

Dr. Ing. ENZO CUOGHI
Specialista in cementi armati

.....
cs050502

TERZA PARTE

2	Consolidamento statico
4	Ancoranti chimici
5	Arcipelago norme
7	Strutturalmente idiota
9	SLU dell' EC8
10	CD "A" CD "B"
12	Osservazioni al Testo Unico
15	Stati limite
18	Non è un contributo di resistenza al momento flettente dell'ossatura
20	Traliccio tridimensionale nell'edificio
21	Stato limite di aderenza
25	Stato limite di fessurazione

TERZA PARTE

APPENDICE di specifiche tecniche

INTERVENTI di Consolidamento Statico

E' sensazione comune , da parte di quanti sono impegnati nel campo del consolidamento , che questo stia assumendo una posizione particolare per la presenza di un patrimonio edilizio particolarmente vario (da regione a regione) ed importante .

Ne fanno parte costruzioni di rilevante importanza storica ed architettonica , *oltre che realizzazioni più recenti in muratura* .

La maggior parte di queste ultime necessitano di interventi di riabilitazione strutturale.

Nell'ambito del rinforzo delle strutture in c.a. e quelle murarie , saranno inoltre fornite **specifiche indicazioni concernenti le costruzioni in zona sismica** (istruzioni in campo strutturale) .

Trattasi di *regole di applicazione* , regole generalmente riconosciute , che seguono Principi e cercano di soddisfare le esigenze .

CNR - DT 200/2004

PROGETTO di RINFORZO

3

Si assume che :

- l'esecuzione dell'intervento di rinforzo sia effettuato da maestranze in possesso di adeguato livello di capacità ed esperienza ;
- siano garantite un'adeguata supervisione ed un controllo di qualità in fase di esecuzione;
- una volta che un intervento di rinforzo sia stato realizzato , è necessario procedere al suo controllo (e in seguito al suo monitoraggio nel tempo) mediante prove non distruttive.

REQUISITI FONDAMENTALI

Il sistema di rinforzo deve presupporre i seguenti requisiti fondamentali :

- * i rischi ai quali la struttura potrebbe essere soggetta vanno accuratamente individuati , attenuati o eliminati (se possibile) ,
- * il rinforzo deve risultare poco sensibile ai suddetti rischi ,
- * la struttura deve inoltre sopportare l'occorrenza accidentale di danneggiamenti localizzati e riparabili ,
- * sistemi di rinforzo che collassano senza segnali di preavviso vanno evitati.

INTERVENTI di Rinforzo in zona sismica

4.7

E' possibile rinforzare strutture che non soddisfanno i requisiti di sicurezza nei confronti dell'azione accidentale sismica **con rinforzo o ricostruzione totale o parziale degli elementi** (interventi selettivi) .

Tipologia , entità ed urgenza dell'intervento devono tenere conto in particolare che :

- errori grossolani vanno eliminati ;
- forti irregolarità degli edifici (in termini di resistenza e/o rigidezza) non possono essere completamente sanate ;

- una maggiore regolarità di resistenza può essere ottenuta rinforzando un numero ridotto di elementi strutturali e non strutturali (tramezze, ...) ;
- risultano sempre opportuni interventi volti a migliorare la duttilità locale .

4.7.2.3

INCREMENTO della capacità deformativa

La capacità deformativa ultima di un edificio è una *misura della sua attitudine a sopportare l'azione sismica* .

La capacità deformativa ultima di una struttura dipende dalla *capacità deformativa in campo plastico* dei singoli elementi resistenti (gabbia scale-ascensore , travi , pilastri, pareti , tamponature armate nella malta , tramezze armate con Murfor ,) .

L'applicazione del criterio della gerarchia delle resistenze comporta l'eliminazione di tutte le cerniere plastiche nei pilastri (pilastro forte - trave debole) , evitando un collasso di tipo fragile .

5

RINFORZO DI STRUTTURE MURARIE

L'intervento di rinforzo ha lo scopo di conseguire , per i singoli elementi strutturali e per l'intera costruzione , un incremento di resistenza nei confronti delle azioni sollecitanti ed inoltre un aumento dei valori degli spostamenti esibiti all'atto del collasso .

Nella progettazione del consolidamento deve essere riposta la massima cura nel rinforzo delle ammorsature fra muri intersecanti , in modo da garantire una collaborazione scatolare alla resistenza strutturale di tutto l'organismo (**collegamenti ingegnerizzati fra muri intersecanti CIMI**) . *Le ammorsature armate devono essere effettuate su elementi strutturali di adeguate proprietà meccaniche* .

Qualora la muratura si presenti danneggiata, a doppia cortina , disomogenea o viziata da qualsiasi difetto che precluda la corretta trasmissione degli sforzi mutui fra i muri intersecanti , si deve procedere al suo preconsolidamento secondo tecniche tradizionali (anche cucì - scucì) .

Il consolidamento può essere realizzato trasformando elementi non strutturali (per es. tramezze) in elementi strutturali (tramezze armate ad ogni corso) mediante conferimento di rigidità e capacità resistente .

5.7.2

CRITERI per la scelta dell'intervento

- * Le murature di qualità insufficiente a sopportare le azioni verticali ed orizzontali cui sono sottoposte vanno adeguatamente consolidate o sostituite .
- * Le pareti intersecanti devono essere opportunamente collegate , in modo da instaurare la flangia collaborante (scatolarità di strutture tozze) .
- * Occorre rinforzare i collegamenti inadeguati fra solai e pareti (strutture a carciofo - **collegamenti ingegnerizzati fra solai e muri CISM** - cappa con rete ben ancorata ai muri d'ambito con tondini e resine) .
- * I solai devono essere opportunamente irrigiditi nel proprio piano .
- * Gli elementi a forte vulnerabilità sui quali non sia possibile intervenire vanno di regola eliminati .
- * Nel caso di edifici fortemente irregolari e facenti parte di un isolato , sarà possibile conferire una maggiore regolarità in resistenza , intervenendo su un ridotto numero di elementi .
- * Gli interventi volti a migliorare la duttilità locale , sono sempre opportuni.

5.6

CONFINAMENTO DI COLONNE IN MURATURA

Il confinamento di elementi strutturali prevalentemente compressi ha lo scopo di incrementare la capacità ultima e la duttilità .

Inoltre esso può migliorare la risposta strutturale in condizioni di esercizio.

Il confinamento di elementi strutturali in muratura (sottoposti a prevalente sollecitazione estensionale) si attua attraverso la predisposizione di un sistema di elementi strutturali resistenti a trazione che , contrastando la dilatazione trasversale del muro , conferiscono alla muratura un benefico stato di compressione triassiale .

Interventi di confinamento sono praticati sia per la riparazione di elementi danneggiati o deteriorati , sia per rinforzo di elementi integri in vista di un miglioramento statico o sismico della struttura cui appartengono .

Gli elementi di rinforzo sono disposti sul contorno a mò di fasciatura esterna discontinua , o all'interno a mò di cuciture armate di barre , opportunamente diffuse , ovvero in entrambi i modi .

Le cuciture interne vengono realizzate alloggiando le barre in fori praticati secondo due direzioni ortogonali nella sezione trasversale ; le barre di cucitura sono rese solidali alla muratura mediante saturazione del foro con materiale adesivo o per mezzo di sistemi di contrasto alle estremità (effetto ancora) .

La quantificazione degli effetti del confinamento , si utilizzano i parametri meccanici di progetto determinati sperimentalmente o definiti in letteratura.

Devono essere prese misure idonee a garantire che la forza di ancoraggio si espliciti completamente su una lunghezza pari a 10 volte il diametro delle barre.

Il passo orizzontale e verticale delle barre non può essere maggiore della metà del lato della colonna ; la distanza della barra più esterna dallo spigolo non deve essere più grande di 1/4 del lato della colonna .

Ancoranti chimici

(ristrutturazioni e recupero dell'esistente)

Con l'utilizzo del nuovo sistema ad iniezione è *possibile realizzare* , con la massima facilità e flessibilità , *connessioni di strutture* mediante tondini di piccolo diametro ad aderenza migliorata .

Questa tecnica ha a che fare con la nascita della moderna edilizia , in tutta la sua straordinaria ampiezza e complessità .

Ha creato nuove competenze per affrontare problemi caratteristici , ed è piena di spunti per nuove ricerche .

Qui ci interessa in particolare l'adeguamento strutturale degli edifici a carciofo , nonchè la ristrutturazione di edifici (scale , balconi , piolatura di solai e volte , legami strutturali fra strati compositi , solai in legno - soletta in c.a. , realizzazione di un piano intermedio ,) . Le linee guida della concezione strutturale nei primi interventi di consolidamento e miglioramento , sono dettate dal Criterio (- GF-) ; raggiungimento delle prestazioni attese mediante *collegamenti ingegnerizzati fra solai e muri (CISM)* , e *collegamenti ingegnerizzati fra muri intersecanti (CIMI)* .

Anche progettualmente sono operazioni semplici ; l'esecuzione è affidabile se il foro è praticato in un materiale con sufficiente resistenza .

A causa della resistenza relativamente modesta del materiale forato , non è possibile applicare localmente carichi troppo elevati .

Le proprietà del materiale forato hanno un ruolo determinante nel progetto dell'interasse ,

dell'inclinazione e della lunghezza dei fori .

Sono da evitare il taglio delle armature metalliche esistenti durante l'esecuzione dei fori , come pure fori troppo corti .

Nelle ristrutturazioni e nel recupero dell'esistente il progetto è sempre di massima ; non mancano chiarezza espositiva (leggibilità degli elaborati) , completezza dei contenuti , anche ai fini di facilitare l'interpretazione e la verifica da parte di tecnici diversi dal redattore del documento progettuale .

Vanno posti in evidenza gli eventuali dettagli essenziali .

Il direttore dei lavori è sempre in contatto telefonico (e di dialogo) con il capo cantiere , per essere informato sulla consistenza del materiale forato ; effettuerà una valutazione complessiva circa l'affidabilità dei risultati ottenuti .

Qui i concetti fondamentali degli stati limite (carico di servizio , nominale, effettivo , di lavoro , caratteristico , ... , fattore parziale di sicurezza riferito al carico, azione di progetto , resistenza di progetto , dominio per carichi combinati ,) hanno poco senso ; occorre flessibilità nella progettazione e valutazione degli effetti di rinforzo e miglioramento .

