

LA REGOLARITÀ STRUTTURALE NELLA PROGETTAZIONE DI EDIFICI IN ZONA SISMICA

Aurelio Gherzi

Istituto di Scienza delle costruzioni, Università di Catania

Sommario

Si prende in esame l'influenza della regolarità degli edifici sulla scelta del modello strutturale e sul comportamento elastico ed inelastico della struttura soggetta ad eventi sismici

Introduzione

Per ottimizzare il rapporto tra prestazioni e costi, le indicazioni progettuali di ogni normativa sismica sono basate su obiettivi differenziati in funzione della probabilità di occorrenza dell'evento sismico. Nel caso di un evento che ha alta probabilità di verificarsi durante la vita dell'edificio (quindi di intensità non particolarmente elevata) è necessario garantire che la struttura rimanga sostanzialmente in campo elastico e che gli elementi non strutturali (elementi di finitura, impianti, ecc.) subiscano al più danni limitati; in tal modo il costo di riparazione non sarà sproporzionato rispetto al valore dell'opera stessa. Per un evento sismico che ha bassa probabilità di verificarsi durante la vita dell'edificio (quindi molto più forte del precedente) si mira solo ad evitare che la struttura crolli; si ritiene cioè inevitabile che essa superi il limite elastico e subisca danni anche molto rilevanti, perfino tali da renderne più economico l'abbattimento anziché la riparazione.

Nell'uno e nell'altro caso, il comportamento di un edificio reale viene esaminato definendo opportuni modelli. Occorre innanzitutto definire un *modello strutturale*, cioè lo schema da utilizzare nel calcolo, per il quale è necessario indicare anche quali elementi considerare e quali trascurare, nonché le ipotesi semplificative utilizzabili nel passare dalla realtà allo schema. Occorre poi definire un *modello per le azioni*. Noi possediamo la registrazione di numerosi eventi sismici, ma per progettare una struttura dobbiamo "prevedere" quelle che saranno le azioni future che essa dovrà sopportare; dobbiamo quindi definire i terremoti di progetto, ovvero gli spettri di risposta elastico e di progetto. Occorre infine definire un *modello di comportamento*, cioè indicare in che modo valutare la risposta della struttura all'azione sismica. Ciò può essere fatto con analisi al passo, in regime inelastico o in regime elastico, o con metodi più semplici quali l'analisi modale e l'analisi statica.

La scelta dei modelli è legata agli obiettivi che l'analisi si pone, ma è fortemente condizionata anche dalla regolarità dell'edificio che si vuole esaminare. Le considerazioni che seguono cercheranno di chiarire quale sia l'influenza della regolarità, o della mancanza di regolarità, e come essa condizioni in particolare la scelta del modello strutturale, il comportamento elastico (risposta a sismi deboli) e quello inelastico (risposta a sismi forti).

Regolarità

La regolarità di un edificio e della sua struttura è importante in generale, anche quando esso è soggetto esclusivamente a carichi verticali, ma diventa particolarmente rilevante in zona sismica. La regolarità condiziona infatti la *capacità di prevedere* il comportamento della struttura, la *qualità* del suo comportamento, il *costo* necessario per renderla accettabile.

Il termine *regolarità* racchiude due concetti distinti, anche se spesso associati l'un l'altro: *semplicità strutturale* e *uniformità*. Col primo ci si riferisce all'esistenza di percorsi chiari e diretti per la trasmissione delle azioni (carichi verticali o azioni sismiche), dal punto in cui sono applicate fino alla fondazione, attraverso i diversi elementi, strutturali e non, che compongono l'edificio. La semplicità strutturale consente una facilità di dimensionamento, di modellazione della struttura, di analisi (risoluzione dello schema), di definizione dei dettagli costruttivi. Col secondo si intende contemporaneamente una uniforme distribuzione dei carichi (verticali o sismici) ed una uniforme distribuzione degli elementi resistenti o, per lo meno, una stretta relazione tra distribuzione dei carichi e distribuzione degli elementi resistenti. In particolare in zona sismica occorre curare l'uniformità delle *masse*, perché l'azione sismica è proporzionale alle masse presenti, delle *rigidezze*, perché in fase elastica l'azione sismica si distribuisce tra gli elementi in proporzione alle rigidezze, delle *resistenze* e delle *duttilità*, perché queste condizionano il comportamento quando si supera la fase elastica.

Regolarità e modello strutturale

Nello schematizzare un edificio si effettuano di solito una serie di ipotesi, quali

- trascurare gli elementi non strutturali (tramezzi e tompagni);
- considerare ciascun impalcato come infinitamente rigido nel proprio piano;
- assumere uno schema geometrico di telaio spaziale o di insieme spaziale di telai piani;
- considerare la struttura incastrata al piede ed analizzare separatamente la fondazione, soggetta alle azioni di incastro

Queste ipotesi possono essere inficiate, in misura minore o maggiore, dalla mancanza di regolarità.

Elementi non strutturali

I pannelli in muratura inseriti nelle maglie di un telaio (tramezzi o tompagni) possono essere schematizzati con diverso grado di precisione. Il modello più sofisticato, agli elementi finiti, consiste nel suddividere il pannello in un insieme di lastre, collegate in più punti alla maglia di telaio; ciò consente di analizzare anche pannelli con aperture, ma occorre superare problemi non indifferenti se si vuole tenere conto dell'unilateralità del contatto muratura-telaio, dell'anisotropia della muratura dovuta all'alternarsi di pietre o mattoni e malta, della sua scarsa resistenza a trazione. Un'alternativa più semplice consiste nel considerare il pannello come una singola lastra, collegata alla maglia di telaio nei

quattro vertici; i problemi citati e l'effetto dei fori vengono però persi, a meno di non introdurre nuovi modelli di lastra che ne tengano conto. Il modello più comune, infine, è quello di pendolo, disposto nella diagonale compressa, avente un'opportuna larghezza B scelta in modo da ottenere una buona rispondenza con modelli teorici più sofisticati o con dati sperimentali. A tale proposito si possono citare gli studi sperimentali svolti da Stafford Smith et al.¹⁰⁺¹², che forniscono valori di B compresi tra $0.15 l_d$ e $0.30 l_d$ (essendo l_d la lunghezza della diagonale); la formulazione proposta da Pagano⁸ che mette in relazione B con l'area A del pannello di muratura ($B = 0.5 A / l_d$) e fornisce valori compresi tra $0.20 l_d$ e $0.25 l_d$; la normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle Regioni Basilicata, Campania e Puglia¹ che consiglia di assumere cautelativamente una larghezza pari a $0.10 l_d$.

La scelta se includere o no i pannelli in muratura nel modello strutturale è legata alla comprensione del comportamento fisico del sistema e quindi alla valutazione dell'entità degli effetti indotti su travi e pilastri dalla presenza dei tompagni. Pensando al modello più semplice, di pendolo, si capisce facilmente che la componente verticale della forza assiale che esso assorbe induce sforzo normale nei due pilastri adiacenti. Tenendo poi presente che in realtà il pannello murario ha un contatto diffuso con le aste e non trasmette la forza direttamente nel nodo, si comprende che all'estremità dei pilastri nasce un taglio, che può cautelativamente essere considerato pari alla componente orizzontale della forza nel pannello, ed un momento flettente, convenzionalmente valutato ipotizzando che la forza di taglio sia applicata a una distanza dal nodo pari a un decimo dell'altezza del pilastro. Analoghe variazioni si hanno ovviamente anche per le caratteristiche di sollecitazione nelle travi.

