

Antimo  
Bencivenga

Antonio  
Cianciulli

Gerardo  
Masciandaro

# Come eseguire il Calcolo Strutturale con la Nuova Normativa

*La nuova legge sul calcolo antisismico degli edifici  
illustrata e commentata per risolvere  
in maniera semplice i punti più controversi*

Terza Edizione  
Febbraio 2005

**ACCA**

ACCA software S.p.A.  
Via Michelangelo Cianciulli  
83048 MONTELLA (AV) – Italy  
Tel. (+39) 0827/69504 - Fax (+39) 0827/ 601235  
E-mail: [info@acca.it](mailto:info@acca.it) - Internet: [www.acca.it](http://www.acca.it)  
Tutti i diritti sono riservati.

Questa pubblicazione, o parte di essa, non può essere riprodotta in nessuna forma, in alcun modo e per nessuno scopo, senza l'autorizzazione scritta di ACCA software S.p.A. e degli Autori.

ACCA software e gli Autori non si assumono alcuna responsabilità per danni diretti o indiretti eventualmente causati dall'uso delle informazioni contenute in questa pubblicazione.

*Alle nostre mogli ed ai nostri figli  
che ci sostengono nella vita e nel lavoro*

*Un particolare ringraziamento agli ingegneri Claudio Manzo, Domenico  
Mastroianni e Massimo Prezioso per il valido supporto umano e professionale.*

## Gli Autori

Gli Autori, ingg. Antimo Bencivenga, Antonio Cianciulli e Gerardo Masciandaro, hanno svolto gli studi universitari presso la facoltà d'ingegneria dell'Università "Federico II" di Napoli.

In quegli anni, presso l'ateneo federiciano, vi erano docenti che possono essere considerati indiscussi maestri della scuola d'ingegneria napoletana e italiana e che hanno avuto una forte influenza sulla loro formazione professionale.

Ma erano anche gli anni in cui cominciavano a rendersi disponibili per tutti elaboratori elettronici sempre più potenti e tali da permettere l'implementazione di algoritmi di calcolo in grado di simulare sempre meglio il reale comportamento delle strutture. Si svilupparono contestualmente, perciò, le teorie del calcolo dinamico delle strutture, anche grazie all'arrivo in Italia di evolute procedure di calcolo, si menzioni per tutti il celebre SAP proveniente dagli USA.

Nel corso dell'attività professionale hanno maturato significative esperienze, sia relativamente ad interventi di nuova edilizia che di recupero e di ristrutturazione, anche legate alle mutate esigenze edilizie ed infrastrutturali del contesto irpino e campano, conseguenti al sisma del 1980, evento luttuoso che ha però avuto il merito di far emergere la necessità di progettare secondo metodologie antisismiche già ben note, ma fino ad allora spesso ignorate.

Successivamente, per strade diverse ma curiosamente parallele, gli Autori hanno allargato la sfera dei propri interessi professionali verso il mondo del software applicativo, all'interno delle società CSI s.r.l. e ACCA software S.p.A. che, nei rispettivi settori, hanno fatto la storia in Italia degli applicativi per l'ingegneria civile.

L'incontro, avvenuto negli ultimi anni, ha consentito la messa in comune delle esperienze maturate in circa venti anni: il software di calcolo strutturale EdiLus-CA, realizzato secondo i dettami delle più recenti normative è l'interessante risultato di tale incontro.

Dall'analisi operata per lo sviluppo di questo software nasce il presente testo, una breve e sintetica guida all'applicazione della nuova normativa che, siamo certi, risulterà di grande aiuto e stimolo a tutti gli operatori del settore.



## Premessa

L'Italia presenta una storia caratterizzata da frequenti eventi sismici di entità spesso rilevante che, nel corso dei secoli, hanno procurato danni anche ingentissimi e numerosissime perdite di vite umane. Un paese con una tale storia sismica, dovrebbe essere all'avanguardia nella progettazione ed esecuzione di edifici e/o infrastrutture in grado di resistere ai terremoti, avere un'attività di ricerca ben vitale ed una normativa che rifletta le conoscenze più avanzate. Purtroppo è a tutti evidente come la realtà risulti essere ben lontana da quanto auspicabile e necessario: non a caso in altri paesi aventi rischio sismico pari o superiore al nostro, i terremoti producono danni solo lievi a cose e persone laddove in Italia, a parità di magnitudo dell'evento tellurico, spesso si è costretti a contare tante vittime oltre che rilevanti danni materiali.

Investigare sulle cause di tale ritardo esula certamente dallo scopo della presente pubblicazione: pur tuttavia, può sinteticamente ri-

tenersi che un insieme di fattori legati al nostro “back-ground” culturale, alle tradizioni tecnologiche, alla mancanza di aggiornamento delle figure professionali coinvolte (tecnici, imprese, ecc.), abbia fatto sì che oggi in Italia si continui a costruire con materiali intrinsecamente non sicuri e con tecniche non moderne. È quanto mai necessario, quindi, che la normativa si muova nella direzione di imporre prescrizioni e metodologie di calcolo più “sicure” ed attendibili.

La consapevolezza di tutto quanto detto è ben presente almeno alla parte più avvertita della comunità scientifica; tuttavia resistenze, economiche, culturali, ecc., hanno sempre osteggiato la diffusione di metodologie di calcolo più avanzate e l’emanazione di normative allineate a quelle dei paesi più interessati alla problematica delle costruzioni antisismiche.

Ma, come spesso accade, l’onda emozionale generata da un evento tragico, scuote lo “status quo”, generando un’accelerazione improvvisa verso la risoluzione di problemi già precedentemente a tutti noti. È quanto accaduto con la normativa antisismica: i tragici eventi di San Giuliano hanno messo in moto un processo che in pochi mesi è sfociato nell’emanazione dell’Ordinanza 3274 e delle sue successive modificazioni, alla quale deve essere riconosciuto lo sforzo teso alla profonda innovazione della normativa antisismica esistente con l’introduzione di una serie di concetti, già largamente diffusi in altri paesi, ma che rappresentano una novità quasi assoluta per la stragrande maggioranza degli operatori del settore in Italia.

L’Ordinanza, sia detto esplicitamente, presenta comunque molti punti non chiari, altri che peccano di una eccessiva semplificazio-

ne, altri ancora probabilmente inapplicabili come teoria o come tecnologia costruttiva; certamente la fretta, con la quale l'ordinanza è stata emanata, non ha consentito risultati migliori, nonostante siano stati fatti considerevoli sforzi di correzione e revisione rispetto alla stesura originaria. Sarà poi l'uso quotidiano a mettere definitivamente in luce quali siano i punti che ancora necessitano di ulteriori chiarimenti ed affinamenti.

Per questo non abbiamo mai condiviso coloro che hanno preso a pretesto le incongruenze pur presenti nella prima stesura, tentando di gettare discredito sul primo serio passo fatto in Italia per adeguare il nostro paese ai codici ed alle tecnologie più avanzate. A nostro avviso sarebbe indecoroso, dopo l'Ordinanza 3274, certamente valida nella sua strutturazione, ritornare a precedenti normative (che appaiono ora decisamente "vecchie") o metodologie di calcolo (Tensioni Ammissibili, solo per fare un esempio), a causa delle resistenze di una parte più meno vasta di tecnici affezionata, per abitudine o mancanza di voglia di innovarsi, a lavorare con metodi di calcolo di un passato che si spera esserci lasciato definitivamente alle spalle.

La presente pubblicazione è tesa ad offrire una lettura commentata dell'Ordinanza; si immagina che chi ci seguirà fino in fondo ne abbia già letto il testo, sia pure sommariamente, e abbia voglia di approfondirne alcuni aspetti. In particolare ci si soffermerà su quelli più innovativi o controversi, dandone un'interpretazione carica di una dose notevole di buon senso nei punti di più difficile interpretazione, talvolta anche lessicale. Il libro non vuole essere invece un testo di Scienza o Tecnica delle Costruzioni, né tanto meno un prontuario per la progettazione strutturale; ben altro sa-

rebbe l'impegno per la realizzazione di un'opera del genere che si verrebbe, alla fine, ad aggiungere a una schiera già nutrita e qualificata di testi sull'argomento.

L'impostazione data al testo segue, quindi, quella dell'Ordinanza con particolare riferimento agli edifici nuovi in calcestruzzo armato; si darà, pertanto, spazio ai primi cinque capitoli dell'Allegato 2 dell'Ordinanza stessa ed alla parte relativa alle opere di fondazione. Quando sarà ritenuto necessario saranno riportati alcuni cenni teorici, che non pretendono di avere rigore formale o scolastico ma il cui scopo è unicamente divulgativo, cercando di rendere semplici e facilmente accessibili, concetti e metodologie che per alcuni possono costituire una novità assoluta.

In questa Terza Edizione vengono riportate tutte le modifiche che, proposte in forma di bozza nella prima metà del mese di settembre, attraverso successive riunioni dei vari tavoli tecnici sono poi state definite e, allo stato, sono pronte per essere pubblicate diventando così con tutta probabilità il riferimento conclusivo per le costruzioni in zona sismica. Da questo momento in poi con 'Ordinanza 3274' si indicherà l'Ordinanza originale comprensiva di tutte le sue successive modificazioni. Pur essendo consci che la normativa è in grande evoluzione e che ci si trova all'inizio di un cammino lungo, siamo certi che, a prescindere dalla veste definitiva (se e quando essa ci sarà), i concetti e le novità che l'Ordinanza 3274 ha introdotto sono punti cardine irrinunciabili di grande interesse per i tecnici.

## Capitolo 1

### **Le Leggi fondamentali sulle costruzioni: dalla L.1086 e L.64 all'Ordinanza 3274**

In Italia le Normative per le costruzioni, così come siamo abituate a vederle oggi, sono relativamente recenti; esse sono state introdotte dalle due Leggi fondamentali nel campo delle costruzioni e cioè la n. 1086 del 1971, *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica”*, e la n. 64 del 1974, *“Provvedimenti per le costruzioni, in particolare per le zone sismiche”*.

In particolare queste due Leggi hanno introdotto il principio che il tecnico debba uniformarsi a Norme Tecniche emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici, di concerto con quello dell'Interno. Fino ad allora una Normativa diventava cogente per il tecnico solo se era Legge dello Stato, con le conseguenti lungaggini e difetti legati all'inevitabilmente travagliato iter parlamentare. Si stabilisce, inoltre, che tali Norme Tecniche saranno emanate con riferimento ai

diversi sistemi costruttivi e materiali, in modo da avere un corpus di norme omogeneo per gli edifici, un altro per i ponti e così via.

In tal modo il processo di redazione ed emanazione di una normativa, il cui scopo è quello di assicurare un'uniforme applicazione in tutto il territorio nazionale di regole e principi fondati su presupposti teorici corretti e confermati dall'esperienza, viene affidata a strutture tecniche espressione della comunità scientifica e quindi depurato da "pressioni" ed "esigenze" di carattere politico che non dovrebbero avere alcuna influenza.

Il percorso delineato dalla L. 1086 e dalla L. 64 si è andato completando nel corso degli anni con l'emanazione delle citate Norme Tecniche relative ai diversi sistemi costruttivi. Solo per completezza si citano le più importanti tra tali Norme a cui il progettista oggi deve attenersi nella propria attività professionale.

**D.M. LL. PP. 24 marzo 1982**, pubblicato sulla G.U. n. 212 supplemento del 4.8.1982, recante *"Norme tecniche riguardanti la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento"*.

**D.M. LL. PP. 12 dicembre 1985**, pubblicato sulla G.U. n. 61 del 14.3.1986, recante *"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle tubazioni"*.

**D.M. LL. PP. 3 dicembre 1987**, pubblicato sulla G.U. n. 106 supplemento del 7.5.1988, recante *"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate"*.

**D.M. LL. PP. 20 novembre 1987**, pubblicato sulla G.U. n. 285 supplemento del 5.12.1987, recante *"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento"*.

**D.M. LL. PP. 11 marzo 1988**, pubblicato sulla G.U. n. 127 supplemento del 1.6.1988, recante “*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni tecniche per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*”. La normativa è il punto di riferimento, a tutt’oggi ancora in vigore, per tutto ciò che riguarda il calcolo delle strutture di fondazione e di tutto ciò che riguarda la geotecnica in genere.

**D.M. LL. PP. 4 maggio 1990**, pubblicato sulla G.U. n. 24 del 29.1.1991, recante: “*Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali*”.

**D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996**, pubblicato sulla G.U. n. 29 supplemento del 5.2.1996, recante “*Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*”.

**D.M. LL. PP. 9 gennaio 1996**, pubblicato sulla G.U. n. 29 supplemento del 5.2.1996, recante “*Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche*”.

**D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996**, pubblicato sulla G.U. n. 29 supplemento del 5.2.1996, recante le “*Norme per le Costruzioni in zona sismica*”. Tale Normativa, sia pure destinata ad essere superata dall’Ordinanza (v. avanti), è comunque ancora utilizzabile allo stato fino al novembre 2004 per qualsiasi tipo di edificio.

## 1.1 L'Ordinanza 3274: panoramica su principi e novità

**Ordinanza 3274 del 20 marzo 2003 e successive integrazioni**, pubblicata sul Supplemento Ordinario n. 72 alla G.U. n. 105 dell'8.5.2004, recante *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.”*.

Ad oggi tale Ordinanza è la Normativa di riferimento per le costruzioni in zona sismica, sia pure coesistendo con la precedente normativa del 1996.

Da segnalare che ci sono state diverse integrazioni e aggiunte a tale Ordinanza, che nella fase iniziale prevedeva la possibilità di continuare ad utilizzare la Normativa del 1996 solo per particolari tipi di edifici, prescrivendo invece l'immediata adozione dell'Ordinanza stessa per quelli di interesse strategico; le successive integrazioni e aggiunte hanno invece permesso l'utilizzo della precedente Normativa per tutti gli edifici.

Non è qui il caso di entrare nei dettagli delle varie normative. Nel corso dell'esposizione, ogni volta che si illustrerà un procedimento o una prescrizione, si introdurrà il riferimento esatto alla normativa applicata con la citazione del punto interessato.

Per quanto riguarda l'Ordinanza 3274 vale però la pena di anticipare alcuni punti qualificanti:

1. Le nuove norme tecniche sono prestazionali, cioè stabiliscono principi inderogabili per gli obiettivi da perseguire, lasciando al progettista la libertà di definire i mezzi con i quali raggiungere tali obiettivi. È chiaro che, avendo l'Ordinanza stessa stabilito una serie di modalità con le quali soddisfare tali prescri-

zioni, nella pratica professionale sarà comodo oltre che sicuro, per quanto concerne eventuali possibili contenziosi che dovessero insorgere, seguire ciò che l'Ordinanza stessa consiglia di fare per raggiungere tali obiettivi. Resta, comunque, sancito il nuovo principio di una Normativa non più di tipo prescrittivo, in cui il progettista è obbligato a fare tutto ciò che nelle Norme è scritto, ma di tipo prestazionale per la quale il progettista deve realizzare una struttura con certe caratteristiche di duttilità, resistenza ecc.. La Normativa consiglia anche tecnicamente come procedere, ferma restando la facoltà del tecnico di adottare procedimenti differenti purché si dimostri di aver ottenuto per la struttura, le stesse caratteristiche richieste dalla Normativa stessa.

2. Si riconosce che in un territorio come l'Italia non esistono zone completamente indenni dal rischio sismico introducendo la zona 4 a bassa sismicità, che abbraccia tutto il territorio prima definito non sismico *tout court*; in tali zone spetta alle Regioni imporre comunque un calcolo che rispetti la normativa sismica, pertanto, con standard di sicurezza più elevati rispetto alla pratica progettuale e costruttiva in vigore attualmente in tali zone. Non è raro infatti il caso in cui calcolare un edificio in zona non sismica, allo stato attuale, si riduca a calcolare una serie di travi continue e a progettare i pilastri a sforzo normale, senza alcuna precauzione riguardo al comportamento strutturale d'insieme dell'edificio, in particolare nei confronti delle azioni orizzontali.
3. Vengono introdotti alcuni criteri fondamentali e, per così dire, "moderni". Anzitutto, come già imposto dal D.M.'96, una struttura deve essere progettata non solo nei riguardi della resi-

stenza, ma anche della durabilità, . Questo aspetto è legato alla deformabilità sia direttamente, poiché coinvolge parti non strutturali (pavimenti, tamponature, tramezzi), che indirettamente in quanto grandi deformazioni producono fessurazioni, con possibilità di attacco delle armature da parte di agenti aggressivi esterni. Nell'Ordinanza viene ora introdotto, in aggiunta, il concetto che una struttura non deve resistere necessariamente ad un terremoto comportandosi elasticamente (tornando cioè perfettamente nella sua configurazione indeformata una volta terminato l'evento sismico - cosa che si tradurrebbe in strutture estremamente dispendiose), ma potrà subire danni anche rilevanti, purché questi ultimi non comportino il crollo dell'edificio. In altre parole, sotto l'azione del terremoto di progetto, come definito dalla normativa, nella struttura si svilupperanno una serie di cerniere plastiche posizionate in punti non critici (ad esempio agli attacchi delle travi ma non nei pilastri) e che, pur esaurendo le riserve di resistenza dell'edificio, permettono deformazioni anche elevate, il cui compito sarà quello di dissipare il surplus di energia che non è stato assorbito elasticamente.

Viene infine stabilito un principio indiscutibile: la regolarità di per sé sarà indice di buon comportamento strutturale. Infatti, un edificio a cui venga aggiunta molta più resistenza del necessario (ad es. sovradimensionando gli elementi e con forti armature, introducendo elementi rigidi come pareti e così via) non necessariamente si comporterà meglio dal punto di vista sismico, in quanto l'eventuale presenza di irregolarità nella struttura o di debolezza relativa di alcuni elementi rispetto ad altri, segnatamente dei pilastri rispetto alle travi,

può portare a collassi imprevedibili. Si ritornerà ampiamente su questo punto.

4. Altro concetto relativamente nuovo per il progettista italiano, legato direttamente al punto precedente, va sotto il nome di Gerarchia delle Resistenze. Come lo stesso termine “Gerarchia” indica, il progettista è chiamato a definire una graduatoria tra gli elementi di una struttura, nella quale porre al vertice quelli che dovranno collassare per ultimi; alla base, invece, andranno posti gli elementi il cui collasso, nel senso di raggiungimento della deformazione ultima, non comporta conseguenze sulla stabilità complessiva della struttura ma assorbirà l'energia trasmessa dall'evento sismico. È un po' quello che si tende ad ottenere con zone ad alta deformabilità posizionate strategicamente nelle scocche delle moderne autovetture, salvaguardando nel contempo la cosiddetta “cellula di sopravvivenza”. Sommarariamente, in un edificio a telaio la gerarchia delle resistenze si traduce nelle seguenti prescrizioni:

- Nel dimensionamento delle armature delle travi (semiprogetto), la sollecitazione a flessione utilizzata sarà quella derivante dal calcolo mentre la sollecitazione a taglio verrà opportunamente maggiorata rispetto a quanto calcolato.
- Le armature dei pilastri verranno dimensionate incrementando le sollecitazioni derivanti dal calcolo, in particolare utilizzando momenti convenientemente superiori ai momenti ultimi delle travi che vi convergono.
- Infine, le strutture di fondazione verranno dimensionate sovrastimando le sollecitazioni, in particolare utilizzando i

momenti resistenti alla base dei pilastri aumentati di un fattore maggiore di 1.

Così operando si raggiungono i seguenti obiettivi:

- le travi non si romperanno mai per taglio (rottura di tipo fragile, da evitare assolutamente), ma collasseranno sempre per flessione.
- I pilastri non raggiungeranno mai il momento di rottura. Consideriamo, ad esempio, il semplice caso di una sola trave convergente in un pilastro: poiché quest'ultimo è stato dimensionato con un momento opportunamente superiore al momento resistente della trave, quando essa giungerà al collasso, per l'equilibrio al nodo, il pilastro verrà sollecitato da una flessione certamente inferiore alla sua capacità di resistenza.
- Allo stesso modo, alla base dell'edificio, avendo dimensionato la struttura di fondazione secondo i criteri suddetti, sarà possibile la formazione di cerniere solo nella sezione del pilastro e giammai in quella della fondazione, evitandosi, in tal modo, dannose deformazioni che comprometterebbero la stabilità globale dell'edificio.

Anche su questo punto si ritornerà ampiamente.

5. Viene sancito il principio che le forze da utilizzare per dimensionare un edificio dipendono anche dalle caratteristiche dell'edificio stesso.

Consideriamo, per meglio comprendere la portata di quanto affermato, due edifici in zona sismica, uno con struttura intelaiata e l'altro avente struttura costituita da un nucleo di controvento, destinato ad assorbire le forze sismiche, e da pilastri e travi dimensionati per resistere solo ai carichi verticali.

È notorio come il primo edificio presenti un comportamento migliore sottoposto a spinta sismica: la Normativa, pertanto, “penalizzerà” l’edificio con struttura dotata di nucleo irrigidente, richiedendo di dimensionarlo con forze maggiori, a parità di massa, dell’edificio intelaiato. In altre parole, noto che le forze, in un evento caratterizzato da un’accelerazione, sono legate alla massa dalla nota formula

$$F = M * A$$

dove M è la massa, A è l’accelerazione e F la forza statica equivalente, la normativa introduce la seguente relazione:

$$F = M * A / q$$

dove  $q$  è chiamato *fattore di struttura* (si noti che è al denominatore). Tramite il *fattore di struttura*, quindi, è stabilito che le forze con cui deve essere proporzionato l’edificio sono tanto minori quanto più l’edificio ha un comportamento intrinsecamente antisismico: quindi c.a. meglio della muratura perché è un materiale più duttile, così come l’acciaio è ancora più premiato. Gli edifici a telaio avranno un comportamento migliore di quelli a nucleo; gli edifici con meccanismo di collasso predefinito (la gerarchia di cui sopra) saranno “trattati” meglio di edifici dimensionati esclusivamente con riguardo alla resistenza e così via. Tutto ciò viene espresso assegnando un valore a  $q$  tanto più alto (ricordiamo che è al denominatore), quanto più la struttura che si va a progettare rispetta alcune condizioni e ha certe caratteristiche.

6. Vengono definiti norme, prescrizioni, consigli costruttivi, ecc. per gli edifici esistenti: in assenza di esse varrebbe pro-

tabilmente il principio che, anche per gli edifici esistenti, bisognerebbe applicare le norme valide per gli edifici nuovi.

Purtroppo però molto spesso tali edifici sono stati progettati e costruiti in tempi remoti e le normative risultano essere inapplicabili a situazioni in cui successivi interventi, criteri costruttivi dell'epoca non propriamente avanzati e così via, rendono semplicemente impossibile utilizzare un approccio moderno. L'Ordinanza, pertanto, individua un principio fondamentale: l'edificio esistente può essere affetto da un grado d'incertezza diverso rispetto all'edificio nuovo e di ciò si dovrà tener conto mediante l'adozione di differenti coefficienti di sicurezza. Questi ultimi saranno diversificati in base al *Livello di Conoscenza* (e dei conseguenti fattori di confidenza) che si ha dell'edificio; conoscenza è sicurezza, nel senso che maggiori informazioni, desunte da progetti e particolari costruttivi ove disponibili, prove strutturali e geotecniche, fanno sì che un edificio meglio indagato possa essere progettato con coefficienti di sicurezza minori di un edificio nuovo.

Viene inoltre espressamente previsto che, anche in assenza di interventi di adeguamento complessivo dell'edificio alle norme (perché alcuni edifici sono oggettivamente inadeguabili) sia sempre possibile effettuare interventi, anche localizzati, purché se ne dimostri l'efficacia al miglioramento della statica dell'edificio. Non è necessaria una dimostrazione analitica: ad esempio, dato che nella sezione relativa agli edifici nuovi la normativa esalta la regolarità come proprietà intrinsecamente benefica nel comportamento di un edificio, qualsiasi intervento su un edificio che regolarizzi la disposizione di masse e rigidezze è ammissibile, come

l'abbattimento di una scala interna in posizione eccentrica e la sua reintroduzione in posizione baricentrica o giuntata dal resto dell'edificio.

Sono, infine, stabilite delle verifiche specifiche per gli edifici esistenti, dotando in tal modo il progettista di guida sicura su cosa andare a controllare e come controllarlo, nelle situazioni in cui è impossibilitato a progettare, ma può solo verificare che il comportamento della struttura, con eventuali interventi di miglioramento, sia accettabile in termini di resistenza e deformabilità.

7. Viene completamente abbandonato, per quanto concerne la progettazione degli elementi in cemento armato, il metodo delle Tensioni Ammissibili, sia pure con un notevole ritardo rispetto a quanto già fatto in altri Paesi pur aventi pericolosità sismica minore dell'Italia. L'obbligatorietà del metodo agli Stati Limite è accompagnato dalla puntuale definizione delle due situazioni in cui verificare un edificio:

- Per eventi che abbiano un'alta probabilità di verificarsi in zona sismica, la struttura non dovrà subire danni e addirittura dovrebbe rimanere in campo elastico.

Ciò dovrà essere valido ad esempio con un terremoto di lieve entità che durante la vita utile della struttura, misurabile in decenni, può capitare più di una volta. Per una struttura sottoposta all'azione del complesso di forze stabilite dalla normativa relativamente a tale stato limite, dovrà verificarsi che gli spostamenti tra una coppia di punti su una stessa verticale appartenenti ad impalcati a-

diacenti siano inferiori a un valore massimo ammissibile, così come specificato al punto 4.11.2 dell'Ordinanza.

Tale Stato Limite viene definito Stato Limite di Danno.

- Per un evento che abbia una bassa probabilità di accadimento la Normativa ammette che si verifichino danni tali da rendere, alla fine dell'evento stesso, inagibile la struttura purché venga garantita la vita umana e quindi l'edificio o una sua parte non crolli.

Anche in zona sismica, eventi disastrosi come quelli dell'Irpinia dell'80 o del Friuli del '76 non hanno per fortuna una frequenza elevata. Questo stato limite viene definito Stato Limite Ultimo e le sollecitazioni calcolate con tali condizioni saranno quelle utilizzate per il dimensionamento delle membrature.

8. Si introduce una trattazione degli isolatori, ossia di quei dispositivi costituiti da svariati materiali, ad es. elastomeri, che hanno il compito di evitare la trasmissione delle accelerazioni dal terreno alla struttura. Essi si pongono in opera tagliando letteralmente la struttura alla base ed introducendo questi dispositivi. La loro efficacia è elevatissima, al pari dei loro costi, per cui tale tipo di intervento è riservato ad edifici di eccezionale importanza storica, architettonica o strategica.

Desideriamo, giunti a questo punto, effettuare alcune considerazioni di carattere generale.

È a tutti evidente come una normativa, quale che sia il suo ambito di applicazione (si pensi, ad esempio, alla normativa fiscale o a quella ambientale, ecc.) ben difficilmente riuscirà a di-

sciplinare gli infiniti casi che si incontrano nella pratica professionale.

L'estensore di una norma, infatti, ha davanti a sé due strade differenti:

- Inserire, all'interno della norma, un elenco interminabile di casi, esempi, prescrizioni per tentare di fornire una risposta ad ogni situazione possibile.
- Stabilire dei principi, indicare metodologie e relativi ambiti di applicazione, lasciando al progettista la responsabilità di verificare se le soluzioni proposte dalle norme sono integralmente applicabili al suo specifico problema; qualora ciò non fosse possibile è sempre il progettista che eventualmente integrerà o adatterà formulazioni e prescrizioni della normativa per renderle quanto più possibile aderenti alla realtà progettuale.

Questa situazione, assume rilevanza particolare qualora il progettista si avvalga o debba avvalersi necessariamente di un software come ausilio alla sua attività.

I progettisti del software, infatti, hanno dovuto, normative alla mano, leggere, interpretare e tradurre in codici di calcolo quelle che sono le intenzioni dell'estensore delle norme. Tale lavoro di "traduzione" ha sicuramente imposto delle scelte, dei compromessi di cui il progettista strutturale deve essere pienamente consapevole.

Quando la normativa parla di impalcato infinitamente rigido, ad esempio, si riferisce sicuramente a un impalcato piano in quanto non è pensabile che, ad es., un impalcato a due falde riesca con

la stessa efficacia ad assicurare la collaborazione tra gli elementi resistenti al sisma. Però in un edificio è molto comune avere l'ultimo impalcato di questo tipo ed allora in questo caso il progettista delle strutture è assalito da dubbi su come proseguire correttamente.

Colui che realizza il software dovrà comunque offrire la possibilità di definire il comportamento dell'impalcato come infinitamente rigido anche quando è inclinato, oppure dovrà inibire del tutto, per quel piano, la possibilità di definirlo infinitamente rigido? (È a tutti chiaro come un programma di calcolo, quale che sia la scelta del progettista del software, fornirà comunque dei risultati, ma in che rapporto saranno con le sollecitazioni e gli spostamenti che si verificheranno nella realtà?)

Inoltre, nel caso in cui il progettista del software abbia deciso di inibire la possibilità di definire l'ultimo impalcato inclinato come infinitamente rigido, come dovrà comportarsi con gli impalcati inferiori?

Lasciando, infatti, la possibilità di definirli infinitamente rigidi si consente l'introduzione di una discontinuità di comportamento tra due quote che potrebbe portare a risultati non attendibili; se, per contro, egli inibisce il comportamento infinitamente rigido, cosa più corretta, anche per i piani inferiori, si espone al rischio di critiche di incompletezza del software.

Fuor di metafora, si comprende a questo punto, come potendo la normativa stabilire principi e prescrizioni necessariamente solo per un numero più o meno limitato di casi reali, altrettanto necessariamente si è costretti ad "interpretarla" se non anche ad "adattarla" in tutte le altre situazioni: questo, ovviamente,

accettando il rischio che la propria interpretazione e il proprio adattamento non sia condiviso da chi è preposto a controllarci o semplicemente cerca di comprendere le ragioni delle nostre scelte.

È, inoltre, evidente come le normative, che dovrebbero direttamente essere rivolte ai fruitori finali (i tecnici del campo edile, nel ns. caso), sono in realtà tanto complesse da rendere necessaria una mediazione tramite il software. Quest'ultimo, pertanto, richiederà un grado di dettaglio elevatissimo, dovendo prevedere praticamente ogni possibilità ed ogni richiesta dell'utente.

Gli estensori delle norme a tutt'oggi, purtroppo, non hanno in nessun conto questo aspetto, costringendo ad un lavoro ancor più complesso e di responsabilizzazione gli analisti e gli sviluppatori i quali sono talvolta costretti ad operare scelte anche in ambito più strettamente tecnico.

Molte altre sarebbero le cose da evidenziare e precisare sulla nuova normativa per le zone sismiche: il salto culturale richiesto per adeguarsi ai principi che introduce è grande e non può certo essere esaurientemente affrontato in queste poche pagine.

Nei prossimi capitoli, tuttavia, cercheremo di affrontare con chiarezza il nuovo corpo normativo, evidenziando quando sarà necessario, accanto agli indispensabili richiami teorici, ciò che l'Ordinanza ha innovato rispetto ad un modo di operare in zona sismica che si è andato formando in decenni di lavoro, formazione e consuetudini e che adesso è necessario adeguare a criteri più moderni.



## Capitolo 2

### **Requisiti di sicurezza e criteri di verifica**

Art. 2.2 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

#### **2.1 Stato Limite Ultimo e di Danno: definizione e significato**

Nell'articolo 2.2 dell'Allegato 2 all'Ordinanza sono introdotti i principi fondamentali e gli obiettivi della Normativa antisismica; in particolare vengono definite le due fondamentali esigenze da perseguire, e precisamente:

1. La sicurezza nei confronti della stabilità (Stato limite Ultimo)
2. La protezione nei confronti del danno (Stato limite di Danno).