Il metodo di calcolo basato sull'Eurocodice 2 , si applica solo al c.a. e se l'armatura è nota . La diffusione degli sforzi è molto influenzata dalle armature esistenti , come pure la distanza dai bordi va tenuta in considerazione .

I diametri dei fori di ancoraggio sono di piccole dimensioni , e i tondini più impiegati hanno diametro 8 , 10 , 12 mm .

Nel precedente volume sono riportati esempi di applicazioni (in particolare i collegamenti CISM e CIMI nel recupero delle strutture a carciofo) .

Alle illustrazioni e agli esempi riportati nei manuali dei produttori , il progettista non può richiedere ampia ed esauriente concezione strutturale (il problema va affrontato dal progettista dal punto di vista delle condizioni diversificate esistenti) .

I fori (negli esempi riportati) per eseguire **CISM** , sono generalmente a 45 gradi circa , per poter sfruttare una maggior lunghezza di foro ed interessare più strati di muro perimetrale (vengono a sostituire in qualche modo i cordoli mancanti , con collegamenti perimetrali puntuali - **CPP** -) .

I fori per eseguire **CIMI** (mediante ancoraggi di tondini) sono generalmente praticati con una guida iniziale della punta del trapano (applicazione semplice e molto sicura) .

Per l'economia del lavoro , il diametro della punta di foratura è maggiore di 4 mm circa rispetto al diametro del tondino .

Nella connessione di una piano intermedio (ristrutturazione edilizia) l'area dei tondini di ancoraggio - CPP - è almeno uguale a quella in mezzera del solaio (reagente a momento flettente) ; la superficie dei muri d'ambito deve essere irruvidita , anche con nicchie , per assorbire una parte dello sforzo di taglio .

Arcipelago norme

La disgrazia dello spettro convenzionale di risposta allo SLU dell'EC8 non è stata ancora (Gen. 2005) compresa a fondo .

Norme se ne trovano ovunque , provenienti da un arcipelago di normatori ; le documentazioni fotografiche dei danni riempiono gli archivi (si tratta di materiale spesso abbastanza banale) .

L'espansione delle norme ha un indubbio effetto distorsivo sull'economia dell'industria delle costruzioni (dei prefabbricati in particolare) .

Molte costruzioni , a questo riguardo , o saranno esageratamente sovradimensionate (in particolare i prefabbricati in c.a.) , o di seconda qualità , visto il gran numero di norme errate e mal applicate , ed il gran numero di persone senza preparazione specifica che progetta ed esegue .

Ma le norme hanno distorto anche il modo in cui gli insegnati all'Università considerano la situazione accidentale sismica .

E' una questione importante che vorrei illustrare riportando un colloquio che ho avuto nel 2004 al Politecnico .

Esprimevo una protesta per il fatto che l'Ordinanza (che si richiama sostanzialmente all'EC8) non avesse nemmeno menzionato il capitolo della muratura confinata (riportata - ma poco sviluppata - dall'EC8) . Supponevo erroneamente che ciò fosse dovuto al breve lasso di tempo in cui l'Ordinanza è stata scritta a più mani .

Mentre illustravo con entusiasmo gli incredibili vantaggi del c.a. vestito (muratura portante confinata) , venni bruscamente interrotto dicendomi che l'Ordinanza non parla di muratura confinata , ma di muratura armata .

Subito compresi che (e così era in realtà) questo professore confondeva la m.c. con la m.a. (e forse la riteneva non ammissibile) .

La verità , ovviamente , è che nelle aule universitarie non si sa ben distinguere il comportamento statico della m.c. , da quello completamente diverso della m.a. (si parla solo e poco di modellazione di muratura ordinaria che nessuna impresa impiega più) .

Una delle cose che colpisce sempre gli impresari ed i geometri , è l'assenza di libri , realmente utili , sulla muratura armata (ci sono alcuni accenni sparpagliati , non certamente esecutivi) .

Al Politecnico non si possono fare domande sulla disgrazia dello spettro di risposta dell' EC8 , neanche oggi .

Ma se gli stessi professori (prime vittime , dovendo insegnare erroneamente) non sono in grado di capire che lo spettro di risposta dell'EC8 deve essere smantellato , chi può capirlo ?

E' difficile ammettere che le strutture in c.a. , per le smart housing buildings , sono tecnicamente di valore inferiore a quelle erette in muratura armata , se tutta la propria vita è legata all'insegnamento del c.a.

Ho sottomano qualche formuletta (con tabelle e specifiche) che permettano di dimensionare correttamente e senza sprechi in situazione accidentale sismica , con solamente il rispetto di parametri geometrici , edifici in c.a. con tre piani fuori terra (quattro piani in zona 4) . L'eccellente comportamento esibito , sotto sisma , di fabbricati alti sei o sette piani , progettati ed eseguiti con normale perizia , è la migliore conferma di quanto sia inutilmente punitiva una norma che non permetta l'impiego di queste formule (anche nelle costruzioni in c.a.) .

Il normatore non ha alcun titolo per restringere la libertà ai progettisti , anche in considerazione del fatto che essi (e solo essi) rimangono responsabili del progetto esecutivo.

Oggi , i libri di sismica che contengono tali semplici formule (piene di perizia , prudenza e diligenza , nonché testate e collaudate in cantieri) ricevono critiche negative o vengono ignorati .

La verifica semplificata per gli edifici è prevista dall'EC1 .

La maggior parte dei tecnici cerca di cavarsela e non vuole discutere le norme.

Il sistema delle vecchie norme italiane , saranno state anche imperfette , ma almeno le costruzioni progettate ed eseguite in aderenza a quelle norme hanno egregiamente sopportato i terremoti italiani (Salò docet in un terremoto non piccolo) .

Ed è una cosa importante , il rifiutare di prendere coscienza che le vecchie norme hanno dato risultati positivi .

Quanti prefabbricati hanno subito danni documentati in situazione sismica ?

Non si può rispondere un solo prefabbricato e poi far finta che le vecchie norme erano noiose e prive di creatività .

Esse non erano intrinsecamente sbagliate come lo spettro di risposta allo SLU dell'EC8 .

L'EC8 ha distorto dalle fondamenta la nostra percezione strutturale in situazione accidentale sismica (le vecchie norme la avevano colto in grandissima parte) .

Si tratta di aggiungere quello che oggi sappiamo e non sapevamo dieci anni fa.

Strutturalmente idiota

Un prudente concetto di sicurezza si basa sul presupposto che , in generale , il progetto di una struttura deve tollerare il danno (per almeno 50 anni) .

Per tollerare il danno la struttura deve essere capace di sostenere tutti i carichi con sufficiente affidabilità , prima della formazione di fessure che possono essere scoperte da regolari ispezioni , in modo che appropriate misure di riparazione possono essere intraprese prima che avvenga il cedimento strutturale .

L'eufemismo del titolo si riferisce allo spettro convenzionale di risposta allo SLU ($T_r = 475$ anni) dell'EC8 . (La vita utile di progetto per strutture di edifici comuni è di 50 anni .)

E' stato pronunciato da un collega operante in Romagna , che combatte in prima linea , quotidianamente , la battaglia della sicurezza strutturale (deve fornire al committente risposte concrete - progetto esecutivo e direzione dei lavori - di cui assume ogni responsabilità) .

Capire è fondamentale , aggiungeva ; lo è per lui ma anche per le nuove generazioni di tecnici e studiosi che guarderanno la situazione accidentale sismica attraverso l'errata filosofia dell'EC8 , rendendosi complici della disinformazione tecnica delle norme .

E' grazie a queste schiere di poco informati , che ancora oggi molti ritengono che qualcosa nell'EC8 è andato storto , ma che l'idea di fondo non era intrinsecamente sbagliata .

L'idea di fondo dell'EC8 deriva da un presupposto di duttilità $q = 5$, che è ben lungi dall'essere un requisito naturale degli edifici . (La muratura ordinaria , soddisfacente le specifiche degli Eurocodici, con ammorsature perfette alla intersezione dei muri , può essere impiegata solo per valori di $a_g \cdot S$ non superiori a 0.15 g .)

Accetta solo la risposta completamente duttile ($q = 5$) .

Scarta la risposta con duttilità ristretta ($q = 3,5 - 1,5$) , la risposta essenzialmente elastica ($q = 1,5 - 1$) e l'ideale risposta elastica ($q = 1$) - sebbene questa categoria di edifici non esiste .

Inoltre ricordandosi , per puro caso , che la duttilità è successiva alla resistenza (risposta elastica) scarta l'eccessiva duttilità che può superare lo stato limite di uso o lo SLD (per esempio $q = 8$) .

Sembra un elenco innocuo , è piuttosto l'arcipelago dell'idiozia strutturale .

L'errore fondamentale della filosofia di fondo è il non aver colto (ne sapeva cogliere) *il complesso di nessi , in situazione dinamica* , fra la duttilità di un membro strutturale (dove si può parlare di duttilità in termini di curvature , o di duttilità in termini estensionali) con la duttilità globale dell'edificio completo (q misurata , in generale , in termini di spostamenti interpiano) .

Per esempio , nei modi di vibrare superiore al primo , un membro strutturale può essere soggetto ad una azione contraria a quello di un altro membro .

Come può cogliere questo complesso di nessi se liquida con poche righe le tamponature , chiedendosi ancora (somma ignoranza) se esse possono essere considerate strutturali .

Il dividere per q un insensato spettro di risposta (da smantellare subito) è solo un errato arbitrio (gli estensori dell'EC8 - che non hanno computato - credono di avere facoltà di

valutare ed operare secondo il proprio errato giudizio) .

Hanno trasportato il ragionamento chiaro che si può fare su un membro strutturale , sull'intero edificio (è una conclusione illogica) .

Nessuno ha dimostrato sperimentalmente la relazione fra il fattore di duttilità q di un edificio completo in situazione dinamica ed il fattore di riduzione delle forze (i ragionamenti degli spostamenti ad eguale energia o ad uguale spostamento sono validi solo se applicati ad un membro singolo in situazione statica , non all'intero edificio multipiano in situazione dinamica ciclica) .

(Paulay e Priestley su questo punto fondamentale si riferiva to single story structures) .

Il fattore di riduzione delle forze per duttilità è diverso per materiali diversi e strutture diverse ; è diverso pure in normative diverse .