I pannelli murari assorbono un'aliquota dell'azione sismica che in molti casi può andare dal 10 al 50% (Gheisi e Lenza⁵) e ciò comporta una corrispondente riduzione delle caratteristiche di sollecitazione nelle aste della struttura intelaiata. Se i pannelli murari presentano una distribuzione regolare, cioè sono in numero adeguato e disposti con uniformità in pianta, l'incremento di sollecitazioni su travi e pilastri dovuto all'effetto locale di interazione è minore della riduzione globale. Occorre però fare attenzione a due problemi strettamente legati alle peculiarità dell'azione sismica. Innanzitutto, la presenza di pannelli murari comporta un irrigidimento dello schema e quindi una riduzione del suo periodo proprio; ciò ne condiziona la risposta dinamica elastica e può provocare un incremento dell'azione sismica, specialmente quando la struttura "nuda" è molto deformabile, cioè ha un periodo proprio elevato. In secondo luogo, la muratura ha un comportamento fragile; ciò ha influenza sulla risposta inelastica, perché quando avviene la rottura dei pannelli, l'aliquota di azione sismica portata da essi si scarica istantaneamente sulla struttura, col rischio di un collasso improvviso di questa. In definitiva, trascurare il contributo di tramezzi e tompagni, quando essi sono disposti con regolarità, è effettivamente a vantaggio di sicurezza purché la struttura sia di per sé sufficientemente rigida e si prendano opportuni accorgimenti per conferire agli elementi strutturali una

resistenza maggiore dei pannelli murari ad essi adiacenti (con adeguate armature longitudinali e soprattutto con una forte staffatura).

Se la distribuzione di tramezzi eKompagni non è regolare, il comportamento strutturale può peggiorare sotto diversi punti di vista. Quando nell'edificio sono presenti pochi Kompagni molto robusti, l'incremento di sollecitazioni dovuto all'effetto di interazione locale è maggiore della riduzione globale; i pilastri e le travi ad essi adiacenti possono andare in crisi prima di quando avverrebbe per una struttura nuda. Quando la distribuzione planimetrica dei pannelli murari è irregolare, il comportamento della struttura viene modificato e si possono riscontrare incrementi anche notevoli di sollecitazione sugli elementi più eccentrici; particolarmente fuorviante è il caso di edifici con struttura simmetrica o bilanciata (baricentro delle masse coincidente con quello delle rigidità) ed elementi non strutturali dissimmetrici. Entrambe le situazioni (irrigidimenti concentrati o planimetricamente irregolari) possono poi accentuare i problemi di resistenza e rigidità degli impalcati, discussi più avanti. Infine, una distribuzione irregolare dei Kompagni in pianta o lungo l'altezza può accentuare i problemi di risposta dinamica in campo elastico ed inelastico, anch'essi affrontati nel seguito sotto la voce irregolarità in pianta ed irregolarità in elevazione.

Impalcato

Col termine "impalcato" si intende l'insieme di solai e travi posti ad una stessa quota; il termine è usato in particolare quando li si considera soggetti ad azioni orizzontali ed in tal caso la parte resistente di questo elemento è, principalmente, la soletta del solaio. Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, in genere si considera separatamente il solaio come trave continua appoggiata sulle travi (o vincolata con incastro parziale) e le travi come appartenenti al telaio spaziale e caricate con l'azione uniforme trasmessa dal solaio. Per valutare il contributo dell'impalcato nei confronti delle azioni orizzontali, lo si potrebbe schematizzare come un insieme di lastre, collegate ai nodi del telaio spaziale. Ciò consentirebbe di tenere conto della deformabilità dell'impalcato nel suo piano, ma aumenterebbe notevolmente la complessità numerica dello schema. È quindi prassi comune considerarlo come un elemento infinitamente rigido nel suo piano e quindi un vincolo mutuo tra i nodi del telaio spaziale. In presenza di azioni sismiche è quindi necessario verificare la *rigidità* e la *resistenza* dell'impalcato. La prima verifica è necessaria solo se si è formulata l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel suo piano; essa richiede di analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate, calcolarne la deformazione (con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave deformabile a taglio) ed infine confrontare le deformazioni relative tra impalcati adiacenti con gli spostamenti relativi forniti dalla risoluzione del telaio spaziale. La seconda è invece sempre necessaria; anch'essa parte dall'analisi dell'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate (eventualmente utilizzando azioni ottenute

mediante schemi limite per tenere conto di elementi trascurati nello schema risolutivo, quali i pannelli murari) e consiste nel calcolarne lo stato tensionale (con uno degli schemi già citati) e confrontare le tensioni con i valori ammissibili (o le caratteristiche di sollecitazione con i valori limite), valutando l'adeguatezza della sezione in calcestruzzo e l'eventuale necessità di armature aggiuntive per garantire la resistenza.

Nel caso dell'impalcato sono causa principale di irregolarità una forma poco compatta e la presenza di grosse rientranze o parti mancanti nell'impalcato, che riducono localmente la resistenza e rendono possibili grosse deformazioni localizzate. Il suo comportamento può essere peggiorato dalla presenza di un numero molto basso di elementi resistenti verticali (singole pareti o nuclei irrigidenti), perché per riportare l'azione sismica a tali elementi nascono sollecitazioni e deformazioni rilevanti, e dalla brusca variazione della rigidezza degli elementi resistenti verticali (telai e soprattutto pareti) tra un piano e l'altro, che comporta la necessità di trasferire azioni rilevanti da un punto all'altro l'impalcato. Inoltre anche la presenza di elementi non strutturali, trascurati nel modello geometrico perché a vantaggio di sicurezza per travi e pilastri, può dar luogo ai problemi innanzi elencati; è quindi necessario tenerne sempre conto, anche con semplici schemi limite, nella verifica di resistenza dell'impalcato (Gherzi e Lenza⁶).

Schema geometrico di telaio

L'uso di sezioni molto diverse, la presenza di travi che scaricano su altre travi o di pilastri che scaricano su travi ed altre irregolarità geometriche analoghe creano sia problemi di comportamento (cattiva trasmissione delle azioni da un elemento all'altro) che difficoltà di modellazione (perché lo schema di telaio, piano o spaziale, richiede che gli assi delle aste che si uniscono in un nodo convergano in un punto). Alcune situazioni possono rendere inaccettabile l'uso di modelli strutturali comunemente adottati, quale quello di insieme spaziale di telai piani. È il caso, ad esempio, della mancanza di alcune aste verticali che comporta rilevanti spostamenti verticali di alcuni nodi ed inficia il modello, in quanto esso trascura la congruenza verticale dei telai ortogonali nei punti di contatto; oppure la non ortogonalità di alcune travi che rende non più trascurabile la interazione flessione-torsionale tra i telai ortogonali.

Separazione tra struttura e fondazione

L'ipotesi di struttura incastrata al piede è accettabile se la rigidezza degli elementi di fondazione è maggiore di quella delle travi e dei pilastri. Questo si può ottenere facilmente se le aste in elevazione hanno rigidezze tra loro comparabili. La presenza di alcune aste molto più rigide (ad esempio pareti in c.a.) renderebbe necessario conferire una rigidezza molto elevata agli elementi di fondazione. Ciò può essere anche non sufficiente, a causa della inevitabile deformabilità del terreno, a meno di non realizzare una fondazione scatolare estremamente rigida.