Tali esigenze sottintendono a tutta una serie di concetti che bisogna avere ben chiari prima di proseguire, assolutamente da non sottovalutare. Il primo concetto fondamentale è che pur se gli eventi sismici possono differire tra loro per magnitudo, la struttura dovrà essere progettata per rispondere comunque adeguatamente

a tali sollecitazioni. I terremoti, cioè, possono anche essere molto forti, con accelerazioni al suolo tali da far nascere forze, e quindi sollecitazioni, elevate nella nostra struttura: in tal caso l'obiettivo fondamentale è la salvaguardia della vita umana e la struttura potrà anche subire danneggiamenti elevati (al limite diventare non più agibile) ma comunque non tali da mettere in pericolo la vita delle persone. Questo obiettivo è sinteticamente fissato con la frase:

*“... devono mantenere una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali”.*

In tal modo, al termine dell'evento sismico, la struttura sarà ancora “in piedi” e potrà consentire l'ordinato sgombero delle persone ancora eventualmente presenti. Un fenomeno sismico del tipo descritto, caratterizzato da forze in gioco rilevanti, ha un periodo di ritorno elevato e, per la verifica della struttura sotto tali forze, possono essere utilizzate le resistenze ultime dei materiali, sia pure ridotte da coefficienti di sicurezza come è nello spirito degli Stati Limite. La probabilità che una struttura sia soggetta a tale evento sismico è relativamente bassa e questo è il motivo per il quale si accetta anche di avere danni irreparabili, purché la vita umana venga salvaguardata.

A seguito di un sisma di bassa magnitudo, invece, non possiamo accettare danni irreparabili, ma addirittura dobbiamo assicurarci che la struttura sia ancora pienamente funzionante. Infatti, proprio perché il terremoto è “più leggero”, la probabilità che in una zona sismica tale sisma investa la nostra struttura è elevata e addirittura potrà capitare più volte nel corso della vita utile della struttura stessa: se ogni volta avessimo danni irreparabili come allo Stato

limite Ultimo, avremmo un'antieconomicità palese dovendo ogni volta impegnare cifre consistenti nella ristrutturazione dell'edificio. Ecco quindi che la normativa prescrive, al punto 2.2:

*“Le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella della azione sismica di progetto”.*

Pertanto, in questo caso, diventa fondamentale controllare le deformazioni della struttura. Al successivo punto 2.3, infatti, la normativa stabilisce che per soddisfare quanto specificato al punto 2.2 per lo Stato limite di Danno, è essenziale rispettare ciò che viene indicato ai punti 3.2.6, nei quali sono stabilite le forze in gioco da portare in conto allo Stato Limite di Danno, e al punto 4.11.2, nel quale sono fissati i valori massimi degli spostamenti di interpiano ammissibili in funzione di varie tipologie costruttive.

In particolare, le prestazioni in termini di SLU e SLD in funzione delle probabilità di occorrenza dell'evento sismico sono così definite:

- **Allo Stato Limite Ultimo**, sotto l'effetto della azione sismica di progetto definita al successivo punto 3, caratterizzata da una probabilità di superamento non maggiore del 10% in 50 anni, le strutture degli edifici, ivi compresi gli eventuali dispositivi anti-sismici di isolamento e/o dissipazione, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle

azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

- **Allo Stato Limite di Danno** le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella della azione sismica di progetto, ma non maggiore del 50% in 50 anni, e che hanno quindi una significativa probabilità di verificarsi più di una volta nel corso della durata utile dell'opera; i danni strutturali sono di entità trascurabile per particolari categorie di costruzioni, in relazione alla necessità di mantenerle pienamente funzionali anche dopo terremoti violenti, si possono adottare valori maggiorati delle azioni, facendo riferimento a probabilità di occorrenza simili o più vicine a quelle adottate per la sicurezza nei confronti del collasso.

L'articolo 2 stabilisce quindi già un primo principio innovativo nel calcolo di una struttura: essa dovrà essere calcolata per almeno due insiemi di forze diverse, con un evidente aggravio di calcolo:

1. Il primo insieme rappresenterà le forze allo Stato Limite Ultimo (d'ora in poi indicato brevemente con la sigla SLU) e la struttura dovrà essere progettata in modo da resistere a tale insieme di forze; pertanto le sezioni degli elementi resistenti dovranno essere progettate per avere, allo SLU, una resistenza maggiore o al più uguale nei confronti delle sollecitazioni di progetto.

2. Il secondo insieme rappresenterà le forze allo Stato Limite di Danno (d'ora in poi SLD); la struttura, sotto l'azione di tali forze, dovrà avere spostamenti non più elevati di quanto indicato al punto 4.11.2.

*Si sottolinea un fatto importante: interpretando alla lettera il contenuto dell'Allegato 2 all'Ordinanza in merito allo SLD e agli effetti da esso indotti in termini di sollecitazioni e spostamenti, deve essere tenuto in conto solo quanto indicato ai fini della verifica indicata al punto 4.11.2, mentre nulla viene prescritto in termini di resistenza. In altre parole, con le sollecitazioni indotte dallo SLD non è necessario effettuare alcuna verifica degli elementi strutturali, che pertanto, considerando la vigenza del D.M. LL. PP. 9 gennaio 1996, pubblicato sulla G.U. n. 29 supplemento del 5.2.1996, recante "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche", debbono essere progettati/verificati nel seguente modo:*

- *con le sollecitazioni derivanti dallo Stato Limite Ultimo del citato D.M. in assenza di sisma e con quelle derivanti dalla Combinazione riportata al punto 3.3 dell'Allegato 2 all'Ordinanza, si progettano o verificano le sezioni allo SLU.*
- *con le sollecitazioni derivanti dallo Stato Limite di Esercizio (SLE) come definito nel citato D.M. si effettuano le verifiche in esercizio previste (di resistenza, di fessurazione, deformabilità, ecc.).*

*Quindi, allo stato, non vi è alcun obbligo di considerare anche le sollecitazioni derivanti dalla combinazione allo SLD nelle verifiche allo SLE previste dal D.M. LL. PP. 9 gennaio 1996; allo SLD l'unica verifica da fare è quella agli spostamenti di interpiano.*

Ritornando ai due diversi Stati Limite e ricordando che le azioni esterne sono in genere diverse tra loro, accenniamo soltanto a una

caratteristica che definiremo meglio quando parleremo dell'analisi dinamica. Le forze agenti sono proporzionali alle masse e sono ricavate tramite lo spettro di risposta: questo spettro di risposta, almeno nella Normativa Italiana e negli Eurocodici, ha una configurazione tale che a strutture molto deformabili (primo periodo di vibrazione alto) corrispondono forze più basse e viceversa. Nel dimensionare una struttura, quindi, il progettista strutturale potrà seguire due differenti strade:

- progettare una struttura rigida: in questo caso le forze sollecitanti saranno alte e lo Stato Limite maggiormente rilevante è quello Ultimo. Una volta progettata la struttura allo SLU, sicuramente gli spostamenti allo SLD saranno molto bassi e compatibili con le richieste normative.
- progettare una struttura deformabile. In tal caso le forze esterne saranno basse, gli elementi strutturali avranno dimensioni minori, ma sarà fondamentale la verifica allo SLD in quanto gli spostamenti potrebbero essere non compatibili con quanto richiesto al punto 4.11.2.

Un altro concetto presente nell'articolo 2, e precisamente al punto 2.5, è quello di “importanza sismica di una struttura” a cui commisurare il livello di sicurezza desiderata. Quanto più la struttura ha una funzione delicata nella fase immediatamente seguente all'evento sismico, tanto più bisogna assicurare la sua funzionalità incrementando opportunamente le forze esterne tramite un coefficiente definito “di importanza”, erede del coefficiente di protezione sismica presente nella precedente normativa. In altre parole si aumenta la probabilità di un evento sismico rilevante.

Infine, deve rilevarsi che, sempre nell'articolo 2, al punto 2.5, viene espressamente citato il D.M. LL. PP. 11 marzo 1988, pubblicato sulla G.U. n. 127 supplemento dell'1.6.1988, recante "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Ciò comporta che, per quanto riguarda le fondazioni, è indispensabile eseguire i calcoli così come indicato nel citato D.M. e quindi, ad esempio, calcolare il carico limite nel dimensionamento degli elementi di fondazione, abbandonando qualsiasi cosa che abbia a che fare con la "sigma ammissibile" del terreno; quest'ultima deve letteralmente "scompare" dalla progettazione antisismica, sostituita da modelli strutturali, anche imperfetti come la Trave su Suolo Elastico alla Winkler, che consentono però di portare in conto l'interazione terreno-struttura. Avremo comunque modo di tornare sugli aspetti geotecnici quando affronteremo il relativo capitolo dell'Ordinanza.



## Capitolo 3

### **Azione sismica**

#### Art. 3 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

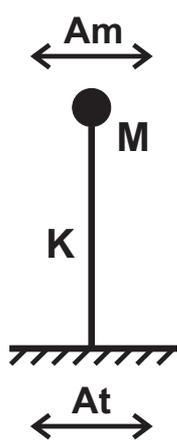
Nell'articolo 3 sono stati introdotti alcuni concetti e prescrizioni che rappresentano un vero e proprio momento di rottura con la normativa precedente, pur riguardando aspetti della teoria del calcolo delle strutture, in realtà già ampiamente presenti in letteratura tecnica da moltissimo tempo. L'articolo è dedicato alla esatta definizione delle forze esterne che bisogna considerare nel dimensionamento di una struttura; in particolare il punto principale è relativo alla definizione di più spettri di risposta che il progettista deve adottare nei diversi Stati Limite da prendere in considerazione.

Ma prima di passare a commentare ciò che l'Ordinanza prescrive, è opportuno richiamare alcuni concetti fondamentali della "Dinamica delle Strutture", richiami che possono essere certamente trascurati da chi sia già erudito al riguardo. Non vi è alcuna prete-

sa di rigore formale nella trattazione che segue, ma solo l'auspicio di rendere comprensibile, anche a chi non ha effettuato approfonditi studi in materia, i principi fondamentali dell'analisi dinamica applicata alle strutture.

### 3.1 L'analisi dinamica

Supponiamo di avere una struttura molto semplice (v. *Figura 1*) costituita da un'asta elastica di rigidezza  $K$  ancorata al terreno ad un estremo e una massa concentrata collocata all'estremo opposto.



Quando nel terreno si verifica un movimento, in particolare un'accelerazione orizzontale  $A_t$ , la massa  $M$  subisce a sua volta un'accelerazione  $A_m$  la cui conseguenza è la nascita di una forza ricavabile qualitativamente dalla formula:

$$F = M * A_m$$

dove  $F$  è la forza inerziale,  $M$  è la massa e  $A_m$  è l'accelerazione della massa.

*Figura 1*

Si sorvoli, per un attimo, sulla rigorosità relativa ad aspetti tecnici come quelli riguardanti le caratteristiche di un sisma, che sappiamo essere definito dalla durata, frequenza, ecc., e si supponga di poterlo descrivere solo attraverso la sua accelerazione al suolo.

Supposto conosciuto, pertanto, il sisma attraverso la sua accelerazione al suolo, avremmo ancora il problema di non avere una formulazione analitica che traduca direttamente tale grandezza (l'accelerazione al suolo) nell'accelerazione  $A_m$  della massa  $M$ .

Fortunatamente la normativa ci suggerisce le modalità con cui ricavare le forze agenti o comunque un mezzo che ci consenta di risalire ad esse; tali modalità sono gli spettri di risposta, il cui scopo è proprio quello di tradurre le accelerazioni al suolo in accelerazioni delle masse nella struttura permettendoci, quindi, di definire le forze inerziali.

Nel caso, ad esempio, dell'analisi statica l'Ordinanza ci dice (punto 4.5.2 dell'Allegato 2) che la forza totale è data dalla formula:

$$F = S * W * \lambda / g$$

dove  $S$  è un coefficiente funzione del periodo fondamentale di oscillazione,  $W/g$  è la massa totale della struttura ( $g$  è l'accelerazione di gravità),  $\lambda$  è un coefficiente destinato a tener conto schematicamente dell'eventualità che, in presenza di sisma, non tutte le masse subiscono accelerazioni ed il cui valore può essere minore di 1 (in particolare 0.85).

La formula precedente è di semplice applicazione; una volta conosciuta la forza totale non resta che ipotizzare una sua distribuzione lungo l'altezza ed effettuare i calcoli sotto l'effetto delle forze risultanti. Anche qui l'Ordinanza viene in aiuto stabilendo una distribuzione triangolare della forza direttamente proporzionale alla quota, con valore nullo allo spicco delle fondazioni.

Nel caso dell'analisi dinamica le cose sono un po' più complesse, ma comunque è possibile illustrare sinteticamente tutto il procedimento senza fare ricorso a trattazioni teoriche, cercando solamente di evidenziare il significato fisico delle varie formulazioni.

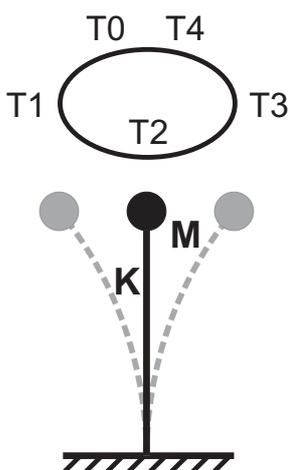


Figura 2

Se alla struttura illustrata in *Figura 2* si impone un movimento alla massa  $M$ , questa inizierà ad oscillare.

Assegnando l'impulso al tempo  $T_0$ , possiamo dire che al tempo  $T_1$  la massa avrà subito il massimo spostamento da un lato; quindi tornerà indietro ripassando, al tempo  $T_2$ , per la sua posizione iniziale.

La massa proseguirà nel suo moto spostandosi nell'altra direzione raggiungendo il suo spostamento massimo al tempo  $T_3$ , per ritornare di nuovo verso la sua configurazione indeformata che raggiungerà al tempo  $T_4$ . Il movimento quindi proseguirebbe indefinitamente se nel sistema non esistessero smorzamenti dovuti ad attriti/isteresi. Nei sistemi reali, in cui vi è smorzamento, il movimento prosegue similmente ma con ampiezze decrescenti, finché gli spostamenti, sempre più piccoli, non cessano del tutto.

Il tempo intercorso tra  $T_0$  e  $T_4$  si chiama *Periodo di oscillazione* ed è legato alla massa  $M$  ed alla rigidezza  $K$  della struttura che la sostiene; in particolare detto  $T$  il periodo, questo è dato da:

$$T = 2 * \pi / \sqrt{K / M}$$

Questa formula esprime un fatto importantissimo quanto evidente:

**Il periodo di vibrazione di una struttura semplice è tanto più alto quanto maggiore è la massa e quanto minore è la rigidezza.**

**In genere può essere desiderabile avere una struttura con un periodo alto, in quanto questo è associato, come si vedrà fra poco, a forze più basse.**

**Per ottenere un periodo alto senza agire sulle masse, che sono praticamente fisse, si può agire sulle rigidità diminuendole in modo da proporzionare gli elementi resistenti con sollecitazioni più basse.**

*Questo è anche il principio su cui si basano gli edifici isolati. L'isolamento opera come un "filtro" tra il terreno e la struttura, per cui quest'ultima può immaginarsi come se fosse collocata su un carrello e quindi offrissi una rigidità praticamente nulla ai movimenti laterali. Diminuendo la rigidità, aumenta, e di molto, il periodo proprio di vibrazione, diminuendo, in tal modo, le forze agenti per cui gli elementi possono essere proporzionati con dimensioni ben minori della corrispondente struttura ancorata al suolo. Naturalmente la presenza di spostamenti molto maggiori pone altri tipi di problemi e di verifiche da effettuare, senza considerare il progetto dell'isolatore vero e proprio; d'altra parte è noto che oltre certe dimensioni è pressoché impossibile realizzare un edificio affidandosi soltanto alla resistenza dei materiali che lo costituiscono.*

Ritornando al movimento dell'oscillatore dopo che gli è stato fornito l'impulso, nel tempo intercorso tra  $T_0$  e  $T_4$  si distinguono le seguenti fasi:

1. accelerazione massima;
2. all'istante immediatamente seguente, l'accelerazione comincia a diminuire;
3. accelerazione nulla;

4. all'istante immediatamente seguente quello in cui l'accelerazione è nulla (punto 3), l'accelerazione comincia ad aumentare di nuovo;
5. l'accelerazione raggiunge nuovamente il valore massimo.

In tutte queste fasi è evidente come la forza inerziale vari, raggiungendo il suo picco quando l'accelerazione è massima; se allora si conosce in ogni istante l'accelerazione cui è soggetta la massa, si potrà ricavare la forza inerziale istante per istante semplicemente moltiplicando Massa ed Accelerazione. In generale si può enunciare che:

**Durante l'evento sismico nascono delle sollecitazioni che variano continuamente nella nostra struttura; a partire dal tempo  $T_0$  e durante un tempo pari al periodo  $T$ , queste sollecitazioni raggiungono due volte il loro valore massimo, una volta con un segno e l'altra col segno opposto.**

Supponendo allora che per dimensionare la nostra struttura si abbia bisogno di conoscere il momento alla base con cui progettare la sezione in cemento armato, si aprono due strade:

- un'analisi "continua" (oppure 'al passo'), nella quale si disponga di una funzione che descriva l'accelerazione del terreno in funzione del tempo e che fornisca l'azione corrispondente agente sul nostro sistema;
- si cerca di conoscere solo l'effetto massimo, indipendentemente dal momento in cui si verifica, e si utilizzano i valori che ne derivano per dimensionare la struttura.

Il primo approccio, formalmente più elegante, presenta complessità tali da essere proponibile solo in situazioni molto particolari; basti pensare, ad esempio, che i risultati ottenuti sarebbero validi

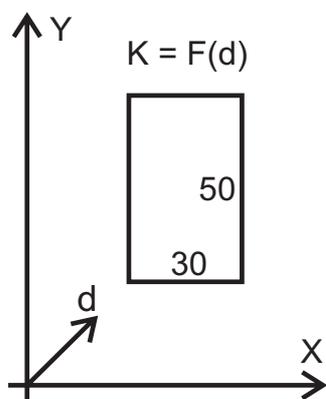
solo per quella particolare funzione che abbiamo utilizzato per conoscere l'accelerazione in ogni istante (accelerogramma) e dovrebbe essere ripetuta per un numero minimo di accelerogrammi che l'Allegato 2 dell'Ordinanza si incarica di definire al punto 3.2.7. Inoltre un'analisi passo-passo con l'impiego degli accelerogrammi deve essere effettuata con integrazione delle equazioni del moto e, nelle strutture reali, presenta livelli di difficoltà non superabili facilmente.

Il secondo approccio è quello che viene normalmente usato; viene cioè definito uno **spettro di risposta di progetto** il quale mette in condizione di conoscere l'effetto massimo che nasce durante l'evento sismico (l'accelerazione in questo caso, e quindi la forza). Noto il valore della forza si calcola il momento alla base e, quindi, si dimensiona la sezione per resistere almeno a tale momento di progetto. Scopo fondamentale dell'articolo 3 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza, è dare le formulazioni dello spettro di risposta (elastico, ultimo, di danno) e per i due tipi fondamentali di eventi sismici, ondulatorio e sussultorio.

Ritornando alla nostra semplice struttura che oscilla, il movimento che effettua si chiama **Modo naturale di vibrazione** della struttura ed ha il seguente significato: quando una massa venga sollecitata a muoversi da un impulso, essa descriverà un movimento che è funzione delle caratteristiche della struttura (definite dalla costante  $K$ ) e del valore della stessa massa  $M$ .

Se si considera il sistema non più nel piano ma nello spazio, è chiaro che anche per questa struttura molto essenziale, le cose cambiano secondo la direzione dell'impulso.

Si supponga, ad esempio, che la struttura sia costituita da un'asta rettangolare di dimensione 30 x 50 (v. *Figura 3*).



*Figura 3*

Secondo la direzione lungo cui agisce il sisma (freccia indicata con  $d$ ) la rigidezza  $K$  varia; in figura ciò è espresso evidenziando che  $K$  è una funzione di  $d$  (ad esempio, per sisma parallelo a  $X$  la sezione da considerare sarà quella con altezza 30 e base 50, per sisma parallelo a  $Y$  sarà quella con altezza 50 e base 30, per direzione inclinata l'inerzia dovrebbe essere calcolata con la geometria delle masse).

Pertanto, a seconda della direzione di ingresso del sisma, cambierà la risposta dell'oscillatore (in particolare l'ampiezza dell'oscillazione e le caratteristiche della sollecitazione);

Per questo motivo nel calcolo degli edifici si considerano due direzioni tra loro ortogonali per il sisma orizzontale; pertanto per ogni massa esistono due modi naturali di vibrazione. Aggiungendo anche la componente verticale (sussultoria) del sisma, abbiamo tre modi di vibrazione per ogni massa.

Si consideri ora una struttura leggermente più complessa, avente stavolta due masse a quota diversa (*Figura 4*). Ipotizzando di dare due impulsi in due momenti separati alle due masse, si avranno le deformate visibili nella figura citata; ognuna di queste due deformate è un modo naturale di vibrazione.

Si ricorda che per una direzione esistono tanti modi di vibrazione per quante sono le masse che si possono muovere, caratterizzati

dagli stessi parametri visti per l'oscillatore semplice. In particolare ognuna delle due deformate avrà un periodo, un'ampiezza dell'oscillazione e un valore massimo della forza inerziale che nasce. Riassumendo:

- $T_1, F_1, M_1$ : sono rispettivamente il periodo, la forza inerziale e il momento alla base. Gli ultimi due valori siano intesi come i valori massimi che nascono due volte nell'intervallo di tempo  $T_1$  per effetto del I modo di vibrazione.
- $T_2, F_2, M_2$ : sono rispettivamente il periodo, la forza inerziale e il momento alla base. Gli ultimi due valori intesi come i valori massimi che nascono due volte nell'intervallo di tempo  $T_2$  per effetto del II modo di vibrazione.

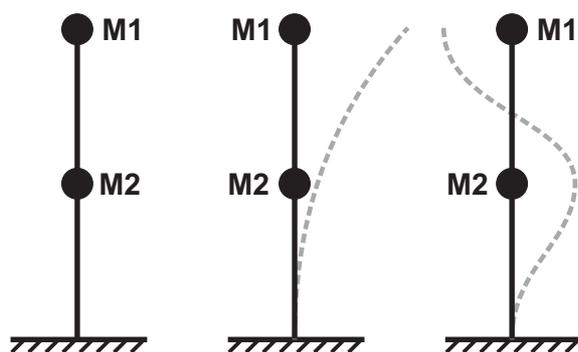


Figura 4

Si voglia ora conoscere quale sarà il valore massimo del momento alla base della nostra struttura allorché i due impulsi avvengano contemporaneamente.

In altri termini, quando arriva l'impulso sismico tutte le masse della nostra struttura subiscono accelerazioni, pertanto nascono forze inerziali in corrispondenza di tali masse e il loro effetto combinato genera un momento  $M$  alla base che, come gli altri due, è funzione del tempo.

Anche nel caso di  $M$  esisterà un istante in cui raggiungerà il suo valore massimo, ma per adesso tale valore non è noto; per poterlo definire si ipotizzi:

$$T1 = 2 \text{ secondi}, \quad F1 = 1500 \text{ N}, \quad M1 = 5000 \text{ Nm}$$

$$T2 = 1,8 \text{ secondi}, \quad F2 = 900 \text{ N}, \quad M2 = 3000 \text{ Nm}$$

I due periodi di vibrazione sono cioè diversi: questo è intuibile non appena si ricordi il legame periodo - massa/rigidezza, corrispondendo a quote diverse rigidezze diverse.

Ciò comporta che durante l'evento sismico, supponiamo di 5 secondi, nascano nei due modi di vibrazione i seguenti momenti ai seguenti istanti:

Tempo	M Modo 1	M Modo 2
0	0	0
0,2	2000	1333
0,4	4000	2667
0,45	4500	3000
0,5	5000	2667
0,6	4000	2000
0,8	2000	667
0,9	1000	0
1	0	-667
1,2	-2000	-2000
1,4	-4000	-2667
1,5	-5000	-2000
1,6	-4000	-1333
1,8	-2000	0
2	0	1333
2,2	2000	2667
2,4	4000	2000
2,5	5000	1333
2,6	4000	667

*Nella costruzione della tabella si sono fatte ulteriori ipotesi semplificative: l'evento non è smorzato e l'accelerazione varia in modo lineare. Ma ciò che preme mettere in risalto non sono i valori numerici, quanto l'aspetto qualitativo dell'andamento delle sollecitazioni nel corso dell'evento sismico.*

Per comodità sono stati riportati i valori fino a 2,6 secondi. Si vede come nel corso dell'evento sismico il valore massimo del momento alla base non si raggiunga allo stesso istante in ogni modo di vibrazione proprio perché i due periodi sono diversi; all'inizio dell'evento sismico chiaramente il momento alla base è "0", poi comincia a crescere e a 0,45 secondi diventa massimo nel II modo di vibrazione, quando però non è ancora massimo il valore nel I modo di vibrazione, cosa che capita a 0,5 secondi.

Ciò ha una conseguenza fondamentale, e cioè che per ottenere il valore massimo di una caratteristica (sollecitazione, spostamento) non si devono sommare gli effetti dei singoli modi ma comporli secondo un'altra metodologia. In letteratura tecnica sono disponibili diversi sistemi, ciascuno avente la sua giustificazione teorica; se ne ricordano i principali:

- **SRSS (Square Root of Square Sum**, in italiano radice quadrata della somma dei quadrati): per ottenere l'effetto massimo di una caratteristica si suggerisce di applicare la seguente formula:

$$M = \sqrt{\sum Mi^2}$$

dove  $M$  è la caratteristica desiderata,  $Mi$  è quella relativa massima al singolo modo di vibrazione. Nell'esempio precedente con questa formula il momento alla base è pari a:

$$M = \sqrt{5000*5000 + 3000*3000} = 5830,95 \text{ Nm}$$

Tale valore dovrà essere considerato due volte cambiando il segno e, quindi, dimensionando la sezione di base per  $M = 5830$  e  $M = - 5830$ .

**Si noti come il valore risultante sia sensibilmente più basso della somma dei due valori.**

- **CQC (Complete Quadratic Combination - combinazione quadratica completa):** per capire la necessità di tale modo di combinare gli effetti dei singoli modi si ritorni alla tabella nella quale abbiamo ipotizzato i valori di  $M$  per i due modi di vibrazione. Se si ipotizza che i due periodi sono uguali è immediato notare come i valori massimi si raggiungano allo stesso momento per entrambi i modi di vibrazione e quindi il valore massimo è la somma degli effetti dei singoli modi di vibrazione.

**Quanto detto può essere così riassunto: se i periodi di vibrazione sono vicini tra loro gli effetti massimi dei singoli modi di vibrazione tendono a verificarsi in istanti vicini, aumentando pertanto la probabilità che l'effetto massimo sia una somma degli effetti dei singoli modi di vibrazione. L'Ordinanza (Allegato 2, punto 4.5.3) traduce questo concetto nell'imposizione di usare la CQC per il calcolo degli effetti massimi quando almeno un periodo di vibrazione differisca di meno del 10% dai restanti.**

**L'effetto di una combinazione CQC è quello di dare in genere valori tanto maggiori quanto più i periodi sono ravvicinati tra loro.**

*Un effetto abbastanza scomodo del calcolo della sollecitazione massima come combinazione degli effetti dovuti ai singoli modi di vibrazione è la “perdita del segno”; facendo riferimento ad esempio alla SRSS, è immediato vedere come il valore che vie-*

*ne fornito è sempre positivo essendo il risultato di una radice quadrata. L'obiettivo dell'analisi dinamica modale, infatti, non è conoscere il valore della sollecitazione istante per istante, ma solo il suo valore massimo; per il carattere ondulatorio del movimento sismico, tale valore massimo, se si tratta ad esempio di un momento flettente su una trave, una volta farà sì che siano tese le fibre inferiori, un'altra quelle superiori. Un'analisi strutturale riesce a conoscere deformazioni e sollecitazioni solo in un numero definito di punti (nodi della struttura); quando si tratta di condizioni statiche è semplice conoscere le sollecitazioni in un qualsiasi altro punto intermedio in quanto basta "isolare" la trave, applicare ai suoi estremi (nodi) le sollecitazioni date dall'analisi e risalire con la statica alle caratteristiche della sollecitazioni per qualsiasi ascissa. Ciò è possibile in quanto i segni di taglio, momento e carichi sono "congruenti" tra loro, ciascuno con il proprio segno assicurano l'equilibrio globale dell'asta; nell'analisi dinamica invece tali valori di estremità hanno un significato probabilistico e puntuale e pertanto solo con artifici e ipotesi semplificative è possibile risalire alle sollecitazioni in un punto intermedio dell'elemento.*

Per completare il discorso sull'analisi dinamica bisogna introdurre il concetto di *partecipazione di un modo*. Si è visto che in una struttura con  $n$  masse libere di spostarsi e con due direzioni orizzontali lungo le quali si considera l'impulso sismico, esistono " $2 * n$ " modi di vibrazione naturali.

Se si vuole calcolare la struttura considerando tutte le possibili forze che nascono in un impulso sismico, si dovrebbero estrarre tutti i modi di vibrazione della struttura, in quanto ogni massa della struttura subisce un'accelerazione e quindi in ogni punto dove c'è una massa nasce una forza; infine dovremmo combinare con la SRSS o la CQC tutti i modi di vibrazione per ottenere l'effetto massimo.

Per quelle che sono le necessità usuali questo discorso è solo teorico. Si tenga presente infatti che in una struttura anche semplice, per quanto si voglia schematizzare e semplificare il modello, è facile avere centinaia di masse e quindi centinaia, se non migliaia, di modi di vibrazione.

L'onere computazionale per estrarli tutti è enorme; ci viene in soccorso però una caratteristica dei sistemi strutturali, quella cioè che i modi di vibrazione perdono man mano importanza al diminuire del periodo o, ciò che è lo stesso, all'aumentare della frequenza.

| *Ricordiamo che il periodo è l'inverso della frequenza  $T = 1/f$ .*

**Tutto ciò si esprime dicendo che ogni modo di vibrazione è caratterizzato da un coefficiente di partecipazione al moto totale indotto dal sisma; tale coefficiente è alto per i primi modi, diminuendo man mano fino a raggiungere valori tali che i modi relativi fanno nascere spostamenti e sollecitazioni trascurabili.**

Per una struttura che abbia 1000 modi di vibrazione teorici non c'è pertanto bisogno di chiedere l'estrazione di tutti i 1000.

Nell'esempio precedente, ipotizzando di aver chiesto un solo modo di vibrazione, si vede come il momento massimo che si ottiene sia di 5000 Nm per cui si sarebbe dimensionata la sezione di base per un valore inferiore al valore probabile, che è 5830 Nm.

Sorge allora il problema di conoscere quali e quanti debbano essere i modi di vibrazione da estrarre in un'analisi dinamica modale. Esistono le due esigenze contrapposte:

- scegliere un numero basso per non appesantire il calcolo.

- scegliere un numero alto per non rischiare di sottostimare spostamenti e sollecitazioni.

Non esiste purtroppo un modo per saperlo in anticipo; in linea di massima, anche per strutture complesse, i primi 30 modi dovrebbero rappresentare un buon compromesso tra le due esigenze precedenti.

La Normativa italiana introduce però un controllo, anche se solo a posteriori (Allegato 2, punto 4.5.3):

**Il totale dei modi di vibrazione deve attivare almeno l'85% delle masse presenti nella struttura oppure devono essere presi in considerazione tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%.**

Si fa notare che, coerentemente col carattere prestazionale della norma, il valore dell'85% è un suggerimento (più che un obbligo) dato al progettista, che avrà, quindi, un obiettivo da raggiungere.

*Questo criterio non è propriamente un modello di efficienza: il criterio dell'85% potrebbe essere difficile da rispettare per le caratteristiche della struttura. In presenza di masse su elementi molto rigidi, o a quota del terreno in misura preponderante rispetto a quelle in elevazione (ciò che capita ad es. per un edificio con un vasto piano interrato ed una parte in elevazione più piccola), i modi di vibrazione che attivano tali masse avranno una frequenza elevatissima, ovvero un periodo molto basso, e saranno difficili da estrarre; una volta ottenuti, però, si noterebbe che il loro effetto in termini di sollecitazioni e spostamenti è infinitesimale. Sarebbe importante che per questi casi la normativa introducesse su questo punto delle puntualizzazioni.*

È importante allora avere a disposizione strumenti software abbastanza sofisticati che facciano per noi questo lavoro di controllo, anche se a posteriori, della bontà dei modi di vibrazione estratti;

avere una tabella che, per ogni modo, ci dica quale è la percentuale di massa eccitata, il coefficiente di partecipazione e ogni altro elemento utile a ottemperare alla prescrizione di normativa.

Un ultimo aspetto da evidenziare sull'analisi dinamica: se una struttura è regolare in termini di masse e rigidità, è probabile che i primi modi di vibrazione abbiano un'importanza preponderante rispetto al complesso dei modi presenti.