In ogni caso *non si può - e non è sensato - impostare un'intera normativa solo su questa correlazione* (da applicare insensatamente anche su strutture fragili quali quelle del recupero dell'esistente) .

Al culmine dell'alterigia , pur non avendone titolo , si sostituisce al progettista dettandogli il valore di q (il collaudatore misurerà , sull'edificio completo , il valore di q scelto dal progettista) .

La vecchia filosofia del " capacity design " - implicita anche in vecchie norme - non è solo un'applicazione a strutture duttili , ma presuppone che il progettista scelga una edificio con duttilità , e che *la dissipazione di energia sotto severe , rarissime ed imposte deformazioni* , avvenga solo nelle zone critiche da lui presunte , facendo sì che non avvengano rotture fragili .

I vecchi ed esperti progettisti **sanno bene , da lungo tempo , che la dissipazione di energia nelle loro strutture è molto , molto piccola** (non scelgono severe ed imposte deformazioni per edifici ad uso civile abitazione) .

Mi rendo conto che per dimostrare con sufficiente chiarezza , l'arbitrio e gli errori fondamentali dell'EC8 mi occorrono almeno 10 pagine ; per ora ci fermiamo qui .

L'Ordinanza naturalmente ha ereditato gli errori dell'EC8 e in seguito ha fatto veramente poco per cambiarlo ; per quanto riguarda l'attesa nuova normativa del Min. delle infrastrutture credo che sia più orientata a restaurare l'EC8 che a smantellare gli errori e l'errata filosofia di fondo (sarà scritta con troppe mani e senza un programma di de-eurocodificazione , non ne hanno il coraggio, neppure per il recupero del patrimonio edilizio esistente) .

Bisogna prima creare un ambiente in cui diventi impossibile , per gli studiosi , negare le distorsioni dell'Eurocodice .

Solo allora sarà impossibile nascondere il numero di informazioni sempre più elevato , che circoleranno sugli errori dell'EC8 (diventeranno gradualmente informazioni di pubblico dominio , un crescente numero di professionisti diventeranno diffusori dell'impossibilità di computare e recuperare) .

Dimenticavo .

E' assatanato nel recupero dell'esistente , anche con variazione di destinazione d'uso (in particolare da uffici ad abitazione) , visto che la domanda di casa è molto diversificata dal passato (il mercato richiede solo mini alloggi per una o due persone) . E' un sostenitore dell'antidegrado dei centri urbani .

Mi confidava che non era mai riuscito ad eseguire un adeguamento , ne conosceva colleghi che ne avessero fatto uno .

Le norme devono smettere di disinformare , *l'adeguamento dell'esistente non è tecnicamente possibile*. Parlavo del collega romagnolo .

Povere norme prestazionali con la sindrome del grande evento , non sollevano scandalo neppure definendo uno SL di CO (criteri di verifica della sicurezza degli edifici esistenti , contenenti difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non immediatamente visibili) con un T_r di 2475 anni .

SLU dell' EC8

Per giungere allo SLU l'EC8 premette e definisce tanti contorni (non escluso il piano di controllo della qualità) , che nella pratica quotidiana si tende a dare per scontati .

Le strutture in zona sismica devono essere progettate e costruite in modo da soddisfare , con adeguato margine di sicurezza , **i requisiti fondamentali di non-collasso e di limitazione del danno** .

Al fine di soddisfare i requisiti fondamentali dovranno essere verificati i seguenti stati limite:

- a) *Stati limite ultimi* , sono quelli associati con il crollo o altre forme di collasso strutturale che potrebbero risultare pericolose per la sicurezza delle persone .
- b) *Stati limite di esercizio* , sono quelli associati al verificarsi di un danneggiamento che compromette le specifiche richieste funzionali .

Sono anche date disposizioni specifiche per " semplici costruzioni in muratura " , rispettando queste disposizioni , *i requisiti fondamentali risultano soddisfatti senza che sia necessaria alcuna verifica analitica di sicurezza* .

Stato limite ultimo

La resistenza e la duttilità da assegnare alla struttura sono in relazione al maggior o minore grado di risposta non-lineare che si intende sfruttare .

Il rapporto fra resistenza e duttilità è caratterizzato dai valori assunti dal fattore di duttilità q .

L'azione sismica di progetto da impiegare nei diversi stati limite è in generale definito sulla base di un dato periodo di ritorno . Il rischio sismico è descritto per mezzo del valore convenzionale di progetto dell'accelerazione del terreno , corrispondente (SLU) ad un periodo di riferimento di 475 anni .

Ora vogliamo esaminare i limiti di questo modo di ragionare e vedere se la sismica è sottoposta ad una logica razionante, oppure all'immaginazione .

1 Il requisito fondamentale del non collasso è dettato da giuste ragioni di protezione civile. L'edificio , dopo aver subito uno SLU (in terremoto distruttivo) potrà risultare inservibile e quindi demolito , ma senza perdite di vite umane .

2 Lo SLU (associato al crollo , come ad altre forme di collasso) è *un evento rarissimo*. In Italia , non si è mai manifestato su edifici correttamente progettati e costruiti applicando la miglior tecnica .

La dissipazione isteretica di energia in questi edifici è molto piccola .

In particolare nelle strutture prefabbricate di capannoni industriali normali . progettati in aderenza alla vecchia normativa , non si dispone di documentazioni associate al crollo .

3 Essendo un evento rarissimo , la dissipazione di energia localizzata in zone appositamente progettate dette zone dissipative , non disponiamo in Italia di fotografie di "regioni critiche " soggette prevalentemente a flessione .

4 *Lo SLU potrà accadere solo nelle zone ad alta sismicità (zona I)* .

In zone a media e bassa sismicità lo SLD , mediante il soddisfacimento dei severi limiti sulle deformazioni ed altri pertinenti limiti , soddisfa sicuramente anche il requisito del non collasso (per un terremoto di maggior intensità) .

5 Per la maggior parte dei terremoti , il bilancio tra resistenza e duttilità è largamente a favore della resistenza . Le due grandezze non sono tanto in relazione al maggior o minor grado di risposta non lineare che si intende sfruttare , quanto alla intensità del terremoto distruttivo (il coefficiente di comportamento $q = 1$ allo SLD) .

6 L'EC8 non definisce il periodo di ritorno , ne il relativo spettro di risposta per lo SLD ; *lo fa derivare dall'evento rarissimo dello SLU* .

Questo non è certamente corretto , mancano troppi informazioni sullo SLU ed il danno delle

deduzioni infondate imperversa .

Queste informazioni non erano disponibili nella vecchia normativa , ma l'EC8 non va oltre a definizioni .

7 L'azione sismica orizzontale è *descritta da due componenti ortogonali considerate indipendenti* .

8 Poiché le strutture esistenti , riflettono le conoscenze del periodo di costruzione , potrebbero contenere grossolani errori nascosti , potrebbero essere state sottoposte in precedenza ad eventi sismici non noti , il calcolo strutturale e l'intervento strutturale dipendono da un numero eccezionalmente grande di incertezze .

9 L'EC8 si occupa della *riparazione e del consolidamento degli edifici esistenti (non di adeguamento)* e le sue finalità sono quelle di fornire criteri per la valutazione del comportamento sismico degli edifici .

10 Negli edifici esistenti sono ammesse semplificazioni .

La valutazione consiste nella verifica della resistenza sismica , di un edificio esistente , **tenendo conto delle azioni sismiche su un periodo pari alla sua vita prevista** (è un valore minore di quello relativo ad edifici di nuova costruzione) .

Non è raro il caso che , per la riparazione o il consolidamento di un edificio vincolato , si produrrebbero alterazioni architettoniche inaccettabili .

In questi casi si parla di azione sismica modificata (ridotta) .

11 Nella riprogettazione di strutture esistenti *si deve considerare solo il requisito del non collasso* . Il soddisfacimento del requisito di limitato danneggiamento dovrebbe essere tenuto in conto ogniqualvolta risultasse possibile ed economico .

12 *Negli edifici esistenti le considerazioni sulla duttilità sono in grave difficoltà* , gli aspetti qualitativi risultano molto importanti e comunque si potrà parlare solo di duttilità locale , dopo l'intervento .

Le disposizioni contenute nell'EC8 si basano sul fatto che l'ingegnere abbia una appropriata esperienza (perizia , prudenza e diligenza) relativamente alla tipologia strutturale sulla quale intende effettuare un intervento di riparazione o di consolidamento .

CD "A" CD "B"

Il 30 % ($K_D = 1$, $K_D = 0,7$) di differenza non può essere una scelta arbitraria e convenzionale , *deve essere legittimato non solo su base sperimentale , ma anche applicata all'intero edificio* .

Le misure sull'intero edificio completo saranno effettuate nei nuovi laboratori attualmente in costruzione ; come pure considerando l'apprendimento delle informazioni necessarie fornite da recenti terremoti (per es. Salò 2004) .

Qui occorre inoltre selezionare le informazioni .

Il diverso rilievo imposto dai testi su errori di progetto (piuttosto numerosi) ed errate esecuzioni , non aderenti ai particolari costruttivi di dettaglio esecutivo raccomandati dalla vecchia normativa (e relativa circolare) **non entra in questa analisi** .

Tuttavia nella maggior parte dei casi le due prospettive (corretta esecuzione , ed errata esecuzione) divergono ; l'interpretazione dei dissesti è largamente guidata dalla presenza di fotografie , variamente accompagnate da didascalie e commenti .

Scopo della nuova norma (EC8) prestazionale è di tradurre in un codice convenzionale e accrescere il controllo teorico della situazione accidentale sismica , *tanto da permettere il progetto dell'intero edificio allo SLD e valutare , poi , lo SLU* .

Per coerenza bisogna aggiungere che lo SLU , **in Italia evento rarissimo** , interessa solo la zona 1 (forse in qualche caso la zona 2 , dove sicuramente non saranno mai misurate le esagerate azioni sismiche dell' EC8 sugli edifici) .

Voglio sostanzialmente dire che l'EC8 vuol far apparire il sisma maggiore di quanto sia in

realtà (oltrepassa i limiti della credibilità) .

Dal carattere inevitabilmente e largamente convenzionale delle azioni sismiche suggerite dalla normativa , da assumere nei procedimenti di progetto - verifica e collaudo finale , consegue l'importanza attribuito ad un comportamento duttile .

