importanza della vibrodina .