In altri termini una struttura regolare dimostra la sua validità anche dal punto di vista del calcolo: un modo di vibrazione è preponderante, a tale modo è associata una deformata di tipo triangolare, con spostamenti e forze nulli alla base e crescenti lungo l'altezza, per cui è possibile trascurare i modi successivi in quanto le sollecitazioni che nascono sono irrilevanti.

Questo è il motivo fondamentale per il quale si ammette l'analisi statica per strutture regolari; una struttura dovrebbe sempre essere calcolata in analisi dinamica, ma se la struttura stessa presenta evidenti caratteristiche di regolarità basta estrarre il modo più importante per ogni direzione e si è sicuri di aver già attivata la maggioranza delle forze inerziali che nascono in un evento sismico.

Per strutture regolari la Normativa consente di ricavare le forze agenti considerando un modo di vibrazione del tipo triangolare e calcolare la struttura sotto l'applicazione "statica" delle forze orizzontali così ottenute.

## 3.2 Gli spettri di risposta dell'Ordinanza 3274

Occupiamoci ora delle formule presenti all'articolo 3 dell'Allegato 2 all'Ordinanza 3274: esse forniscono le forze che nascono nella nostra struttura in funzione dell'accelerazione al suolo. Più in particolare il loro utilizzo è il seguente:

1. Si effettua un'analisi dinamica della nostra struttura per un certo numero di modi di vibrazione, per ognuno dei quali avremo il corrispondente periodo espresso in secondi.
2. Si caratterizzano alcuni dati preliminari della nostra struttura (terreno di fondazione, sistema costruttivo, materiali, ecc.); da tali dati si ricava il coefficiente di struttura  $\mathbf{q}$  e il fattore  $\mathbf{S}$  funzione del terreno di fondazione. Si noti per inciso, che la scelta del terreno non influenza solamente il coefficiente  $\mathbf{S}$ , ma anche la forma dello spettro, poiché variano i periodi 'di confine' tra i vari tratti che lo costituiscono.
3. In funzione dello stato limite da calcolare (ultimo, di danno), e del tipo di sisma (orizzontale o verticale), per ogni modo di vibrazione si entra nelle formule con il periodo  $T$  e si ricava il valore di  $S$  (spettro di risposta); in tal modo, per ogni modo di vibrazione, si è teoricamente in grado di calcolare le sollecitazioni massime agenti.

È chiaro che tale discorso è solo in apparenza semplice; l'onerosità numerica dei calcoli da sviluppare è tale che senza l'ausilio di un buon software il progettista non riuscirà mai a sviluppare in un tempo ragionevole la mole di calcoli necessaria.

L'Ordinanza fornisce diverse formule dello spettro di risposta, ciascuna con una sua specifica funzione: tutte hanno comunque una struttura simile e precisamente del tipo:

$$S(T) = F(\text{terreno}) * F(\text{smorzamento}) * ag$$

dove  $S(t)$  sta a significare che il valore dello spettro è funzione del periodo (quindi del tempo) espresso in secondi ed è dato dal prodotto di 3 diversi fattori:

- Il fattore **intensità del sisma**, rappresentato da  $ag$  (accelerazione al suolo); quanto maggiore è l'accelerazione al suolo, maggiore è il valore di  $S$  e quindi delle forze inerziali che nascono.
- Il fattore **terreno di fondazione**; a tal proposito l'Ordinanza introduce una classificazione del terreno di fondazione basata o sulla velocità delle onde di taglio o sulla resistenza di una prova penetrometrica o sulla coesione non drenata. È fortemente auspicabile che il responsabile geotecnico, già in sede di esecuzione dei saggi, tenga conto di tale richiesta normativa. In particolari condizioni altimetriche (ad es. terreni con pendenza  $> 15^\circ$ ) e per edifici con fattore di importanza  $> 1$ , si dovrà tenere conto anche di un ulteriore coefficiente di amplificazione topografica.
- Il fattore di **smorzamento**; ogni struttura ha caratteristiche intrinseche in base alle quali il movimento oscillatorio iniziale viene contrastato da uno smorzamento il cui effetto è quello di diminuire sia la durata che l'intensità degli spostamenti. Pertanto lo spettro, dal quale ricordiamo dipende l'intensità delle forze agenti, è tanto più basso quanto maggiori sono le capacità "smorzanti" del materiale e della struttura. Un valore di larga massima adottabile per edifici in cemento armato è 2 (espresso in percentuale); ricordiamo che, nell'incertezza, e a vantaggio di

sicurezza, è preferibile adottare un valore nullo dello smorzamento, in quanto ne deriveranno forze inerziali maggiori. Notiamo che nell'Ordinanza, nella costruzione degli spettri di risposta di progetto è stato assunto il valore 5, con ciò implicitamente si suggerisce che tale valore debba essere impiegato anche nello spettro di risposta elastico.

Gli spettri fondamentali definiti dall'Ordinanza sono i seguenti:

**Spettro di risposta elastico per sisma orizzontale:** tale spettro può essere inteso come lo spettro che bisognerebbe considerare se si volesse mantenere la struttura in campo elastico. I suoi valori sono infatti i più alti, a riflettere il fatto che se si volesse dimensionare la struttura in campo elastico bisognerebbe considerare valori elevati delle forze esterne e quindi avere una struttura molto “pesante”.

**Spettro di risposta allo SLU:** tale spettro è quello che bisogna considerare per verificare la struttura e differisce dal precedente per l'introduzione di un concetto importante e innovativo sintetizzato dal fattore di struttura  $q$ . Il concetto anzidetto può essere così riportato:

**Nei casi reali non è necessario progettare la struttura in modo che rimanga in campo elastico durante il sisma, ma è accettabile e al limite desiderabile, che si formino delle zone nelle quali, pur raggiungendo la resistenza limite, la struttura conservi la capacità di continuare a deformarsi. In tal modo l'energia che il sisma immette nella struttura viene dissipata con tale lavoro di deformazione. Condizione essenziale perché ciò accada è che tali zone siano caratterizzate da elevata duttilità e non pregiudichino la stabilità globale del ma-**

**nufatto. Se la struttura ha questa capacità può essere “premiata” considerando in fase di calcolo delle forze minori rispetto a quelle da considerare per strutture analoghe ma meno duttili; ciò lo si effettua dividendo i valori dello spettro per un coefficiente  $q$ , detto fattore di struttura, tanto più elevato quanto più la struttura possiede tali caratteristiche di duttilità.**

Il risultato di tale enunciato è la presenza, nelle formule dello spettro di risposta allo SLU, del summenzionato fattore di struttura; in particolare l’Ordinanza introduce tutta una serie di differenziazioni tra i materiali, le tipologie costruttive, la presenza o meno di particolari costruttivi, ecc., il cui scopo è pervenire alla definizione del valore di  $q$ . Ad esempio, con riferimento agli edifici in cemento armato, si riconosce che un organismo strutturale a telaio ha un comportamento antisismico migliore di un’altra struttura nella quale la resistenza all’evento sismico sia affidata esclusivamente a un nucleo più o meno centrale molto rigido; ciò si traduce nel prevedere un fattore di struttura, per edifici a telaio, pari a 1,5 volte l’analogo fattore di struttura per l’edificio con nucleo irrigidente. Ciò vuol dire che, a parità di masse, la struttura a nucleo dovrà essere dimensionata per resistere a forze maggiori del 50% rispetto all’edificio intelaiato.

**Spettro di risposta allo SLD:** tale spettro è ottenuto semplicemente da quello elastico dividendo ogni ordinata per il valore 2,5.

Gli spettri sono costituiti da 4 tratti, ognuno dei quali ha una espressione matematica diversa; questi tratti sono delimitati da valori del periodo che sono funzione del terreno, o meglio, della categoria del suolo. Caratteristica principale di tutti gli spettri è che

per valori alti del periodo si hanno valori bassi delle forze in gioco, a evidenziare il fatto che una struttura molto deformabile è soggetta a forze inerziali minori rispetto a una struttura rigida. A questo proposito è utile sottolineare la differenza di comportamento dei materiali più usati nelle costruzioni, almeno dal punto di vista della loro reazione al sisma:

- La struttura in muratura è per sua natura molto rigida e pesante, ha un periodo proprio di vibrazione molto basso ed un comportamento fragile; ciò comporta la nascita di forze molto forti, la necessità di assorbire tali forze con la resistenza dei maschi ed il poter contare poco o nulla su effetti redistributivi dovuti alla duttilità locale o globale. Quando un maschio ha raggiunto il suo limite di resistenza e gli altri invece avrebbero ancora riserve di resistenza da sviluppare in opposizione al terremoto, si ritiene che la struttura nel suo complesso sia giunta al limite di resistenza esplicabile.
- La struttura in acciaio viceversa è molto duttile e leggera e consente elevati spostamenti senza rotture degli elementi resistenti; ciò comporta un periodo fondamentale di vibrazione elevato che si traduce in forze più basse. Inoltre la caratteristica che quando un elemento resistente raggiunge il suo limite di resistenza conserva comunque la capacità di continuare a deformarsi, fa sì che anche altri elementi possano esplicare la propria resistenza.
- La struttura in calcestruzzo, ha caratteristiche intermedie fra le due, tendendo a quelle dell'acciaio quanto meglio essa è progettata. Nel caso di strutture non basse e non troppo alte, può costituire senz'altro il miglior compromesso tra economia e sicurezza.

Si rimarca un punto che può sfuggire; allo SLU non è detto che le forze in gioco siano maggiori di quelle allo SLD in quanto tutto dipende dal grado di duttilità che vorremo imporre alla struttura, il quale influisce direttamente sul fattore di struttura  $q$ . Strutture molto duttili, avranno un valore di  $q$  sicuramente maggiore di 2.5 (per edifici in c.a. a telaio e alta duttilità è plausibile un valore maggiore di 4.5) e pertanto lo spettro di risposta allo SLU, che sostanzialmente è quello elastico diviso per il fattore di struttura, ha valori inferiori a quello allo SLD, che è lo spettro elastico diviso per il valore fisso 2.5 stabilito dall'Ordinanza.

Ciò si traduce anche in una osservazione che può ritenersi sempre valida:

**Per strutture duttili le verifiche di resistenza sono più facilmente soddisfatte, nel senso che, essendo le sollecitazioni minori, avremo sicuramente dimensioni minori degli elementi e minori armature rispetto alle strutture poco duttili; sarà importante allora, per le strutture duttili, controllare le verifiche alla deformabilità che saranno sicuramente più penalizzanti (ricordiamo che tali verifiche si fanno con gli spostamenti calcolati allo SLD). Viceversa strutture con bassa duttilità saranno dimensionate più generosamente (quindi maggiori dimensioni e maggiori armature), ma quasi sicuramente soddisferanno senza particolari problemi le verifiche allo SLD.**

Ovviamente tale enunciato è di tipo qualitativo; molti altri fattori possono intervenire a modificare i risultati dei calcoli effettuati in alta e bassa duttilità, in una direzione differente rispetto a quanto sin qui indicato.

### 3.3 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Al punto 3.3 dell'Allegato 2 all'Ordinanza, è indicato come trattare le sollecitazioni derivanti dal sisma nelle verifiche da effettuare; è infatti intuitivo che da sole tali sollecitazioni non hanno alcun significato, in quanto insieme ad esse sono sempre presenti altre sollecitazioni derivanti se non altro dal peso proprio e dai carichi permanenti, ma in realtà anche da un'aliquota più o meno grande dei carichi accidentali.

Prima di addentrarci nella formula riportata dall'Ordinanza è utile fare una breve digressione sulle Combinazioni di Carico così come definite dal **D.M. LL. PP. 9 gennaio 1996**, pubblicato sulla G.U. n. 29 supplemento del 5.2.1996, recante *“Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”*; tali definizioni sono infatti generali, valide comunque per ricavare spostamenti e sollecitazioni in assenza di sisma e conservano pertanto tutta la loro importanza; la formula (3.9) presente nell'Allegato 2 dell'Ordinanza, non è altro che una “personalizzazione” dell'omologa formula riportata nel citato D.M.

#### 3.3.1 Origine e significato delle combinazioni di carico

Nel D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996, pubblicato sulla G.U. n. 29 supplemento del 5.2.1996, recante *“Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”* sono riportati i valori minimi dei carichi esterni che il progettista deve utilizzare per il calcolo

dell'edificio. Tali valori in realtà non saranno utilizzati direttamente nel calcolo, nel senso che le sollecitazioni con cui si progetteranno i vari elementi resistenti si ricaveranno da *combinazioni* ottenute con detti valori, come si vedrà meglio fra poco.

Si ricorda che agli Stati Limite ogni verifica deve essere sempre del tipo  $S \leq R$ , dove  $S$  è il valore ottenuto dal calcolo (momento, taglio, deformazione, ecc.),  $R$  il valore resistente corrispondente (momento ultimo, taglio ultimo, deformazione ultima, ecc.). Dalla relazione precedente sembrerebbe che il coefficiente di sicurezza agli Stati Limite sia unitario ma in realtà non è così, in quanto nel calcolo di  $S$  si introducono coefficienti maggiorativi  $\gamma_S$  rispetto ai valori derivanti dal calcolo, nel calcolo di  $R$  coefficienti riduttivi  $\gamma_R$  (diversi dai precedenti) rispetto alle caratteristiche dei materiali con l'effetto finale di introdurre un coefficiente di sicurezza pari a  $\gamma_S * \gamma_R$ .

Appare ora più chiaro il significato dei valori riportati nel D.M. '96 sui carichi; con essi si calcola la struttura, si ricavano le sollecitazioni per le singole condizioni di carico, quindi si ricava la sollecitazione di progetto moltiplicando tali valori per il coefficiente ( $\gamma_S$ ), dipendente dal carico.

Un altro aspetto da tenere in conto per il calcolo di  $S$  è il seguente; in una struttura agiscono diversi tipi di carico; nel caso più semplice del calcolo di un edificio agiscono sia carichi permanenti che accidentali. I primi, per definizione, ci sono sempre, mentre i secondi potrebbero essere presenti in una parte della struttura e non presenti in un'altra parte.

Nel calcolo della sollecitazione in una sezione di un elemento, la normativa impone di ricercare il massimo valore che si può raggiungere in funzione della presenza o meno dei carichi accidentali.

Pertanto si dovrebbe calcolare una struttura con un numero elevatissimo di condizioni di carico per poter risalire, tramite la loro combinazione, all'effettivo valore massimo nelle sezioni di progetto.

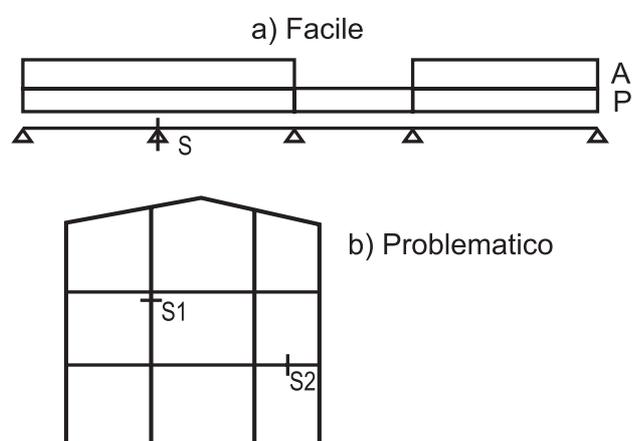


Figura 5

Per illustrare meglio il concetto facciamo riferimento alla Figura 5 in cui sono riportate due schemi di calcolo e, precisamente, una trave continua a quattro campate ed un telaio inserito all'interno di un edificio.

Nel primo caso è immediato vedere, ad esempio per il secondo appoggio, che il calcolo del momento massimo prevede l'applicazione del carico accidentale su tutte le campate ad eccezione della terza, una delle possibilità dei cosiddetti carichi a scacchiera.

Nel secondo caso è invece molto difficile prevedere se l'applicazione del carico accidentale ad esempio in una qualsiasi delle travi di colmo aumenti o diminuisca l'effetto del momento nelle sezioni S1 o S2. Non si dimentichi inoltre che lo schema potrebbe essere molto più complesso e che anche i carichi delle travi presenti nei telai ortogonali influiscono sul momento in S1 e S2. Ma anche se l'influenza del carico acci-

dentale per ogni singola sezione fosse ricavabile a priori è immediato vedere come bisognerebbe calcolare un numero elevatissimo di schemi per poter ottenere gli effettivi valori massimi in *tutte* le sezioni di verifica del nostro telaio. Considerando che ciò dovrebbe essere fatto per tutti i telai del nostro edificio, appare del tutto evidente come l'impresa sia pressoché impossibile.

*In effetti un limite notevole di tutte le normative del settore, è che esse risentono di prescrizioni e definizioni di un'altra epoca (anche se si parla di pochi anni), allorquando per mancanza di strumenti si era costretti a semplificare gli schemi di calcolo. L'edificio veniva pensato come composto da una serie di travi continue calcolate separatamente, su cui veniva prescritto di ricercare le massime sollecitazioni; da ciò proviene la tecnica del carico a scacchiera. Oggi invece è possibile e naturale per tutti i tecnici calcolare l'edificio con un modello tridimensionale, per cui quella prescrizione non è più applicabile per le considerazioni appena esposte; d'altronde è oggi impensabile ritornare a calcolare gli edifici con schemi monodimensionali, perdendo tutte le informazioni e le interazioni derivanti dal modello tridimensionale.*

Il problema evidenziato ha come unica soluzione quella dettata dal buon senso; si applicano cioè sull'intera struttura tutti i carichi accidentali e si ricavano, combinando le diverse condizioni, i valori di progetto; da un punto di vista strettamente probabilistico tale valore sarà magari anche superato in un particolare momento di vita della struttura, ma alla differenza tra il valore di progetto e quello teorico massimo potranno far fronte i vari coefficienti di sicurezza presenti nelle varie fasi del calcolo.

Un altro coefficiente probabilistico per il sisma che interviene nelle combinazioni (contrassegnato con  $\psi$ ) evidenzia il fatto che i carichi

non sono tutti presenti contemporaneamente; infatti, per quanto prima esposto, su tutte le travi vengono applicati i carichi delle varie tipologie presenti (carico accidentale, carico neve, carichi concentrati di varia natura, spinta liquidi/terreno, vento etc...). Calcolare la sollecitazione in un elemento ipotizzando che *tutti* questi carichi siano presenti *contemporaneamente* su *tutti* gli elementi dell'edificio è estremamente penalizzante ma anche improbabile; per cui se ne tiene conto introducendo il coefficiente riduttivo  $\psi$ . Esso dipende dalla natura del carico, ed il suo effetto è proprio quello di ridurre l'influenza dei carichi accidentali nella generica combinazione.

Quando si voglia pertanto conoscere il massimo valore di una determinata sollecitazione, concentrando per il momento l'attenzione sullo Stato Limite Ultimo e in presenza di soli carichi verticali, si dovranno tener presenti i passi seguenti:

- *agiscono carichi permanenti (tipicamente solai, massetti, tamponature, ...); sia  $G_k$  il valore della sollecitazione nella sezione per effetto di tali carichi;*
- *agiscono carichi accidentali di diverso tipo e natura (civile abitazione, negozi, uffici, scuole ...); la struttura viene calcolata per ognuno di tali carichi separatamente e sia  $Q_{ik}$  il valore della sollecitazione nella generica condizione di carico  $i$ ;*
- *per ottenere il valore della sollecitazione di progetto  $F_d$  bisogna combinare tali sollecitazioni; il numero di combinazioni è variabile e per ognuna di esse otterremo un valore  $F_d$ ; i valori  $F_d$  Max e  $F_d$  Min saranno quelli con i quali progettare e/o verificare la nostra sezione.*

Le indicazioni contenute nel D.M. '96 impongono per la generica combinazione un'espressione del tipo:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

$G_k$  il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_k$  il valore caratteristico della forza di precompressione;

$Q_{1k}$  il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

$Q_{ik}$  i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\gamma_g = 1,4$  (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);  $\psi\gamma$

$\gamma_p = 0,9$  (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);

$\gamma_q = 1,5$  (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\psi_{0i}$  = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

L'espressione sopra riportata ha il seguente significato: per ottenere il valore  $F_d$  si prende il valore intero della sollecitazione di una delle condizioni di carico accidentali ( $Q_{1k}$ ) e lo si moltiplica per il suo coefficiente  $\gamma_q$ ; ad esso si sommano i contributi del carico permanente ( $G_k$ ) moltiplicato per  $\gamma_g$ ; infine si sommano tutti gli altri carichi variabili moltiplicati per il propri coefficienti  $\gamma$  e  $\psi$ . Il procedimento dovrà essere ripetuto facendo diventare di base, a turno, tutti gli altri carichi variabili ottenendo così tutti i possibili valori di  $F_d$ .

La normativa impone che, quando la sollecitazione dovuta a un carico è a vantaggio di sicurezza, vada presa senza incremento se trattasi di carico permanente (coefficiente  $\gamma_g = 1$ ), non venga presa in conto per nulla se trattasi di carico accidentale (coefficiente

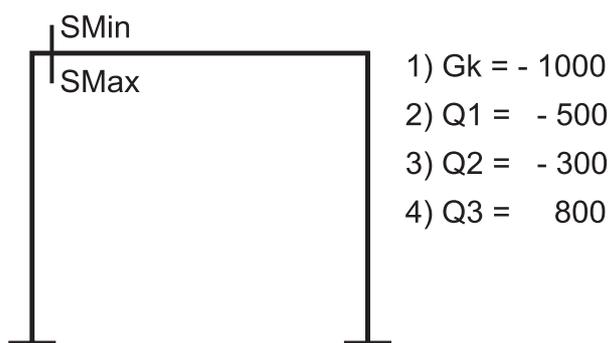
$\gamma_q = 0$ ). Dovendo allora ricercare, per la generica sollecitazione o altra grandezza, il valore minimo tra tutte le sollecitazioni minori di 0 ed il massimo tra tutte le sollecitazioni maggiori di 0, un approccio che consenta ciò è il seguente:

- 1) *Si cerca prima il valore massimo di  $F_d$ ; a rotazione si fa diventare di base una delle condizioni di carico accidentali e si moltiplica la sollecitazione relativa per 1.5 se positiva, per 0 se negativa. Per gli altri carichi di tipo permanente, se il valore della sollecitazione è positivo lo si moltiplica per 1.4, se negativo per 1. Per quanto riguarda invece le sollecitazioni derivanti dai carichi accidentali, se sono positive si moltiplicano per 1.5 e per il coefficiente  $\psi$  relativo, se negative si escludono. Si ripetono le stesse operazioni cambiando di volta in volta la condizione accidentale di base. Si presti attenzione a quelle condizioni accidentali che prevedono l'inversione del segno, come ad es. il vento: per esse occorrerà ripetere il calcolo due volte, cambiando il segno alla sollecitazione calcolata.*
- 2) *Si trova quindi il valore minimo di  $F_d$  facendo a rotazione diventare una delle condizioni di carico accidentale quella di base e moltiplicando la sollecitazione relativa per 1.5 se negativa, per 0 se positiva. Per gli altri carichi di tipo permanente, se il valore della sollecitazione è negativa verrà moltiplicata per 1.4, se è positiva per 1. Per quanto riguarda invece le sollecitazioni derivanti dai carichi accidentali, se negative saranno moltiplicate per 1.5 e per il coefficiente  $\psi$  relativo, se positive si escludono. Si ripetono le stesse operazioni cambiando di volta in volta la condizione accidentale di base, ed anche in questo caso, per quelle condizioni accidentali che*

*prevedono l'inversione del segno, occorrerà ripetere il calcolo due volte cambiando il segno alla sollecitazione.*

Al termine avremo un insieme di  $Fd$ , una per ogni combinazione; nel caso di flessione semplice basterà scegliere quelle estreme per avere i valori con cui progettare o verificare l'elemento.

Nel caso di pressoflessione retta/deviata, non potendo a priori riconoscere quale coppia/terna di sollecitazioni sia quella più sfavorevole, occorrerà fare tutte le verifiche. Si comprende già da ora quale sia la mole di calcoli da effettuare, assolutamente impossibile da effettuare manualmente; come si vedrà fra breve, altre condizioni di carico si aggiungeranno, rafforzando questo punto ulteriormente.



*Figura 6*

Vediamo un esempio riferendoci al portale di *Figura 6*, per il quale si voglia ricavare il massimo e il minimo momento nella sezione di estremità sinistra della trave.

Il telaio sia stato calcolato per quattro condizioni di carico e, per ciascuna di esse, nella sezione esaminata, si riportano i momenti.

Al solito si indicheranno positivi i momenti che tendono le fibre inferiori, negativi quelli che tendono le fibre superiori; si noti che le sollecitazioni negative vanno moltiplicate per 1 o 0 a seconda che si tratti di carico permanente o accidentale.

1. Carico permanente  $M = -1000 \text{ Nm}$
2. Carico accidentale  $M = -500 \text{ Nm}$   $\psi = 0.7$

3. Carico neve  $M = -300 \text{ Nm}$   $\psi = 0.7$

4. Carico vento  $M = 800 \text{ Nm}$  per vento che spira da sinistra, per cui si deve considerare anche il caso del vento che spira da destra che farà nascere il momento  $-800 \text{ Nm}$ .  $\psi$  vale 0.7.

Il momento massimo in campata (momento positivo che tende le fibre inferiori) lo si calcola esplicitando la formula delle combinazioni. Cominciamo col definire condizione di base la numero 2, che è relativa al carico accidentale:

1c)  $M_c = -1000 * 1 + (-500 * 0) + (-300 * 0 * 0.7 + 800 * 1.5 * 0.7) = -160 \text{ Nm}$

Poiché nella sommatoria interviene il vento che può cambiare verso, nasce anche un'altra combinazione con i seguenti valori:

2c)  $M_c = -1000 * 1 + (-500 * 0) + (-300 * 0 * 0.7 - 800 * 0 * 0.7) = -1000 \text{ Nm}$

facciamo adesso diventare di base la condizione 3 relativa alla neve:

3c)  $M_c = -1000 * 1 + (-300 * 0) + (-500 * 0 * 0.7 + 800 * 1.5 * 0.7) = -160 \text{ Nm}$

Al solito invertiamo il vento e otteniamo:

4c)  $M_c = -1000 * 1 + (-300 * 0) + (-500 * 0 * 0.7 - 800 * 0 * 0.7) = -1000 \text{ Nm}$

Infine diventiamo di base la condizione 4 relativa al vento; avremo la seguente espressione:

5c)  $M_c = -1000 * 1 + (800 * 1.5) + (-500 * 0 * 0.7 - 300 * 0 * 0.7) = 200 \text{ Nm}$

Invertiamo infine il vento e otteniamo:

6c)  $M_c = -1000 * 1 + (-800 * 0) + (-500 * 0 * 0.7 - 300 * 0 * 0.7) = -1000 \text{ Nm}$

Si ripete adesso il procedimento per ricercare il valore minimo; si riportano direttamente le varie espressioni, facendo notare che stavolta le sollecitazioni con segno – vanno moltiplicate per 1.4 o 1.5, a seconda che si tratti di carico permanente o accidentale.

$$7c) M_c = -1000 * 1.4 + (-500 * 1.5) + (-300 * 1.5 * 0.7 + 800 * 0 * 0.7) = -2465 \text{ Nm}$$

$$8c) M_c = -1000 * 1.4 + (-500 * 1.5) + (-300 * 1.5 * 0.7 - 800 * 1.5 * 0.7) = -3305 \text{ Nm}$$

$$9c) M_c = -1000 * 1.4 + (-300 * 1.5) + (-500 * 1.5 * 0.7 + 800 * 0 * 0.7) = -2375 \text{ Nm}$$

$$10c) M_c = -1000 * 1.4 + (-300 * 1.5) + (-500 * 1.5 * 0.7 - 800 * 1.5 * 0.7) = -3215 \text{ Nm}$$

$$11c) M_c = -1000 * 1.4 + (800 * 0) + (-500 * 1.5 * 0.7 - 300 * 1.5 * 0.7) = -2240 \text{ Nm}$$

$$12c) M_c = -1000 * 1.4 + (-800 * 1.5) + (-500 * 1.5 * 0.7 - 300 * 1.5 * 0.7) = -3440 \text{ Nm}$$

Al termine avremo allora i due valori per effettuare le verifiche e precisamente  $S_{Max} = 200 \text{ Nm}$ ,  $S_{Min} = -3440 \text{ Nm}$ . Solo a titolo di esempio, esaminiamo cosa si sarebbe avuto col metodo delle tensioni ammissibili, utilizzando il principio di sovrapposizione degli effetti. In tal caso si ipotizza che tutti i carichi agiscano contemporaneamente, ottenendo due sole combinazioni, una per vento da sinistra, l'altra per vento da destra:

$$1) M_c = -1000 - 500 - 300 = -1800 \text{ NM}$$

$$2) M_c = -1000 - 500 - 300 - 800 = -2600 \text{ NM}$$

Si noti come alle tensioni ammissibili, da un punto di vista matematico e nonostante i coefficienti riduttivi, si sarebbe progettata la sezione solo a momento negativo e di valore più basso rispetto a quello utilizzato allo Stato Limite Ultimo (2600 contro 3440); comunque precisiamo che non è corretto fare un confronto diretto fra questi due ultimi valori, in quanto vengono impiegati in metodologie di calcolo e con coefficienti di sicurezza completamente diversi.

### 3.3.2 La combinazione delle condizioni di carico in presenza di sisma

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche vi sono anche le sollecitazioni derivanti dal sisma; esse vanno combinate con quelle statiche secondo l'espressione 3.9 dell'Allegato 2 all'Ordinanza di seguito riportata:

$$\gamma_I E + G_K + P_K + \sum(\psi_{2i} Q_{Ki})$$

Questa relazione implica che, detta E la sollecitazione dovuta esclusivamente al sisma, per ottenere la sollecitazione combinata bisogna sommare ad E l'effetto dovuto ai carichi permanenti ( $G_K$ ) e la sommatoria dei carichi accidentali, ciascuno moltiplicato per il coefficiente  $\psi$  relativo. Si fa notare che il valore di  $\psi$  qui definito è diverso da quello definito per il D.M. '96. Il progetto delle membrature allo SLU avverrà allora secondo il seguente iter:

- *Si costruiscono le combinazioni in base al D.M. 1996, ottenendo un insieme di sollecitazioni.*
- *Oltre a tale insieme va considerato anche quello delle sollecitazioni dovute alle combinazioni in presenza di sisma; nel caso più semplice avremo altre due combinazioni, nel caso più complesso una serie di altri valori.*
- *Si scelgono nella lista complessiva i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento. Questo è vero solo per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio...) mentre per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) occorrerà ese-*

*guire le verifiche per tutte le combinazioni, o trovare dei criteri che consentano di ridurre il numero di verifiche da effettuare.*

Non è semplice rispondere alla domanda di quante debbano essere le combinazioni di carico da considerare. Per effetto del sisma si avranno almeno due valori, uno per sisma in una direzione e l'altro per la direzione ad essa ortogonale; tali valori dovranno essere presi una volta col segno + e l'altra col segno – e quindi i valori diventano 4. Si aggiunga che gli effetti delle condizioni di carico statiche potrebbero essere più d'uno, se tra esse esistono condizioni di carico alternabili. Ma c'è un ulteriore aspetto da tenere presente: non sempre è sufficiente una sola sollecitazione, ma a volte occorre una coppia N-M se dobbiamo fare un progetto o verifica a pressoflessione retta o una terna (N, M<sub>x</sub> e M<sub>y</sub>) per una verifica a pressoflessione deviata. In tal caso dobbiamo moltiplicare le combinazioni per essere sicuri di trovare i minimi e massimi. Per fissare questo concetto siano N e M<sub>x</sub> i valori dello sforzo normale e del momento per effetto del sisma in X: siano, inoltre, N<sub>v</sub> e M<sub>xv</sub> i valori dello sforzo normale e del momento per effetto dei carichi statici. Le combinazioni da considerare sono allora le seguenti:

1.  $(N_v + N) + (M_{xv} + M_x)$
2.  $(N_v - N) + (M_{xv} + M_x)$
3.  $(N_v + N) + (M_{xv} - M_x)$
4.  $(N_v - N) + (M_{xv} - M_x)$

I valori dovuti alle condizioni statiche sono presi con il loro segno immutato; quelli dovuti all'effetto del sisma sono combinati cambiando i segni in tutti i possibili modi onde ottenere l'effetto massimo; per effetto del sisma in X si hanno già quattro combinazioni di carico; per effetto del sisma in Y se ne hanno altre quattro; infine

vanno aggiunte le combinazioni dovute alla sola azione dei carichi statici. Volendo ottenere una terna di valori per effettuare una verifica a pressoflessione deviata, si hanno otto combinazioni per ogni direzione del sisma; infine, per alcuni particolari tipi di elementi, potrebbe essere necessario considerare anche il sisma sussultorio.