Dovendo accettare che la struttura , nel caso molto raro dello SLU , superi il campo elastico subendo fenomeni di plasticizzazione e di danneggiamento , il progettista dovrà impiegare alcuni *accorgimenti atti a conseguire una certa duttilità locale e globale* .

Nella vecchia normativa la severa valutazione degli spostamenti interpiano è dunque convenzionale ; peraltro considerazioni teoriche ed evidenze sperimentali (non ultimo Salò ha verificato) , che *la convenzione adottata è idonea a conseguire il desiderato livello di sicurezza , purché la struttura (l'ossatura) possieda un sufficiente grado di duttilità*, e gli elementi finora erroneamente chiamati non strutturali (tamponature e divisorie interne) siano in grado di collaborare efficacemente con la struttura nell'opporli alle azioni sismiche o comunque con conseguente riduzione degli spostamenti .

Le tamponature trasformano il telaio in c.a. (funzionamento flessionale) in un traliccio (funzionamento estensionale) . Finché la tamponatura non entra in crisi , è dimostrato che il telaio è sottoposto prevalentemente ad una sollecitazione di sforzo normale (i pilastri sono tesi dal puntone diagonale) e quindi può essere assimilato ad una struttura reticolare .

E' stato inoltre dimostrato (*molto importante*) che la rigidità delle giunzioni influisce scarsamente sulla rigidità laterale di un telaio tamponato .

Val la pena sottolineare che il momento flettente nei pilastri , come percentuale del momento flettente che si genera , in assenza della tamponatura , raggiunge al massimo solo il 5 % del valore del momento flettente usualmente calcolato .

Le strutture , nell'Ordinanza sono classificate in funzione della capacità dissipativa (nel caso rarissimo di SLU) in due categorie .

Il livello CD "A" prevede , che sotto l'azione sismica , la struttura si trasformi in un meccanismo dissipativo ad elevata capacità .

Il livello CD "B" si richiede essenzialmente che *tutti gli elementi a funzionamento flessionale* (travi , pilastri , pareti) posseggano una soglia minima di duttilità .

Le strutture appartenenti alla classe di duttilità alta dovranno essere progettate supponendo di poter controllare il vecchio (1965) criterio della gerarchia delle resistenze (SLU) evitando le rotture di tipo fragile .

Si opera in classe di duttilità bassa quando non si è in condizione di garantire il controllo della gerarchia delle resistenze (di fatto è presente in modo implicito) .

Non sarà la tipologia della struttura a farla ricadere in una delle due classi , ma una decisione del progettista (di effettuare una verifica ad alta o bassa duttilità) .

In termini pratici si traduce nella diversa valutazione del fattore di struttura q (non interessa lo SLD dove $q = 1$) .

Nel caso di SLU , quanto più la struttura è dotata di capacità dissipativa (CD "A") , tanto più estesi risulteranno i danni (fino al caso di demolizione e ricostruzione dell'edificio) .

Il progettista sa che **operando in alta duttilità, è necessario prevedere interventi di ripristino delle strutture molto estesi e gravosi** .

Ma in edilizia abitativa il progettista è costretto ad operare in classe di duttilità bassa per almeno due motivi :

- i solai avranno sicuramente qualche trave a spessore ,
- deve essere soddisfatto lo SLD .

Per soddisfare lo SLD è necessario evitare la formazione di cerniere plastiche negli elementi dell'ossatura principale , che devono rimanere nelle vicinanze dello snervamento .

Con le semplici tamponature e tramezze armate con Murfor ad ogni corso di malta , *si*

modifica il meccanismo dissipativo del modello strutturale , con trasferimento della capacità dissipativa a nuovi elementi (resi duttili) facilmente riparabili (caso SLU).

Queste nuove strutture tozze e duttili possono essere classificate come **sistemi efficaci per la dissipazione di energia, essendo spostamento-dipendenti** .

Questa tecnica è tanto più vantaggiosa, considerata la grande estensione di queste pareti formate con materiali (a parità di resistenza) a basso modulo elastico E (alta deformabilità orizzontale) .

Non vi è incertezza sull'effettivo sviluppo della formazione di zone dissipative nelle tamponature armate e nelle tramezze armate , ne vi è necessità di ricorrere a modellazioni molto sofisticate (sicuramente le caratteristiche di duttilità locale sono tali da consentire la formazione di zone dissipative , e *inoltre si formano contemporaneamente* - condizione di plasticizzazione simultanea , che rappresenta l'ideale dal punto di vista dissipativo , con un meccanismo di collasso globale per il gran numero di zone dissipative) .

Ogni progettista dotato di perizia sa bene che *la duttilità delle pareti controventanti in c.a. può essere difficile da realizzare se $q > 4$* (la duttilità locale in termini di rotazioni deve essere 16) .

Preliminare a qualsiasi decisione sul tipo di analisi da adottare (statica o dinamica) , o a qualsiasi altra decisione riguardante la modellazione dell'ossatura , è sicuramente l'individuazione degli elementi non strutturali (tamponature e divisorie interne) che , per resistenza e rigidità , sono in grado di collaborare con l'ossatura in c.a. nel sopportare le azioni sismiche , e **possono trasformare il telaio in traliccio** .

Se la nuova norma sismica cerca di innalzare il livello qualitativo e prestazionale della progettazione , deve premiare quel professionista che riesce a trasformare un'ossatura a telaio , in un traliccio con puntoni diagonali duttili e a basso modulo di elasticità (in muratura armata o in c.a. vestito) .

Il CD "A" e CD "B" sono minuzie flessionali su alcune strutture snelle (l'incremento dell'armatura in una sezione genera un cambiamento nella duttilità) .

Credi proprio che queste minuzie possano tradursi nella così diversa (30 %) valutazione dell'entità delle azioni sismiche convenzionali ? Allora puoi bere a occhi chiusi quello che narrano i marinai .

Nessun progettista ha cieca fiducia nell'ossatura in c.a. senza tamponatura (solo l'errato presupposto dell'EC8 crede che il telaio in c.a. sia un'ossatura adatta a resistere alle azioni sismiche) . La formazione delle cerniere plastiche avverrà soltanto nel rarissimo caso dello SLU ($T_r = 475$ anni) .

Ma a Salò (2004) , *in edifici correttamente progettati ed eseguiti in aderenza alla vecchia normativa , non sono state fotografate le cerniere plastiche* (restano nella mente di chi non ha mai computato) .

Prime OSSERVAZIONI al TESTO UNICO delle norme (in particolare MURATURA)

5.4.

Gli edifici in muratura devono essere in grado di esplicitare un comportamento d'assieme scatolare, che coinvolge tutte le strutture tozze , verticali ed orizzontali . caricate parallelamente al piano medio .

Le costruzioni in muratura si possono distinguere in :

- Costruzioni in muratura ordinaria non armata ,
- Costruzioni in muratura confinata ,
- Costruzioni in muratura armata .

In zone sismiche sono previsti i seguenti tipi di muratura :

- Muratura portante confinata (c.a. vestito) ,
- Muratura portante armata .

MURATURA portante confinata (c.a. vestito)

La muratura è confinata con cordoli in c.a. orizzontali e verticali , realizzati con getto in opera.

Il getto sarà successivo alla esecuzione del pannello di muro , con efficaci ammorsature dei blocchi (muratura indentellata) nei cordoli verticali .

I cordoli verticali sono attraversati dalle armature metalliche posizionate nei letti di malta. I cordoli verticali per esplicare un efficace confinamento , saranno disposti ad ogni intersezione dei muri , ai bordi liberi verticali , e all'interno della parete muraria in modo da non superare l'interasse doppio dell'altezza del muro.

Le armature dei cordoli verticali ed orizzontali , poste in trazione dall'instaurarsi del puntone diagonale, sotto azioni orizzontali , devono risultare dal documento progettuale di produzione e comunque non inferiore a 4 0 16 , con staffe ad interasse non superiore a 18 cm .

Il progettista indicherà inoltre la formule impiegata per determinare la larghezza del puntone al centro della diagonale , e possibilmente quanto altro occorre per la valutazione della deformabilità estensionale del puntone.

Per conferire la necessaria duttilità agli spostamenti interpiano , il numero dei pannelli senza aperture non dovrà possibilmente superare la metà .

Nel solco della stessa filosofia progettuale , i vani delle porte e delle finestre nella muratura armata in orizzontale nei letti di malta , non debbono essere incorniciati da telaietto in c.a. e mai prolungando le membrature del telaietto sino all'incontro dei cordoli orizzontali e verticali dell'ossatura principale .

E' sufficiente collegare rigidamente l'architrave delle aperture con il cordolo orizzontale.

I vani di porte esterne e finestre dei diversi piani non necessariamente debbono avere i loro assi sulla stessa verticale .

MURATURA portante armata

Per muratura portante armata si intende un insieme di elementi tozzi di muratura con la presenza di armature metalliche , che possono dar luogo - assieme ai solai - a strutture scatolari multipiano snelle e duttili .

L'intero sistema sarà illustrato da un apposito documento progettuale di produzione , che descrive i materiali per l'uso strutturale, i criteri di assemblaggio e la disposizione delle armature metalliche , in particolare al fine di sviluppare efficaci ammorsature armate nei muri intersecanti (anche nei muri a paramento doppio) .

I muri trasversali , efficacemente ammorsati a quelli paralleli alle azioni orizzontali , possono essere considerati partecipanti con una flangia , per una lunghezza , per ogni lato , pari a 3,5 volte il loro spessore e comunque non più di 1,5 m dall'asse dell'intersezione. La lunghezza della flangia è altresì funzione dell'altezza dell'edificio soprastante .

Nel documento progettuale deve essere possibilmente indicato l'angolo caratteristico di scampanatura dei carichi nei vari tipi di muratura armata di cui si prevede l'impiego, nonché la disposizione delle armature metalliche nelle murature non portanti (tramezze, tamponature, ...).

Per l'analisi (elastica e limite) delle tensioni o degli spostamenti interpiano, prodotti dalle azioni orizzontali, compresa l'azione sismica, si esaminerà l'intero edificio nel suo complesso tridimensionale, tenendo conto del peso proprio e nell'ipotesi di solai rigidi nel loro piano.

Per gli edifici semplici è possibile eseguire una analisi semplificata, alle azioni orizzontali convenzionali, che consiste nel valutare la tensione tangenziale media dei muri resistenti e delle flange collaboranti, dividendo la forza orizzontale per la loro sezione complessiva.