Regolarità e comportamento elastico

La risposta di uno schema a comportamento elastico ad un assegnato moto del terreno di base può essere valutata, con differente grado di precisione, mediante diversi tipi di analisi: analisi *al passo* in regime elastico, analisi *modale*, analisi *statica*.

L'analisi al passo consiste nel risolvere con procedimenti numerici le equazioni del moto (equilibrio dinamico) in modo da ottenere la "storia" della risposta, cioè i valori assunti da tutte le grandezze (spostamenti, caratteristiche della sollecitazione, ecc.) istante per istante. Tra i numerosi procedimenti proposti, si può citare:

- scomposizione dell'accelerogramma in singoli impulsi; l'effetto di ciascun impulso è fornito dall'integrale di Duhamel e la risposta complessiva è valutata come somma dei contributi dei singoli impulsi;
- espressione della deformata generica come combinazione lineare delle deformate modali; in questo modo le equazioni del moto si semplificano, passando da un sistema completo ad un insieme di equazioni disaccoppiate (ciascuna analoga a quella di un oscillatore semplice) e la risposta complessiva è valutata come combinazione dei risultati delle singole equazioni;
- metodo di Newmark, cioè un'analisi numerica che ipotizza noto (costante oppure lineare) l'andamento dell'accelerazione nel singolo passo.

L'analisi modale è una semplificazione del secondo metodo di analisi al passo; anziché valutare il contributo delle singole deformate modali ad ogni istante, si determina il massimo contributo di ciascuna leggendo il valore da uno *spettro di risposta elastico* (determinato dallo studio numerico di oscillatori semplici); i diversi contributi massimi si combinano in maniera statistica con metodi quali l'SRSS (square root sum of squares = radice quadrata della somma dei quadrati) o, in caso di modi con periodi molto prossimi l'un l'altro, il CQC (complete quadratic combination). L'analisi modale fornisce solo i valori massimi della risposta, ma questi sono effettivamente molto prossimi a quelli esatti, ottenuti mediante l'analisi al passo.

L'analisi statica è un'approssimazione dell'analisi modale, ottenuta considerando solo il primo modo (di uno schema piano) ed ipotizzando un andamento della deformata modale lineare lungo l'altezza del telaio. Se il primo modo è effettivamente prevalente (il che avviene per strutture con periodo non troppo alto, cioè non molto deformabili) ed il comportamento è sostanzialmente piano (schemi con dissimmetrie planimetriche piuttosto piccole) i risultati dell'analisi statica sono cautelativi, in quanto forniscono spostamenti e sollecitazioni maggiori rispetto a quelli dell'analisi modale, con scarti in genere compresi tra il 10 e il 30%.

Tra le analisi citate, l'analisi al passo ha grande importanza a livello di ricerca e costituisce il termine di paragone per le altre due. Essa però è applicabile per singoli accelerogrammi e quindi potrebbe essere usata in pratica solo per verificare il comportamento di una struttura per un terremoto già verificatosi. Volendola utilizzare in fase di progetto, sarebbe necessario definire un in-

sieme di possibili terremoti ed analizzare statisticamente la risposta della struttura a tale insieme. Ai fini pratici si utilizzano, quindi, l'analisi modale o quella statica, facendo riferimento a spettri di risposta elastica di progetto forniti dalla normativa, ricavati mediante una analisi statistica degli eventi sismici passati (figura 1).

Storicamente, l'analisi statica è stata la prima ad essere utilizzata ed ancora oggi è adottata dalla maggior parte dei progettisti di strutture antisismiche, anche se le difficoltà numeriche che un tempo ne limitavano l'uso sono oggi del tutto superate grazie all'uso di personal computer. Tuttavia, nell'utilizzare l'analisi modale anziché quella statica occorre chiarire bene la "filosofia" che sta sotto a tale scelta. C'è chi vede l'analisi modale come un mezzo per risparmiare, quasi un premio per i progettisti più bravi, partendo dalla considerazione che essa fornisce risultati sostanzialmente "esatti", sulla cui base è possibile qualche riduzione di sezioni o armature (grazie al 10-30% di scarto già citato). Altri invece (tra cui alcune importanti normative sismiche di stati extraeuropei) la considerano un mezzo per essere più prudenti, grazie a cui conoscere in maniera più precisa la distribuzione di azioni tra i diversi elementi e i vari piani dello schema (cosa utile in particolare per strutture irregolari), ma ritengono che i suoi risultati debbano essere scalati in maniera tale da ottenere alla base del telaio lo stesso taglio valutato mediante l'analisi statica. Se si considera la risposta elastica dello schema ad un singolo sisma reale, la prima posizione appare indubbiamente più corretta. Bisogna però ricordare che lo spettro di progetto che si usa per un sisma futuro, pur essendo basato sull'esame di sismi passati, è in buona parte convenzionale, dovendo tra l'altro tenere conto anche del fatto che in caso di sisma molto forte la struttura andrà in campo plastico, e che è tarato "sperimentalmente" sulla base dell'esame del comportamento di strutture esistenti (fino ad ora progettate con l'analisi statica) durante sismi reali.

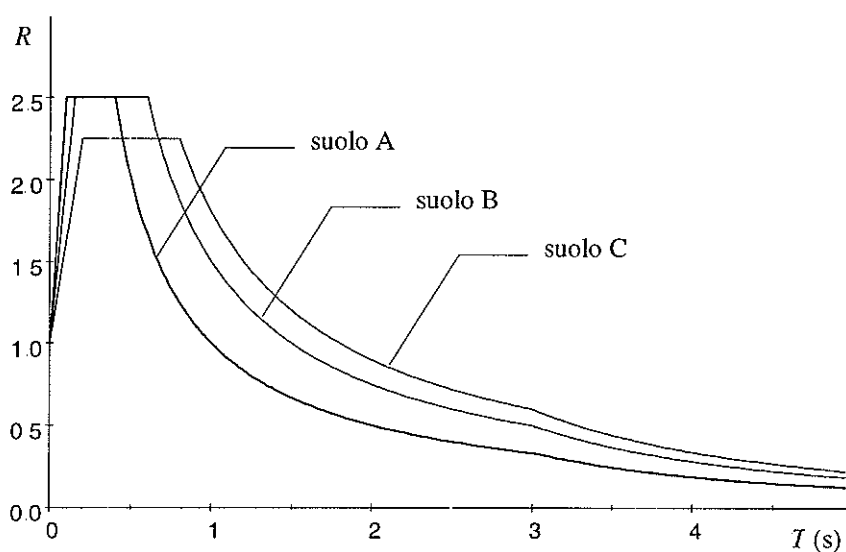


Figura 1 - Spettri di risposta elastica proposti dall'Eurocodice 8

Nella valutazione del comportamento elastico, la scelta del tipo di analisi è condizionata, in maniera anche rilevante, dalla presenza di irregolarità. In particolare, è opportuno esaminare l'influenza di irregolarità *in elevazione*, cioè lungo l'altezza dell'edificio, separatamente da quello delle irregolarità *in pianta*.

Irregolarità in elevazione

Si considerano irregolarità in elevazione tutte le brusche variazioni di rigidezza o di massa. Esse possono essere dovute al cambiamento della pianta architettonica da un piano all'altro, a brusche variazioni degli elementi strutturali (pilastri o pareti che cambiano sensibilmente dimensioni, o si interrompono, da un piano all'altro), alla diversa consistenza degli elementi non strutturali (ad esempio un piano terra a pilotis o con negozi con grandi vetrine ed assenza quasi totale di tompagnature perimetrali), alla variazione di massa (ad esempio per la diversa destinazione d'uso o per la presenza di elementi particolari, quali piscine o giardini pensili).