Un altro aspetto da portare in conto nella disamina della formula 3.9 è come calcolare il termine  $E$  dovuto al sisma; esistono infatti al riguardo diversi aspetti da considerare che si vanno ad elencare:

L'Ordinanza, al punto 3.3 in esame, recita:

*Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:*

$$G_K + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{Ki}) \quad (3.10)$$

dove  $\psi_{Ei}$  è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $Q_i$ , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi  $\psi_{2i} Q_{Ki}$  siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando  $\psi_{2i}$  per  $\varphi$ , e questo sia per SLU che per SLD.

*Nella tabella 3.5 dell'Allegato 2 all'Ordinanza viene indicato un coefficiente riduttivo delle masse in funzione della loro posizione nell'edificio e di altri fattori che si vanno a elencare; le prime due righe in particolare impongono di considerare le masse integralmente nel caso insistano su solai di copertura al 50%. In tutti gli altri casi le ultime tre righe vogliono invece introdurre un altro concetto che è quello della interdipendenza dei carichi; in altre parole è vero che non tutti i carichi accidentali sono presenti quando arriva il sisma (e per questo motivo si applica un coefficiente riduttivo  $\psi$ ) ma è anche vero che se un piano nasce con una specifica destinazione (ad esempio, deposito), la probabilità che quando arrivi il sisma tale piano*

*sia carico è molto più elevata di un generico piano destinato a civile abitazione e pertanto i suoi carichi accidentali non potranno essere ridotti del 50%, ma solo del 20%. Ciò spiega il coefficiente 0.8 relativo ai “piani con carichi correlati”.*

Nel calcolo di  $E$  della formula 3.9 bisogna ancora considerare il punto 4.6 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza, dove si parla delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica. È chiaro infatti che calcolare la struttura sotto l'effetto di due eventi sismici separati tra loro ortogonali non ha alcuna attinenza con la realtà nella quale invece il sisma può investire la nostra struttura secondo qualsiasi direzione. Ecco quindi che, al citato punto 4.6, per ottenere il valore della sollecitazione per effetto del sisma in una direzione (da utilizzare poi nell'equazione 3.9), si suggerisce di prendere il valore risultante dal calcolo in tale direzione ed aggiungere il 30% del valore della sollecitazione per effetto del sisma nell'altra direzione.

Per fissare le idee facciamo un esempio: supponiamo di avere una struttura della quale vogliamo conoscere il valore del momento flettente in una trave.

Sottoponiamo la nostra struttura a due eventi sismici, rispettivamente in direzione X e Y e supponiamo che i risultati del momento siano i seguenti:

$$M_x = 2500 \text{ Nm}$$

$$M_y = 600 \text{ Nm}$$

dove  $M_x$  è da intendersi come il momento flettente nella membratura per sisma parallelo a X ed  $M_y$  l'analogo momento flettente per sisma parallelo a Y.

Avremo i seguenti valore di E, nelle due direzioni X ed Y, da inserire nella formula 3.9:

$$E_x = M_x + 0.3 * M_y = 2680 \text{ Nm}; E_y = M_y + 0.3 * M_x = 1350 \text{ Nm}$$

I valori così combinati creano altri dubbi nel caso di verifica che debba impiegare contemporaneamente più valori, come nel caso di pilastri in cui occorre conoscere una terna di valori  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ , ma ciò è già vero in caso di pressoflessione retta. Si abbiano ad es. i seguenti valori risultanti dal calcolo:

Sollecitazione	Per eccitazione in //X	Per eccitazione in //Y
$M_x$	8000	2200
$M_y$	1600	6900
$N$	24000	39000

Si nota come vi sia un grande numero di combinazioni, conseguenza del fatto che le sollecitazioni derivanti dall'analisi sismica dinamica sono sempre positive. Pertanto, per essere sicuri di trovare la situazione più gravosa, è necessario effettuare le seguenti combinazioni:

$$E_{x1} = M_x + 0.3 M_y = 10070$$

$$E_{x2} = M_x - 0.3 M_y = 5930$$

$$E_{y1} = M_y + 0.3 M_x = 2260$$

$$E_{y2} = M_y - 0.3 M_x = 940$$

dove  $E_{x1}$  e  $E_{x2}$  sono i due valori derivanti dal sisma in X +/- il 30% del sisma in Y,  $E_{y1}$  e  $E_{y2}$  sono i due valori per sisma in Y +/- il 30% del sisma in X.

Infine non si osa nemmeno proporre cosa bisognerebbe fare nel caso si debba cercare la situazione più gravosa tra una coppia o addirittura una terna di sollecitazione, come nel caso della pressoflessione retta o deviata.

La cosa diventa addirittura ingestibile quando sia necessario tenere conto anche del sisma in direzione verticale, in quanto stavolta la combinazione sisma in una direzione + 30% nell'altra deve essere ampliata considerando anche l'effetto del sisma in Z; a titolo di esempio, detto  $M_z$  il momento nella membratura per effetto del sisma in Z, si avrebbero i seguenti effetti:

$$E_x = M_x + 0.3 * M_y + 0.3 M_z$$

$$E_y = M_y + 0.3 * M_x + 0.3 M_z$$

$$E_z = M_z + 0.3 * M_x + 0.3 M_y$$

più tutte le possibili varianti dovute ai cambi di segno.

Al termine di questa breve disamina rimanga il concetto che trovare le sollecitazioni massime e minime per progettare allo stato limite è un'operazione complessa, lunga e difficilmente eseguibile manualmente. In ogni caso al termine si otterrà un elenco più o meno lungo di valori per ciascuno dei quali, teoricamente, devono effettuarsi le verifiche o il progetto in quanto non è sempre definibile a priori la coppia o la terna di sollecitazioni più penalizzante. Possono essere invocati criteri per la selezione preventiva tesi allo sfoltimento di questo elevato numero di verifiche da effettuare, ma in genere funzionano solo per le sezioni rettangolari.

## Capitolo 4

### **Criteri generali di progettazione**

#### Art. 4 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

L'articolo 4 dell'Allegato 2 all'Ordinanza ha ancora un carattere generale, essendo valide le sue prescrizioni quale che sia il sistema costruttivo dell'edificio (cemento armato, acciaio, sottosistema a telaio o a pareti, ecc.); esso indica una serie di prescrizioni, obiettivi e "consigli" che consentono di giungere ad una buona progettazione strutturale. Alcune considerazioni sono prescrittive (obbligatorie), mentre altre sono fortemente consigliate e, nel caso di una loro mancata attuazione, prevedono penalizzazioni in termini di forze agenti e così via.

## 4.1 Caratteristiche generali degli edifici – regolarità

Punto 4.3 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Cominciamo la disamina dei concetti riportati nell'articolo partendo dal punto 4.3.1 che riportiamo integralmente:

*Gli edifici devono avere quanto più possibile caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità e regolarità, quest'ultima definita in base ai criteri di seguito indicati. In funzione della regolarità di un edificio saranno richieste scelte diverse in relazione al metodo di analisi e ad altri parametri di progetto. Si definisce regolare un edificio che rispetti sia i criteri di regolarità in pianta sia i criteri di regolarità in altezza.*

*Un edificio è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:*

- *la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;*
- *il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;*
- *eventuali rientri o sporgenze non superano il 25 % della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza;*
- *i solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.*

*Un edificio è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:*

- *tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;*
- *massa e rigidezza rimangono costanti o si riducono gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25 % e quelle di rigidezza variano nell'intervallo  $-30\% +10\%$ ); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;*
- *il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per piani diversi, dovendo differire non più del 20%, con l'eccezione dell'ultimo piano di edifici di almeno tre piani.*
- *eventuali restringimenti della sezione dell'edificio avvengono in modo graduale, rispettando i seguenti limiti (per CD'B'): ad ogni piano il rientro non supera il 30 % della dimensione corrispondente al primo piano, né il 20 % della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante.*

Il periodo precedente condensa in sé un numero elevatissimo di concetti, ognuno foriero di conseguenze non sempre immediatamente visibili e non facilmente traducibili in operazioni di calcolo nelle strutture reali. Il concetto fondamentale su cui tutto ruota è la regolarità, con il principio fondamentale che un edificio regolare (e la definizione di regolarità è stavolta abbastanza precisa) ha un comportamento antisismico migliore di uno irre-

golare e quindi può essere “premiato” in termini di forze agenti e verifiche da effettuare.

È utile allora cercare preliminarmente di approfondire il concetto di regolarità, per poi passare alle implicazioni di ciò che l’Ordinanza indica.

#### 4.1.1 La regolarità strutturale

È importante specificare che col termine regolarità in realtà si indicano altri due concetti i quali, attuati congiuntamente, consentono la realizzazione di un edificio regolare: *semplicità ed uniformità*. Una struttura ha essenzialmente il compito di fare in modo che le azioni esterne, siano esse dovute ai carichi verticali o a quelli sismici, arrivino nel modo più diretto al terreno che ha il compito finale di assicurare la stabilità di un manufatto. Se considerassimo una struttura intelaiata, l’“iter” che seguirebbero i carichi verticali, che rispecchia la particolare organizzazione gerarchica degli elementi della struttura (in genere riscontrabile nelle strutture regolari) e cioè solai ortogonali alle travi portanti a loro volta ortogonali ai pilastri a loro volta ancora ortogonali alle strutture di fondazione, è il seguente:

- *Il carico, almeno quello superficiale, agisce sui solai;*
- *Il solaio si incarica di trasmettere alle travi un carico, uniformemente distribuito o linearmente variabile; sulle travi possono agire direttamente tamponature od altri carichi concentrati, nonché balconi, scale...;*

- *Le travi, nelle sezioni di estremità, trasmettono ai pilastri momenti, tagli e sforzi normali;*
- *I pilastri trasmettono alla struttura di fondazione le sollecitazioni;*
- *La fondazione si incarica di ripartire i carichi ricevuti sul terreno.*

È chiaro che questo schema funziona tanto meglio quanto più sono soddisfatti i seguenti requisiti:

- *Solai di luce non elevata: in caso contrario il carico sulle travi sarebbe elevato con riflessi sulle dimensioni di queste ultime che sarebbero molto diverse da altre travi non portanti (e questo a prescindere dal dimensionamento del solaio che a sua volta diverrebbe problematico).*
- *Solai quadrati o rettangolari: un solaio di forma irregolare indurrebbe sulle travi un carico linearmente variabile, che a sua volta sbilancerebbe le sollecitazioni costringendo a dimensionare tutta la trave per sollecitazioni che si ritrovano da un solo lato della stessa.*
- *Travi ortogonali alle sezioni dei pilastri: il trasferimento dei carichi ai pilastri avviene tanto meglio quanto più ampia è la superficie su cui questo trasferimento insiste; ciò comporta anche un altro requisito e cioè che la larghezza delle travi non sia troppo superiore rispetto a quella del pilastro su cui va a scaricare.*

*Riguardo quest'ultimo punto vale la pena sottolineare che la trave a spessore, almeno da un punto di vista strutturale, non sarà mai abbastanza sconsigliata; essa infonde una falsa sicu-*

*rezza inducendo a ritenere che abbia una certa sollecitazione resistente calcolata sulle dimensioni reali, ma trascura abbondantemente il fatto che il carico da essa portato, scaricando direttamente sul pilastro solo per una minima parte, induce degli effetti flessionali in senso ortogonale al suo asse longitudinale, effetti per i quali non viene armata in fase di calcolo. A ciò si aggiunga il fatto che le armature sono sempre percentualmente elevate per cui la loro rottura è di tipo fragile, con una cattiva influenza sulla duttilità globale, come si vedrà più avanti.*

Per quanto riguarda invece lo schema di trasmissione delle forze sismiche è invece ipotizzabile un percorso del seguente tipo:

- *L'accelerazione del terreno si trasmette, tramite la struttura, alle masse che insistono sulla stessa.*
- *Poiché la maggior parte di tali masse si trovano a livello degli impalcati, è su questi ultimi che nascono le forze che vanno a sollecitare la nostra struttura.*
- *Le forze vengono trasmesse dagli elementi resistenti orizzontali a quelli verticali come pilastri e pareti.*
- *Questi ultimi trasmettono alle strutture di fondazione le sollecitazioni finali, che stavolta avranno anche una componente orizzontale e che infine interessano il terreno.*

Affinché questo schema di trasmissione funzioni al meglio, occorre tenere presente il seguente concetto fondamentale: un sisma non è altro che un movimento indotto sul nostro edificio prevalentemente di tipo ondulatorio. Se la nostra struttura è ben proporzionata accompagnerà il movimento del sisma oscillando nella stessa direzione del movimento ondulatorio e durante queste oscillazioni le forze in gioco dovute alle accelerazioni solleciteranno gli elementi resistenti. Qualora, a causa di una distribuzione ir-

regolare di masse e/o rigidzze il movimento della struttura non accompagni quello naturale, ma sia accompagnato da rotazioni e quindi differenziali di spostamento, sugli elementi resistenti non agiranno solo le forze inerziali ma anche forze aggiuntive che conseguentemente imporranno un sovradimensionamento degli elementi resistenti, oltre a rendere imprevedibile il comportamento d'insieme della struttura e quindi, in ultima analisi, ad aumentare le probabilità di cedimento.

Allora quali sono gli “accorgimenti” per far sì che la struttura abbia un buon comportamento sismico, abbia cioè la possibilità di scaricare le forze inerziali che nascono durante l'evento sismico alle strutture di fondazione e infine al terreno? Un elenco sicuramente condivisibile, anche se non esaustivo, potrebbe essere il seguente:

- *Essendo le forze proporzionali alle masse, è importante non avere concentrazioni di massa o grandi variazioni da un punto all'altro di un impalcato poiché questo comporterebbe, in presenza di sisma, l'insorgere di forze localizzate elevate. Poiché la risultante di tutte le forze che nascono sarà applicata nel baricentro delle masse che risulta molto spostato rispetto a quello delle rigidzze, il nostro edificio ruota sotto l'effetto del sisma, con l'inevitabile effetto di sollecitare gli elementi orizzontali con un effetto sollecitante aggiuntivo che può essere molto gravoso.*
- *Occorre avere un solaio di adeguata rigidzza: pur nascendo le forze in modo pressoché continuo nell'impalcato, la rigidzza di quest'ultimo assicurerà un uniforme e regolare sposta-*

*mento di tutti i gli elementi orizzontali, che quindi saranno soggetti a forze proporzionali alla loro dimensione.*

- *È importante avere degli elementi orizzontali di dimensione e rigidità non eccessivamente variabili e non concentrati: ancora una volta infatti, l'elemento molto più rigido rispetto agli altri opererebbe un impedimento localizzato allo spostamento dell'impalcato; poiché gli altri punti dell'impalcato invece tenderebbero a muoversi di più e non essendo l'impalcato stesso deformabile a piacimento, l'effetto finale sarebbe quello di far nascere, rispetto a quelle puramente inerziali, delle forze aggiuntive il cui compito è quello di ripristinare la congruenza che è venuta meno.*

#### **4.1.2 Regolarità: le condizioni del punto 4.3.1**

Ritornando al punto 4.3.1 dell'Allegato 2 all'Ordinanza, e alla sua definizione di regolarità, vediamo in dettaglio quali sono i criteri e le condizioni da rispettare affinché il nostro edificio possa definirsi regolare, soffermandoci in particolare sulle disposizioni contenute alle lettere a), e), f).

*Per gli edifici che possano definirsi “regolari”, la Normativa prevede degli alleggerimenti degli oneri di calcolo (una sorta di “bonus”) o quantomeno non introduce penalizzazioni in termini di forze agenti, siano esse statiche equivalenti o dinamiche.*

*È importante sottolineare che la regolarità è un obiettivo desiderabile, ma non obbligatorio: niente vieta di avere una struttura altamente irregolare purché se ne tenga conto nel calcolo che si effettua. Ciò comporterà forze più alte e costi più elevati, ma sono tante le considerazioni che possono spingere*

*ma sono tante le considerazioni che possono spingere verso una scelta del genere, basti pensare a questioni di confine e/o distanze, di irregolarità del lotto posseduto o considerazioni di tipo estetico/architettoniche.*

Al punto a) è richiesto che la configurazione in pianta sia approssimativamente compatta sia in relazione alle masse che alle rigidità; sono da evitare pertanto le seguenti situazioni:

- Disposizione di elementi molto rigidi in posizione eccentrica rispetto al baricentro dell'edificio (gabbie ascensori, blocchi scale, pareti di cantinato non su tutti i lati e così via).
- Rientranze o sporgenze di grande entità.
- Distribuzione delle tamponature irregolare: a tal proposito è opportuno evidenziare quali problemi ciò può comportare, non immediatamente evidenti e per questo trascurati, talvolta con conseguenze gravi. Il presupposto da cui partire è che comunque nella realtà i pannelli murari di chiusura esistono e quindi senz'altro esercitano la loro influenza su tutto l'insieme, assorbendo anch'essi un'aliquota dell'azione sismica pur essendo in genere realizzati con materiali con caratteristiche meccaniche inferiori di quelle costituenti la struttura; hanno quindi da questo punto di vista un effetto "benefico" sul resto degli elementi strutturali soprattutto se sono disposti in modo regolare. Essendo però i pannelli murari collegati a pilastri e travi e tendendo a scaricare su questi ultimi le sollecitazioni che in essi nascono, indurranno effetti localizzati, in special modo sui pilastri; in questo caso quindi l'effetto non lo si può più considerare benefico. Non è possibile stabilire a priori quale dei due effetti sarà quello prevalente; quello che è sicuro è che se la

distribuzione dei pannelli è irregolare l'effetto complessivo di riduzione delle forze sismiche sugli elementi strutturali è basso, mentre l'effetto localizzato è forte. Infatti, ragionando al limite con un solo pannello nella struttura, è intuitivo che le forze sismiche continueranno a caricare in gran parte pilastri e travi; inoltre i due pilastri che circondano il pannello subiranno un effetto localizzato notevole. L'irregolarità nella disposizione delle tamponature, ad esempio con pannelli disposti da un solo lato del pilastro, opera nocivamente; se invece ci fossero i due pannelli, il pilastro potrebbe contare su un effetto contenimento. Un altro aspetto da considerare è che un pannello murario è per definizione fragile; sotto l'azione del sisma potrebbe collassare all'improvviso e altrettanto all'improvviso quindi sovraccaricare gli elementi strutturali con un surplus di azione esterna. C'è ancora da considerare che i pannelli murari comunque irrigidiscono la struttura ai fini del periodo fondamentale di vibrazione; in altri termini se noi consideriamo la struttura costituita solo dagli elementi travi e pilastri, avremo una deformabilità maggiore, quindi periodo maggiore e, in genere, forze inerziali minori. Nella realtà la presenza dei pannelli fa abbassare il periodo proprio di vibrazione della struttura, con un effetto moltiplicatore sulle forze inerziali agenti non previsto. In ultimo, anche se si esula leggermente dal discorso che si sta facendo, è opportuno ricordare che la rottura del pannello avendo di per sé natura fragile, può comportare un pericolo, soprattutto se si trova ai piani più alti; il punto 4.9 impone la verifica del pannello come elemento non strutturale ed altri accorgimenti costruttivi, potendo la sua espulsione rappresentare un'evidente fonte di pericolo.

Al punto e) è richiesto che i sistemi resistenti al sisma si estendano per tutta l'altezza dell'edificio e quindi sono da evitare le seguenti situazioni (e quando non sono oggettivamente evitabili, ricordarsi che comunque ci fanno cadere nell'irregolarità):

- Pareti in c.a. che si fermano al piano cantinato o che comunque non arrivano fino all'ultimo piano.
- Brusche rastremazioni da un piano all'altro; un edificio sicuramente non regolare da questo punto di vista è quello che prevede uno o più piani inferiori molto estesi da cui si diparte una o più torri centrali più piccole.
- Telai che non si sviluppano per tutta l'altezza dell'edificio; a questo proposito è utile ribadire che una struttura con uno o più telai che si fermano anche un solo piano prima del colmo non può essere considerata, almeno ai fini dell'Ordinanza, regolare.

Al punto f) invece è richiesto che massa e rigidezza si mantengano costanti o quantomeno non varino troppo lungo l'altezza: ciò comporta che sono da evitare le seguenti situazioni:

- Impalcati con una concentrazione di elementi rigidi rispetto agli impalcati adiacenti.
- Brusche rastremazioni da un piano all'altro.

Si sottolinea che la regolarità non è qualcosa che il progettista possa ipotizzare senza il supporto di un'evidenza numerica; in altre parole, il progettista può inizialmente ritenere che l'edificio sia regolare e quindi assumerà coefficienti e forze meno penalizzanti, ma una volta che il calcolo sia stato effettuato dovrà dimostrare che effettivamente l'edificio si mostra regolare nel suo comportamento e quindi dovrà verificare che i punti da a) a h) siano tutti

rispettati, altrimenti occorrerà ricalcolare l'edificio stavolta nell'ipotesi di non regolarità, con tutte le penalizzazioni che ne conseguono. Vediamo come potrebbero essere impostate le verifiche di regolarità, alcune ex ante, altre necessariamente a calcolo effettuato.

### **4.1.3 Verifiche di regolarità**

Se il progettista ha assunto l'ipotesi di edificio regolare in base alle definizioni riportate al punto 4.3.1., al termine del calcolo e per quanto possibile dovrà necessariamente verificare che i punti da a) ad h) siano tutti soddisfatti contemporaneamente; se il requisito della regolarità non risultasse soddisfatto, deve essere riefettuato il calcolo non assumendo più l'ipotesi di regolarità e, quindi utilizzando l'analisi dinamica in luogo dell'analisi statica o un fattore di struttura più basso in analisi dinamica, etc.. Vediamo in dettaglio i punti citati, cominciando da quelli che definiscono la regolarità in pianta (sottolineiamo che tali punti dovranno essere esplicitamente citati nella relazione di calcolo, eventualmente con la predisposizione di una o più tabelle che riassumano i risultati delle verifiche), per poi, successivamente illustrare i punti che consentono di definire la regolarità in altezza.

#### **4.1.3.1 La regolarità in pianta**

Le prescrizioni da soddisfare sono indicate nei punti seguenti:

**Punto a): “La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente ...”.** La frase non fornisce indicazioni quantitative. Se può essere semplice stabilire quando la configurazione in pianta può dirsi compatta, è il caso degli edifici che non presentano piante ad H, X, L etc., è aleatorio stabilire se la distribuzione di masse e rigidezze sia sufficientemente simmetrica in mancanza di un parametro quantitativo.

Per quanto riguarda la simmetria di masse e rigidezze, qualitativamente si può suggerire il seguente criterio: si calcolano il baricentro geometrico e quello delle masse dell’edificio e si confrontano le eventuali distanze fra essi in direzione X e Y; la loro distanza può essere un indice, considerando che una struttura simmetrica dovrebbe avere coincidenza tra i due baricentri. Ancora una volta un dubbio: quale è il valore accettabile di tale distanza per poter continuare a sostenere che la distribuzione delle masse è simmetrica, atteso che non basta certo uno scostamento di pochi centimetri per sostenere la dissimmetria?

Per quanto riguarda la simmetria delle rigidezze è necessario innanzitutto stabilire cosa si intenda in questo caso per rigidezze, se solo quelle degli elementi resistenti verticali o considerando anche l’influenza delle membrature orizzontali (travi soprattutto); ancora potrebbe intendersi per rigidezza una valutazione di tipo shear type (e quindi valutare le inerzie ad esempio dei pilastri nelle due direzioni, quindi utilizzare tale valore delle inerzie per calcolare un “baricentro delle inerzie” e confrontarlo col baricentro geometrico), oppure se per rigidezza si intende il classico rapporto tra forza agente e spostamento indotto (in tal caso la valutazione è necessariamente *ex post* e ha difficoltà insormontabili nel caso di schematizzazio-

ne non a piani infinitamente rigidi). Sarebbe utile, per questo capoverso, una formulazione più precisa.

**Punto b): “Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l’edificio risulta iscritto è inferiore a 4”.** Non c’è molto da commentare: in aggiunta a quanto stabilito al punto a), si afferma che una pianta rettangolare può dirsi compatta qualora il rapporto tra i lati risulti essere inferiore a 4.

**Punto c): “Eventuali rientri e sporgenze non superano il 25% della dimensione totale dell’edificio nella direzione del rientro o della sporgenza”.** Anche qui la norma è abbastanza chiara e facilmente controllabile.

**Punto d): “i solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali”.** Innanzitutto deve essere sottolineato che il “piano infinitamente rigido” non è un obbligo di modellazione per il progettista, ma una condizione che deve essere rispettata affinché l’edificio possa essere considerato regolare. In altre parole, non è corretto pretendere che l’impalcato sia considerato sempre infinitamente rigido e, conseguentemente, utilizzare tale ipotesi nel calcolo dell’edificio; la maggior parte delle volte, anzi, per la presenza di vuoti rilevanti, irregolarità, variazioni importanti di rigidità, inclinazioni ecc., un impalcato non può assolutamente essere considerato infinitamente rigido ma deformabile. A questo proposito è utile effettuare una breve digressione sulle problematiche indotte dall’impalcato infinitamente rigido in quanto tale aspetto ha un’influenza a volte determinante sulla correttezza della modellazione strutturale e può essere fonte di vasto contenzioso tra il progettista e coloro che, per legge o

per interesse, sono tenuti a effettuare un controllo sulla correttezza dei calcoli. Al punto d), la frase “I solai possono essere considerati ... sufficientemente resistenti”, ribadisce che l’ipotesi di piano infinitamente rigido deve essere usata con cautela, come meglio chiarito in seguito. Il progettista dovrà anche verificare che il solaio sia sufficientemente resistente per poter adottare l’ipotesi suddetta.

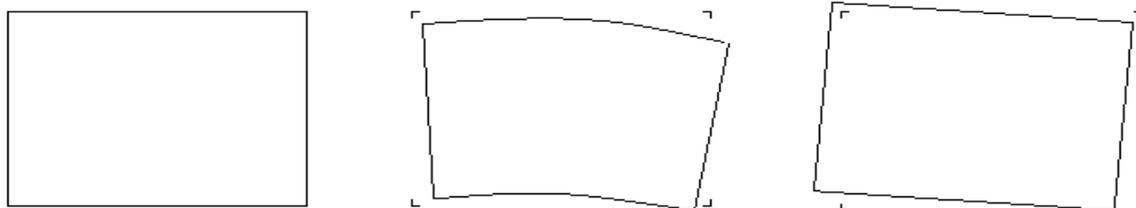
#### **4.1.3.1.1 La modellazione degli impalcati nel calcolo strutturale (1a parte)**

In genere il progettista ha due strade per affrontare il problema della modellazione del calcolo con riferimento ai solai:

1. Trascurare la presenza del solaio: il modello che si va a definire sarà cioè costituito solo da travi, pilastri, pareti, ecc.. In astratto si commette un errore, in quanto la presenza del solaio influenza il comportamento della struttura: si può a questo punto scegliere se “accettare” tale errore oppure, se il solaio è sufficientemente rigido, adottare l’ipotesi di impalcato infinitamente rigido (vedi avanti).
2. Inserire la soletta direttamente nel modello strutturale; sovente essa è un solaio alleggerito ma talvolta è piena. In tal modo l’impalcato viene modellato con la sua effettiva rigidezza e non abbiamo più l’onere di stabilire se l’impalcato è o no infinitamente rigido.

Ritornando al primo punto ed alle due possibilità in esso prefigurate, se nel modello strutturale non si è adottata l’ipotesi di impalcato infi-

nitamente rigido, è spontaneo pensare che sotto l'effetto dell'evento sismico si avrà una deformata come quella al centro di *Figura 7*.



*Figura 7*

In tale figura si evidenzia che i quattro nodi d'angolo non conservano più la loro posizione reciproca. Se invece si impone in qualche modo un comportamento solidale di pilastri e travi, l'effetto sarà che le posizioni deformate dei nodi non sono più dipendenti solo dalle rigidità degli elementi strutturali, ma anche dal collegamento rigido rappresentato dal diaframma (*v. Fig. 7 deformata a dx*) ; questo è ciò che comunemente si indica con la dizione di “impalcato infinitamente rigido nel proprio piano”.

**Il significato di impalcato infinitamente rigido come opzione di modellazione del nostro edificio non è quindi quello di inserire un'ulteriore rigidità e calcolare la struttura formata dalla rigidità di travi e pilastri + la rigidità dell'impalcato, ma ha un significato matematico; gli spostamenti dei nodi non sono equazioni indipendenti tra loro, ma sono ricavate a partire da un nodo di riferimento con una relazione trigonometrica.**

Si esamina ora più in dettaglio cosa significhi imporre l'impalcato infinitamente rigido nel proprio piano, per una struttura che sia costituita da quattro nodi in pianta, visibili nel primo disegno a sx in *Figura 7* (struttura indeformata). Se non si considera

l'impalcato infinitamente rigido si avranno per ogni nodo 2 spostamenti incogniti + la rotazione nel piano orizzontale (trascurando gli spostamenti verticali e le rotazioni nei piani verticali). Il sistema sarà di 12 equazioni in 12 incognite e, una volta risolto, ci permette di risalire dagli spostamenti alle sollecitazioni e infine di verificare la nostra struttura.

Se invece si impone l'infinita rigidità, si può introdurre un ulteriore nodo in corrispondenza del baricentro, concentrando in esso i carichi coi relativi momenti di trasporto e le rigidità e ricavandone infine gli spostamenti.

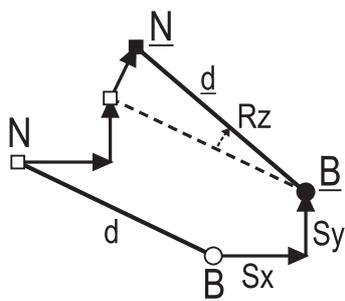


Figura 8

In particolare si calcoleranno i due spostamenti lungo X ed Y e la rotazione intorno all'asse Z. Lo spostamento del generico nodo può essere ottenuto col seguente ragionamento (vedi Figura 8).

Sia B il baricentro in cui sono stati concentrati carichi e rigidità e siano  $S_x$ ,  $S_y$ ,  $R_z$  rispettivamente gli spostamenti di tale punto e la rotazione intorno all'asse ortogonale al piano, così come risultanti dal calcolo.

Le componenti di spostamento lungo gli assi del generico nodo N, immaginato collegato a B da un braccio indeformabile di lunghezza  $d$ , sono forniti da:

$$S_{xN} = S_x + R_z * D_y$$

$$S_{yN} = S_y + R_z * D_x$$

laddove  $S_x N$  è lo spostamento in direzione  $X$  del nodo,  $D_y$  è la componente sull'asse  $Y$  di  $d$  e  $S_y N$  è lo spostamento in direzione  $Y$  del nodo,  $D_x$  è la componente sull'asse  $X$  di  $d$ .

**Al termine, tra il nodo  $N$  e il baricentro  $B$  esiste quindi sempre la stessa distanza  $d$ .**

In altre parole, per un impalcato non infinitamente rigido ogni nodo si sposta in dipendenza solo delle rigidezze delle aste che vi concorrono, potendosi quindi avere che nodi posizionati su aste di diversa rigidezza hanno spostamenti assoluti diversi e quindi spostamenti *relativi* diversi rispetto all'impalcato, il quale subisce, a sua volta, allungamenti e/o accorciamenti, o più in generale, distorsioni.

L'ipotesi di impalcato infinitamente rigido ha innanzitutto importanza ai fini della semplificazione del problema; una struttura con 100 nodi avrebbe 200 incognite con impalcato deformabile, 3 sole incognite con impalcato infinitamente rigido. Tale fatto si riflette anche nei modi di vibrazione; concentrando tutte le masse nel baricentro e ricordando che i modi di vibrazione sono legati al numero di masse, è evidente la drastica diminuzione dei modi di vibrazione da calcolare. Assumere un impalcato infinitamente rigido però porta anche alcune complicazioni; innanzitutto bisogna considerare che l'impalcato per assolvere la sua funzione di mantenere i nodi a distanza relativa immutata è soggetto a sforzi. Tali sforzi potrebbero mandarlo in crisi durante l'evento sismico e quindi la struttura si comporterebbe diversamente, potendosi ritornare addirittura all'impalcato deformabile. Ciò implica la necessità di verificare l'impalcato soggetto alle forze che nascono durante

l'evento sismico sotto il duplice aspetto della deformabilità e della resistenza; vedremo nel prossimo punto come possa essere effettuata tale verifica negli edifici in cemento armato. Intanto giova ricordare che al punto 4.11.1.5 vengono imposte limitazioni minime alle caldane dei solai in funzione della tecnologia realizzativa e che al progettista è lasciato l'onere della verifica dell'effettiva infinita rigidità.