Nota

E' giusto rilevare che la normativa italiana merita un particolare biasimo, perché ha tradito o falsato il suo compito.

Non si può neppure dimenticare che essa andrà in sintonia con la massa di professori stregati dall'errato spettro di risposta dell'EC8 nel rarissimo caso dello SLU, e non si sono neppure accorti che quello allo SLD nell'EC8 non c'è.

Tecnicamente e numericamente nell'EC8 sono definiti (nell'ambito dello SLD) i severi (convenzionali) **spostamenti interpiano per effetto di una sollecitazione sismica caratterizzata da una maggiore probabilità di verificarsi, che non l'azione sismica di progetto** (quest'ultima rarissima situazione nella vita utile dell'edificio).

Al di là dei margini interpretativi, il progettista dovrà valutare, a ritroso, l'azione sismica convenzionale che potrà causare questi piccoli spostamenti.

Ma sospettiamo che nessun progettista, dotato di perizia, potrà confondere questa situazione, come quella nelle vicinanze dello snervamento.

Questi piccoli spostamenti interpiano moltiplicati per $q = 5$ (situazione di massima duttilità) penalizzano ed impediscono lo sfruttamento della duttilità nella situazione di terremoto distruttivo.

Si deve invece moltiplicare per q gli spostamenti che si hanno nelle vicinanze dello snervamento (*il requisito relativo alla limitazione del danno è funzione della posizione dello snervamento - anche degli elementi non strutturali e non fragili*).

Fattori di riduzione delle forze orizzontali, ove concessi nel progetto di un edificio espressamente per l'inclusione di telai duttili, **non saranno in nessun caso adottati nel calcolare l'armatura di taglio di una parete** controventante e controrotcente (ACI 318/71).

Se l'EC8 si è così paradossalmente impantanato nelle nuove costruzioni, lascio concludere al lettore l'utilità nel recupero dell'esistente.

La perizia del progettista (progettava prima dell'EC8) è basata su prudenti principi di ingegneria, e sa fornire adeguata solidità e duttilità nei confronti dei previsti movimenti sismici (con la vecchia normativa non è mai successo nulla - il disastro risulta formato da una catena di errori apparentemente senza conseguenze).

Quando si applica l'EC8 siamo già in presenza di una catastrofe - SLU.

Stati limite

(Tutte le imposizioni sono pericolose, anche questa ; possono fornire idee prive di senso pratico)

Il titolo è limitativo , è uno degli argomenti .

L'ingegneria è una branca delle scienze sperimentali (fisica , chimica , geologia , ...) ma opera in un mondo giuridico ed economico .

Saggiamente ai miei tempi , l'esame di materie giuridiche ed economiche era obbligatorio. Attualmente in ingegneria una parte sempre maggiore della procedura di progettazione (come pure il comportamento delle strutture realizzate) , può essere sviluppata sulla base di prove.

Prove per stabilire la resistenza ultima , o la proprietà di funzionabilità delle parti strutturali tozze , prove geotecniche , prove per ridurre l'incertezza nei parametri o nei modelli , prove di controllo per verificare la qualità dei prodotti , prove durante l'esecuzione al fine di tenere conto delle condizioni reali , **prove di controllo per verificare il comportamento delle strutture realizzate, complete e funzionali** .

In ingegneria sismica è tramite queste ultime prove (anzi questa unica prova) che possono essere verificate i livelli di affidabilità totale richiesti alla SLD ed allo SLU .

Nella muratura armata e nella muratura confinata (ma anche negli edifici fino a tre piani in c.a.) si ha una conoscenza già acquisita, tale da permettere di specificare particolari regole e/o disposizioni dettagliate per far fronte alle richieste di sicurezza e funzionalità, senza calcoli .

I calcoli sono sviluppati facendo uso di appropriati modelli progettuali che comprendono le variabili significative . I modelli (facile a dirsi) devono prevedere il comportamento strutturale e gli stati limite considerati (SLD e SLU) .

Ci interessa in particolare una modellazione nel caso di azioni dinamiche accidentali di breve durata , su strutture tozze (spesso non regolari , o fragili come il patrimonio edilizio esistente) .

Dove solo il primo modo di vibrare è rilevante , dove le azioni possono essere definite tramite previsioni sul comportamento geometrico scatolare , e dove si è in presenza di un forte smorzamento viscoso , allora le azioni dinamiche possono essere sostituite (senza grave errore) da azioni statiche (equivalenti) .

La modellazione delle azioni statiche dovrà essere normalmente basata su di una appropriata scelta delle relazioni sforzi - deformazioni delle membrature ; inoltre può essere svolta considerando due modelli piani , uno per ogni direzione principale .

Il giovane progettista , fresco di Scienza delle Costruzioni , davanti a strutture tozze (o fragili come la muratura non armata) si sente come un uomo schiacciato contro un muro .

Il principio della conservazione delle sezioni piane nelle strutture snelle, sul quale ha sviluppato la comprensione tecnica , qui è introvabile .

Fra queste basi fondamentali della Scienza delle costruzioni ed il progetto e l'esecuzione di un edificio , in maniera tale da garantire appropriati gradi di affidabilità, ed in modo da minimizzare i costi , si viene ora a trovare *un modello da inventare ed una normativa che vuole imporre la progettazione di strutture tozze (anche fragili come la tamponatura ordinaria) con il metodo semiprobabilistico agli stati limite* .

Sul modello risulta evidente , e si può affermare con certezza che nessuna normativa può avere capacità e competenza per insegnare ; la paginetta dell'Eurocodice è una generalità su teorie consolidate e sulla pratica dell'ingegneria , rimandando alle verifiche sperimentali. La valutazione dei rapporti di *smorzamento viscoso* , fa parte integrante della modellazione della struttura (Eurocodice 1-1 , C.3) .

Sul secondo punto *la normativa vorrebbe imporre di ottenere l'affidabilità in accordo con il concetto di stato limite* e con l'applicazione del metodo dei coefficienti parziali .

Nel metodo dei coefficienti parziali si deve verificare che , in tutte le situazioni progettuali significative , gli stati limite (spostamenti) non vengono raggiunti nei modelli progettuali. Ci sono inoltre due modi di determinare i valori numerici per i coefficienti parziali :

- a) calibratura su base storica e tradizionale ,
- b) sulla base della valutazione statistica e di dati sperimentali e insieme di osservazioni ; *ciò nell'ambito della teoria semiprobabilistica della sicurezza* .

Sul concetto di sicurezza vedi anche Eurocodice 1-1 , B.5 .

Nella muratura armata o nella muratura confinata c'è una nuova tecnologia dirompente e scardinante , **è di grande valore ottenere una razionale comprensione di questo successo** .

Tale conoscenza può giustificare la riduzione di alcuni coefficienti per specifiche condizioni , cosa che può determinare una economia .

Nell'analisi strutturale di edifici in muratura armata o in muratura confinata , considerata la facilità di controllo del manufatto , nonché la facilità di esecuzione della duttilità richiesta , sono possibili ulteriori semplificazioni concernenti la sicurezza , *evitando così la necessità di combinazione delle componenti dell'azione sismica* .

Come possa essere risolto *il nodo della reale o presunta giuridicità delle norme tecniche* , e sull'armonizzazione delle normative tecniche nazionali in ambito europeo , consiglio la lettura del libro : F. SALMONI , LE NORME TECNICHE , Giuffrè editore , 2001 .

Vi si chiarisce inoltre la differenza concettuale tra i termini "specifica" , "norma" e "regola" tecnica . La disciplina cogente è limitata solo al requisito della sicurezza.

L'applicazione di una norma tecnica può comportare valutazione di fatti suscettibili di vario apprezzamento , quando la norma tecnica contenga dei concetti indeterminati o comunque richieda apprezzamenti opinabili .

Esaminiamo ora **i limiti di applicabilità del concetto di stato limite** .

Ho davanti tanti testi sull'argomento , ne esaminiamo alcuni a caso (alcune conclusioni saranno una delusione scardinante) .

A

Calzona - Dolara - Giannini

IL CALCOLO DELLE SEZIONI IN CEMENTO ARMATO nello stato limite ultimo per tensioni normali .

Principali argomenti trattati :

Pressione e trazione semplice

Flessione semplice

Presso-flessione

Trazione e flessione .

Esempi

Il tutto dell'ipotesi della conservazione delle sezioni piane .

B

E. ROTA

IL CALCOLO DELLE SEZIONI IN CEMENTO ARMATO col metodo degli stati limite per tensioni normali .

Principali argomenti trattati :

Sforzo normale centrato

Flessione semplice retta

Flessione composta

Verifica di aste snelle

Domini di resistenza

Il tutto dell'ipotesi della conservazione delle sezioni piane .

C

C. N. R.

Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione delle opere in c.a. e cemento armato precompresso con il metodo semiprobabilistico agli stati limite . (Boll. n. 89)

Principali argomenti trattati :

Redazione del progetto , sperimentazione , collaudo e manutenzione

Criteri generali di verifica

Determinazione delle sollecitazioni

Verifica delle sezioni

Idealizzazione della legge sforzi deformazioni

Il tutto dell'ipotesi che le sezioni rette si mantengono piane negli elementi monodimensionali e i segmenti normali al piano medio si mantengono rettilinei negli elementi bidimensionali .

D

G. TONIOLO

CEMENTO ARMATO calcolo agli stati limite

Principali argomenti trattati :

Sforzo assiale centrato ed eccentrico

Le travi inflesse

Sforzo di taglio

Prontuari

Il tutto dell'ipotesi della conservazione delle sezioni piane .

E

A. MIGLIACCI - F. MOLA

PROGETTO AGLI STATI LIMITE delle strutture in c.a.

Principali argomenti trattati :

Stato limite ultimo di sezioni per forza normale e momento flettente

Stato limite ultimo per taglio

Stato limite ultimo per torsione

Stato limite di fessurazione

Stato limite di deformazione

Stato limite ultimo di una struttura piana

Sono messi in conto le non linearità che possono manifestarsi

Stato limite di instabilità

Disposizioni costruttive di carattere generale , per elementi di snellezza ordinaria , per elementi tozzi.

Per puro caso , i volumi scelti riguardano solo strutture in c.a. (un limite) .