A causa di queste irregolarità, la deformata modale può assumere forme insolite rendendo meno verosimili i risultati dell'analisi statica. In questi casi l'uso dell'analisi modale è fortemente consigliato, anche se l'analisi statica risulta ancora cautelativa, almeno nella grande maggioranza dei casi.

Irregolarità in pianta

Sostanzialmente, si considera irregolarità in pianta la non coincidenza tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze. Questa è dovuta principalmente alla mancanza di simmetria della pianta architettonica, anche se un corretto dimensionamento delle sezioni degli elementi strutturali dovrebbe mirare a rendere lo schema "bilanciato", cioè a far coincidere i due centri anche in assenza di simmetria. Occorre inoltre tenere presente che anche in caso di piante sostanzialmente simmetriche i pannelli murari possono non rispettare tale simmetria; ciò si verifica, ad esempio, nel caso di edifici costruiti in adiacenza, nei quali le tompagnature lungo le pareti cieche hanno una rigidezza diversa da quelle di facciata, abbondantemente sfinestate. A maggior ragione nel caso di edifici asimmetrici la disposizione dei pannelli murari può annullare gli sforzi del progettista di rendere lo schema bilanciato; ciò si verifica in particolare quando il contorno della pianta è molto frastagliato.

A causa dell'eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidezze, il comportamento dinamico della struttura presenta un notevole contributo rotazionale che non viene colto correttamente dall'analisi statica, anche quando questa viene effettuata utilizzando uno schema strutturale tridimensionale. La rotazione indotta dinamicamente può essere infatti ben diversa da quella provocata da forze statiche, specialmente nel caso di strutture deformabili torsionalmente.

Il comportamento del sistema è governato da un numero limitato di parametri: raggio d'inerzia delle rigidezze r_k e delle masse r_m , eccentricità tra i centri di massa e di rigidezza e , periodo traslazionale disaccoppiato (cioè in as-

senza di eccentricità) I . Tra questi assumono particolare importanza il rapporto tra le frequenze traslazionale e rotazionale disaccoppiate $\Omega_\theta = r_k / r_m$ e l'eccentricità e_s . Un confronto esemplificativo dell'influenza di questi parametri è fornito dalla figura 2, che riporta per uno schema ad un solo piano la deformata modale (che ha andamento curvilineo in quanto inviluppo di più deformate) e quella fornita dall'analisi statica. Per sistemi torsionalmente rigidi, cioè con Ω_θ sufficientemente maggiore dell'unità, l'analisi statica fornisce risultati cautelativi dal lato rigido ma sottostima lo spostamento dal lato flessibile (a). Quando Ω_θ è pari a uno, l'analisi statica sottovaluta nettamente anche lo spostamento del lato rigido (b). Infine, per sistemi torsionalmente deformabili, cioè con Ω_θ minore dell'unità, l'errore commesso nel lato rigido diventa veramente rilevante (c) e per piccoli valori dell'eccentricità la deformata statica fornisce indicazioni addirittura opposte rispetto a quelle dell'analisi modale (d).

La via più corretta da seguire nel caso di strutture planimetricamente irregolari consiste indubbiamente nell'applicare l'analisi modale ad uno schema tridimensionale che includa, ove necessario, anche gli elementi non strutturali. D'altro canto si può facilmente intuire che una esaltazione della rotazione può essere ottenuto anche nel caso di analisi statica, purché si sposti il punto di applicazione delle forze di un'opportuna quantità Δe , che potremmo chiamare *eccentricità correttiva* per evidenziare il fatto che essa serve a correggere i risultati dell'analisi statica rendendoli comparabili con quelli dell'analisi modale. Essa può essere determinata imponendo che l'analisi statica così corretta fornisca gli stessi spostamenti dell'analisi modale nei punti estremi dell'impalcato

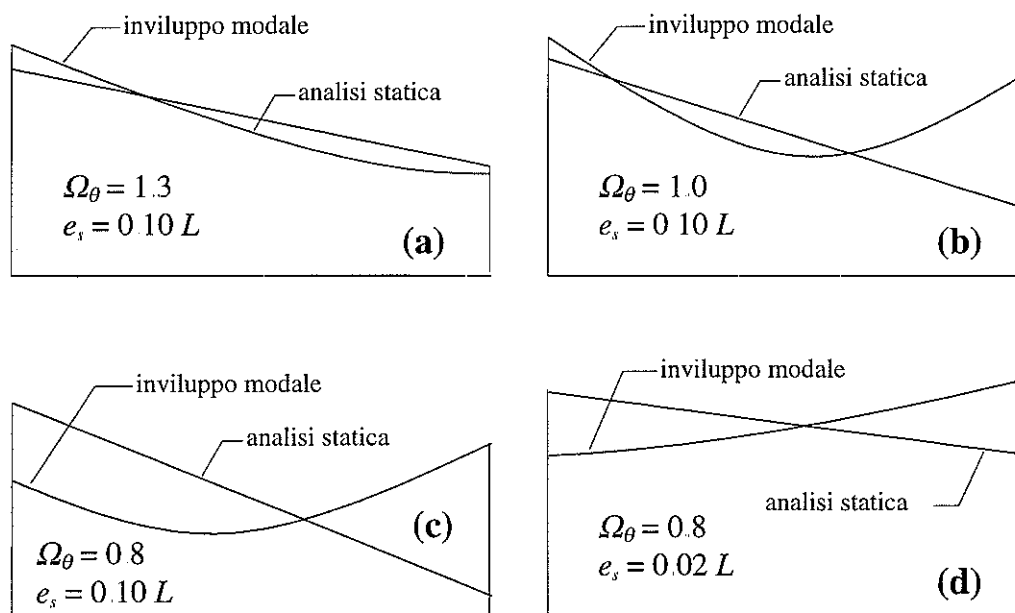


Figura 2 - Influenza del rapporto tra le frequenze traslazionale e rotazionale disaccoppiate Ω_θ e dell'eccentricità e_s sulle deformate statica e modale (periodo disaccoppiato $T=1$ s, spettro EC8 suolo A).

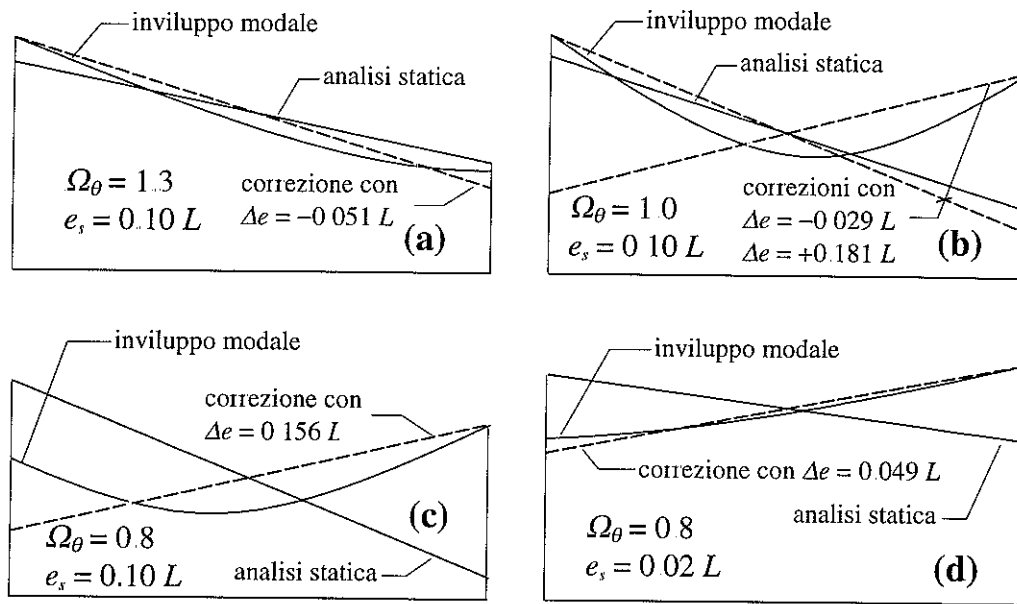


Figura 3 - Eccentricità correttiva per equiparare analisi statica e modale.