#### **4.1.3.1.2 La verifica dell'impalcato**

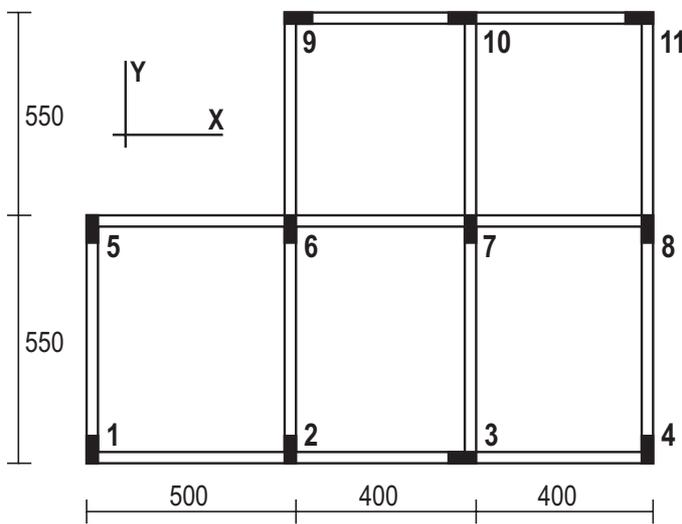
Ricordiamo che lo schema di funzionamento, attesa una distribuzione delle masse continue sull'impalcato, prevede durante l'evento sismico la nascita di forze inerziali distribuite orizzontali che trovano opposizione nella presenza degli elementi resistenti verticali. Se l'impalcato, sotto l'azione di tali forze, andasse in crisi ci sarebbe un effetto localizzato di forze inerziali con tutte le conseguenze del caso.

La Normativa non specifica se tale verifica debba essere fatta solo se si è assunto l'impalcato infinitamente rigido, con ciò rendendo obbligatoria tale verifica in ogni caso; lo schema da utilizzare nel calcolo ha ovviamente una grande variabilità dipendente da geometria dell'impalcato, da presenza di vuoti, irregolarità, etc.. Semplificando al massimo si può precisare che:

- Si tratta sempre di uno schema a trave continua.
- Le forze agenti sono date dalle forze inerziali che nascono nell'analisi sismica allo Stato Limite Ultimo; in particolare, ai fini della verifica in esame, possono essere calcolate in modo

convenzionale. In genere, se non ci sono rastremazioni dell'edificio, è sufficiente verificare solo l'ultimo impalcato; ciò non è più vero quando appunto ci sono rastremazioni, quando a un piano vi è un sovraccarico di masse (dovuto alla destinazione d'uso del piano stesso) o un indebolimento specifico del piano e così via.

- È necessario sempre fare almeno due verifiche separate per le due direzioni di azione del sisma; infatti per ogni direzione cambia lo schema statico, le luci delle campate e la sezione resistente del solaio.
- Il numero di appoggi dipende dal numero di elementi resistenti verticali ortogonali alla direzione di verifica.
- Bisogna sempre considerare la sezione più debole tra quelle possibili nell'impalcato.



*Figura 9*

Per fissare alcune idee si faccia riferimento alla *Figura 9* nella quale è riportato un impalcato sostenuto da 11 pilastri. Per sisma agente in direzione Y ad esempio potremmo avere i due seguenti schemi di carico:

1. una trave su due appoggi (costituiti dai telai 1-5 e 2-6-9) caricata da un carico distribuito di area  $5,50 * 5,00 \text{ m}^2$ . La sezione resistente di tale trave ha altezza pari a 5,50 m;
2. una trave su tre appoggi (telai 2-6-9, 3-7-10 e 4-8-11) caricate

da un carico distribuito di area  $(5,50 + 5,50) * (4,00 + 4,00)$  m<sup>2</sup>. La sezione resistente di tale trave ha altezza 11,00 m.

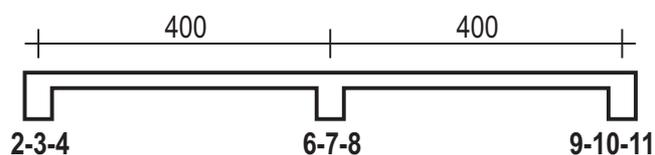
L'alternativa, che però comporterebbe un aggravio concettuale del calcolo, è considerare una trave su 4 appoggi (i quattro telai), a sezione variabile e con appoggi di rigidità diversa (il telaio 1-5 offre sicuramente una resistenza minore rispetto ai 3 telai. Nasce però il problema di valutare, anche approssimativamente, la diversa rigidità dei telai). Atteso il carattere convenzionale della verifica il progettista può adottare l'uno o l'altro degli schemi statici; è sicuramente tra le prerogative insindacabili del progettista effettuare tale scelta, sia pure motivando opportunamente le ragioni della scelta stessa.

Nel caso avessimo dei vuoti dovremmo tenerne conto nella definizione della sezione resistente. Per calcolare le azioni sulle due porzioni di solaio si suggeriscono due metodi (ricordiamo infatti che tali azioni non dipendono dai carichi, ma dalle forze che nascono sugli elementi resistenti sotto l'azione del sisma):

1. Per un generico piano considerare la differenza tra il taglio alla base del pilastro superiore e quello in sommità del pilastro inferiore; sommare tale differenza, in segno, per tutti gli elementi resistenti verticali, applicare a tale somma il 30% di incremento (vedi il punto 4.11.1.6 che lo prevede espressamente), dividere il valore risultante per l'area dell'impalcato ottenendo così un valore unitario convenzionale. A questo punto ogni schema sarà caricato da una forza pari al prodotto del valore unitario per l'area di influenza.
2. Calcolare il peso totale della struttura, ipotizzare una sua distribuzione triangolare lungo l'altezza, quindi calcolare la forza a ogni piano in base alla formula 4.2 riportata nell'analisi dinami-

ca, ancora una volta ottenere una forza unitaria dividendo la forza di piano per l'area, quindi procedere come nel caso 1).

La verifica in esame, come tutte quelle imposte dalla Normativa, sconta sempre un certo grado di semplificazione; non meravigli il fatto che per effettuarle si facciano ipotesi semplificative che nell'edificio oggetto della verifica non sono sempre accettabili. Dal punto di vista del calcolo delle sollecitazioni per il progetto e la verifica dei singoli elementi strutturali è opportuno e anzi necessario che il modello riesca a evidenziare gli incrementi di sollecitazioni dovuti a situazioni anomale; quando invece stiamo effettuando una verifica con grosse incertezze di calcolo, nel quale non si conosca la sezione resistente, oppure non ci siano sul fatto che lo schema statico adottato sia quello reale ecc..., è sufficiente un modello che riesca a cogliere il comportamento complessivo della struttura, operando la cosiddetta verifica convenzionale.



*Figura 10*

Risolto comunque lo schema statico e calcolati i momenti flettenti che sollecitano la trave continua, si potrà passare alla verifica dell'armatura.

A rigore la sezione resistente ha la forma riportata in *Figura 10*, nella quale è visibile la soletta e le travi 2-3-4, 6-7-8, 9-10-11 (con riferimento alla *Figura 9* si parla della verifica in direzione Y sul tratto di impalcato racchiuso tra i pilastri 2-4-9-11); per tale sezione resistente si ipotizzerà un'armatura ripartita nella soletta, calcolando il momento ultimo che verrà confrontato con quello risultante dal calcolo della trave continua.

### 4.1.3.1.3 La modellazione degli impalcati nel calcolo strutturale (2a parte)

Ritornando alle complicazioni portate dalla schematizzazione ad impalcati infinitamente rigidi, sottolineiamo ancora che un impalcato che abbia una forma irregolare o che presenti vuoti in maniera non trascurabile, può far nascere delle deformazioni localizzate che nello schema di calcolo a impalcati rigidi non saranno mai evidenziate. Ancora c'è da tenere presente che qualora gli elementi resistenti verticali siano pochi, come nel caso di pareti e/o nuclei, o distanti, il dover trasmettere gli sforzi sismici ad elementi resistenti così distanti fa nascere forze e deformazioni aggiuntive. Un ultimo aspetto da mettere in risalto è quello del comportamento da tenere quando nello stesso edificio si abbiano impalcati con caratteristiche diverse. Caso emblematico è quello di un edificio con copertura a falde in cui all'ultimo piano non è possibile imporre a cuor leggero la rigidità infinita nel proprio piano. In tal caso ci si chiede quale sia il modo più opportuno di proseguire: imporre, ad esempio, in una struttura a 5 piani, che i primi 4 siano infinitamente rigidi e l'ultimo no, è soluzione da evitare poiché si introdurrebbe nel calcolo una discontinuità inesistente e foriera di conseguenze falsate quando non pericolose, a meno di non ricorrere a modellazioni più accurate dell'impalcato di copertura.

Illustriamo meglio tale concetto con un ragionamento qualitativo.

Si supponga di avere una struttura con l'ultimo piano a due falde, e si imponga a tutti i piani, escluso l'ultimo, un comportamento da piano infinitamente rigido. Gli spostamenti di tutti i nodi appartenenti agli impalcati infinitamente rigidi sono dipendenti solo dalla distanza dal baricentro dell'impalcato, mentre gli spostamenti dei

nodi dell'ultimo piano, calcolati stavolta separatamente, sono invece direttamente dipendenti dalle rigidezze degli elementi resistenti collegati ai nodi. Se, pertanto, vi è una variabilità anche minima di tali rigidezze, essa comporta, su due nodi posti sulla stessa verticale di un elemento poco rigido, un particolare effetto che ora si illustra.

Il nodo al penultimo piano presenterà, comunque, uno spostamento minore in quanto risente beneficamente della circostanza di essere “agganciato” rigidamente allo spostamento del baricentro dell'impalcato cui appartiene. Se tale impalcato ha altri elementi resistenti con elevata rigidezza, questi riescono più facilmente a bloccare anche il nodo che stiamo considerando. Invece il corrispondente nodo all'ultimo piano, essendo agganciato a elementi deformabili, probabilmente presenterà uno spostamento più elevato.

Tale differenza di spostamento, ripetiamo derivante unicamente dalla differente impostazione di comportamento per i due piani, comporterà un taglio ed un momento aggiuntivo, non presenti nella realtà, che penalizzeranno il pilastro obbligandoci a sovradimensionarlo. È chiaro invece che qualora i due impalcati avessero una distribuzione pressoché regolare delle rigidezze tale effetto non avrebbe importanza e anche impostando comportamenti differenti tra due impalcati adiacenti non si falserebbero di molto i risultati del calcolo.

**È quindi importante sottolineare come la schematizzazione a piani infinitamente rigidi possa essere d'ausilio nella risoluzione di un calcolo a condizione che tutti i piani siano dichiarati infinitamente rigidi o modellati in modo tale da avvicinarsi a questa condizione. In caso contrario, si introduce una perturbazione nel calcolo che si tradurrà in un sovradimensionamen-**

**to degli elementi resistenti, soprattutto di quelli che presentano un piano deformabile alla testa e infinitamente rigido al piede.**

La soluzione migliore, se si ritiene non trascurabile la rigidità ed il contributo offerto dagli impalcati nella ripartizione delle forze sismiche, è quella di inserire direttamente degli elementi resistenti nel modello strutturale dove effettivamente essi siano presenti; tali elementi potrebbero essere semplicemente una coppia di pendoli aventi solo rigidità estensionale e senza peso, oppure degli elementi finiti a quattro nodi (shell). In quest'ultimo caso, se non esistono vuoti (fori) nel riquadro, è sufficiente un solo elemento quadrilatero che colleghi i quattro nodi, altrimenti si dovrà infittire la discretizzazione (mesh) e quindi si elimineranno gli elementi in corrispondenza dei vuoti.

*Assegnare agli elementi inseriti nella struttura un modello scelto tra quelli a disposizione del nostro bagaglio culturale o semplicemente del software che utilizziamo può essere paragonato al fatto che si decida di cucinare un piatto non in base al nostro gusto o alla ricetta classica, ma in base agli ingredienti che abbiamo a disposizione. Non dimentichiamo che i metodi classici della Scienza delle Costruzioni valgono per ipotesi abbastanza definite: ad esempio tutte le formulazioni per il calcolo di travi e pilastri valgono se la lunghezza dell'elemento è abbastanza più grande della sua massima dimensione trasversale; se ciò non è verificato i valori che vengono dal calcolo non rispecchiano l'effettivo comportamento dell'elemento, portandoci ad un dimensionamento errato.*

Ritornando allora al punto d) dell'articolo 4.3.1 dell'Allegato 2 all'Ordinanza, il progettista può effettuare le seguenti scelte:

1. adottare il piano infinitamente rigido qualora ne ricorrano le condizioni e non si sia in presenza di uno dei motivi di "crisi" del modello appena esposti. Sottolineiamo ancora che, o tutti i piani

sono infinitamente rigidi (o modellati in modo da avvicinarsi a questa condizione) oppure, in presenza anche di un solo piano non impostato come tale, si falsano i risultati del calcolo: in questo caso dovrà effettuarsi una verifica ex post della correttezza dell'assunto, ad esempio utilizzando lo schema sopra esposto.

2. non adottare il piano infinitamente rigido. In presenza anche di una sola delle caratteristiche sopra esposte, questa dovrebbe essere l'unica scelta disponibile; in tal caso ci si semplifica di molto la vita dal punto di vista dei calcoli. Tale scelta non implica automaticamente la mancanza del requisito d) in quanto potranno essere inseriti nel calcolo elementi strutturali che modellino la presenza dell'impalcato, verificandone, poi, il loro comportamento.

#### 4.1.3.2 La regolarità in altezza

Per quanto riguarda invece la regolarità in altezza, le prescrizioni da soddisfare, sono quelle indicate nei punti seguenti:

**Punto e): “Tutti i sistemi resistenti verticali dell’edificio (telai e pareti) si estendono per tutta l’altezza dell’edificio”.** Oltre ad evidenti casi, si ricordano quelli riguardanti edifici con fondazioni non alla stessa quota, oppure con piante dell’edificio rastremate, o ancora con le pareti del “piano cantinato” che si fermano al primo impalcato e così via, per i quali non si può parlare di regolarità in altezza.

**Punto f): “Massa e rigidezza rimangono costanti o si riducono gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell’edificio (le variazioni da un piano all’altro non**

**superano il 25%) ...”.** Per quanto riguarda le masse si nota subito che la presenza di un piano destinato ad accogliere pesi molto maggiori degli altri, per es. un piano destinato ad archivi, ci fa immediatamente ricadere nella condizione di irregolarità senza bisogno di fare calcoli molto elaborati.

Per quanto riguarda le “rigidezze” al solito potrebbe esserci confusione sul significato della parola stessa che potrebbero essere riferite alle inerzie delle sezioni degli elementi verticali oppure, come più corretto ipotizzare, al rapporto tra una forza agente e uno spostamento indotto. Dando per buona la seconda ipotesi, la verifica in oggetto potrebbe essere impostata secondo i seguenti passi (vedi Figura 11):

- si risolve la struttura in analisi statica o dinamica; vedremo fra poco perché la cosa non abbia importanza;
- si calcolano gli spostamenti di piano;
- si calcola la rigidezza ad un generico piano come rapporto tra il tagliante totale a quel piano e lo spostamento relativo tra il piano e quello inferiore.

Ricordiamo che si sta indagando per comprendere se la struttura possa definirsi regolare o meno: in caso affermativo, appare evidente come i risultati ottenibili dalle analisi statica e dinamica devono risultare simili, stante la sostanziale coincidenza della distribuzione di forze che si ipotizza nell’analisi statica con quelle associate al periodo fondamentale di vibrazione per la struttura.

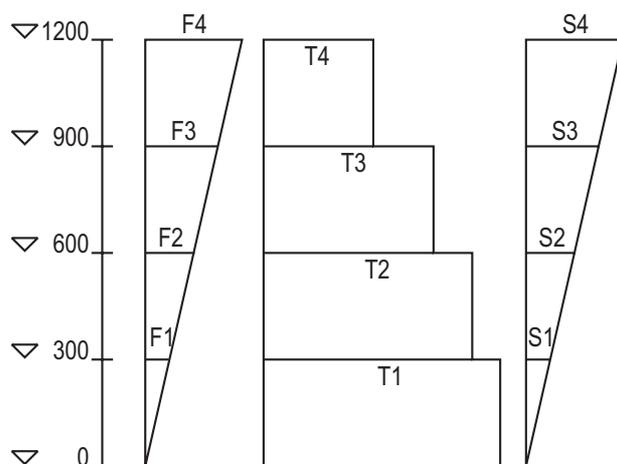


Figura 11

Considerando una struttura di 4 impalcati come quella di *Figura 11*. Se si ipotizza che sotto l'effetto dell'azione sismica abbia avuto gli spostamenti indicati con S1, S2 etc..., la rigidità al generico impalcato è definibile come:

$$R_i = T_i / (S_i - S_{i-1})$$

dove  $T_i$  è il taglio globale al generico impalcato calcolato come la somma di tutte le forze dell'impalcato e di quelli superiori, mentre  $(S_i - S_{i-1})$  è lo spostamento relativo dell'impalcato rispetto al piano inferiore.

Nasce il problema di valutare quali siano le forze in gioco a un generico piano, soprattutto quando si è effettuata un'analisi tridimensionale dell'edificio che fornisca sollecitazioni per i singoli elementi, ma non per piani. Essendo però tale verifica di tipo convenzionale è sicuramente ammesso, in prima istanza, supporre che le forze sismiche si distribuiscano lungo l'altezza con una forma triangolare e quindi calcolare la forza ad ogni piano in base alla formula 4.2 dell'Ordinanza (d'altra parte, se ciò non è vero, l'edificio può definirsi immediatamente non regolare in altezza).

Notiamo che tale verifica può essere molto penalizzante; la rigidità a un generico piano è calcolata come rapporto tra due numeri e tali numeri hanno andamenti divergenti con

l'aumentare dei piani in quanto il numeratore diminuisce, il denominatore aumenta, e pertanto il rapporto tende a diminuire. È abbastanza penalizzante dover dimensionare una struttura in modo che tale diminuzione sia inferiore al 25%; ad es. una semplice rastremazione dei pilastri può portare a non rispettare la condizione in esame. In altre parole, è naturale che la rigidità vada diminuendo con l'aumentare dell'altezza, anche a parità di dimensioni degli elementi strutturali, per il naturale incremento degli spostamenti lungo l'altezza; accompagnare a tale incremento anche un lieve decremento delle dimensioni può portare facilmente a non soddisfare la verifica.

Infine si evidenzia come alcune tipologie di edifici sono intrinsecamente più esposti a tale problematica; ad esempio nelle strutture in cui la resistenza al sisma è affidata prevalentemente a pareti sismiche o nuclei, la deformata complessiva dell'edificio tende ad assomigliare a quella di una mensola, con incrementi lungo l'altezza più che proporzionali all'incremento di quota. Anche da questo punto di vista sono sicuramente più adatte le strutture a telaio. Strutture dotate di nuclei e/o pareti a sezione costante a tutt'altezza sono considerate intrinsecamente regolari per quanto riguarda la distribuzione delle rigidità.

**Punto g): “Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per piani diversi ...”** (per edifici calcolati in CD'B'). È questa l'enunciazione di un periodo formalmente valido ma di difficile traduzione analitica non intendendosi bene cosa siano la resistenza richiesta dal calcolo e la resistenza effettiva. È probabile che l'estensore della norma abbia voluto esplicitare il con-

cetto che una struttura con piani sovradimensionati rispetto ad altri non è una struttura ben progettata, nel senso che se per un generico piano abbiamo un esubero di resistenza rispetto ai piani adiacenti questo può portare a meccanismi di rottura globale assolutamente non desiderati.

Occorre quindi valutare tale sovradimensionamento; accertato che il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta debba sempre essere maggiore dell'unità, si potrebbe pensare di misurare il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo di tutte le sezioni degli elementi resistenti verticali alla generica quota e farne una media per ricavare un valore indicativo della riserva di resistenza di cui dispone l'impalcato rispetto a quella richiesta dall'evento sismico.

Un'altra misura della resistenza potrebbe essere ricavata considerando i momenti resistenti dei pilastri alla testa e alla base e dividendo la somma di tali valori per l'altezza, ottenendo così il taglio resistente; il taglio sollecitante chiaramente deriva dal calcolo; ancora una volta però ci si chiede se tale rapporto debba essere maggiore di 1 per tutti gli elementi resistenti, oppure, confidando in qualche meccanismo di redistribuzione, si possa calcolare una resistenza effettiva ed una resistenza di calcolo di piano sommando i contributi di tutti gli elementi resistenti. È chiaro che tale approccio, puramente convenzionale, trascura altre misure della resistenza dell'edificio oltre a non consentire una valutazione differenziata nel caso di variazioni anche forti nella geometria di un impalcato rispetto a un altro.

Facendo la media, ad esempio, può aversi che due impalcati presentino entrambi una rigidezza pari a 2, non manifestando, per-

tanto, variazioni di rigidezza significativa; la rigidezza del primo, però, potrebbe essere il risultato di una zona dell'impalcato con rigidezza 1 e un'altra con rigidezza 3, mentre quella del secondo impalcato, di due zone con rigidezze rispettivamente 0,5 e 3,5. Sarà difficile sostenere, in tal caso, che l'edificio sia regolare, pur essendo formalmente rispettata l'indicazione del punto g).

In conclusione su questo punto sarebbe auspicabile una puntuale indicazione di una metodologia che aiuti a definire bene il rispetto di questa prescrizione.

**Punto h): “Eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale, rispettando i seguenti limiti: ...”.** Oltre a imporre criteri di regolarità dal punto di vista delle masse e delle rigidezze, come per la pianta interviene anche un criterio geometrico. Tale tipo di criterio è il meno opinabile e non ha bisogno di ulteriori commenti. Si fa notare che per un edificio di almeno quattro piani un restringimento di qualsiasi entità non comporta pregiudizio ai fini della regolarità. Questo punto va portato in conto in presenza di torrini scale, che sono molto frequenti.

## 4.2 Modellazione della struttura

### Punto 4.4 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Ancora una volta ci sembra utile riportare integralmente il punto 4.4 dell'Allegato 2 all'Ordinanza e quindi passare al commento delle implicazioni, più o meno nascoste, che la formulazione riportata implica.

*Il modello della struttura su cui verrà effettuata l'analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva considerando, laddove appropriato (come da indicazioni specifiche per ogni tipo strutturale), il contributo degli elementi non strutturali.*

*In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali.*

*Se i diaframmi orizzontali, tenendo conto delle aperture in essi presenti, sono sufficientemente rigidi, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a tre per piano, concentrando masse e momenti di inerzia al centro di gravità di ciascun piano.*

*Gli edifici regolari in pianta ai sensi del punto 4.3 possono essere analizzati considerando due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale.*

*In aggiunta all'eccentricità effettiva, dovrà essere considerata un'eccentricità accidentale, spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.*

*Nel caso di edifici con struttura in cemento armato, composta acciaio - calcestruzzo e in muratura, la rigidità degli elementi può essere valutata considerando gli effetti della fessurazione, considerando la rigidità secante a snervamento. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere assunta pari alla metà (al massimo) della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati.*

Un primo problema nasce laddove viene indicato che bisognerebbe considerare, nella modellazione della struttura, la presenza di elementi non strutturali, qualora ciò sia appropriato (si immagina che il legislatore, con il termine “appropriato”, voglia riferirsi a quegli elementi non strutturali il cui contributo sia significativo e che se trascurati non consentono di cogliere “appropriatamente” il comportamento dell’organismo strutturale).

Nel caso degli edifici in cemento armato il discorso degli elementi si riduce, nella maggior parte dei casi, a valutare il comportamento da tenere nei riguardi delle tamponature, siano esse esterne o interne; è invalso infatti l’uso di non considerarle nel calcolo strutturale, ma di introdurle solo come carichi, commettendo in tal modo un’approssimazione che si cerca di andare a evidenziare.

Considerando che le masse in gioco nei due casi sono sempre le stesse in quanto sarebbero inseriti o semplicemente come pesi o come elementi strutturali dotati di peso proprio, abbiamo le seguenti alternative:

- **Trascurarli** nella modellazione strutturale, inserendoli solo come pesi. In questo caso ricordiamo gli effetti a cui andiamo incontro: calcoleremo la nostra struttura sotto l’effetto di forze più basse perché la struttura in assenza di tamponature avrà un periodo maggiore. Al momento dell’evento sismico, per effetto del comportamento fragile dei pannelli, questi ultimi potrebbero cedere per primi; non offrendo resistenza al sisma il resto della struttura si troverebbe a dover fronteggiare forze più alte per le quali non era stata progettata.
- **Inserirli** nella modellazione strutturale: in tal caso le forze inerziali sono più basse, gli elementi travi e pilastri per tale motivo,

anche perché aiutate nel modello strutturale dai pannelli che assorbiranno un'aliquota non trascurabile delle forze sismiche in gioco, saranno dimensionati per sollecitazioni più basse. È necessario però in questo caso tener conto degli effetti localizzati che le tamponature hanno sugli elementi in c.a., come ad esempio pannelli non a tutta altezza che lasciano allo scoperto “pezzi” corti di pilastro, aumentando le sollecitazioni con le quali verificare gli elementi strutturali. Vale la pena di ricordare che dovranno essere adottati opportuni accorgimenti, tesi ad assicurare la solidarietà con la struttura di cui si è tenuto conto nel calcolo.

La scelta finale non può che essere demandata al progettista; avendo chiari i concetti e le verifiche da effettuare deciderà di volta in volta se privilegiare la semplicità del modello strutturale o cercare di prevedere tutte le possibili modalità di crisi della propria struttura inserendo nel modello tutto ciò che ha rilevanza sismica ed effettuando quindi le relative verifiche.

Tornando all'esame del punto 4.4, si nota che in esso è contenuto un consiglio sulla modellazione della struttura: in particolare viene indicato che *“In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali”*. Tale consiglio, pur condivisibile in linea di principio, deve però essere temperato da alcune considerazioni:

- Ricordarsi innanzitutto che trattasi di un suggerimento e pertanto non può essere cogente; troppe volte, solo perché alcune cose sono riportate in una normativa tecnica, assurgono a verità rivelate e soprattutto uniche: si forma una consuetudine ad operare con tali metodologie e si rifiuta qualsiasi cosa che non sia in accordo con le stesse metodologie, opponendosi cieca-

mente a qualsiasi obiezione tecnica o di evoluzione della teoria del calcolo. Con particolare riferimento all'aspetto in questione, vale la pena sottolineare che dividere un edificio in telai aveva una sua ragione d'essere quando le potenze di calcolo normalmente a disposizione erano una quantità infinitesimale rispetto a quella odierna e cercare di calcolare l'organismo spaziale voleva dire affidarsi giocoforza a software disponibili solo in ambito universitario, con tempi e complessità degli input e degli output tali da rendere antieconomica la modellazione spaziale. Oggi che con un qualsiasi personal computer e un software a elementi finiti di facile reperimento modellare una struttura in tridimensionale è alla portata di tutti i tecnici del settore, sarebbe auspicabile che tanti retaggi di un passato più o meno remoto ci abbandonassero definitivamente.

- Una struttura non è sempre facilmente suddivisibile in elementi resistenti piani; si pensi a una disposizione dei pilastri in pianta non a maglia rettangolare, oppure alla presenza di elementi a parete molto lunghi su cui, a intervalli più o meno brevi, si innestano travi in senso ortogonale. In tal caso, qualunque sforzo teso ad individuare una serie di telai non ha altro risultato che far sbagliare completamente l'analisi strutturale dell'organismo che si va a calcolare.

Riteniamo di poter affermare che, a meno di non aver a che fare con organismi strutturali caratterizzati da un'estrema regolarità e "pulizia" strutturale, sia necessario nella pratica della progettazione strutturale fare sempre riferimento a una modellazione spaziale, l'unica in grado di cogliere tutte le interazioni tra gli elementi strutturali dell'edificio.

A noi sembra che, a meno di non aver a che fare casi caratterizzati da un'estrema regolarità, sia necessario fare sempre riferimento a una modellazione spaziale, per cogliere realmente tutte le interazioni tra gli elementi strutturali dell'edificio.

Continuando nella disamina del punto 4.4 si soffermi l'attenzione sulla frase seguente: *Se i diaframmi orizzontali, tenendo conto delle aperture in essi presenti, sono sufficientemente rigidi, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a tre per piano, concentrando masse e momenti di inerzia al centro di gravità di ciascun piano.*

*En passant* si sottolinea al riguardo che i gradi di libertà dell'edificio possono (NON debbono) ridursi a tre per piano; ancora una volta cioè un consiglio - in tal caso quello di adottare lo schema a piani infinitamente rigidi - e non una prescrizione.

Successivamente viene indicato che *"In aggiunta all'eccentricità effettiva, dovrà essere considerata un'eccentricità accidentale, spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica"*. Questa frase è molto poco felice nella formulazione potendo dare adito a molte differenze di interpretazione, specialmente se rapportata a quanto viene poi ribadito, a proposito dell'eccentricità accidentale, nei successivi punti 4.5.2 (Analisi Statica) e 4.5.3 (Analisi Dinamica).

In effetti la valutazione dell'eccentricità accidentale costituisce un problema rilevante. Quando un progettista carica gli elementi strutturali ipotizza sempre che siano tutti contemporaneamente presenti e che assumano il massimo valore: se ciò è a vantaggio di sicurezza

per quanto riguarda la verifica del singolo elemento, tale distribuzione dei carichi potrebbe non essere quella presente al momento del sisma (anzi, si può affermare con ragionevole certezza, che certamente non coinciderà con essa). Infatti, alcune parti del nostro edificio certamente risulteranno essere più caricate, altre meno, col risultato finale che il centro di massa, anche per una struttura simmetrica e caricata simmetricamente, sarà distante dalla posizione ipotizzata, con significative conseguenze in termini di rotazioni non previste, distribuzioni anomale delle sollecitazioni e così via.

La concordanza con quanto affermato dalla Normativa si ferma qui; il rimedio proposto infatti postula che il modello di calcolo sia a piani infinitamente rigidi, in quanto solo in tal caso ha senso spostare il centro di massa e ottenere risultati peggiorativi, tra l'altro, con un inevitabile aggravio in termini computazionali; è evidente infatti che tale spostamento deve essere fatto due volte per ogni direzione del sisma (una volta da un lato, un'altra dall'altro lato); a questo si aggiunga che tutto deve essere fatto sia per l'analisi allo SLU che allo SLD.

Nel caso infatti di modello non a piani infinitamente rigidi le masse sono in genere concentrate nei nodi; ciò comporta l'impossibilità di applicare uno spostamento del 5%, in quanto non si capisce cosa si dovrebbe spostare: ogni massa del 5% rispetto alle coordinate del nodo di riferimento? Anche ammettendo di capire in questo caso a cosa ci si riferisce quando si parla di spostamento del centro di massa, nessuno può garantire che tale spostamento sia peggiorativo rispetto alla posizione "effettiva" della massa. In una struttura a 6 gradi di libertà per nodo non è immediato riconoscere che una situazione è peggiorativa rispetto a un'altra; nella situazione di masse non

spostate alcuni elementi potrebbero tranquillamente avere sollecitazioni maggiori rispetto alla situazione delle masse spostate.

Infine facciamo notare che uno spostamento del 5% è probabilmente piccolo rispetto alle dimensioni reali del problema; l'assenza di carichi accidentali potrebbe tranquillamente essere tale da spostare il baricentro delle masse della struttura ben più del 5%.

In conclusione sembra che, con riferimento alla problematica dell'eccentricità accidentale, in una modellazione spaziale a 6 gradi di libertà per nodo non è ben chiaro cosa significhi considerare l'eccentricità accidentale e soprattutto come farlo operativamente, pur essendo tale modellazione pienamente legittima, anzi sicuramente più aderente alla realtà del comportamento strutturale dell'edificio.