Il modello dell'edificio invece comprende più materiali (ossature nude in c.a. non sono un edificio) . Le pareti controventanti , la gabbia scale - ascensore , ... sono strutture forti e tozze (qualche raffinato le tratta come strutture snelle) e su queste è concentrato il 100 % delle rigidezze (Eurocodice 2) .

Il complesso assetto costruttivo portano **in primo piano il problema dell'affidabilità del modello** . Non più un'unica soluzione ne deriva , ma un ambito di possibili soluzioni influenzate dalla aleatorietà dei dati di ingresso e caratterizzate dai diversi grado di affinamento progettuale dei dettagli esecutivi essenziali .

Nei testi ci si limita ancora a problemi di verifica , poi su strutture elementari per le quali risulta semplice l'estrazione del modello.

Il problema è molto più vasto , le realtà costruttive sono più complesse , le scelte progettuali sono in continuo progresso .

Il concetto di stato limite non supera gli ambiti della Scienza delle costruzioni ; dalle sue febbrili mani non escono senza fine che limiti .

Svolge una maggiore e razionale comprensione della valutazione strutturale negli stati limite di esercizio , ma in sismica non vi sono stati limite di esercizio (è una situazione accidentale e lo SL dipende dall'intensità del terremoto). Non può essere imposto al progettista come unico metodo (cosa si può pensare di un regolamento che impone agli atleti di allenarsi solo la mattina invece che nel pomeriggio ?).

I modelli disponibili per la verifica di resistenza degli elementi , sono applicabili a strutture eminentemente inflesse .

Per gli elementi tozzi , eminentemente soggetti a sforzi estensionali , con modeste azioni flettenti (per es. telaio tamponato) i criteri di verifica vanno riformati .

Nella muratura confinata ci troviamo di fronte ad un modello a traliccio (quasi isostatico - arco a tre cerniere) .

La cellula elementare del traliccio è costituita da un puntone (compresso) e dal cordolo orizzontale e dal pilastrino , tesi .

I nuovi normatori , intenti a distruggere i buoni risultati dei progettisti dell'epoca precedente, sono convinti di migliorarli .

Ma è nella modellazione delle strutture che si trova la risposta all'invenzione progettuale.

Come da più parti si richiede , quello dei test su scala reale è il vero problema ; le masse dell'edificio , con il loro peso governano l'organismo strutturale .

I modelli di prova in scala ridotta non sono più una cosa seria .

L'indaffarato progettista , che deve controllare contemporaneamente più coefficienti , non sa più quanto pesa il fabbricato .

Il progettista sismico assomiglia al progettista di muri di sostegno , ha sempre presenti il peso del muro e l'articolazione in pianta ed in elevazione (il calcolo poi non presenta difficoltà) .

Nei muri di sostegno, viene sempre invocato il classico esempio della lamiera ondulata , possiede la rigidità (momento d'inerzia) dell'onda in una direzione , quella del semplice spessore della lamiera nell'altra (il progettista per resistere alla spinta , cerca sempre la miglior distribuzione delle rigidità , sia in sezione verticale che in sezione orizzontale) .

Nessun sisma in Italia rende mai nulla in un punto dell'edificio in muratura portante armata o confinata , la componente verticale del carico permanente (peso proprio) .

Non do alcun consiglio , non richiesto , al lettore ; al normatore rimprovero il suo poco sapere e la sua arroganza .

NON è un contributo di resistenza al momento flettente dell'ossatura portante

(un pò di schiettezza può giovare al giovane progettista , ma per la sua rarità non le darà fede)

Le ossature di c.a. sono tamponate (riempite) con una muratura di forati di laterizio .

In passato era lasciata alla discrezione del capo cantiere (marcata fragilità) , ora viene eseguita in muratura armata ad ogni corso con Murfor (duttilità conferita) .

Anche le tamponature non armate di forati sono capaci di irrigidire notevolmente l'ossatura portante .

Le tamponature , proprio perché dotate di resistenza meccanica significativa , essendo strettamente connesse con l'ossatura portante , e distribuite uniformemente nell'edificio , **debbono essere considerate nei modelli strutturali** , che rappresentano le rigidità laterali , e non possono essere trattate come elementi non strutturali (EC8 , 1.4.2) .

Sono *strutture predefinite progettualmente dissipative* in cui , parti di queste strutture sono particolarmente concentrate le capacità dissipative .

Nelle istruzioni per le norme italiane , vengono date regole sul progetto e sui dettagli strutturali , piuttosto che un metodo di calcolo .

Se trascurate in sede di progetto , le tamponature invalidano l'analisi delle sollecitazioni (e degli spostamenti in particolare) nell'ossatura ; sono sconsigliabili e quindi da evitare riempimenti di muratura per una parziale altezza del pilastro .

Con la muratura armata di forati di laterizio non strutturali (non portanti) , e con un modulo E molto basso , è evitata la rottura fragile e le rare disorganizzazioni locali (mai la costruzione nel suo complesso e mai disorganizzazioni premature) sono di tipo duttile .

Gli elementi non portanti (tramezze e tamponature rese finalmente e facilmente duttili dalla armatura inclusa e diffusa) che contribuiscono , dopo lo SLD , alla dissipazione di energia sono distribuiti uniformemente nell'edificio .

Non sono classificabili fra le cosiddette " resistenze secondarie " , anzi per l'interazione con l'ossatura a rigidità alle azioni orizzontali , sono operanti (senza fessurazioni rilevanti) dal primo istante .

Non ricevono l'effetto benefico dei carichi verticali , ma solo quello delle strutture d'ambito . A parere dello scrivente quest'ultimo beneficio è equivalente al primo .

Conviene allora d'ora in poi , trarre profitto dalla tamponatura strutturale , con la cura dei dettagli distruttivi e con il controllo di qualità durante la costruzione .

Dopo tanti anni di studi teorici e sperimentali in materia di ossature tamponate , abbiamo a disposizione modelli sufficientemente soddisfacenti per le tamponature in muratura armata .

Le principali regole d'applicazione generalmente riconosciute affidabili ed applicabili agli edifici normali , sono :

- La tamponatura deve essere progettata in modo da evitare o minimizzare le fessurazioni .
- La progettazione non necessita di essere verificata allo stato limite di esercizio , quando sia verificata allo SLU .
- La tamponatura non è progettata per dare un contributo di resistenza al momento flettente dell'ossatura portante , ma all'opposto per ridurre il momento flettente sotto il 5 % .
- L'armatura orizzontale è inserita nei giunti di malta per fornire duttilità , resistenza e buon comportamento in esercizio .
- L'influenza esercitata dalle normali aperture sulla rigidità del pannello è necessaria per conferire duttilità agli spostamenti inter piano nel raro caso dello SLU (terremoto distruttivo) .
- E' strutturalmente errato assegnare alla tamponatura il ruolo di seconda linea di difesa contro gli eventi sismici , anche severi .

Indubbiamente non è possibile studiare separatamente gli effetti di tutti i fattori in gioco , effetti che sono correlati , tenuto conto dell'alta sensibilità della muratura agli effetti di scala (una porzione dell'ossatura tamponata anche in scala reale , ci può dire molto poco in sede sperimentale) .

Ogni studente sa che , in Italia , costruzioni che non erano state progettate per resistere alle azioni sismiche , per merito delle buone qualità meccaniche delle tamponature e delle tramezze interne , sono risultate praticamente indenni dal sisma .

Devono essere scelte in modo da garantire il massimo spessore efficace (anche a doppio paramento) , più che la specifica resistenza di ciascuna tamponatura .

Le tramezze interne hanno un effetto benefico nell'intersezione con la tamponatura (effetto mai considerato sperimentalmente) .

Non si può ancora dire tutto , ci manca ancora il criterio della gerarchia delle fessurazioni (GF) nella muratura armata .

TRALICCIO TRIDIMENSIONALE nell'edificio

(gli ingegneri dovrebbero riflettere un momento , prima di dire che lo conoscono bene)

I tralicci sono strutture reticolari spaziali nelle cui aste è dominante il regime di azione assiale.

Perché vi siano solo azioni assiali è condizione necessaria che tutto le forze con componente normale all'asse degli elementi , siano applicate ai nodi e che gli elementi siano incernierati agli estremi .

Se si considerano solo azioni assiali , allora il modello ammissibile sarà fatto interamente con elementi biella .

La biella è incernierata ai nodi ed è libera di ruotare per definizione , non può portare momento al nodo , serve per modellare elementi tesi o compressi rettilinei .

Inoltre i cordoli ed i pilastrini nella muratura confinata hanno basso momento d'inerzia (non sarebbero in grado di resistere a forti momenti) ; sono bielle che non hanno rigidezza flessionale .

Il panciuto puntone diagonale , che si instaura entro un muro portante , ha una prima meravigliosa particolarità ; *presenta un modulo di resistenza E molto più basso* dei getti in c.a. confinanti (anche se è incrementato leggermente dai carichi verticali - muratura portante)

Inoltre l'elemento presenta (scampanatura dei carichi) *altezza e quindi inerzia variabile* (massima al centro del pannello) .

Sappiamo che nei pannelli confinanti che presentano aperture , *si instaura un puntone più debole (circa 50 % allo SLU) ma che presenta lo stesso spostamento interpiano* ; in questo caso il modello sofisticato (ma non necessario) potrebbe essere quello di una debole biella curva , nella quale taglio e flessione sono accoppiati .

Il modello è formato da un traliccio interpiano resistente composto da puntoni diagonali (Struts) e tiranti - cordoli orizzontali e pilastrini verticali (Ties) .

Un tale modello - in accordo con l'analisi limite - porta a stime sicure della capacità portante ultima della struttura . Il percorso dei carichi , presentando alcuni pannelli singolarità geometriche (aperture) , attraversa zone Diffusive (D-Regions) .

Il puntone in muratura armata confinata , a basso modulo elastico , presenta una duttilità molto elevata ; ciò porta sicuramente a determinare una capacità portante non maggiore di quella effettiva e , pertanto , ad una valutazione conservativa del carico di collasso .

Il comportamento duttile del puntone è governato principalmente dalle armature metalliche di armatura nei corsi di malta , e dal basso modulo di elasticità del laterizio forato verticalmente (o dal tufo) .

L'esatta valutazione dell'accorciamento del puntone (a sezione variabile) richiede una suddivisione dell'elemento strutturale in conci .

Senza grave errore (per valutare lo spostamento interpiano) si può trascurare l'allungamento dei cordoli e dei pilastrini tesi in c.a.