(figura 3). Nel caso di schemi torsionalmente rigidi, l'eccentricità correttiva ha sempre verso opposto a quello dell'eccentricità propria e_s , e non assume mai valori estremamente alti (a). Quando Ω_θ è prossimo all'unità è sempre necessario l'utilizzo contemporaneo di due eccentricità (b). Per sistemi torsionalmente deformabili la correzione è ancora possibile, ma l'entità di Δe è in genere elevata, perfino maggiore di e_s , (c, d). I valori dell'eccentricità correttiva necessaria costituiscono una superficie nello spazio Ω_θ - e_s - Δe e possono essere rappresentate in un piano Ω_θ - e_s mediante curve di livello (figura 4).

Tutte le normative sismiche propongono formulazioni più o meno semplificate per tale eccentricità, anche se i valori ottenuti mediante queste non sono scevri da critiche (Calderoni et al.²⁻³). Particolarmente inaffidabile risulta, a mio parere, la formula inserita nell'Eurocodice 8 che era stata ricavata da Muller e Keintzel⁷ con una ben limitata validità e poi arbitrariamente estesa ad un insieme ben più vasto di situazioni. Un semplice ma rigoroso algoritmo numerico e formulazioni più semplici e nel contempo più affidabili di quelle dell'Eurocodice 8, ricavate dall'esame di diagrammi quali quelli mostrati in figura 4, possono essere trovate nei già citati lavori di Calderoni et al.²⁻³. Integrando le loro conclusioni con ulteriori considerazioni numeriche, ritengo si possa in definitiva proporre:

– per il lato flessibile

$$\text{quando } \Omega_\theta \geq 1 \quad \Delta e_f = \text{MIN} \{1.5 e_s ; 0.05 L\}$$

$$\text{quando } 1 - 2 e_s / L < \Omega_\theta < 1 \quad \Delta e_f = \text{MIN} \left\{ 1.5 e_s ; \left(1 - \frac{1 - \Omega_\theta}{2 e_s / L} \right) 0.05 L \right\}$$

$$\text{quando } \Omega_\theta \leq 1 - 2 e_s / L \quad \Delta e_f = 0$$

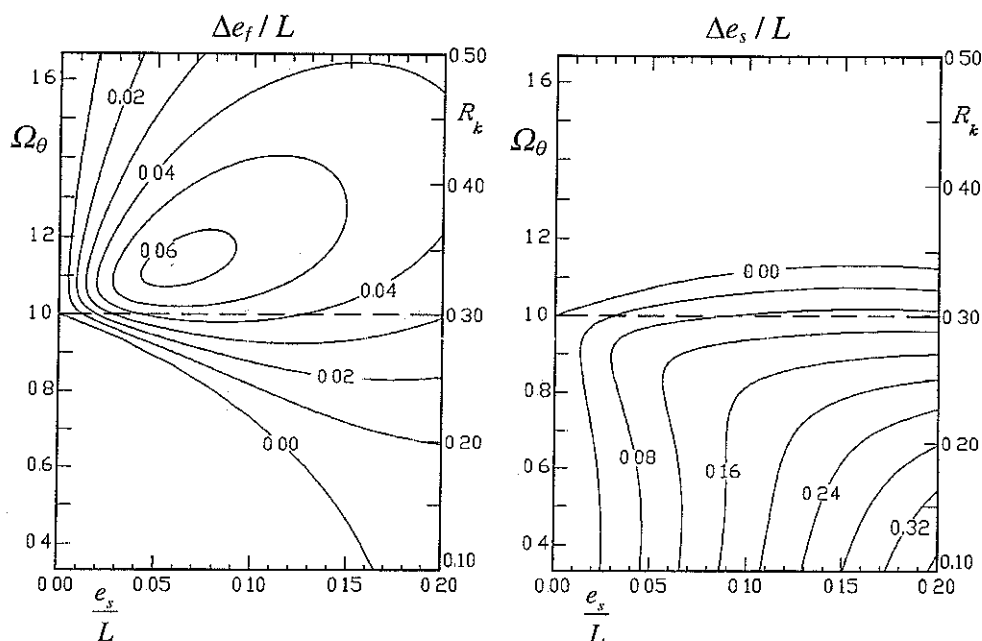


Figura 4 - Eccentricità correttiva per il lato flessibile Δe_f e per il lato rigido Δe_s , in funzione dei parametri Ω_θ ed e_s .

– per il lato rigido

quando $\Omega_\theta < 1.1$

$$\Delta e_s = \text{MIN} \{ 15 e_s ; (1.1 - \Omega_\theta) L \}$$

quando $\Omega_\theta \geq 1.1$

$$\Delta e_s = 0$$

Negli stessi lavori si trovano anche indicazioni circa il modo col quale valutare eccentricità e raggio d'inerzia delle rigidezze nel caso di schemi multipiano. Questo problema è solo in apparenza banale. Infatti, mentre per schemi monopiano è immediato definire la rigidezza come rapporto tra azione (forza o coppia) e corrispondente componente di movimento (spostamento o rotazione), per schemi multipiano si deve parlare a rigore di matrice di rigidezza, anche se ha senso parlare di rigidezza a ciascun piano purché la si metta in relazione ad una assegnata distribuzione di azioni. Nei lavori suddetti viene proposto di risolvere lo schema soggetto ad una distribuzione plausibile di forze (ad esempio quelle valutate mediante analisi statica) applicate nel centro di massa e, separatamente, soggetto a coppie pari al prodotto di tali forze per un'eccentricità arbitraria e_1 , uguale a tutti i piani. Detti v_F , θ_F , v_M , θ_M lo spostamento del centro di massa e la rotazione provocate ad ogni piano dalle forze e dalle coppie, si possono calcolare a tutti i piani le quantità

$$e_s = -e_1 \frac{\theta_F}{\theta_M} \quad r_k = e_1 \sqrt{\frac{v_F}{e_1 \theta_M} - \left(\frac{\theta_F}{\theta_M} \right)^2}$$

Se queste grandezze non variano in maniera sensibile da piano a piano, esse rappresentano l'eccentricità ed il raggio d'inerzia cercati. In caso contrario lo schema deve essere considerato irregolare contemporaneamente in elevazione ed in pianta ed è inevitabile l'uso dell'analisi modale.