*Un possibile approccio potrebbe essere allora quello di considerare una condizione statica aggiuntiva fatta di tante coppie di forze (in ogni coppia forze con segno diverso per avere risultante nulla) applicate a coppie di nodi aventi la caratteristica di avere la stessa distanza dal centro delle masse (in modo da aggiungere una coppia torcente); per quanto riguarda il valore da assegnare a tali coppie è chiaro che possiamo conoscere il valore totale moltiplicando il peso dell'impalcato per il 5% della direzione ortogonale all'azione del sisma; ci basterà a questo punto suddividere tale coppia torcente totale in un numero sufficientemente grande di coppie (per simulare la coppia torcente distribuita), calcolare la struttura sotto l'azione di tali forze e aggiungere i risultati a quelli dell'analisi sismica.*

Se la soluzione proposta non è condivisa dal progettista o da chi abbia titolo per valutare i risultati del calcolo, ci sono solo due alternative; si adotta per forza la schematizzazione a piani infinita-

mente rigidi (anche quando non è corretto, esponendosi in tal modo a critiche, stavolta molto più motivate) oppure ci si prepara a sostenere uno “scontro” interpretativo con chi, forte di un testo avente forza di legge, chiederà come si è tenuto conto dell’eccentricità accidentale. Sarebbe il caso forse di lasciare al progettista la responsabilità di valutare, in funzione del tipo di struttura, dei carichi etc..., se l’eccentricità accidentale deve essere considerata (e in tal caso si incaricherà di effettuare gli opportuni calcoli) oppure possa essere uno di quei fattori (come parecchi altri) che possono essere inglobati nelle incertezze costruttive, teoriche etc. e, quindi, genericamente fronteggiati da un aumento del coefficiente di sicurezza.

Un ultimo aspetto ci sembra opportuno sottolineare ed è contenuto nella frase finale del punto 4.4: *“Nel caso di edifici con struttura in cemento armato, composta acciaio - calcestruzzo e in muratura, la rigidità degli elementi può essere valutata assumendo gli effetti della fessurazione, considerando la rigidità secante a snervamento. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere assunta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, ad esempio in funzione dello sforzo normale permanente”*.

È evidente infatti che il progettista può trovarsi di fronte a due scelte a seconda delle sue convinzioni o anche delle sue convenienze del momento:

- se considera le rigidità intere si trova di fronte a una struttura più rigida; è plausibile che le sollecitazioni che escono dal calcolo siano più elevate e quindi gli elementi dovranno essere

dimensionati con più armatura; d'altra parte le verifiche allo SLD, che ricordiamo riguardano essenzialmente gli spostamenti, saranno con più facilità soddisfatte.

- se invece assume le rigidezze fessurate la deformabilità della struttura farà sì che le sollecitazioni saranno molto più piccole, gli elementi meno “appesantiti”, ma gli spostamenti saranno maggiori e quindi sarà maggiore la difficoltà a soddisfare la verifica allo SLD.

La discrezionalità insita in questo capoverso è molto grande e prendere una o l'altra delle decisioni può comportare differenze in termini di sollecitazioni enormi. È chiaro che forte sarà la tendenza ad operare la scelta più conveniente da un punto di vista economico senza molta correlazione con ragionamenti di tipo tecnico non appena ci si trovi in caso di calcolo con difficoltà di dimensionamento.

### **4.3 Dal punto 4.5 al punto 4.9 dell'Allegato 2**

Tali punti dell'Allegato 2 dell'Ordinanza saranno trattati congiuntamente, non in quanto meno importanti o legati tra loro in qualche modo, ma perché introducono poche novità rispetto a quanto previsto dalla precedente normativa.

### 4.3.1 Analisi

#### Punto 4.5 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Al punto 4.5 vengono apparentemente proposte quattro diverse modalità di calcolo di una struttura, ciascuna utilizzabile dal progettista: tale ricchezza di alternative, però, come vedremo più avanti, risulterà essere solo teorica.

Infatti, la prima di esse (analisi statica lineare) può essere utilizzata solo per edifici regolari in altezza così come definiti al punto 4.3.1. Si è già visto che il rispetto di tale condizione è arduo, soprattutto in virtù delle sub-condizioni riportate ai punti e) e f) per cui è immediato vedere come l'analisi statica non potrà essere usata più molto spesso; tra l'altro ci si espone al rischio che, effettuato un calcolo in analisi statica, ci venga negata la liceità del calcolo sulla base di irregolarità non sostanziali ma che, stando alla lettera del punto 4.3.1, sono sufficienti a invalidare il modello di analisi.

L'analisi statica non lineare e l'analisi dinamica non lineare, almeno nel caso degli edifici in cemento armato, hanno un'importanza solo ai fini della ricerca, ma non sono attualmente proponibili nella pratica professionale, anzitutto a causa della complessità e del grado di maturità e consapevolezza che il tecnico deve possedere per padroneggiare tecniche di calcolo non facili. A questo si aggiunga che, proprio per il materiale cemento armato, le incertezze tecnologiche e le ipotesi alla base delle metodologie di calcolo rendono non pienamente aderenti alla realtà e non significativi i risultati ottenuti dall'analisi.

In conclusione, si può affermare che l'analisi dinamica modale, pur con tutte le sue limitazioni, resta l'unico tipo di analisi sicuramente adottabile nel caso degli edifici, così come implicitamente riconosciuto dalla stessa ordinanza quando recita *“L'analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, è da considerarsi il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto...”*(p.4.5.3.).

### **4.3.2 Combinazione delle componenti dell'azione sismica**

Punto 4.6 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Il punto 4.6, riguardante la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, è stato già trattato quando abbiamo parlato del punto 3.3; vogliamo qui sottolineare un aspetto riguardante l'analisi sismica verticale. Nessun dubbio su quando debba essere effettuata tale analisi in quanto l'Ordinanza è abbastanza precisa (elementi con luce maggiore di 20 metri, elementi a mensola, ecc.); il problema nasce dalla prescrizione di dover controllare, per ogni elemento e per ogni sezione, se l'effetto del sisma orizzontale è superiore al 30% dell'effetto del sisma verticale e, in caso positivo, adottare una combinazione delle azioni sismiche diverse. Riassumendo si hanno le seguenti situazioni (siano  $E_x$ ,  $E_y$  ed  $E_z$  rispettivamente gli effetti del sisma in direzione X, Y e Z):

1. elementi per i quali gli effetti del sisma verticale non sono importanti (luce minore di 20 metri, non precompressi e così via). Per tali elementi si somma una volta  $0.3 * E_y$  ad  $E_x$  e l'altra volta  $0.3 * E_x$  ad  $E_y$ ; chiaramente, per ottenere l'effetto

massimo, tali somme devono essere effettuate cambiando il segno ai singoli addendi.

2. elementi per i quali gli effetti del sisma verticale sono importanti (luce maggiore di 20 metri, precompressi e così via). Per tali elementi è necessario preventivamente controllare, per la grandezza che si sta verificando, se l'azione orizzontale (calcolata secondo la modalità vista al punto 1) è maggiore di  $0.3 * E_z$ . Se tale effetto è maggiore bisogna combinare i tre effetti nel seguente modo (e quindi scartare i valori ottenuti al punto 1):

$$a. E_x \pm 0.3 * E_y \pm 0.3 * E_z$$

$$b. E_y \pm 0.3 * E_x \pm 0.3 * E_z$$

$$c. E_z \pm 0.3 * E_x \pm 0.3 * E_y$$

Nulla viene detto, nel caso 2, quando l'effetto delle azioni orizzontali è inferiore al 30% di quella verticale; è presumibile che in tal caso si debbano considerare separatamente i due effetti e quindi si abbiano le azioni calcolate al punto 1 più un'altra azione dovuta alla sola  $E_z$  (ricordiamo che poi tutte queste azioni devono essere combinate con le altre statiche secondo quanto visto al punto 3.3).

È evidente la complessità numerica, anche se non concettuale, del meccanismo previsto dall'Ordinanza; per ogni tipo di verifica, sia essa a taglio, a flessione o di altro tipo, controllare preventivamente la condizione può essere frustrante oltre che lungo. È invece preferibile, in presenza di elementi sensibili al sisma in direzione verticale, adottare sempre e comunque il tipo di combinazione prevista dalla normativa quando gli effetti orizzontali sono maggiori del 30% di quelli verticali; in ogni caso le sollecitazioni

con cui verificheremo gli elementi per effetto del sisma verticale sono a vantaggio di sicurezza.

Un'ultima notazione circa la possibilità di analizzare l'elemento o la sottostruttura sensibile al sisma verticale separatamente; è chiaro che tale analisi dovrà essere aggiuntiva rispetto a quella fatta per sisma orizzontale. In altre parole, nel caso si voglia analizzare separatamente la sottostruttura, si seguiranno i seguenti passi:

- si calcolerà l'intera struttura (comprensiva degli elementi sensibili al sisma verticale) sotto l'effetto del sisma orizzontale. Per tutti gli elementi, ad eccezione di quelli sensibili, si possono già effettuare le verifiche combinando l'azione sismica con le altre condizioni statiche.
- si calcolerà la sottostruttura sotto l'azione del sisma verticale; per gli elementi di tale sottostruttura si effettueranno le verifiche combinando le sollecitazioni derivanti dal primo calcolo con quelle derivanti dal secondo calcolo e si verificheranno gli elementi di tale sottostruttura combinando le sollecitazioni sismiche totali (combinando cioè sisma orizzontale e verticale) con quelle derivanti dalle condizioni statiche.

Tale modo di procedere, nel caso di utilizzo di un software di ausilio, comporta un lavoro manuale non indifferente; è allora preferibile, e se il software lo consente, non ricorrere alle sottostrutture, impostare un solo calcolo attivando anche l'analisi per sisma verticale ottenendo, in tal modo, direttamente le sollecitazioni combinate.

### 4.3.3 Fattori di importanza

#### Punto 4.7 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Il punto 4.7 affronta l'esigenza, già presente nella precedente normativa sismica, di garantire per particolari classi di edifici una resistenza maggiore all'evento sismico in quanto è presumibile o un loro intenso utilizzo proprio nella fase immediatamente successiva al terremoto oppure, per la loro particolare destinazione d'uso, un intenso affollamento durante l'evento sismico vero e proprio. Tale maggiore sicurezza viene raggiunta maggiorando le forze sismiche in gioco di un 20% o 40% rispettivamente per gli edifici affollati e per quelli che devono conservare integra la loro funzionalità nella gestione post terremoto.

L'imposizione di un coefficiente maggiorativo altro non è che una modifica dello spettro di risposta con un aumento del periodo di ritorno del sisma; ricordiamo infatti che nell'Ordinanza i valori dello spettro sono tarati in modo da rappresentare, allo SLU, un sisma che ha una probabilità di accadimento del 10% in 50 anni. Aumentare i valori dello spettro comporta come abbiamo detto aumentare il periodo di ritorno o, il che è la stessa cosa, diminuire la probabilità che l'evento sismico di quell'intensità accada in 50 anni. In letteratura, a titolo di esempio, si ritiene che per portare la probabilità di accadimento del sisma al 2% lo spettro di risposta tarato al 10% debba essere moltiplicato per 1.5.

#### 4.3.4 Valutazione degli spostamenti

Punto 4.8 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Il punto 4.8 dà indicazioni su come calcolare gli spostamenti nei due stati limite. Ricordiamo che allo SLU lo spettro (e quindi le forze agenti) sono ottenute qualitativamente dallo spettro elastico riducendolo per un fattore di struttura che è tanto più alto quanto più la struttura è dotata di duttilità in senso lato; ma tale meccanismo riduttivo è valido per le sollecitazioni, nel senso che si possono dimensionare gli elementi per sollecitazioni minori di quelle dovute al sisma contando su meccanismi dissipativi, ma non può essere valido per gli spostamenti. Poiché questi ultimi sono stati anch'essi ridotti dai risultati dell'analisi sismica, ecco spiegato perché devono essere riportati al loro valore "elastico" moltiplicandoli per il fattore di riduzione adottato.

Allo SLD invece gli spostamenti sono direttamente quelli ottenuti dall'analisi; questo si traduce nell'avere spostamenti sicuramente più piccoli rispetto a quelli allo SLU, in quanto questi ultimi sono calcolati per effetto dello spettro elastico, quelli allo SLD per effetto dello spettro elastico diviso per 2.5.

In entrambi i casi (SLU e SLD) poi gli spostamenti ottenuti vanno moltiplicati per il fattore di importanza.

### 4.3.5 Considerazione di elementi non strutturali

#### Punto 4.9 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Nel punto 4.9 viene espressamente indicato come procedere con gli elementi non strutturali, intendendo con tale definizione quegli elementi che non hanno alcun compito nella resistenza dell'intera struttura e quindi non vanno inseriti nella modellazione strutturale, ma il cui danneggiamento può portare conseguenze a persone o cose. Viene quindi riconosciuto che la resistenza sismica complessiva è l'obiettivo principale di una progettazione antisismica, ma non è l'unico; anche un crollo localizzato, riguardante ad esempio un pannello murario, può avere conseguenze nefaste e deve essere evitato, per quanto possibile.

L'Ordinanza suggerisce come valutare la forza localizzata che sollecita l'elemento non strutturale; schematicamente essa sarà data dall'espressione:

$$F = Wa * Sa * \gamma / q$$

Dove:

$F$  = forza da utilizzare nella verifica

$Wa$  = peso dell'elemento da verificare

$Sa$  = coefficiente di amplificazione, dipendente concettualmente dall'intensità del sisma, dalla posizione altimetrica dell'elemento nella struttura e dal rapporto tra il periodo di vibrazione dell'elemento stesso rapportato al primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione di verifica. Esso è fornito dalla formula seguente:

$$Sa = 3 * S * ag (1 + Z / H) / (g * (1 + (1 - Ta / T1)^2))$$

con:

$S*ag$  = accelerazione di progetto al terreno

$Z$  = altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione

$H$  = altezza totale della struttura

$Ta$  = 1° periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale valutato anche in modo approssimato

$Tl$  = 1° periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata.

Il valore di  $Sa$  così calcolato dovrà comunque essere non inferiore a :

$$Sa \geq ag * S/g$$

Concettualmente, una volta calcolata  $F$ , si decide lo schema statico più aderente alla realtà dell'elemento non strutturale e lo si risolve soggetto a tale azione; a titolo di esempio, come si vedrà meglio nel seguito, per la verifica di una tamponatura possiamo pensare a uno schema di trave su due appoggi, per un comignolo ad una trave a mensola e così via.

#### **4.4 Le verifiche di sicurezza**

L'ultima parte dell'articolo 4 dell'Allegato 2 all'Ordinanza è relativa a tutti i tipi di edificio (quindi valida a prescindere dal materiale con cui l'edificio è realizzato), e si incarica di definire quelle che potremmo chiamare “le verifiche globali”, nel senso che non riguardano singoli elementi strutturali, ma il complesso della struttura.

Tali verifiche, proposte dettagliatamente dalla normativa, saranno di seguito illustrate.

### 4.4.1 Resistenza

#### Punto 4.11.1.1 dell'Allegato 2

Il paragrafo si riferisce ai valori calcolati allo SLU. Il primo comma è di tipo enunciativo e stabilisce che per tutti gli elementi, strutturali e non, la massima sollecitazione derivante dal calcolo debba essere inferiore alla massima resistenza che l'elemento è in grado di esprimere.

La prescrizione, in sé ovvia, contiene un inciso importante laddove stabilisce che le massime sollecitazioni di progetto debbano essere *“calcolate in generale comprendendo gli effetti del secondo ordine”*.

Quindi ogni calcolo deve essere effettuato portando in conto tali effetti del secondo ordine e pertanto tenendo conto della non linearità geometrica. Tale inciso potrebbe veramente rendere pesanti i calcoli, ma per fortuna viene in aiuto la successiva specificazione:

*“Gli effetti del secondo ordine potranno essere trascurati nel caso in cui la condizione seguente sia verificata ad ogni piano ...”*.

Pertanto, se la nostra struttura soddisfa la condizione riportata in normativa, potremo continuare a calcolarla così come si è generalmente fatto, cioè considerando solo gli effetti del primo ordine e trascurando quelli del secondo.

*Può essere utile, a questo punto, un richiamo sul significato della locuzione effetti del secondo ordine: con tale termine si*

indica il fatto che il calcolo viene in genere effettuato considerando la struttura indeformata.

In una struttura così ipotizzata un'azione fa nascere delle deformazioni, senza alcun effetto aggiuntivo.

Nella realtà invece, considerando che alcune azioni operano contemporaneamente ad altre, nascono sollecitazioni aggiuntive dovute agli effetti combinati di deformazioni e sollecitazioni agenti.

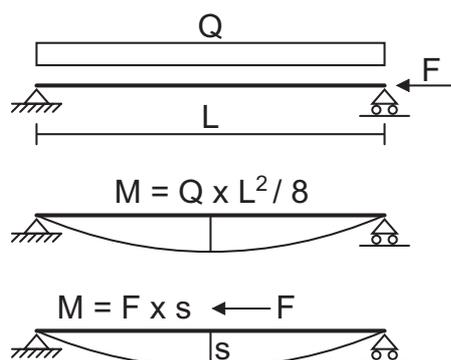


Figura 12

In Figura 12 è rappresentata una trave appoggiata da un lato con un carrello a destra, soggetta a un carico distribuito  $Q$  e ad una forza  $F$  concentrata nell'estremo destro in direzione del suo asse. La soluzione classica della Scienza delle Costruzioni prevede che tale elemento sia soggetto a due sollecitazioni, momento e sforzo normale, pari a:

$$M = Q * L^2 / 8$$

$$N = F$$

La trave dovrebbe essere, quindi, proporzionata a pressoflessione retta con tali valori di  $M$  e  $N$ . Il carico  $Q$  produce però una flessione della trave e quindi uno spostamento  $s(x)$  verticale funzione dell'ascissa; se in mezzeria il valore massimo  $s$  di tale spostamento non è trascurabile, lungo la trave nasce un momento aggiuntivo pari a  $F * s(x)$  ed il suo valore massimo in mezzeria è pari a  $F * s$ .

Pertanto, più correttamente, si dovrà dimensionare la trave per le seguenti sollecitazioni:

$$M = Q * L^2 / 8 + F * s$$

$$N = F$$

Tale effetto non è necessariamente penalizzante. Se, nell'esempio in figura, la forza  $F$  inducesse trazione, il momento aggiuntivo andrebbe a sottrarsi al momento dovuto al carico con un effetto benefico. Questo effetto opera sempre nelle strutture ed è esaltato dal sisma; si pensi ai pilastri nei quali nascono tagli e quindi momenti dovuti agli spostamenti orizzontali, ma che

*spostandosi lateralmente, vedono nascere anche quei momenti aggiuntivi dovuti all'effetto dello sforzo normale moltiplicato lo spostamento laterale. Tale effetto, se importante e non previsto, può portare a collassi del pilastro.*

È evidente allora che dopo aver effettuato un calcolo considerando solo gli effetti del primo ordine è necessario controllare che sia rispettata, per ogni piano e per ogni direzione del sisma, la condizione riportata al punto 4.11.1.2; essa impone che:

$$\Theta = (P * d_r) / (V * h) < 0.1 \quad (4.13)$$

dove:

*P* è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame

*d<sub>r</sub>* è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo il punto 4.8

*V* è la forza orizzontale totale al piano in esame

*H* è l'altezza del piano.

Quando  $\Theta$  è compreso tra 0.1 e 0.2 gli effetti del secondo ordine possono essere presi in conto incrementando le forze sismiche orizzontali di un fattore pari a  $1 / (1 - \Theta)$ .

$\Theta$  non può comunque superare il valore 0.3.

Per gli edifici è raro che gli effetti del secondo ordine siano significativi, nel senso che il valore di  $\Theta$  è quasi sempre minore di 0.1. Nel caso ciò non accada, ma comunque  $\Theta$  sia minore di 0.2, è necessario incrementare le forze sismiche di una quantità pari a:

$$D\% = \Theta / (1 - \Theta)$$

quindi fino al 25% (per  $\Theta = 0.2$  si ha  $D\% = 1,25$ ).

Può essere utile spiegare la genesi della formula 4.13. Si è visto che l'effetto principale degli spostamenti è quello di indurre un momento aggiuntivo dato dal prodotto dello sforzo normale per lo spostamento (siano  $P$  lo sforzo normale,  $Dr$  lo spostamento). Se allora consideriamo una struttura di un solo piano di altezza  $h$ , possiamo indurre questo momento aggiuntivo applicando un'ulteriore forza orizzontale  $Fa$  tale che:

$$Fa * h = P * Dr \rightarrow Fa = P * Dr / h$$

Se si dividono entrambi i membri di questa equazione per lo sforzo totale di taglio al piano (sia  $V$  tale sforzo totale di taglio), si ha

$$Fa / V = \Theta = (P * Dr) / (h * V)$$

Si osserva allora che  $Fa / V$ , cioè  $\Theta$ , non è altro che l'incremento di forza orizzontale che si deve applicare per considerare anche gli effetti del secondo ordine in aggiunta ai momenti indotti dalla risoluzione dello schema indeformato. Con l'equazione 4.13 la Normativa afferma che se tali effetti sono inferiori al 10% possono essere trascurati, se sono compresi tra il 10% e il 20% possono essere portati in conto in modo semplificato aumentando le forze orizzontali, se sono superiori al 20% devono essere portati in conto con un'analisi del secondo ordine; infine, se gli effetti sono superiori al 30% la struttura è troppo deformabile lateralmente e va riprogettata. In conclusione devono farsi due considerazioni:

- La prima è che al solito la soluzione presuppone un'analisi statica; nel caso invece si stia eseguendo un'analisi dinamica non è chiaro quale significato abbia incrementare le forze orizzontali, visto che si parla solo ed esclusivamente di masse. Né tan-

to meno possiamo incrementare le masse, in quanto indurremmo un aumento fittizio dei periodi di vibrazione, con un effetto riduttivo sulle forze sollecitanti. Può essere allora sensato fare l'analisi dinamica con i valori normali delle masse, effettuare la verifica del punto 4.13 e, nel caso non sia soddisfatta, incrementare tagli e momenti flettenti della quantità  $\Theta / (1 - \Theta)$  calcolata per il generico piano (ovviamente solo per gli elementi verticali).

- La seconda riguarda la modalità secondo la quale deve procedere un progettista che voglia calcolare la struttura senza incrementare le sollecitazioni agenti. Dall'esame della formula è immediato ricavare che si può diminuire lo spostamento irrigidendo la struttura; si tenga presente che così facendo diminuisce il periodo e quindi aumentano le forze per cui aumenta anche il denominatore con un ulteriore effetto benefico. Si possono distribuire in modo diverso i carichi, anche se è difficile poiché è un dato di progetto. Si possono ancora diminuire le altezze degli impalcati ma anche questo è difficile, visto che derivano da esigenze architettoniche.

Infine un commento sul caso in cui  $\Theta$  sia maggiore di 0.2, ma minore di 0.3; in tal caso la normativa prescrive di effettuare un'analisi tenendo conto anche degli effetti del secondo ordine, entrando quindi in problematiche di analisi non lineari.

Qualora si vogliano evitare le complicazioni di un'analisi di tipo non lineare, sarà sempre possibile irrigidire la struttura. In tal modo diminuiranno gli spostamenti e si ridurrà conseguentemente il valore di  $\Theta$ .

## 4.4.2 Stato Limite di Danno

### Punto 4.11.2 dell'Allegato 2

La Normativa tende a controllare che gli spostamenti durante l'evento sismico, sotto le azioni determinate per tale Stato Limite, non siano tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio ad es. a causa di problemi che potrebbero verificarsi nelle tamponature ma anche negli impianti ed alle apparecchiature rilevanti per la funzionalità dell'edificio stesso.

Questa condizione è immediatamente chiara ove si ricordi che le azioni allo Stato Limite di Danno rappresentano un sisma di bassa intensità e quindi con un'alta probabilità di accadimento durante la vita utile dell'edificio. Di fronte a tale evento sismico è indispensabile che non ci sia la necessità di far evacuare le persone e quindi che tutti gli edifici mantengano la loro integrità funzionale.

Allo SLD la verifica richiesta è di tipo quantitativo e, oseremmo dire, convenzionale, per i motivi appresso esposti; essa impone che gli spostamenti di interpiano, calcolati con lo spettro allo SLD e secondo le indicazioni del punto 4.8 (quindi moltiplicati per il coefficiente di importanza), siano inferiori a un certo limite che, per gli edifici in cemento armato è così definito:

- Spostamento Limite =  $0,005 H$ , *“per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa”*. Questa è la situazione dei classici edifici in cemento armato, nei quali i tamponamenti hanno rigidità tale da aumentare quella complessiva della struttura in c.a. e quindi variarne gli spostamenti.

- Spostamento Limite =  $0,01 H$ , “*per edifici con tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano ...*”. Potrebbe essere la classica situazione di edifici a pannelli prefabbricati o comunque pannelli realizzati in modo da non essere collegati allo scheletro in cemento armato.

In entrambi i casi  $H$  è l'altezza dell'interpiano che si sta verificando.

A seconda di come si sia modellata la struttura dal punto di vista degli impalcati, si possono seguire due strade:

- Per le strutture in cui si siano imposti i piani con comportamento infinitamente rigido può essere sufficiente controllare gli spostamenti relativi dei nodi che si trovano sulle verticali passanti per i vertici del perimetro degli impalcati.
- Per le strutture calcolate senza imposizione del comportamento a piani infinitamente rigidi, oltre ai punti menzionati nel caso precedente, andranno verificati anche un numero ragionevole di punti scelti fra quelli che possono avere uno spostamento relativo notevole.

Una volta scelte le coppie di punti ritenute significative, per ognuna di esse sulla stessa verticale e per ogni piano contiguo, si calcolerà lo spostamento differenziale e infine si condurrà la verifica secondo la 4.14 o 4.15. In linea di massima si possono indicare che le verticali significative sono quelle degli spigoli della pianta dell'edificio.

Tale metodologia è un pò onerosa, richiedendo l'individuazione manuale delle coppie di punti da verificare. Viceversa, un'eventuale identificazione automatica controllerebbe inutilmente

anche punti dell'edificio per le quali non è necessario il rispetto delle condizioni.

**Un aspetto importante da evidenziare è che gli spostamenti da utilizzare nelle varie verifiche non sono sempre gli stessi; la verifica degli effetti di secondo ordine richiede di valutare gli spostamenti allo Stato Limite Ultimo, quella di danneggiabilità richiede gli spostamenti allo Stato Limite di Danno.**

Infine, restando in tema di spostamenti orizzontali, si ritiene opportuno far rilevare che al p.4.2. viene ora indicata la misura dei 'giunti tecnici', stabilendo che devono essere pari alla somma degli spostamenti massimi di due edifici contigui e in ogni caso non inferiori a  $1/100$  dell'altezza minima moltiplicato per il fattore  $ag / (0,35 * g)$ . Se non si conoscono gli spostamenti dell'altro edificio, questi possono essere valutati a una generica quota pari a  $1/100$  della quota stessa moltiplicato per il fattore  $ag / (0,35 * g)$ .

## Capitolo 5

### **Edifici con struttura in cemento armato**

#### Art. 5 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

I primi 4 articoli dell'Allegato 2 all'Ordinanza hanno carattere generale, nel senso che le indicazioni in essi contenute sono valide quale che sia il materiale con cui è realizzata la struttura dell'edificio. Esse si preoccupano di definire l'intensità dell'azione sismica, il sistema di forze ad essa corrispondente, di indicare i metodi di analisi appropriati e di definire un insieme di verifiche globali che devono essere soddisfatte dalla struttura. Nella definizione dello spettro di risposta viene citato il fattore di struttura  $q$  il cui significato, si ricorda, è quello di ridurre le forze dovute al sisma di un fattore tanto più elevato quanto più la struttura ha un comportamento "duttile", specificando che per i diversi materiali costruttivi nel capitolo relativo saranno fornite le indicazioni su come ricavarlo.

## 5.1 Definizioni generali - Duttilità e Gerarchia delle Resistenze

Tra gli obiettivi principali dell'articolo 5 c'è proprio quello di definire il fattore di struttura  $q$ . In base a tutta una serie di caratteristiche geometriche e tecnologiche della struttura, viene fornita una formula del tipo:

$$q = q_0 * K_r * K_d$$

dove  $q$  è il fattore di struttura calcolato,  $q_0$  è un valore dipendente dalla tipologia strutturale,  $K_r$  e  $K_d$  sono due coefficienti rispettivamente di regolarità e di duttilità.

Il valore di  $q_0$  è tabellato in funzione della tipologia strutturale. Si distingue tra struttura a telaio, a pareti, a nucleo; all'interno delle strutture a telaio si distingue ancora tra strutture a uno o più piani, una o più campate.

**Si faccia molta attenzione: si sta parlando del fattore di struttura per una direzione dell'azione sismica. Se ad es. l'edificio è ad una campata in una direzione e a più campate nell'altra, bisognerà utilizzare due fattori di struttura diversi.**

Si nota quindi come siano giustamente penalizzati dalla Normativa le costruzioni con un nucleo centrale cui è demandato il compito di resistere alle azioni sismiche. Il valore di  $q_0$  è pari a 3, mentre per le strutture a telaio è almeno pari a 4.95; ciò si traduce nel dimensionare la struttura con nucleo, a parità di masse, con forze sismiche superiori del 60% e oltre rispetto alla struttura a telaio.

**È importante notare che quando nell'Ordinanza si parla di strutture a telaio, a pareti, a nucleo, ecc. ci si riferisce al mecanismo principale con cui la struttura resiste all'evento si-**

**smico. In altre parole, se una struttura è costituita da telai e una gabbia ascensore centrale, per classificarla correttamente si dovrebbe prima effettuare il calcolo e quindi vedere in che modo l'azione totale si è ripartita tra i vari elementi resistenti. Se la maggior parte delle forze sollecitanti si sono tramutate in sollecitazioni per i telai non c'è dubbio che la si potrà definire una struttura a telaio. Viceversa se, a causa ad esempio delle dimensioni ridotte degli elementi pilastri, la gabbia ascensore ha fronteggiato la maggiore percentuale del taglio totale, si indicherà che trattasi di una struttura a nucleo.**

Il valore di  $Kr$  è ricavabile banalmente: se la struttura è regolare in altezza ai sensi del punto 4.3 possiamo adottare il valore 1, altrimenti dobbiamo adottare il valore 0.8. Ciò equivale a dire che, a parità di struttura, per quella non regolare le forze in gioco saranno aumentate del 25%. Il problema è che, per stabilire se la struttura è regolare in altezza o no, al punto 4.3 si presuppone che sia stato già effettuato il calcolo e quindi la scelta del coefficiente  $Kr$  non potrà che essere iterativa. Pertanto, si supporrà inizialmente che la struttura sia regolare e si procederà ad eseguire le verifiche previste al punto 4.3. Se le condizioni imposte da tale punto della normativa risulteranno soddisfatte, l'ipotesi assunta inizialmente (struttura regolare) era esatta, altrimenti si eseguirà nuovamente il calcolo assumendo, questa volta, l'ipotesi di non regolarità della struttura.

Per quanto riguarda infine il valore di  $Kd$ , esso dipende dal grado di duttilità che si vuole "imporre" alla struttura; sarà usato il valore 0.7 per duttilità bassa, il valore 1 per duttilità alta.

*Tutti questi coefficienti, si ricorda di nuovo, hanno una diretta influenza sulle forze che agiranno sulla struttura; coefficienti alti si tramutano in forze basse e viceversa. Quindi con riferimento a  $K_r$  e  $K_d$  le forze saranno minime per strutture regolari e in alta duttilità, massime per strutture non regolari e in duttilità bassa.*

Il termine  $K_d$  merita un discorso più approfondito, in quando molte sono le implicazioni del termine duttilità; a riguardo riteniamo opportuno aggiungere alcune considerazioni di carattere generale.

### **5.1.1 La duttilità**

Il termine duttilità viene citato molto spesso e può dare adito a confusione se non si specifica a cosa ci si stia riferendo esattamente. Esistono infatti diversi tipi di duttilità che, tutti insieme, concorrono a far sì che la struttura possa definirsi duttile. Quando si dice che si desidera una struttura duttile, in realtà si sta dicendo che nella struttura devono essere presenti diverse caratteristiche, di materiale, di comportamento, localizzate ecc., quanto più possibile contemporaneamente.

#### **5.1.1.1 Duttilità di materiale**

Cerchiamo di dare una definizione il più possibile precisa e generale di duttilità, riferendoci ad un provino di un materiale non meglio definito sottoposto ad una prova di trazione.