Il rapporto accorciamento del puntone / allungamento del pilastrino è superiore al rapporto dei rispettivi moduli di resistenza E .

I cordoli ed i pilastrini , a trazione sono armati con quattro tondini 16 mm (il solaio è unanimemente considerato rigido) .

Nell'edificio in muratura armata , contrariamente ai tralicci in carpenteria metallica , *si instaura un traliccio tridimensionale le cui diagonali sono compresse e giacenti nello stesso piano della cornice confinante .*

La tridimensionalità , e la rigidezza (scarsa deformazione) dei solai nel loro piano , fanno sì che **non esistono zone a scarsa rigidezza** .

I pannelli con aperture *sono necessari per conseguire duttilità* in termini di spostamenti interpiano .

Nel primo modo di vibrare , *la torsione è ben contrastata* , **la perdita di forma è inattivata dalla opportuna disposizione tridimensionale delle diagonali** .

I solai , con gli incatenamenti nella cappa , hanno la funzione di impedire lo sbandamento degli elementi che collegano .

I modelli fatti con puntoni diagonali e ossatura confinante , modellano teorie semplificate , non direttamente la realtà fisica .

Cioè quello che conta , non è che il modello assomigli all'edificio in muratura confinata , ma che il modello sia in grado di cogliere gli aspetti fondamentali misurabili , dei campi di spostamento e sforzo nella struttura allo SLD e possibilmente al caso rarissimo dello SLU (terremoto distruttivo) .

E' questo sicuramente **un modello adeguato** , con il maggior grado di attendibilità che ora si può immaginare , non vi è garanzia che sia fedele al 100 % .

Non mancano i concetti di base m confermati da test ; raramente il modello della muratura confinata contiene qualche errore ed i controlli non sono onerosi .

Abbiamo deciso di adottare un modello che trascura gli effetti locali , al fine dello spostamento interpiano (il coefficiente di sfruttamento della muratura armata allo SLD è molto basso) .

Il ricorso a modelli discreti a traliccio contribuisce a dare evidenza fisica all'effettivo comportamento strutturale e consente al progettista di cogliere sia le modalità di discesa dei carichi , dalle zone di applicazione ai vincoli a terra , sia quei meccanismi locali che guidano alla scelta delle disposizioni costruttive di dettaglio .

STATO LIMITE di aderenza nelle murature armate

(sarebbe difficile citare una scoperta dovuta al ragionamento puro)

Il problema dell'aderenza ha interessato studiosi e ricercatori fin dalla nascita del c.a.

Il concetto di aderenza è fondamentale , *ha ritardato la scoperta del c.a. , ha seppellito per un secolo la muratura armata* .

L'attuale (aprile 2005) situazione della normativa e degli insegnamenti all'Università , impone il dovere di parlare a voce alta.

Questo concetto di aderenza può portare , nel nostro comportamento spesso irriflessivo , nelle nostre abitudini progettuali qualche volta inconsapevoli , *una rivoluzione di gradi proporzioni* .

E' sicuramente un concetto da rispolverare , che ci piacerà quando sarà *in contraddizione a pratiche consolidate e le scardinerà* .

Quale è lo stato di aderenza fra le armature metalliche incluse nei giunti di malta orizzontali e la malta stessa ?

Non solo è un comportamento *compreso nella lista degli stati limite da verificare* , ma sta alla base della stessa natura delle murature armate .

E' su questo comportamento che le murature armate potranno essere progettate sia sulla base dell'elasticità lineare (stato limite di servizio) che su quello della resistenza ultima , (tenendo conto della relazione sforzo deformazioni fino al carico massimo) .

La maggior parte della vecchia cultura statica si ferma qui , non si è accorta che la nuova tecnica è dirompente e scardinante (non ammette rivali) .

La muratura è una struttura tozza , **non è quasi mai sollecitata a compressione uniformemente , accade frequentemente che vi siano zone soggette a più forti compressioni locali** .

Le deformazioni (e le tensioni) sotto un carico concentrato si diffondono in una zona a ventaglio , con l'angolo caratteristico della diffusione del carico ; ma **non sono distribuite uniformemente nei piani orizzontali di questa zona** .

Si può anche aggiungere che accade frequentemente che muri non poggianti su muri sottostanti , ma su travi a spessore , sopportino significativi carichi verticali in alcune zone (diversa distribuzione delle tensioni , concentrazioni di tensioni , trazioni in alcune altre parti inferiori del muro) .

Costruzioni con muri portanti sempre allineati in verticale (insensibili alla deformazione dei solai) comportano vincoli in pianta normalmente inaccettabili .

Questo effetto di diffusione del carico è rilevante anche quando il punto d'applicazione è vicino alla intersezione dei muri , *portando a collaborare una flangia nel muro intersecante* . Era necessaria questa premessa per comprendere il nuovo concetto di flangia collaborante (ammorsature armate) .

La base , sia del concetto di snellezza convenzionale di un muro , sia del modello di comportamento scatolare , sta chiaramente nel concetto di flangia collaborante nel muro intersecante (è anche la base del fallimento irrevocabile della muratura ordinaria non armata) .

L'influenza dell'armatura disposta nei giunti di malta , non è soltanto l'aumento della resistenza a compressione , a trazione , e del modulo elastico E , ma *principalmente nell'aumento dell'angolo caratteristico di scampanatura dei carichi* (con ammorsature armate , flangia più lunga - più è alto l'edificio , più è lunga la flangia) .

Il concetto di flangia collaborante , di angolo caratteristico di scampanatura dei carichi , di ammorsature armate , di snellezza convenzionale , del fattore laterale di vincolo , sono caratteristici di strutture tozze .

L'ingegnere vuole trattare strutture snelle e pensa che la natura fragile della muratura non armata non rappresenta un grave svantaggio in banali modelli ideali soggetti eminentemente a tensioni di compressione .

L'ingegnere è giustamente rinunziatario sulla muratura ordinaria (la muratura ordinaria ha finito per trovare la sua Waterloo) .

L'ingegnere , con poca tolleranza , è disposto a permettere o accettare idee o principi diversi dai propri ; non ammette una armatura a scopi non portanti .

Per armatura a scopi non portanti , è quella che non viene esplicitamente tenuta in conto nel progetto con funzioni portanti .

Una armatura a scopi non portanti non viene , quasi mai , dimensionata con calcoli statici , ma **viene introdotta seguendo regole pratiche basate sull'esperienza e sul modello di progetto per il comportamento strutturale** .

Nella progettazione degli edifici in muratura armata si considerano lo schema tridimensionale e la connessione delle sue varie parti .

L'interazione e connessione delle sue varie parti tozze , devono essere tali da offrire la necessaria stabilità e robustezza (gli edifici che incorporano pareti di muratura devono avere le loro parti idoneamente collegate ... EC6) .

Ad un geometra di cantiere , non occorre un genio o particolari doti , per riconoscere che il meccanismo resistente di aderenza del traliccio Murfor è sufficiente e *la distruzione del meccanismo resistente di aderenza è posticipata dopo il carico massimo* .

Le armature disposte e saldate in direzione trasversale , possono efficacemente aumentare la resistenza di aderenza .

Il comportamento dell'aderenza fra i tralicci piani e la malta , dipende in modo essenziale

dall'unione saldata fra le barre .

Gli ingegneri ricercatori del MURFOR avevano esaminato con attenzione tale meccanismo al crescere della forza applicata, soprattutto volendo stabilire una misura (allo stato limite ultimo) nel caso di giunzione dei tralicci e di ammorsature fra muri intersecanti .

All'ultimo problema complicato da risolvere è stata data *una risposta con una armatura speciale Murfor SFC* , la giunzione dei tralicci Murfor va invece eseguita con cura (per non costituire un punto debole nell'opera finita , provocando potenziali fenomeni di fessurazione locale), e *sfalsata nei vari corsi* .

Le parti terminali dei tralicci *vengono tagliati in modo da poter incuneare fra loro le parti* , affinché le forze delle barre correnti possano trasmettersi integralmente tra i due tralicci giuntati .

Molti costruttori , per una serie di ragioni legate principalmente alla speditezza della posa , **tendono ad impiegare tondini di piccolo diametro per armare le murature**.

Le moderne barre comportano sempre nervature di laminazione disposte trasversalmente od obliquamente all'asse del tondino (figlie del vecchio acciaio RUMI) .

La giunzione delle barre , come pure **l'importante problema dell'armatura** (vedi disegni) **delle ammorsature fra i muri intersecanti** , è **facilitata dall'impiego del tondino** .

Nelle barre impiegate nel c.a. si possono distinguere zone di buona aderenza e zone di cattiva aderenza ; nelle murature armate non si possono distinguere zone di cattiva aderenza .

Quanto maggiore è l'effetto di aderenza del tondino , tanto maggiore è il rischio di distruzione della malta (M2) lungo l'armatura .

La formulazione dei calcoli di aderenza è stata riferita alla nozione di stato limite , benché allo stato attuale della conoscenza , sia ancora necessario ricorrere provvisoriamente a metodi basati sulla nozione di tensioni ammissibili .

I valori delle tensioni di aderenza conducono a diametri di tondini non maggiori di 8 mm , che *per le usuali disposizioni delle armature incluse nelle murature garantiscono una sufficiente sicurezza* (confortata da test) .

Angoli rientranti in aperture e discontinuità lungo l'altezza sono particolarmente esposti al pericolo di fessurazioni (dato osservazionale) ; sono luoghi di concentrazioni delle deformazioni e delle tensioni .

Ho visto capi cantiere inventare ancoraggi supplementari (in particolare infilare un piccolo gancio nei fori verticali del laterizio) , ma la disposizione normale delle armature ed i bassi tassi di lavoro , garantiscono una sufficiente sicurezza fino allo stato limite ultimo .

Non si hanno scorrimenti di barre , ne il decadimento di resistenza arriva sino al valore di attrito fra la malta circostante ed un manicotto di malta avvolto intorno alla barra stessa nervata (sfilamento) .

Lo spessore della malta non deve superare i 10 mm (dettaglio essenziale) , i cottimisti migliori hanno la magica capacità di arrivare a 8 mm .

Nel solco della stessa filosofia progettuale si collocano i blocchi di laterizio ad altezza calibrata (blocchi rettificati) , che permettono una posa in opera con corsi di malta molto stretti (la posa in opera con colla non ci interessa , è muratura ordinaria non armata) .