Regolarità e comportamento inelastico

Quando la resistenza delle sezioni non è sufficiente a garantire il mantenimento di un comportamento elastico, la risposta di uno schema ad un assegnato moto del terreno di base viene sempre valutata mediante un'analisi al passo, usualmente con il metodo di Newmark. Nell'applicarlo si ipotizza che la rigidezza di ciascun elemento strutturale sia costante nell'ambito del passo (con valore pari a quello di inizio passo) ed alla fine del passo si controlla se vi sono state variazioni di stato (plasticizzazioni o ritorni in campo elastico). Se ciò avviene, oltre ad aggiornare la matrice di rigidezza si ricalcola l'equilibrio a fine passo per la struttura variata e gli eventuali squilibri vengono portati in conto e corretti nel passo successivo. Tra tutti i parametri di risposta dei quali si determina così la storia nel tempo assumono particolare importanza le deformazioni plastiche, quali le rotazioni plastiche delle sezioni di estremità delle aste. In particolare il rapporto tra la rotazione plastica massima di una sezione e la rotazione per la quale essa inizia a plasticizzarsi viene denominato *duttilità* rotazionale. Si parla poi di duttilità "disponibile" quando si fa riferimento alla capacità di rotazione della sezione e di duttilità "richiesta" per indicare il valore fornito da un'analisi non lineare, intendendo così che la sezione è accettabile, cioè non raggiunge la rottura completa, se la duttilità disponibile è maggiore di quella richiesta. Questa definizione, introdotta con riferimento a carichi monotonicamente crescenti, andrebbe affinata in presenza di deformazioni cicliche come quelle indotte da un sisma. In tale caso la rottura della sezione non è legata solo al valore massimo della rotazione plastica ma anche all'energia dissipata nei cicli, proporzionale alla somma di tutte le escursioni plastiche (rotazione cumulata). Attualmente sono disponibili più formulazioni, come ad esempio quella proposta da Park e Ang⁹ per sezioni in cemento armato, che cercano di mettere in relazione il collasso della sezione con l'entità delle deformazioni plastiche e cumulate mediante *indici di danno* che assumono il valore zero quando la sezione è elastica ed il valore uno quando si raggiunge la rottura.

L'analisi al passo è uno strumento molto potente per valutare la risposta inelastica di una struttura ad un assegnato terremoto. Fino a pochi anni orsono l'onere computazionale richiesto era tale da limitarne l'uso ai gruppi di ricerca più avanzati. Oggi, grazie alla potenza di calcolo sempre maggiore dei computer, sarebbe possibile utilizzarla anche in fase di progetto, per affinare progressivamente le sezioni definite mediante un dimensionamento preliminare; le incertezze e le difficoltà di modellazione, con il conseguente rischio di errori, ne sconsigliano però un utilizzo comune. Occorre d'altro canto notare che, a differenza di quanto visto per le analisi elastiche, non esistono metodi semplificati che consentano una stima approssimata della risposta inelastica di una struttura. Per la progettazione ci si deve quindi basare sulla estrapolazione di risultati ottenuti dall'analisi di schemi ad uno o a pochi gradi di libertà.

Le basi concettuali della progettazione di strutture che devono andare oltre il limite elastico possono farsi risalire agli studi svolti negli anni sessanta da Newmark sugli oscillatori semplici elasto-plastici, che misero in evidenza rela-

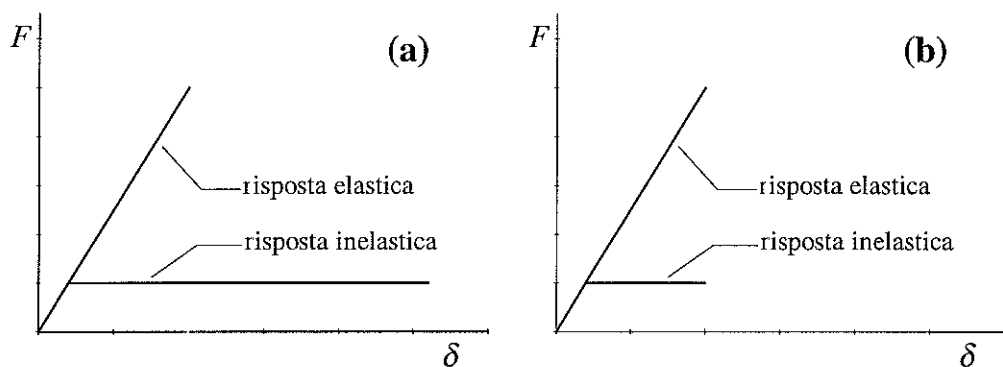


Figura 5 - Confronto schematico tra la risposta di oscillatori semplici elastici ed elasto-plastici

zioni tra il comportamento di questi e quello di schemi indefinitamente elastici. Nel caso di oscillatori con periodo proprio molto basso (pochi decimi di secondo) si nota una equivalenza in termini energetici, cioè di area sottesa dal diagramma forze-spostamenti (figura 5 a); per periodo maggiori si ha invece una sostanziale coincidenza dello spostamento massimo (figura 5 b). Con riferimento a quest'ultimo caso si può trarre la conclusione che è possibile progettare lo schema con una resistenza più bassa di quella necessaria per sopportare il sisma in campo elastico, purché la riduzione di forza sia pari alla duttilità disponibile nello schema. Si può così definire uno *spettro di progetto* ottenuto riducendo le ordinate dello spettro di risposta mediante un coefficiente pari alla duttilità disponibile, salvo un tratto iniziale (per periodi molto bassi) nel quale la riduzione deve essere minore per garantire l'equivalenza in termini energetici. Nell'estendere questa conclusione a schemi più complessi occorre tenere conto della duttilità locale delle sezioni, della duttilità globale dello schema ed anche della capacità dissipativa viscosa (smorzamento); il coefficiente riduttivo viene indicato nell'Eurocodice 8 col simbolo q e denominato in inglese *behaviour factor*, termine tradotto in italiano con "fattore di struttura" o più letteralmente "fattore di comportamento" (figura 6).

In definitiva, il progetto di strutture che devono sopportare un sisma in campo plastico viene sempre effettuato mediante un'analisi elastica (statica o modale). È evidente che questa analisi è una semplificazione convenzionale che si regge sul presupposto che la duttilità richiesta non superi quella disponibile. Il coefficiente q , tarato sulla base del comportamento di schemi semplici e regolari, deve essere modificato in tutti i casi in cui lo schema, discostandosi da tale semplicità e regolarità, può presentare richieste di duttilità più elevate. Si può dire in generale che tutto ciò che causa un incremento locale di sollecitazioni e la plasticizzazione precoce di sezioni interferisce con il meccanismo di collasso duttile che si vuole ottenere e riduce quindi il fattore di struttura. Anche in questo caso è comunque preferibile discutere l'influenza delle irregolarità *in elevazione* separatamente da quella delle irregolarità *in pianta*.