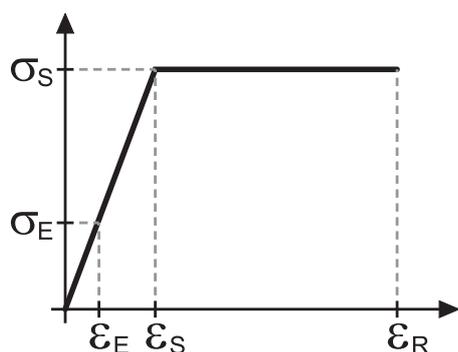


Figura 13

Si costruisca un diagramma in un piano cartesiano nel quale sulle ordinate vi saranno le forze applicate, sulle ascisse gli allungamenti percentuali (rapporto tra allungamento e lunghezza originaria del provino) conseguenti.

In una prima fase si osserverà che il rapporto tra incremento di forza e incremento di spostamento è costante come per il punto E in cui applicando  $\sigma_E$  si ottiene  $\epsilon_E$ . Caratteristica di questa fase è che, se si annulla la forza, anche lo spostamento si annulla: si dice che il materiale è in “fase elastica”. Il rapporto tra la forza applicata e lo spostamento indotto è il Modulo Elastico (o di Young) del materiale.

Esiste invece una deformazione ( $\epsilon_S$ ) oltre la quale l’annullamento della forza l’ha generata non ne produce l’annullamento: il materiale è entrato in “fase plastica” e il valore in cui avviene tale passaggio si definisce “tensione di snervamento”; tale tensione è una misura di resistenza, in quanto è ovvio che quanto più alto è tale valore, maggiori sono le doti di resistenza del materiale.

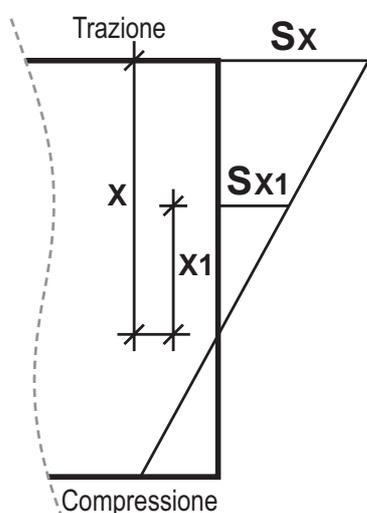
Dalla tensione di snervamento in poi il materiale non oppone più resistenza agli allungamenti per cui sotto l’azione di un qualsiasi impulso esterno il materiale continua ad allungarsi senza aumenti di tensione. Quando l’allungamento raggiunge un determinato valore  $\epsilon_R$ , si avrà la rottura del materiale. Tale deformazione, detta “deformazione a rottura”, è la massima tollerabile dal materiale.

Esiste pertanto un tratto, che va da  $\epsilon_S$  a  $\epsilon_R$  nel quale la resistenza ha

raggiunto il suo valore ultimo mentre la deformazione non ancora; **la lunghezza di tale tratto rapportata allo spostamento in fase elastica è la misura della duttilità del materiale.** Nel calcestruzzo, ad esempio, essa è assunta convenzionalmente da 0,002 a 0,0035 (rapporto 1,75), nell'acciaio da 0,002 a 0,01 (rapporto 50). Il calcestruzzo, pertanto, è ritenuto un materiale poco duttile mentre l'acciaio è molto duttile.

Tutti i valori che si riportano sono convenzionali e puramente indicativi; esistendo nella realtà un'ampia varietà di materiali, esiste analogamente una grande variabilità dei relativi valori di  $\epsilon_S$  e  $\epsilon_R$ . Anche il diagramma innanzi descritto, inoltre, è una schematizzazione di un comportamento leggermente più complesso.

A questo punto si introduce un concetto importante, la duttilità del materiale composito "calcestruzzo armato": unendo cioè i due materiali, quale sarà il comportamento del materiale risultante? Per capirlo si deve ricordare innanzitutto che non si fa conto sul calcestruzzo per quanto riguarda la sua resistenza a trazione; ciò comporta che a flessione una sezione di cemento armato può rompersi o per compressione del calcestruzzo o per trazione dell'acciaio.



Vale ancora il principio di conservazione delle sezioni piane: la sezione indeformata verticale ruota mantenendosi piana, con la conseguenza che le deformazioni di un punto qualsiasi della sezione sono proporzionali alla distanza del punto dall'asse neutro; vale cioè la relazione di proporzionalità:

*Figura 14*

$$SxI : xI = Sx : x$$

In *Figura 14* la parte inferiore della sezione è compressa e quella superiore tesa (momento negativo).

Si vede come ad alti valori di  $x$  corrispondono alti valori delle deformazioni di trazione e, conseguentemente, bassi valori delle deformazioni di compressione; quindi, quanto più si riuscirà a mantenere vicino l'asse neutro al bordo compresso, tanto più sarà probabile che cederanno per prime le fibre tese (acciaio) invece che quelle compresse (calcestruzzo). Poiché la posizione dell'asse neutro è direttamente legata alla percentuale di armatura e ci deve essere equivalenza statica tra la risultante degli sforzi di compressione e quelli di trazione ed equilibrio di tali sforzi rispetto all'asse neutro, basterà mettere poco acciaio affinché l'asse neutro si sposti verso la parte compressa.

**Pertanto una regola fondamentale per avere un comportamento duttile del cemento armato è che la sezione sia debolmente armata; solo così ci si garantisce che la rottura delle fibre tese dell'acciaio avvenga per prima. Questo tipo di comportamento garantisce, insieme al buon dimensionamento per taglio, la duttilità locale, che è uno dei requisiti essenziali per l'ottenimento della duttilità globale della struttura.**

Ritornando al concetto generale di duttilità, esso può essere esteso a qualsiasi struttura a cui sia applicata una forza che provochi uno spostamento. Ad esempio, si consideri un edificio soggetto al sisma, e si assuma come punto significativo un punto soggetto a spostamenti orizzontali come il baricentro dell'ultimo piano. Il comportamento della struttura sollecitata da forze orizzontali, può

essere rappresentato in un diagramma cartesiano, dove sull'asse delle ascisse verranno riportati gli spostamenti del punto scelto (baricentro dell'ultimo piano) e sull'asse delle ordinate i valori del taglio alla base dell'edificio.

Il comportamento dell'edificio sarà allora illustrato da un diagramma del tipo visto per il materiale; per intensità del terremoto basse avrà un comportamento di tipo elastico, nel senso che al termine dell'evento sismico lo spostamento del punto di controllo sarà nullo. All'aumentare dell'intensità ci sarà una soglia oltrepassata la quale il comportamento non sarà più elastico ma con deformazioni permanenti, anche quando l'evento sismico sarà cessato. Per intensità del sisma maggiori del limite elastico inoltre, la resistenza dell'edificio non può aumentare e quindi il taglio alla base rimarrà costante; l'evento sismico quindi si tradurrà in spostamenti crescenti ed in tal modo sarà dissipato il surplus di energia non direttamente assorbito dal comportamento elastico. A questo punto possono accadere due cose:

1. l'evento sismico termina senza che si sia raggiunta la deformazione massima sopportabile dal punto di controllo; in tal caso l'edificio resta in piedi sia pure avendo subito deformazioni permanenti e quindi danni notevoli; la vita umana è stata salvaguardata.
2. l'evento sismico provoca uno spostamento maggiore di quello massimo sopportabile dal punto scelto; l'edificio crolla con gravissimo pericolo per gli occupanti.

Anche per un edificio si può definire la duttilità come il rapporto tra lo spostamento ultimo, quello che determina il crollo, e lo spo-

stamento raggiunto. Quanto più è grande tale rapporto, migliore sarà il comportamento dell'edificio durante l'evento sismico.

Per fissare ancora meglio il concetto si può osservare la cosa sotto un altro punto di vista.

Si modelli un sisma solo in funzione del taglio alla base dell'edificio, che è dato dalla somma di tutte le forze inerziali che nascono.

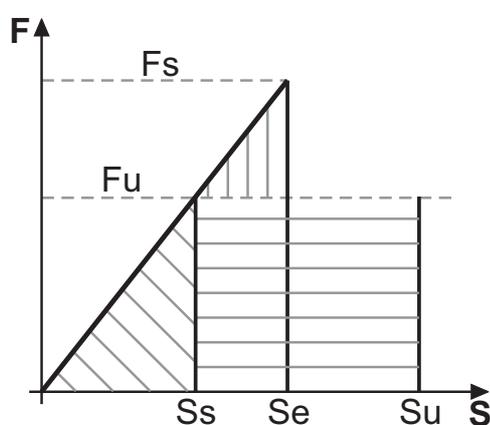


Figura 15

Si costruisca un diagramma che indichi il lavoro dissipato durante un evento sismico; se sulle ordinate è posta la forza e sulle ascisse lo spostamento, l'area sottesa dal diagramma rappresenta proprio il lavoro speso durante il sisma.

Sia allora la nostra struttura soggetta a un evento sismico di intensità tale che il taglio alla base sia  $F_s$ ; il lavoro o energia che bisogna dissipare durante l'evento sismico è dato dall'area del triangolo sotteso da  $0-F_s-S_e$ . La nostra struttura potrà essere dimensionata secondo due diverse filosofie:

- Imponendo che il suo comportamento sia elastico e quindi facendo in modo che la sua resistenza sia data da  $F_s$ .
- Dimensionare invece in modo che la sua resistenza sia data da  $F_u$ , con un evidente risparmio in quanto le forze di  $F_u$  sono sicuramente più basse di  $F_s$ ; in tal modo l'energia assorbita è quella dell'area con tratteggio inclinato, mentre resta da fronteggiare tutta l'energia data dall'area con tratteggio verticale.

Se però la struttura ha uno spostamento ultimo  $S_u$  molto grande, si vede che quando gli spostamenti diventano maggiori di  $S_s$  essa continuerà a dissipare energia ed alla fine, considerando l'energia assorbita nell'area con tratteggio orizzontale, sarà riuscita a fronteggiare tutte le richieste del sisma.

Ancora una volta la duttilità dell'edificio sarà data dal rapporto  $S_u/S_s$ . Si noti come si possa scegliere a piacere il valore di  $F_u$  con cui dimensionare l'edificio; usando valori bassi di  $F_u$  basta avere valori alti della duttilità e l'energia del sisma sarà comunque dissipata senza problemi.

**È per questo motivo che l'Ordinanza introduce il fattore di struttura  $q$  col quale si riducono le forze in gioco, facendolo dipendere anche dalla duttilità, che dipende a sua volta dalla tipologia strutturale. Se si progetta una struttura con alta duttilità si ammette che l'energia assorbita in fase elastica possa essere bassa ma sarà alta quella assorbita in fase plastica. Viceversa, se la struttura ha un tratto duttile piccolo, tutta o quasi l'energia sismica dovrà essere assorbita elasticamente e quindi si dovrà progettare la struttura con forze pressoché pari a  $F_s$ .**

Il criterio da seguire affinché un edificio sia dotato di una duttilità globale elevata, è combinare opportunamente duttilità di materiale e duttilità locale.

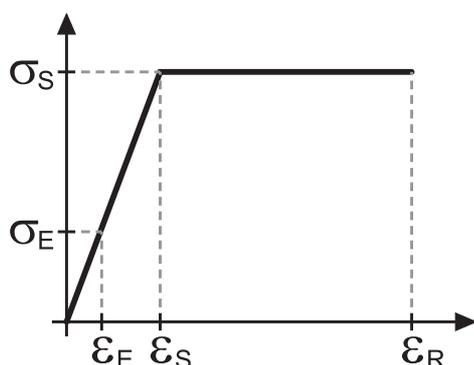


Figura 16

Possiamo riassumere come segue:

**Duttilità dovuta al materiale:** un materiale si definisce duttile o fragile in funzione della sua capacità di sviluppare deformazioni oltre il limite elastico.

Più precisamente, è noto che per ogni materiale esiste sempre una fase elastica più o meno estesa, nella quale ad ogni incremento di tensione corrisponde un incremento di deformazione proporzionale.

Il rapporto tra tensione e deformazione è il modulo elastico normale del materiale. Incrementando la tensione ma rimanendo al di sotto di un certo valore, detta tensione di snervamento (in  $\sigma_S$ ), la deformazione si annulla completamente una volta che la tensione si annulla: il materiale, cioè, è rimasto in campo elastico.

Se invece raggiungiamo la tensione di snervamento il materiale avrà sviluppato deformazioni tali che, anche scaricando il provino, esse non si annulleranno del tutto, diventando così permanenti. La capacità di deformarsi del materiale oltre il limite elastico, come già accennato, è detta duttilità e una sua misura è il rapporto tra la deformazione massima a rottura e la deformazione al limite elastico: più è esteso il tratto che va da  $\epsilon_S$  a  $\epsilon_R$  tanto più il materiale è duttile. Potremmo definire  $\sigma_S$  come la tensione resistente, nel senso che è la massima tensione che il provino è in grado di sopportare.

**Un concetto importante è che un materiale si rompe non perché sia stata raggiunta  $\sigma_S$  ma perché viene raggiunta  $\epsilon_R$ . Alle tensio-**

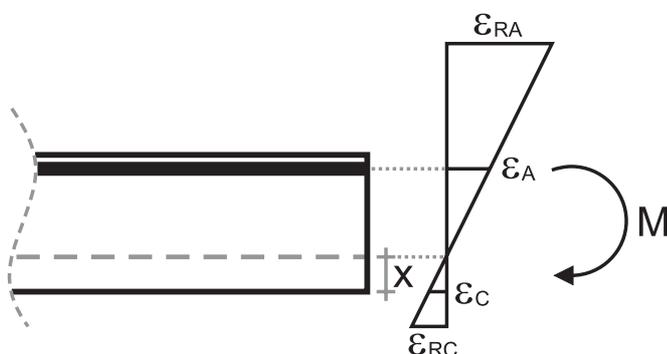
**ni ammissibili si impone che, una volta raggiunta  $\sigma_S$ , alla sezione non possono essere affidate sollecitazioni maggiori; agli stati limite, invece, una sezione in cui venga raggiunta  $\sigma_S$  ha una capacità portante costante che si mantiene finché la deformazione non raggiunge quella massima di rottura  $\epsilon_R$ . Se, pertanto, la sezione ha una grossa capacità di deformazione a partire da  $\epsilon_S$ , possiamo continuare a contare sulla capacità portante di quell'elemento strutturale pur avendo raggiunto la sua sollecitazione resistente.**

L'acciaio è un materiale duttile, il calcestruzzo no; la combinazione dei due, cioè il calcestruzzo armato, può essere duttile o meno a seconda della percentuale di armatura; basse percentuali di armatura daranno un comportamento duttile, alte percentuali un comportamento fragile.

### **5.1.1.2 Duttività locale dovuta alla duttibilità della generica sezione di c.a.**

Per realizzare una struttura duttile è necessario, anche se non sufficiente, che le singole sezioni siano progettate in modo da avere un comportamento duttile, cioè siano in grado di sviluppare grosse deformazioni una volta che abbiano raggiunto la propria sollecitazione (momento, taglio e così via) resistente. Così esse avranno una elevata capacità di dissipazione in regime post-elastico, che è la chiave per la progettazione di strutture globalmente duttili. Una sezione di cemento armato duttile, similmente a quanto visto per i materiali, è una sezione nella quale è stata raggiunta la

sua tensione massima (nell'acciaio o nel calcestruzzo), ma che è ancora lontana dal raggiungere la sua deformazione massima.



Per fissare ulteriormente il concetto si faccia riferimento alla sezione di una trave sollecitata a flessione a semplice armatura.

*Figura 17*

Si definisca momento ultimo della sezione quello derivante dalle risultanti di compressione e trazione calcolate allorché o il calcestruzzo o l'acciaio raggiungono la deformazione massima a rottura.

In tale sezione l'applicazione della sollecitazione comincia a far ruotare la sezione e, in funzione della percentuale di armatura, ci sarà un punto attorno a cui ruoterà inducendo degli allungamenti nel tondino di acciaio e degli accorciamenti nel calcestruzzo, quindi delle tensioni pari al prodotto di tali allungamenti per i rispettivi moduli elastici. Per ogni istante, moltiplicando tali tensioni per l'area in cui si sviluppano, si ottiene una risultante di compressione o trazione; il prodotto di tali risultanti per la distanza dei loro punti di applicazione dal punto di rotazione della sezione (asse neutro) fornisce il momento risultante al generico istante.

A un certo punto sarà raggiunta, in uno dei due materiali, la soglia di deformazione al limite elastico (posta dalla Normativa a 0,002 per il calcestruzzo e per l'acciaio pari al rapporto della tensione di snervamento e il modulo elastico dell'acciaio, valore pari a circa

0,002). L'equilibrio delle tensioni a questo punto potrebbe fornire un momento resistente "elastico" della sezione. Per il materiale che per primo raggiunge tale valore da questo momento in poi la tensione non aumenta più, ma la sezione conserva ancora la capacità di opporre resistenza in quanto le fibre di calcestruzzo e/o acciaio non hanno ancora raggiunto la deformazione ultima (0,0035 per il calcestruzzo, 0,01 per l'acciaio).

Per meglio chiarire, si supponga di avere una sezione fortemente armata, nella quale cioè le deformazioni, e quindi le tensioni, nell'acciaio teso sono basse. In tale sezione quando il calcestruzzo ha raggiunto nella fibra più lontana dall'asse neutro la deformazione 0.002, tutte le altre fibre di calcestruzzo hanno una deformazione inferiore, mentre l'acciaio è molto lontano dalla sua tensione di snervamento; se si operasse alle tensioni ammissibili si sarebbe raggiunta la resistenza ultima della sezione, data dalla risultante delle trazioni o compressioni per il braccio interno. Agli stati limite invece, la rotazione della sezione può continuare, in quanto la fibra estrema aumenterà la sua deformazione (fino ad arrivare a 0.0035), ma non la sua tensione (per questa fibra siamo ormai nel tratto costante); le fibre che però prima avevano una deformazione minore di 0.002, man mano raggiungeranno e supereranno tale valore, facendo sì che una parte sempre maggiore della zona compressa lavori alla tensione massima. Il risultato di tutto ciò è che il momento ultimo della sezione aumenta fino a che o tutta la zona compressa raggiunge la tensione massima oppure la fibra più estrema raggiunge la deformazione ultima (tutto ciò nell'ipotesi che l'acciaio riesca a riequilibrare l'aumento della compressione risultante).

Quando uno dei due materiali ha raggiunto la sua deformazione di rottura, l'equilibrio della sezione tra la risultante di compressione e quella di trazione fornirà il momento ultimo; è allora intuitivo vedere che se la rottura si raggiunge per effetto del calcestruzzo la rotazione complessiva della sezione è molto bassa, quindi con una bassa capacità di dissipare energia. Se invece la rottura si raggiunge per effetto dell'acciaio, la sezione ruota di molto dissipando molta energia.

Il tratto che va dal limite elastico a quello a rottura per il calcestruzzo è pari a  $0,0015 = 0,0035 - 0,002$ , per l'acciaio è pari a  $0,008 = 0,01 - 0,002$ , cioè l'acciaio ha la capacità di subire un allungamento quattro volte superiore al calcestruzzo, con evidenti effetti sulla capacità rotazionale della sezione.

Si elencano altri fattori che hanno importanza nel determinare il comportamento duttile di una sezione in cemento armato: esse sono l'armatura in compressione (l'effetto principale di tale armatura è quello di diminuire le deformazioni del calcestruzzo e quindi evitare il raggiungimento della sua deformazione ultima), e la presenza sufficiente di staffe soprattutto nelle zone nelle quali ci si affida al comportamento duttile quali le sezioni di estremità delle travi. A proposito di quest'ultimo punto vogliamo rimarcare che la rottura per taglio è per definizione fragile; servirebbe a poco progettare a flessione una sezione in modo da fargli avere un comportamento duttile e poi lesinare sulle armature a taglio, in quanto queste ultime operano un confinamento del calcestruzzo essenziale nell'evitarne la rottura.

Infine si accenna al fatto che non è ovviamente sufficiente progettare la sezione critica in modo da assicurargli duttilità (tipicamen-

te le sezioni critiche in fase sismica sono quelle agli estremi) e disinteressarsi del resto; quando la sezione critica si plasticizza dovrà continuare a ruotare per innescare quei meccanismi dissipativi di cui si è abbondantemente parlato. Ma questo significa che all'aumentare della forza sismica anche le sezioni adiacenti cominceranno a plasticizzarsi e alla fine avremo una zona, più o meno estesa, nella quale sarà stata raggiunta la deformazione ultima dell'acciaio; essenziale è che l'estensione di questa zona sia sufficiente a garantire la duttilità dell'elemento strutturale.

### 5.1.1.3 Duttilità globale

Il concetto è stato già esaminato: sotto l'effetto dell'evento sismico la struttura comincia a spostarsi, inducendo quindi rotazioni, allungamenti, compressioni nelle diverse sezioni degli elementi che quindi raggiungono progressivamente le loro sollecitazioni ultime (momento, taglio e così via). Man mano che accade ciò si formano un certo numero di cerniere "plastiche" nell'edificio che porta al dissesto della struttura. Per evitare ciò si potrebbe pensare di progettare per valori molto elevati delle forze, in modo che tali cerniere plastiche non si formino del tutto e la struttura rimanga in campo elastico.

Questo approccio sembrerebbe più sicuro ma è molto più costoso, in quanto implica maggiori dimensioni degli elementi strutturali che dovranno essere maggiormente armati. Inoltre c'è un altro problema di difficile soluzione: nulla può garantire che le forze con cui si è dimensionata la struttura siano effettivamente quelle massime.

L'intensità sismica di progetto infatti è convenzionale, basata su statistiche di eventi passati (quelli noti e censiti), ma potrebbe essere superata da un evento futuro. Se la nostra struttura è stata progettata in modo che rimanga in campo elastico con una forza totale  $F$ , l'eventuale applicazione di una forza pari a  $1.5 F$  porterebbe molti elementi strutturali in campo plastico e infine a rottura, e se tali elementi sono proprio i pilastri l'edificio potrebbe crollare.

Allora la strada da seguire è un'altra. Se si opera in modo che le cerniere non si formino mai in punti in cui si potrebbero avere cinematismi pericolosi e si progettano tali punti con un'alta duttilità locale, anche un eventuale aumento delle forze sismiche rispetto a quelle di progetto non provocherà la crisi della struttura: le cerniere, coi meccanismi già esaminati, si incaricheranno di dissipare l'energia che non è stata assorbita in campo elastico.

### 5.1.2 La Gerarchia delle Resistenze

Il meccanismo col quale il progettista “sceglie” i punti di crisi della struttura va sotto il nome di **gerarchia delle resistenze (capacity design** in inglese); la definizione vuole proprio mettere in risalto che deve essere imposta una gerarchia tra i vari elementi strutturali, stabilendo quali sono più importanti (e quindi da preservare dal collasso) e quali invece possono (anzi, devono) raggiungere per primi le loro resistenze ultime. Se gli elementi che collassano per primi sono progettati in modo da avere un'alta duttilità, l'incremento delle forze sismiche si tradurrà in maggiori deformazioni e rotazioni il cui scopo sarà quello di dissipare l'energia immessa nella struttura dal sisma; gli altri elementi,

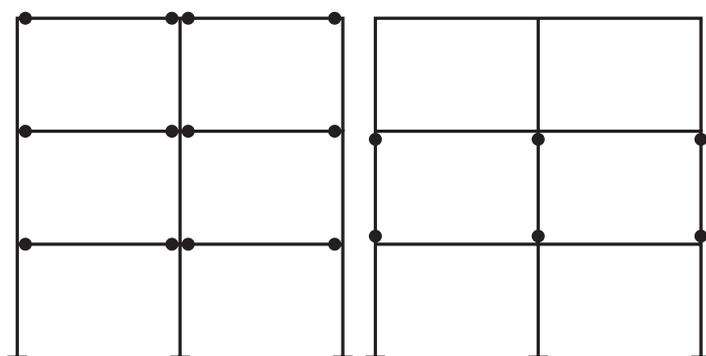
quelli in testa alla gerarchia, rimangono al di sotto delle loro deformazioni ultime e quindi la struttura conserva sempre un certo grado di iperstaticità che le impedirà di crollare.

La gerarchia delle resistenze (sottolineiamo che non è l'unico modo per avere un'alta duttilità, ma è quello scelto dalla Normativa italiana, in accordo tra l'altro con l'Eurocodice 8) prevede la seguente scala di "importanza" tra gli elementi strutturali:

- Gli elementi con sforzo normale limitato (caso tipico delle travi) devono raggiungere per prime le loro resistenze ultime a flessione (cioè non devono mai "rompersi" per taglio).
- I pilastri devono essere progettati in modo da avere resistenze maggiori delle resistenze ultime delle travi concorrenti. Si sottolinea il termine *resistenze ultime* delle travi; i pilastri cioè non devono essere progettati in base alle sollecitazioni derivanti dal calcolo, ma come se le travi in esso concorrenti avessero già sviluppato la loro resistenza ultima. L'effetto è quello di progettare i pilastri con sollecitazioni maggiori di quelle indicate dal calcolo.
- I nodi devono assicurare sempre la solidarietà tra gli elementi strutturali in esso concorrenti; l'eventuale collasso del nodo infatti invaliderebbe tutto il discorso sul posizionamento e corretto funzionamento delle cerniere plastiche.
- Le strutture di fondazione devono essere progettate per le sollecitazioni ultime degli elementi strutturali in elevazione che in esse incidono, con un meccanismo simile a quello visto per i pilastri rispetto alle travi.

Abbiamo visto che tra i vari meccanismi della gerarchia delle resistenze c'è quello di prevedere che alcuni elementi vengano privilegiati rispetto ad altri (i pilastri rispetto alle travi, le fondazioni rispetto ai pilastri).

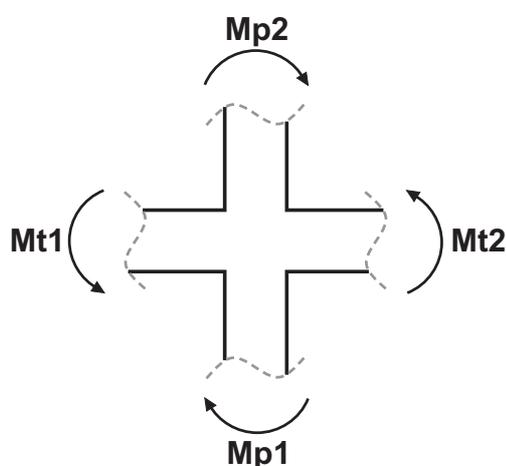
Con riferimento a un nodo di elevazione vediamo come si impone che le cerniere si formino solo in determinati punti che non siano pericolosi.



*Figura 18*

Nel telaio di *Figura 18* è immediato riconoscere che la presenza di cerniere plastiche solo nelle travi non pregiudica la stabilità globale del telaio stesso.

Diverso sarebbe il discorso se le cerniere si formassero nei pilastri, in quanto si avrebbe la possibilità di un cinematismo (nell'esempio un movimento laterale del secondo impalcato rispetto al primo).



*Figura 19*

In un generico nodo deve sempre essere soddisfatto l'equilibrio dei momenti. In *Figura 19* deve cioè avvenire che:

$$Mt1 + Mt2 + Mp1 + Mp2 = 0$$

Considerando che sotto l'effetto del sisma normalmente i segni dei momenti nelle travi sono concordi tra loro e quelli dei pilastri

discordi, si può anche scrivere:

$$M_{t1} + M_{t2} = M_{p1} + M_{p2}$$

Progettando le sezioni delle travi in modo che i loro momenti resistenti, nell'accezione vista precedentemente, siano rispettivamente  $M_{tr1}$  e  $M_{tr2}$ , sotto l'azione del sisma al massimo si avrà la seguente successione di eventi:

- 1) *Iniziano ad aumentare le forze orizzontali e nelle travi e nei pilastri nascono momenti che rispetteranno sempre la condizione di eguaglianza prima vista.*
- 2) *Il calcolo quantificherà i momenti  $M_{t1}$ ,  $M_{t2}$ ,  $M_{p1}$  e  $M_{p2}$  che nascono sotto l'effetto delle forze massime di progetto.*
- 3) *Continuando le forze a crescere, i momenti nelle travi (e quindi nei pilastri) cresceranno anch'essi fino a raggiungere i valori  $M_{tr1}$  e  $M_{tr2}$  in corrispondenza dei quali siano  $M_{ps1}$  e  $M_{ps2}$  i valori che si raggiungono nei pilastri. Per una generica trave è valida la relazione che vede  $M_{tr1} / M_{t1} > 1$  in quanto il momento resistente è sicuramente maggiore del momento di progetto. D'altra parte, quando il momento nella trave ha raggiunto il valore  $M_{tr1}$ , il momento nel pilastro ha raggiunto a sua volta il valore  $M_{ps1} > M_{p1}$ .  $M_{ps1}$  è il valore massimo raggiungibile nel pilastro, in quanto per essere più grande dovrebbe crescere anche il momento nelle travi, che però non può superare  $M_{tr1}$ . A questo punto è sufficiente progettare il pilastro in modo che abbia un momento resistente  $> M_{ps1}$  per essere certi che nel pilastro la cerniera non si formerà mai.*

Questo è il concetto racchiuso nella formula 5.3 dell'Allegato 2 all'Ordinanza; detto  $M_p$  il momento di calcolo del pilastro, si de-

ve ricavare il momento di progetto moltiplicando  $M_p$  per un fattore  $\alpha$  dato da due termini:

- 1)  $\gamma$ , valore fisso e pari a 1.2; in altre parole un incremento del momento di calcolo che, come minimo, sarà pari al 20%.
- 2) Il rapporto tra la sommatoria dei momenti resistenti delle travi (al numeratore) e la sommatoria dei momenti di calcolo dei pilastri; ricordando che  $M_{t1} + M_{t2} = M_{p1} + M_{p2}$ , sostituendo al denominatore la sommatoria dei momenti di calcolo delle travi, si riconosce nel secondo termine la sovraresistenza che è stata associata alle travi (rapporto tra resistenza e sollecitazione).

Il significato della 5.3 è allora il seguente:

**Ogni pilastro deve essere progettato per un valore del momento pari a quello derivante dal calcolo e moltiplicato per una sovraresistenza pari al 120% di quella assegnata alle travi.**

Questo criterio prende il nome di **Gerarchia delle Resistenze**: si impone cioè una vera e propria gerarchia di collasso tra gli elementi strutturali, cominciando a progettare i più deboli, o comunque quelli nei quali si vuole che avvenga la massima dissipazione di energia (a causa della non pericolosità della formazione delle cerniere plastiche), in base alle sollecitazioni di calcolo.

Gli altri elementi invece si progettano non in base al calcolo, ma prendendo come sollecitazione di progetto la resistenza degli elementi concorrenti, adeguatamente maggiorata.