Si può dire che *le barre nervate commerciali di piccolo diametro impiegate nelle murature armate* , *soddisfanno i requisiti di alta aderenza* , anche sotto azioni cicliche .

L'aggettivo nervato può essere usato ormai come sinonimo di alta aderenza per i piccoli diametri .

In un prossimo futuro saranno disponibili barre di piccolo diametro ad alta duttilità .

Sotto azioni cicliche (pochi cicli) e solo in particolari zone della muratura , la malta che si

ha attorno al tondino nervato , può alternativamente trovarsi a monte dei denti della barra , o a valle (tentativo di sfilamento nei due sensi) .

Questo non vuol dire che una barra tesa si trasforma in barra compressa (le barre sono solo tese dai carichi permanenti) .

Anche lo spessore della barra di ricoprimento è molto piccolo ; ma la malta M2 non ha sacche porose e zone con materiale meno resistente .

Normalmente il numero di barre in uno strato di malta è ridotto all'unità (una barra ad ogni corso di malta) .

Due barre nello stesso letto di malta non permettono di effettuare ammorsature armate nei muri intersecanti (dettaglio essenziale) ; la giunzione dell'unica barra risulta agevole e spedita .

Le tensioni prodotte dai carichi di lunga durata (carichi permanenti , ossia di durata illimitata) sono una piccola frazione di quelli che possono prodursi durante terremoti di media e bassa intensità (SLD) o durante l'evento molto raro dello SLU (terremoto distruttivo) .

All'inizio dell'applicazione del carico ciclico , o sotto al carico massimo del primo ciclo , l'aderenza è ancora integra , ne i carichi permanenti hanno prodotto alcun scorrimento barra - malta .

La ripetizione dei successivi pochi cicli di carico , cui consegue l'incremento degli scorrimenti acciaio - malta , ha per effetto di ridurre il picco tensionale che si presenta nei primi cicli , e di disporre lungo la barra una diversa distribuzione (zone dissipative) delle tensioni , con presenza di inevitabili fessurazioni e con *talvolta (caso raro del terremoto distruttivo) disorganizzazioni locali di tipo duttile* , anche con quantitativi minimi , ma diffusi di armature metalliche .

Nelle murature armate *le disorganizzazioni locali saranno sempre poco estese e lo SLU non viene mai raggiunto per instabilità* .

Con l'impiego in zona sismica di acciaio ad alta duttilità , le armature diffuse di queste strutture tozze , possono raggiungere la resistenza di progetto (oltre la tensione di progetto che è diminuita del coefficiente parziale) .

Nozioni più precise sulla disposizione delle armature , capaci di soddisfare i diversi stati limite , possono ottenersi da prove in scala reale (tenendo conto del peso proprio) .

Un pannello nulla ci dice sulla flangia e sulla scolarità organizzata dell'edificio .

E' così difficile capire la muratura armata ?

Le murature armate (compreso la tamponatura armata , le tramezze armate , ...) **NON sono strutture piane isolate caricate nel loro piano medio** .

Nelle murature armate (strutture tozze) è necessario distinguere le questioni di carattere generale dai problemi più propriamente tecnici .

Nelle strutture snelle , i principi generano regole di applicazione , *nelle strutture tozze ed armate è successo che i principi sono diventati paradigmatici , osservando i dettagli ed i suoi differenti aspetti* (non sempre apparenti - vedi sottotitolo) .

L'aderenza delle armature diffuse , in particolare nelle intersezioni dei muri (anche a doppio paramento) è una questione fondamentale di carattere generale , nel suo complesso ed in rapporto ad altre questioni generali (scampanatura dei carichi , fattore laterale di vincolo , snellezza convenzionale , flangia collaborante , scolarità multipiano , influenza del peso proprio ,) deve essere sviluppato nel suo possibile uso pratico .

Il concetto di aderenza delle armature incluse modifica le specifiche di sicurezza nei confronti dei materiali , incluso i coefficienti parziali , e l'adattamento ai livelli di sicurezza richiesti . Sull'argomento saranno gradite proposte per miglioramenti ed aggiunte.

STATO LIMITE di fessurazione

(c'è nelle cose delle murature armate , una congiura universale di silenzio , di mistero puerile , di incompletezza, nessuno vuole uscire dalla routine)

La progettazione degli edifici in muratura armata o in muratura confinata sarà sempre molto diversa e non comparabile a quella delle strutture in c.a. o in carpenteria metallica .
Qui il modello è di strutture snelle , là di un insieme articolato di strutture tozze (non più fragili , devono resistere ai terremoti ed alle esplosioni) .

Il principale scopo della progettazione strutturale di un edificio residenziale è quello di assicurare che la struttura *garantisca sicurezza senza fessurazioni che possono nuocere all'aspetto architettonico dell'opera* .

Le azioni (forze) applicate alle murature armate danno luogo a stati tensionali non elevati .

Lo stato fessurativo costituisce la normale situazione nella quale si trovano in esercizio , le strutture in c.a. e spesso la fessurazione influenza in modo essenziale lo stato di deformazione .

Lo stato limite di fessurazione può essere considerato come misura della durabilità.

Nelle murature armate , dove le risorse di durata sono maggiori , la valutazione necessaria della durabilità è un poco soggettiva , attraverso la valutazione dello stato strutturale nel suo complesso (definito per es. con una scala di aggettivi) , considerando anche l'evolversi nel tempo .

Nelle murature armate ad ogni corso e con laterizi di qualità certificata , non si esclude in linea generale la possibilità di avere fessure , ma certo è *garantita che la probabilità di averle sarà molto piccola , ed isolata in alcune particolari zone* (modellazione per la gerarchia delle fessurazioni) .

Infatti le murature armate presentano in trazione , *allungamenti non trascurabili , come se possedessero una apparente plasticità* ; tali allungamenti sono dovuti ad una microfessurazione diffusa del laterizio e del sottile strato di malta attorno alle armature .

Quello che si desidera ottenere (tollerare) è il caso di una fessurazione diffusa , ma con ampiezze delle fessure molto più ridotte .

Solo quando si supera l'aderenza , la fessurazione passa a frazioni di mm .

Tale apparente plasticità dipende da :

- la percentuale di armature tese , il diametro dei tondini , la natura della loro superficie , le armature a traliccio piano ,

- lo spessore dei giunti di malta , la qualità della malta , la qualità dei laterizi , la percentuale di foratura verticale ,

Non sempre si ha la possibilità di premiare le migliori situazioni di armature incluse (quantità , tipo , diffusione , aderenza delle barre , ...) per le quali sono possibili i maggiori allungamenti .

Si sa che si può tenere conto del fatto che , una volta raggiunta nel laterizio la resistenza a trazione , sono possibili nelle murature armate ulteriori deformazioni in virtù della sua pseudo plasticità .

Sfortunatamente resta pur sempre il fatto che non vi è modo (ancora) *di tenere conto in modo differenziato di tale plasticità* , ma ci si deve accontentare di valutare l'influenza con corsi sottili di malta e con l'impiego di acciaio ad alta duttilità .

Generalmente si pensa che le armature nella muratura siano conglobate nei giunti orizzontali di malta , come in una trave (si aumenta l'angolo caratteristico di scampanatura dei carichi

).

E' una visione miope , strutturalmente errata , e come avrai seminato , così mieterai .
Si deve insistere nel concetto di fattore laterale di vincolo (muro intersecante) che determina la snellezza convenzionale di un muro .

E' con ammorsature armate nei muri intersecanti che si instaura la flangia collaborante e la scolarità .

Questo è il dettaglio essenziale nella muratura armata (anche Murfor ha una armatura speciale) .

Si deduce che la capacità di resistenza alle sollecitazioni orizzontali, ed ai cedimenti differenziali delle fondazioni , *può derivare solo dalle singole capacità di resistenza delle ammorsature armate* .

Nella muratura confinata ed indentellata, con armature passanti il pilastrino, questo dettaglio essenziale è sempre soddisfatto (come pure il principio di gerarchia delle fessurazioni) .

La prova fondamentale del valore della muratura confinata è nella superiorità delle ammorsature fra i muri intersecanti .

Si può quindi arrivare a capire il *CRITERIO DELLA GERARCHIA DELLE FESSURAZIONI (GF)* (ammorsature forti , armatura conglobata nei letti di malta , più debole) .

Bisogna impegnarsi a non permettere fessurazioni nelle intersezioni dei muri ; eventuali fessurazioni si devono manifestare in altre zone dissipative .

Le intersezioni dei muri non sono zone dissipative .

Sono elementi di rilevante importanza strutturale, che richiedono un particolare controllo durante la costruzione , *dovranno altresì essere indicati sui disegni di progetto* (anche nei cantieri in cui è garantita la sicurezza nei confronti del collasso , senza una esplicita verifica di sicurezza) .

La configurazione delle armature e delle piegature deve essere scelta in modo da garantire il massimo collegamento al muro intersecante (garantire la mutua collaborazione tra le pareti intersecanti , più che la specifica resistenza di ciascuna di queste) .

I muri si possono considerare irrigiditi lungo un bordo verticale se , non si forma alcuna fessura tra il muro ed il suo irrigidente .. (EC6 , 4.4.4.2) .

Cioè la misura della sicurezza potrà dirsi positiva , se la possibilità di rilevare fessure è esclusa nella zona delle ammorsature fra muri intersecanti , questa circostanza è ben considerata nell'EC6 .

Si vuol dire che considerazioni elementari di statica , possono condurre a valori più prudentiali in questo dettaglio essenziale.

Una norma generale non può contenere indicazioni particolari di dettaglio ; il progetto esecutivo invece deve contenere indicazioni precise di dettaglio essenziale , che determina la misura della sicurezza .

La norma tecnica deve essere sufficientemente comprensibile da chi la dovrà usare , ed essere programmabile in software affidabili . I principi non sono programmabili , lo sono le regole applicative .

Nei riguardi della corrosione , l'aggressività dell'ambiente , in edilizia abitativa , è moderata nei muri esterni esposti alla pioggia .

La possibilità di durabilità di un'opera miglioreranno in effetti di molto se le barre sono ben protette .

Anche per lo stato limite di fessurazione , occorre procedere sulla base di un modello di calcolo sufficientemente attendibile (ossia tale da fornire risultati sostanzialmente in accordo con quelli sperimentali e di collaudo dell'edificio completo) .