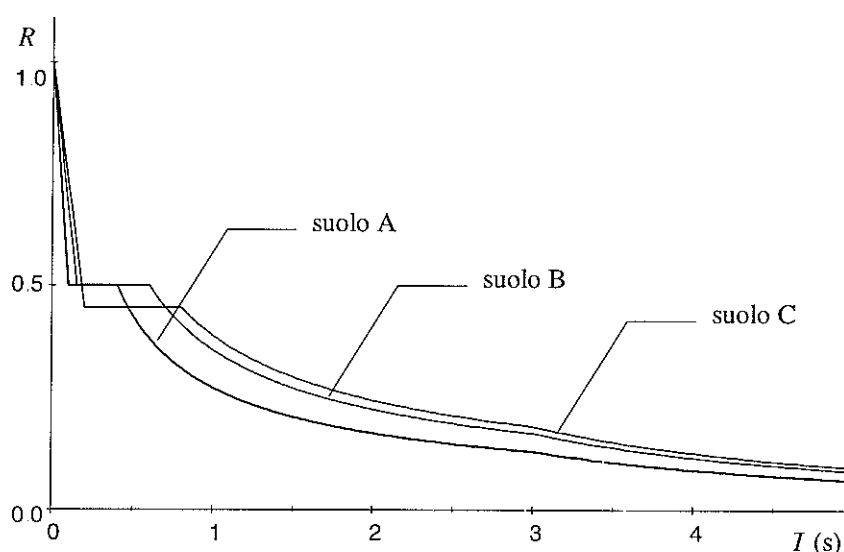


Figura 6 - Spettri di progetto proposti dall'Eurocodice 8, diagrammati per un coefficiente di struttura $q=5$.

Irregolarità in elevazione

Influiscono negativamente sul comportamento inelastico sia le brusche variazioni di resistenza degli elementi strutturali (ad esempio la forte riduzione di armatura nei pilastri al passare da un ordine all'altro; oppure la presenza di profilati in acciaio all'interno dei pilastri dei soli ordini inferiori, tipica di molte costruzioni in c.a. in Giappone) che la distribuzione fortemente variabile lungo l'altezza di sovrarresistenze non previste nel calcolo (dovute tipicamente ai pannelli murari che possono mancare quasi del tutto in corrispondenza di piani a pilotis o con negozi con grandi vetrine).

Si tiene conto delle irregolarità in elevazione incrementando le forze di progetto, ovvero riducendo il fattore di struttura q . Ad esempio l'Eurocodice 8 prevede di moltiplicare per 0.8 i valori consueti di q quando la variazione di resistenze da un piano all'altro supera un assegnato limite. È però importante ricordare nella fase di impostazione progettuale che certe situazioni, come la presenza di un piano debole (cioè di un unico piano con resistenza nettamente inferiore a quella di tutti gli altri), dovrebbero essere del tutto evitate. Esse possono infatti stravolgere completamente il comportamento inelastico e portare a richieste di duttilità tanto elevate da richiedere incrementi di resistenza ben maggiori di quelli imposti dalle normative sismiche.

Si noti infine che anche le irregolarità di massa e di rigidezza possono avere un certo ruolo, ma solo indirettamente come causa di concentrazioni di sollecitazioni che rendono irregolare e non facilmente prevedibile la distribuzione delle resistenze necessarie. Per questo motivo, e solo per questo, può essere preferibile l'uso dell'analisi modale anziché di quella statica, nonostante quest'ultima porti in genere ad una maggiore resistenza complessiva della struttura.

Irregolarità in pianta

La risposta rotazionale in regime inelastico è in generale diversa da quella elastica e ciò comporta un incremento di deformazioni (e di richiesta di duttilità) dall'uno o dall'altro lato dello schema. Di conseguenza la presenza di eccentricità tra baricentro delle masse e delle rigidezze, le cui cause sono state discusse in precedenza, si riflette sempre anche sul comportamento inelastico.

Per comprendere fisicamente quale sia l'influenza dell'eccentricità, si può osservare innanzitutto che la traslazione e la rotazione massima di un impalcato sono condizionati in misura molto ridotta dalla resistenza dei singoli elementi strutturali (Goel e Chopra⁶, Tso e Zhu¹³); ciò è per molti versi analogo a quanto constatato da Newmark per gli oscillatori semplici elasto-plastici. Si nota però contemporaneamente che, quando lo schema subisce forti deformazioni plastiche, la rotazione dell'impalcato è abbastanza più piccola di quella che si avrebbe se lo schema si mantenesse in regime elastico; ciò è dovuto sia alla continua variazione di posizione del centro istantaneo di rigidezza, causata dalla plasticizzazione degli elementi strutturali, che al contributo degli elementi ortogonali alla direzione di massima eccitazione sismica, che si mantengono più a lungo in campo elastico (Gherzi et al.⁴). A titolo esemplificativo si mostrano gli spostamenti massimi degli schemi già analizzati in regime elastico, differenti per rigidezza torsionale ed eccentricità, valutati come media della risposta a 30 accelerogrammi italiani opportunamente scalati (figura 7) e normalizzati rispetto alla risposta media del corrispondente sistema bilanciato.

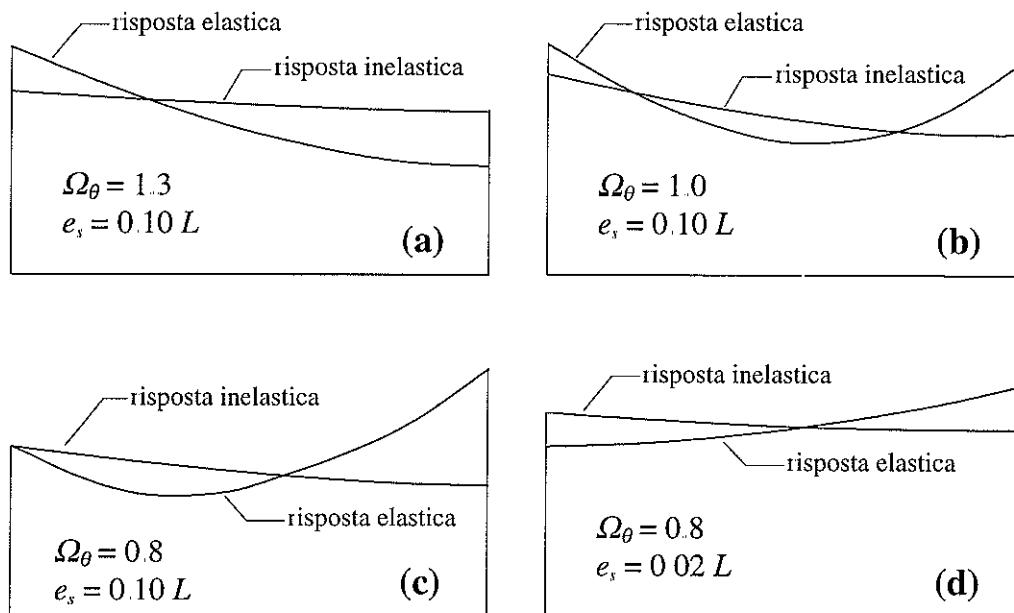


Figura 7 - Spostamenti massimi in regime elastico ed inelastico, come risposta media a un insieme di 30 accelerogrammi storici.

Confrontando la deformata inelastica con quella prevista in fase di progetto si individuano chiaramente i punti in cui è maggiore la richiesta di duttilità, che corrispondono agli elementi strutturali per i quali l'analisi progettuale sottostima l'effettivo spostamento. È anche evidente che l'entità della duttilità massima e la posizione degli elementi in cui essa è richiesta dipende dal tipo di analisi svolta (modale o statica). Ciò spiega l'apparente discordanza delle conclusioni tratte da vari ricercatori nell'esaminare il comportamento di strutture dissimmetriche progettate secondo differenti normative sismiche.

Il fatto che la massima richiesta di duttilità sia concentrata in pochi elementi rende poco conveniente affrontare il problema aumentando globalmente le forze di progetto. Migliori risultati si ottengono con una più corretta stima della deformata inelastica, che può essere ottenuta come risultato di un'analisi elastica nella quale il centro di massa sia spostato di una opportuna quantità che chiameremo eccentricità di progetto e_d . Ricordando che la struttura deve essere in grado di sopportare in regime elastico azioni sismiche modeste e contemporaneamente, in fase inelastica, azioni sismiche molto elevate (che però in fase di progetto sono ridotte mediante il coefficiente di struttura e quindi sono sostanzialmente equivalenti alle precedenti), la via progettuale più corretta appare quella di assegnare a ciascun elemento strutturale la resistenza più alta tra quella calcolata col centro di massa nella sua posizione reale e quella ottenuta spostandolo della quantità e_d . Entrambi i calcoli andrebbero effettuati usando l'analisi modale o, in alternativa, l'analisi statica modificata con le già discusse eccentricità correttive.

Il modo più semplice per ottenere il risultato anzidetto è quello di assumere un'eccentricità di progetto uguale all'eccentricità propria e_s , ovvero considerare come secondo schema di calcolo uno schema bilanciato, a comportamento traslazionale. Ciò è quanto viene proposto dalla normativa americana (UBC, cioè Uniform Building Code) che richiede che quando si utilizza nel calcolo della struttura un modello tridimensionale le caratteristiche di sollecitazione di progetto non siano mai inferiori a quelle ottenibili mediante uno schema piano. Occorre notare che questa prescrizione si trova non nella parte specificamente relativa alle strutture antisismiche ma nella parte generale, riferita a tutti gli edifici, e vi è stata inserita molti anni addietro, quando iniziavano ad essere disponibili programmi per il calcolo di schemi tridimensionali ma il problema sismico inelastico di cui stiamo ora discorrendo era ben lungi dall'essere risolto. Essa sembra quindi nascere più da una sfiducia verso un metodo di calcolo che dalla reale consapevolezza della sua utilità.

Studi molto recenti (Gheresi et al.⁴) hanno esaminato in maniera sistematica l'influenza dell'eccentricità di progetto e_d giungendo a formulazioni, ancora in corso di affinamento, che legano il valore ottimale di essa all'eccentricità propria e_s ed al rapporto tra frequenze traslazionale e rotazionale disaccoppiate Ω_θ :

$$e_d = k (e_s - e_r)$$

con k ed e_r dipendenti principalmente da Ω_θ . Si nota in particolare che per schemi torsionalmente rigidi ($\Omega_\theta > 1$) l'eccentricità di progetto è minore dell'eccentricità propria; la prescrizione dell'UBC è in tal caso cautelativa e l'uso di una formula più esatta, come quella proposta, può servire solo per ottenere modeste riduzioni del costo strutturale. Per schemi torsionalmente deformabili ($\Omega_\theta < 1$) l'eccentricità di progetto è invece spesso maggiore dell'eccentricità propria; la prescrizione dell'UBC è in questo caso insufficiente, ma non si può chiudere il problema, come qualcuno propone, vietando la realizzazione di strutture torsio-deformabili perché anche se spesso questa situazione è dovuta ad uno scorretto orientamento dei pilastri perimetrali in altri casi, quale quello di edifici con nucleo in c.a. posto in posizione centrale, essa è inevitabilmente legata alla tipologia strutturale.

Conclusioni

L'influenza della regolarità strutturale, o della mancanza di essa, nella progettazione di edifici siti in zona sismica copre una vasta gamma di problemi di modellazione della struttura, delle azioni, del comportamento. Solo inquadrando ciascun aspetto nel giusto ambito è possibile capire realmente in che modo l'irregolarità condiziona la risposta strutturale e quali provvedimenti prendere per mantenere l'accettabilità di quest'ultima.

La normativa dovrebbe recepire questi concetti ed indirizzare in maniera corretta il progettista strutturale. Ma mentre altri codici sismici, in particolare quello americano, si sono avviati in questa strada distinguendo in maniera dettagliata cause ed effetti di irregolarità, la proposta di normativa europea affronta il problema in maniera troppo sintetica e confusa. Chiunque legga la parte 1 2 dell'Eurocodice 8 non può non restare perplesso di fronte alla semplicistica definizione di struttura regolare, che mischia problemi completamente diversi senza chiarire in che modo essi condizionino il comportamento. Ancora più incomprensibile appare l'uso contraddittorio di termini, forse dovuto ad una frettolosa unione di testi scritti da persone diverse, che porta a "perle" più adatte a un testo umoristico che ad una normativa, quali la prescrizione di valutare gli effetti torsionali dovuti a irregolarità planimetriche "effettuando un'analisi mediante *schemi piani* applicando la forza orizzontale in una posizione spostata da quella nominale del centro di massa con una eccentricità correttiva e_2 " (punto A2 dell'Annesso A).

Questi problemi sono stati segnalati alla commissione incaricata di raccogliere le osservazioni italiane all'Eurocodice 8 durante la fase in cui tale norma è stata sottoposta a inchiesta pubblica. Di esse si dovrebbe tenere conto in sede europea nella preparazione della versione definitiva del testo. È però un po' triste notare che la commissione non ha ricevuto quasi nessuna altra segnalazione. Di fronte a un testo così complesso, che dovrebbe diventare una norma cui tutti noi saremo tenuti prima o poi a sottostare, il mondo scientifico e professionale italiano ha continuato disinvoltamente e distrattamente per la sua strada, senza nemmeno un cenno di attenzione.

Bibliografia

1. D.M. 27/2/81. *Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle Regioni Basilicata, Campania e Puglia*.
2. Calderoni B., Gherzi A. e Mazzolani F.M. A new approach to the problem of in-plan regularity in seismic design of buildings, *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna, Austria, vol.2, pp. 843-848, 1994.
3. Calderoni B., Gherzi A. e Mazzolani F.M. Critical analysis of torsional provisions in seismic codes, *Proceedings of the 7th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montreal, Quebec, Canada, 1995.
4. Gherzi A., Laudani F. e Rossi P.P. Formulation of design eccentricity to reduce ductility demand in asymmetric buildings, *Proceedings of European Workshop on the Seismic Behaviour of Asymmetric and Set-Back Structures*, Anacapri, Italy, 1996.
5. Gherzi A. e Lenza P. Il problema della verifica degli impalcati negli edifici in zona sismica, *Edifici antisismici con struttura intelaiata in cemento armato*, CUEN, Napoli, 1986.
6. Goel R.K. e Chopra A.K. Inelastic seismic response of one-story, asymmetric-plan systems, *Report no. UCB/EERC-90/14, Earthquake Engineering Research Center*, Berkeley, California, 1990.
7. Muller F.P. e Keintzel E. Approximate analysis of torsional effects in the new German Seismic Code DIN 4149, *Proceedings of the 6th European Conference on Earthquake Engineering*, Dubrovnik, Yugoslavia, pp. 101-108, 1978.
8. Pagano M. L'irrigidimento dei telai sottoposti a forze orizzontali, *Qualità e costi degli edifici in relazione ai materiali e ai sistemi di costruzione*, 1969.
9. Park Y.J. e Ang A.H.S. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 111, no. 4, pp. 722-739, 1985.
10. Riddington J.R. e Stafford Smith B. Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations, *The Structural Engineer*, 1977.
11. Stafford Smith B. Lateral stiffness of infilled frames, *Journal of Structural Division*, ASCE, 1962.
12. Stafford Smith B. e Carter C. A method of analysis for infilled frames, *Proc. ICE*, 1969.
13. Tso W.K. e Zhu T.J. Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions. I: ductility demand, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol.21, pp.609-627, 1992.