**Una conseguenza importante della gerarchia delle resistenze è che vanno evitate sovraresistenze non esplicitamente previste; per comprendere il concetto si faccia riferimento ad un semplice nodo in cui confluiscono una trave ed un pilastro. Sia**

**1000 Nm il valore del momento nei due elementi derivanti dal calcolo; in ossequio alla gerarchia delle resistenze si progetta la trave ottenendo un momento ultimo pari a 1250 Nm. Il valore con cui progettare il pilastro lo si calcola con la 5.3, ottenendo un momento di calcolo pari a  $1250 \times 1.2 = 1500$  Nm.**

**Se però dopo aver progettato il pilastro (ottenendo un momento ultimo effettivo di 1600 Nm), in fase di redazione degli esecutivi si aumentasse l'armatura strettamente necessaria delle travi, o per tenere conto di fattori geometrici, o per scelte fatte in merito alle aree dei tondini commerciali, o semplicemente perché si pensa di operare a vantaggio di sicurezza, ed il momento ultimo della trave diventa per tale motivo pari a  $1700 \text{ Nm} > 1600 \text{ Nm}$ , tutto quanto visto in merito alla gerarchia delle resistenze viene meno, poiché la cerniera plastica si formerà per prima nel pilastro.**

**Questo è anche uno dei motivi per i quali sono da evitare irregolarità nella disposizione delle tamponature. In riferimento alla *Figura 20*, supponendo ad esempio di avere tamponature al primo piano e non al secondo, ma di aver calcolato la struttura, come generalmente avviene, senza averne considerata la presenza, la trave del primo piano sarà stata progettata con un certo momento resistente e di conseguenza avremo progettato anche la sezione di sommità del pilastro inferiore e quella di base del pilastro superiore, in una serie di calcoli a cascata, basandoci su quel momento resistente.**

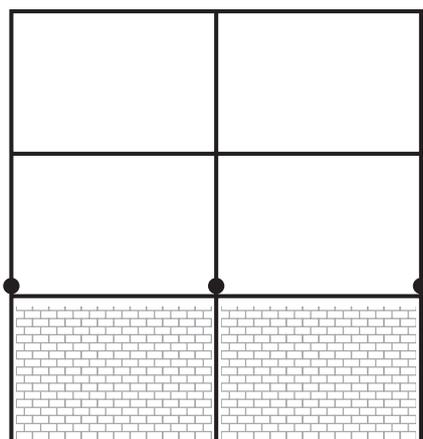


Figura 20

**In presenza del sisma, poiché il complesso trave-muratura ha sicuramente una rigidità molto maggiore di quella risultante dal calcolo, nascerà un problema nella sezione di base del pilastro superiore, in quanto il momento resistente sarà inferiore a quello della trave e pertanto sarà sede di formazione di una cerniera indesiderata e imprevista.**

Un altro meccanismo nel quale si applica la gerarchia delle resistenze è nel dimensionamento a taglio, essendo importante che la trave si rompa per flessione duttile e mai per taglio. Ciò si ottiene al solito facendo in modo di non progettare per il taglio derivante dal calcolo, ma per quello che deriva da un diagramma dei momenti fittizio lineare i cui valori di estremità sono dati dai momenti resistenti delle sezioni di estremità della trave stessa. In particolare vediamo come si debbano calcolare i tagli massimi e minimi agenti:

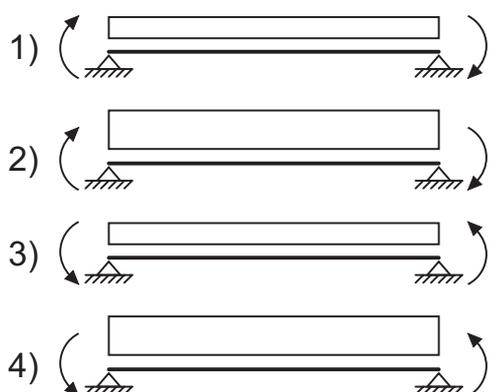


Figura 21

Consideriamo un primo schema in cui la nostra trave sarà soggetta ai carichi permanenti e ai momenti resistenti ultimi che formano una coppia oraria sulla trave. Si fa riferimento al primo estremo della trave, in cui il momento ultimo è calcolato per area di ferro inferiore tesa e superiore compressa.

Si assoggetta tale trave all'effetto dei soli carichi permanenti e

calcoliamo i due tagli alle estremità, moltiplicando quelli dovuti ai momenti ultimi per 1.2 (schema numero 1) della *Figura 21*). Si considera l'altra situazione in cui, oltre al carico permanente, agiscono anche i carichi accidentali moltiplicati per i coefficienti  $\psi$  previsti dalla Normativa per lo SLU e si calcolano anche qui i tagli di estremità; infine ripetiamo il ragionamento con le coppie di momenti resistenti antiorarie sulla trave, considerando sempre una volta il carico permanente (schema 3), un'altra volta il carico permanente + gli accidentali (schema 4).

Al termine si avranno, per ogni estremo, 4 valori del taglio; si scelgono il minimo e il massimo (in segno e valore) e per quelli si effettueranno la verifica e il dimensionamento delle armature. Così facendo si avrà un taglio ( $T_c$ ) in fase di calcolo in equilibrio con i momenti di calcolo, ma un taglio di progetto ( $T_p \gg T_c$ ) che non potrà essere mai eguagliato in quanto per raggiungere tale valore la trave dovrebbe avere una resistenza a flessione maggiore di quella ultima e ciò non è possibile.

L'approccio da seguire nella progettazione di un edificio che abbia una buona duttilità globale può allora essere sintetizzato nei seguenti punti:

- 1) *Progettare gli elementi per quanto possibile in modo che abbiano una duttilità locale elevata, e quindi con basse percentuali di armatura. Questo discorso è valido per gli elementi per i quali la compressione non sia un'azione preponderante: un pilastro soggetto a forte sforzo normale per definizione non potrà mai avere un comportamento duttile. Cercare inoltre di non avere mai una rottura per taglio e di realizzare un buon confinamento dei nodi.*
- 2) *Imporre una gerarchia delle resistenze per cui, tra i possibili*

*meccanismi di rottura, cercare di far prevalere quello a comportamento duttile; nel nodo trave-pilastro privilegiare la formazione della cerniera nella trave, nella trave privilegiare il raggiungimento del momento ultimo invece che del taglio ultimo e così via. L'obiettivo viene ottenuto progettando gli elementi che non devono collassare non per le sollecitazioni di calcolo, ma per quelle resistenti degli elementi deboli ad essi connessi adeguatamente aumentate.*

L'obiettivo è allora quello di ottenere un meccanismo di plasticizzazione che presenti, nella struttura in elevazione, cerniere plastiche in tutte e sole le sezioni estremità delle travi ma non nei pilastri.

Al piede di questi ultimi invece, si prevederà la possibile formazione di una sola cerniera plastica alla base, facendo in modo che il momento ultimo, stavolta delle travi di fondazione, sia convenientemente maggiorato con un meccanismo del tutto analogo di quello visto nel caso di pilastri rispetto alle travi in elevazione.

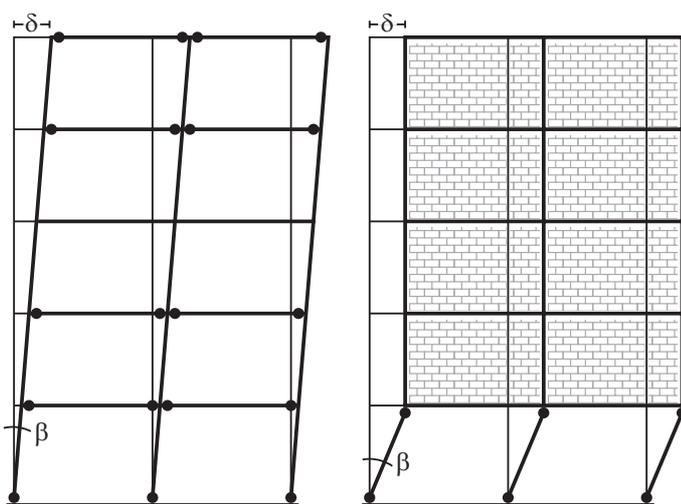


Figura 22

Il criterio illustrato, inoltre, fa sì che non si inneschino pericolosi meccanismi di collasso dei piani, ad es. il cosiddetto meccanismo da “piano debole” come negli edifici a “pilotis” (Figura 22).

Le tamponature, che di norma vengono ignorate nell'analisi della struttura, hanno anch'esse un ruolo molto importante che può es-

sere benefico o destabilizzante a seconda della regolarità della loro disposizione, la quale preferibilmente deve essere non discontinua né dissimmetrica (in pianta ed in altezza).

Il meccanismo di “piano debole” può avvenire anche se la resistenza delle tamponature di piano terra viene superata, avendosi la rottura in genere di tipo fragile. Il taglio deve essere fronteggiato allora dai soli pilastri, che risultando incastrati alla testa ed al piede a causa della presenza delle tamponature al piano superiore, portano la struttura inevitabilmente al collasso. La maggior capacità di dissipazione può banalmente evidenziarsi anche col numero di sezioni plastiche che si formano; il “piano debole” pertanto risulta man mano più grave all’aumentare dell’altezza dell’edificio.

Dall’osservazione di edifici danneggiati, si è anche notata la formazione di lesioni diagonali nelle zone di compenetrazione di travi e pilastri (nodi) per cui è necessario adottare dei provvedimenti per la limitazione di questo meccanismo che aumenta la deformabilità del sistema, riduce l’aderenza delle barre e quindi la resistenza delle travi e dei pilastri, oltre all’onerosità del loro ripristino.

Alla fine il criterio può enunciarsi anche in questa maniera:

**Gli elementi per i quali non è opportuna una funzione di dissipazione di energia (per motivi di sicurezza o perché non ne sono capaci, come le sezioni dei pilastri soggette a pressoflessione) devono restare in campo elastico. Ciò lo si ottiene con un sovradimensionamento degli stessi rispetto agli altri elementi, ad es. le travi, per le quali il meccanismo dissipativo è invece richiesto.**

Tutto il meccanismo della gerarchia delle resistenze si basa sulle seguenti ipotesi che devono essere tutte rispettate per ottenere alla fine una struttura duttile:

- Materiale dal comportamento duttile; se il materiale non è duttile per natura (come il calcestruzzo armato) adottare accorgimenti che ne aumentino la duttilità come il confinamento; si indica questo concetto come **Duttilità di materiale**.
- Sezioni progettate per avere un comportamento duttile; quindi sezioni debolmente armate, evitare per quando possibile le travi a spessore, progettare a taglio sovrastimando il taglio di progetto e così via. Si chiamerà questa **Duttilità di deformazione**. Per i pilastri, nei quali il carico assiale è preponderante, per cui il collasso avviene quasi sempre per rottura del calcestruzzo, fare in modo da diminuire la tensione unitaria (quindi la deformazione unitaria) con dimensioni “generose”.
- Si tenga presente che la duttilità di deformazione della sezione non è sufficiente se non avviene in un tratto di trave abbastanza esteso: la cerniera plastica non deve essere pensata come se fosse puntiforme. Quindi le armature trasversali, il confinamento del calcestruzzo ed il comportamento duttile della sezione devono estendersi almeno per un tratto pari all'altezza della sezione. In tal modo, oltre alla duttilità di deformazione, possiamo contare anche sulla quella che viene definita **Duttilità di rotazione**.
- Imporre i punti in cui si devono formare le cerniere plastiche in modo che la struttura non collassi. Inoltre tali punti dovranno essere opportunamente posizionati negli elementi che sono stati progettati per avere un'alta duttilità di deformazione e di

rotazione. Avremo così assicurato al nostro edificio quella che stavolta è la **Duttilità globale**.

Ritornando alla discussione del punto 5.3.2 dell'Allegato 2 all'Ordinanza, si segnala che per tipologie strutturali diverse da quelle elencate dalla normativa (quindi non a telaio, pareti o nucleo; si pensi ad esempio a una chiesa con volte, pareti curve, ecc.), diventa pressoché obbligatorio adottare il valore 1.5; infatti l'Ordinanza recita che valori maggiori di 1.5 dovranno essere giustificati dal progettista e non si vede in che modo ciò possa essere fatto, se non a prezzo di calcolazioni molto complesse. Se quindi il progettista vuole affidare la resistenza sismica a un meccanismo non standard e di riconosciuta efficienza come telai, pareti e nuclei, ha davanti a sé due strade; adottare un fattore di struttura pari a 1.5 (quindi accettare una penalizzazione molto forte in termini di forze agenti) oppure spingersi a effettuare analisi non lineari per dimostrare che la struttura ha capacità tali da poter adottare un fattore maggiore di 1.5. Ancora una volta la normativa premia la semplicità e penalizza le soluzioni complesse.

L'ultimo capoverso del punto 5.3.2, recita: *“Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti con travi a spessore, anche in una sola delle direzioni principali, devono essere progettate per la Classe di Duttilità CD “B”*. Ancora una volta la “lettera” della norma può ingenerare dei dubbi: è sufficiente che un solo telaio sia composto da travi a spessore o è necessario che tutti i telai debbano avere travi a spessore affinché scatti questa imposizione? Dalla formulazione scelta, sembrerebbe che tutti i telai o almeno la maggior parte di essi devono essere composti con travi a spessore.

Ancora, affinché un telaio sia composto da travi a spessore, deve esserci assenza di travi emergenti (nel senso che tutte le travi sono a spessore di solaio) oppure basta la presenza di travi a spessore, al limite una sola, o la maggioranza? Sarebbe utile un chiarimento in una circolare esplicativa che a tutt'oggi non è ancora stata emanata.

## **5.2 Le prescrizioni ed i particolari costruttivi per le membrature in cemento armato**

Dal punto 5.2 al punto 5.5 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

L'Ordinanza è stata tarata in modo da ottenere due tipologie di edifici, a seconda delle prescrizioni normative che si seguono; si potranno pertanto avere edifici con un'elevata o con una bassa capacità dissipativa in campo post-elastico.

Nel primo caso si parla di edifici con Classe di Duttività Alta, sinteticamente contrassegnato dalla sigla CD“A”, mentre nell'altro di edifici con Classe di Duttività Bassa (CD“B”). I primi sono quelli che tengono conto delle prescrizioni illustrate in tema di Gerarchia delle Resistenze.

In generale, per le varie membrature di edifici in CD“B”, le sollecitazioni da adottare per il dimensionamento sono quelle derivanti dall'analisi. Se non indicato diversamente, d'ora in avanti si ritenga sempre valido questo assunto. Infine, vengono evidenziate spesso le disposizioni solo in maniera qualitativa, rimandando al testo dell'Ordinanza per i dettagli che potrebbero rappresentare solo un'inutile ripetizione.

## 5.2.1 Caratteristiche dei materiali

Punto 5.2 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Non sono ammessi conglomerati cementizi aventi Classe  $R_{ck} < 250$  (ora contraddistinto dalla sigla C20/25, riportando sia la resistenza cilindrica che cubica in Mpa, che ricordiamo equivalente a  $N/mm^2$ ).

Vengono inoltre prescritti acciai con particolari caratteristiche meccaniche in tema di allungamento percentuale, resistenza e tensione di snervamento. (Cfr. p. 5.2).

## 5.2.2 Tipologie strutturali e fattori di struttura

Punto 5.3 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

A seconda del meccanismo sismo-resistente prevedibile, le strutture vengono classificate come di seguito riportato. Si precisa che, per ciascuna di esse e a seconda della Classe di Duttività scelta, varia il fattore di struttura il quale, si ricorda, influenza direttamente il valore delle forze agenti, per cui si tratta di una scelta da effettuare con la massima attenzione.

- *Strutture a telaio*. L'Ordinanza indica che le strutture così classificabili sono quelle in cui almeno il 65% delle azioni orizzontali e la maggioranza delle azioni verticali sia affidata a telai spaziali.
- *Strutture a pareti*. Occorre prima stabilire cosa si intenda per parete semplice: è una mensola che parte dalle fondazioni ed in cui il rapporto tra il lato minore e quello maggiore sia minore o uguale a 0.3. Ad es. un grosso pilastro di dimensioni 30 x 100 cm alto quanto l'edificio. La parete composta è un insieme

di pareti semplici collegate, disposte ad U, L.... Le pareti possono essere singole od accoppiate. Queste ultime consistono in pareti (semplici/composte) collegate da travi duttili dette appunto travi di collegamento le quali, come si vedrà, sono soggette a disposizioni specifiche.

- *Strutture miste telaio-pareti.* Si tratta di strutture nelle quali le azioni verticali vengono affidate in prevalenza ai telai, mentre quelle orizzontali a pareti singole od accoppiate.
- *Strutture a nucleo.* Sono quelle in cui, per ogni piano, la rigidità torsionale dei telai/pareti, rapportata a quella flessionale ed alle dimensioni in pianta soddisfa alcuni particolari requisiti indicati al punto 5.3.1. Ritorna qui il concetto di piano infinitamente rigido, su cui si è ampiamente discusso.

In base alle tipologie indicate vengono forniti i fattori di struttura da adottare. Per dare un ordine di grandezza, essi valgono 4.5 / 4.0 / 4.0 / 3.0 rispettivamente per le quattro tipologie indicate. Questi valori ( $q_0$ ) devono ancora essere moltiplicati per il fattore  $K_d$  (il cui valore è pari a 1.0 per edifici CD“*A*” e 0.7 per quelli CD“*B*”), per il fattore  $K_R$  (pari a 1.0 per strutture regolari in altezza e 0.8 per quelle non regolari) ed ancora per un coefficiente  $\alpha_u/\alpha_i$ , dove  $\alpha_u$  è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale si ha la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere labile la struttura, e  $\alpha_i$  è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la resistenza flessionale. In particolare, per un edificio a più piani e più campate,  $\alpha_u/\alpha_i$  assumerà valore 1.3.

In conclusione, per il citato edificio a più piani e più campate, supposto regolare in altezza ed appartenente a CD“*A*”, il fattore

di struttura  $q$  sarà dato da:

$$q = q_0 * KR * KD * \alpha_u / \alpha_i = 4.5 * 1.0 * 1.0 * 1.3 = 5.85$$

mentre per un edificio CD“B” non regolare in altezza

$$q = q_0 * KR * KD * \alpha_u / \alpha_i = 4.5 * 0.8 * 0.7 * 1.3 = 3.276$$

Ciò vuol dire che, nel secondo caso, le forze saranno all'incirca il 78% più grandi del primo, ma non vi è un'implicazione diretta con le armature, in quanto per strutture con CD“B” non verranno rispettate le prescrizioni per ottenere il comportamento secondo la Gerarchia delle Resistenze, tipico delle strutture con CD“A”. Si vede comunque come siano premiate le strutture intelaiate, ritenute evidentemente più duttili rispetto alle altre.

### 5.2.3 Le travi

Punti 5.4.1 e 5.5.2 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Per strutture calcolate in CD“A” si richiede al punto 5.4.1, dedicato all'analisi delle prescrizioni da osservare nelle travi, che gli sforzi di taglio in estremità siano amplificati del fattore 1.20.

Poiché i momenti resistenti di estremità hanno grande importanza nei riguardi della formazione di cerniere plastiche dissipative, come si è visto precedentemente, occorre evitare di aumentare senza un reale motivo le armature agli estremi rispetto a quelle effettivamente calcolate.

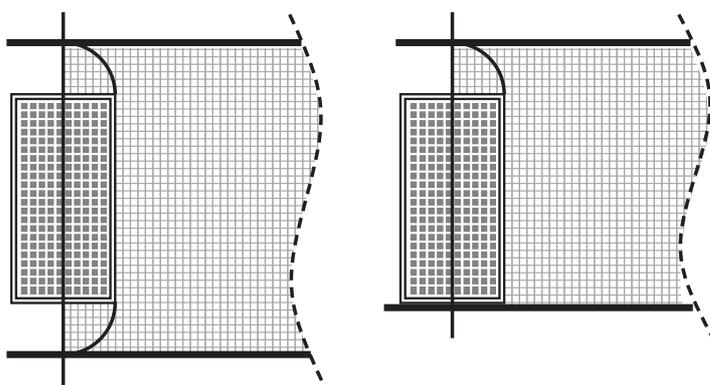
Al punto 5.4.1.2 relativo alle verifiche di resistenza per edifici in CD“A” viene indicato un valore limite del taglio  $V_{r1}$  (all'atto

pratico un po' difficile da raggiungere), superato il quale occorre disporre armature diagonali a  $45^\circ$  in ambedue i sensi. Viene indicato un valore massimo 1.5 volte più grande oltre il quale la sezione deve essere ridimensionata.

*Esistono alcune consuetudini/tradizioni che resistono contro tutte le logiche: il ferro piegato è una di queste. Esso nasce dal dimensionamento delle membrature a solo sforzo verticale, quando cioè i segni dei tagli sono prevedibili e fissi. A nulla valgono le obiezioni che si fanno per dimostrarne la scarsa utilità in zona sismica, quando l'intensità dell'azione sismica prevale sui carichi verticali e quindi, essendo per definizione l'azione sismica ondulatoria, la generica sezione della trave è soggetta a tagli di segno opposto. In tal caso il ferro piegato, per segno del taglio di segno opposto a quello indotto dal carico verticale, non ha alcuna utilità e tutto l'assorbimento del taglio grava sulla presenza delle staffe; non a caso ogni normativa impone che una percentuale più o meno grande debba obbligatoriamente essere affidata alle staffe. Se proprio li si volesse introdurre, andrebbero messi nei due sensi, cioè incrociati, in modo da poter fronteggiare i tagli nei due sensi.*

Al punto 5.5.2, dedicato invece ai particolari costruttivi, viene indicato che la larghezza delle travi deve essere non minore di 20 cm e viene aggiunta un'indicazione abbastanza restrittiva nei confronti delle travi a spessore di solaio. Per esse si prescrive che la larghezza deve essere non maggiore della larghezza del pilastro su cui poggia, aumentata ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale del pilastro stesso.

Si chiarisce meglio questo concetto con degli esempi grafici.



*Figura 23*

In *Figura 23* siano 30 x 60 cm le dimensioni del pilastro, che si osserva dall'alto.

La trave a spessore potrà avere al massimo la larghezza di  $60 + 2 \times 30 / 2 = 90$  cm se è centrata sul pilastro. Se invece essa non lo è, come accade per le travi di bordo degli impalcati, la larghezza massima scende a  $60 + 30/2 = 75$  cm. Si vede come questa larghezza non sia influenzata in alcun modo dall'altezza della trave.

Successivamente, per ogni sezione delle travi, sia di edifici CD“A” che CD“B”, vengono indicate le percentuali d'armatura minime e massime entro cui le percentuali d'armatura longitudinali ai bordi inferiore e superiore devono essere contenute. Queste percentuali dipendono dalla tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk}$ . Si ricorda che una regola simile era già indicata nella Circolare 65 del Ministero LL.PP. del 10/04/97, la quale però non era cogente.

Viene indicata un'armatura minima al bordo superiore da conservare per tutta la trave e la percentuale di armatura compressa minima in caso di trave che termini in un pilastro (non a sbalzo), ed almeno due barre da 12mm devono correre lungo la tutta la luce della trave. Vengono indicate inoltre delle staffe di contenimento da disporre in prossimità dell'attacco dei pilastri. È espressamente indicato che le staffe debbano essere chiuse con ganci a  $135^\circ$  prolungati per 10 diametri alle estremità. Sembra che questa indica-

zione sia dovuta a prove sperimentali che hanno dimostrato una maggiore duttilità delle travi staffate in questa maniera, poiché il confinamento del calcestruzzo risulta più efficace.

Nel caso di sezioni a T viene imposto che almeno il 75% dell'armatura longitudinale sia contenuto nell'anima della sezione.

## 5.2.4 I nodi trave-pilastro

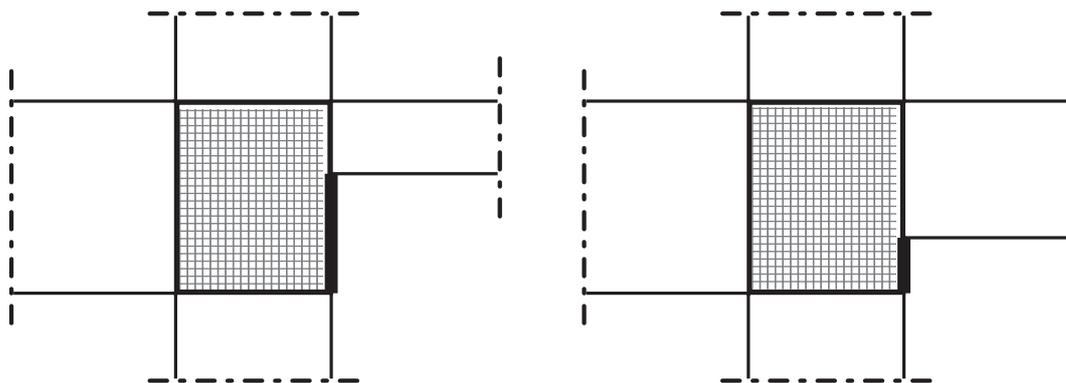
Punti 5.4.3 e 5.5.4 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Il nodo è definito come quella zona di materiale posta all'incrocio dell'estremità di un pilastro con le travi in esso concorrenti. Esso può essere confinato o non confinato. I primi sono quei nodi in cui l'espansione laterale è impedita su tutte le facce a causa della presenza di travi; gli altri sono tutti quelli che non godono di questa proprietà.

In realtà non basta la presenza di travi su tutte le quattro le facce del nodo per avere il confinamento, ma occorre anche che le dimensioni delle travi ricadano in particolari limiti, sia in pianta che in sezione.

Anche in questo caso, per chiarire quanto detto, ricorriamo alle figure seguenti.

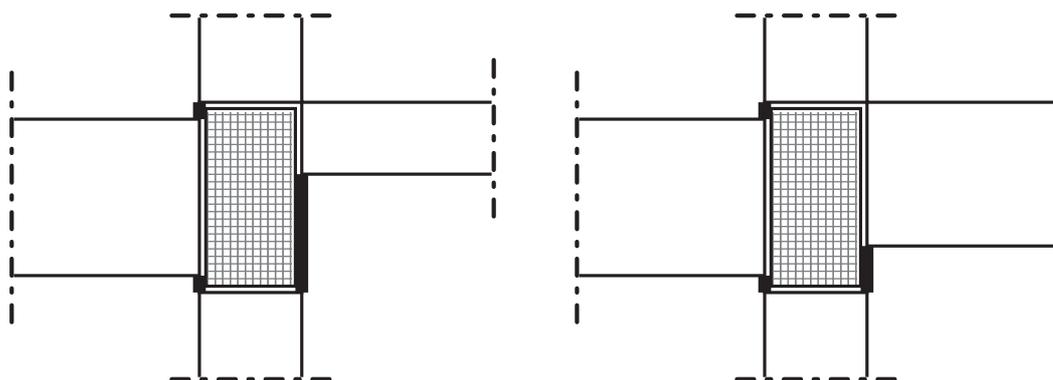
In *Figura 24* si osserva una sezione di un nodo in cui concorrono due travi (si immagini però di dover fare lo stesso ragionamento nello spazio).



*Figura 24*

Nel disegno di sinistra, il rapporto fra le altezze delle travi di  $dx$  e di  $sx$  è inferiore a  $3/4$ , quindi si ritiene che la zona evidenziata del nodo sia suscettibile di espansione laterale, per cui il nodo non è confinato. Nel caso del disegno di destra, invece, ove questo rapporto sia superiore o uguale a  $3/4$  la zona “scoperta” è talmente piccola da poter far ritenere che il nodo sia stavolta confinato.

Analogamente, la situazione in pianta dovrà essere tale che le larghezze delle sezioni delle travi concorrenti siano tali da ricoprire per almeno i  $3/4$  ciascun lato del pilastro, come si osserva in *Figura 25*.



*Figura 25*

Le parti “scoperte” in pianta sono ancora quelle evidenziate. Nel disegno di sinistra, il lato di destra del nodo in cui si innesta una trave stretta rispetto al pilastro, non rispetta la condizione che il

rapporto fra la larghezza della trave e quella del pilastro sia superiore a 3/4. In queste condizioni il nodo non è ancora confinato, mentre lo si ritiene tale nel disegno di destra.

Per i nodi confinati non si rende necessaria la verifica di resistenza, mentre per quelli non confinati occorre calcolare staffe il cui numero  $N_{st}$  dipende dall'area del tondino impiegato per esse ( $A_{st}$ ), dalla larghezza utile del nodo ( $b$  = dimensione minore del pilastro), dall'interasse  $i$  delle staffe stesse, oltre che dai materiali impiegati ( $R_{ck}$ ,  $F_{yd}$ ). Deve essere rispettata la relazione

$$N_{st} * A_{st} / (i * b) \geq 0.05 * R_{ck} / F_{yd}$$

Le staffe così calcolate vanno collocate orizzontalmente all'interno del nodo; l'ordine di grandezza raggiunge molto facilmente staffe da 8/10 mm ogni 5 cm a 4 bracci, per cui questa prescrizione è molto impegnativa ai fini della messa in opera. Sarebbe auspicabile una modifica di tale prescrizione, in quanto in letteratura tecnica sono presenti formule meno gravose.

Infine, al punto 5.5.4.1 viene suggerito di evitare innesti eccentrici trave/pilastro, che richiedono apposite armature nel caso il disassamento superi 1/4 della larghezza del pilastro.

## 5.2.5 I pilastri

Punti 5.4.2 e 5.5.3 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Si è già ampiamente discusso di come, in CD“A”, dovendosi rispettare il criterio di Gerarchia delle Resistenze, i momenti flettenti da applicare non sono quelli derivanti dall'analisi ma devono

essere opportunamente amplificati. Questa amplificazione non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano. Anche il taglio viene opportunamente incrementato considerando la somma dei momenti resistenti delle estremità del pilastro diviso la luce del pilastro stesso e incrementato del 20%. Per le verifiche di resistenza non vi sono particolari disposizioni.

Al punto 5.5.3. si riportano le percentuali di armature minime e massime entro cui devono essere contenute quelle dei pilastri, rispettivamente l'1% ed il 4%, con un interasse minimo fra le barre di 25 cm. I pilastri, inoltre, devono avere una dimensione minima di 30 cm (il che renderà più difficoltosa l'eliminazione dei ponti termici) ed un rapporto lato minore/lato maggiore superiore a 0.3, altrimenti rientrano nella categoria delle pareti (v. più avanti).

Altre disposizioni riguardano le staffature dei pilastri, sia per quanto concerne il passo minimo da rispettare alle estremità che il diametro minimo da adottare (8 mm), ed anche relativamente al contenimento delle barre longitudinali operato dalle staffe stesse, le quali dovranno avere legature interne tipo "spille". È questa una condizione essenziale affinché le staffe esplicino quella che è la loro funzione fondamentale, e cioè di evitare l'instabilizzazione dei ferri verticali.

## 5.2.6 Le pareti

Punti 5.4.5 e 5.5.5 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

*“Si definiscono pareti (semplici) gli elementi portanti verticali quando il rapporto tra la minima e la massima dimensione della sezione trasversale è inferiore a 0,3 ...”* con spessore non inferio-

re a 15 cm oppure a 20 cm se interessate da travi di collegamento con armature ad “X”. Queste ultime (v. punto successivo) sono le travi che collegano per l'appunto pareti.

Alla luce di quanto si legge nei punti successivi, è da aggiungere un ulteriore requisito relativo alla sezione la quale deve essere costante lungo l'altezza. Le sollecitazioni di calcolo (punto 5.4.5.1), per strutture in CD“B”, sono quelle derivanti dall'analisi, mentre, per strutture in CD“A”, deve essere adottato il procedimento seguente.

- Si calcola la zona  $hcr$  inelastica di base, prendendo il valore più grande tra l'altezza della parete ed  $1/6$  dell'altezza dell'edificio (esistono altre limitazioni funzione del numero di piani).
- Il diagramma dei momenti si ottiene linearizzando quello effettivo, cioè congiungendo il momento alla base e quello in sommità.
- Tale diagramma viene traslato verso l'alto di una quantità pari ad  $hcr$ , ottenendo quindi un diagramma maggiorato alla base. Le armature vanno calcolate per questo diagramma di sollecitazioni.
- Il diagramma degli sforzi di taglio va amplificato per il fattore  $\alpha = \gamma rd (\Sigma Mrd / \Sigma Msd)$ , dove  $\gamma rd = 1.20$ ,  $Mrd$  il momento resistente alla base considerando le armature effettivamente disposte e  $Msd$  il momento ottenuto dall'analisi.
- Per le pareti tozze, avente cioè un rapporto  $H / L < 2$ , il fattore  $\alpha$  va applicato solo agli sforzi di taglio, altrimenti va applicato anche ai momenti.

Ottenuto il diagramma delle sollecitazioni, le verifiche di resistenza (punto 5.4.5.2) che vengono effettuate sono quelle a fles-

sione, a compressione dell'anima, del meccanismo resistente a trazione ed a taglio puro ossia a scorrimento considerando l'effetto "spinotto" delle barre verticali.

Al punto 5.5.5.2, relativo ai particolari costruttivi delle pareti, si dispone che le barre abbiano un passo non maggiore di 30 cm ed un diametro massimo pari ad 1/10 dello spessore della parete. La percentuale d'armatura massima è del 4% mentre quella minima è dello 0.25%, per un rapporto altezza/spessore della sezione fino a 4, e dell'1% se maggiore di 4 e ciò sia per l'armatura verticale che per quella orizzontale. Alla base della parete va realizzato un infittimento della staffatura.

## 5.2.7 Le travi di collegamento

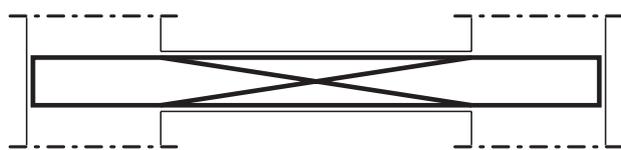
Punto 5.4.6 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Vengono identificate come travi di collegamento quelle travi che uniscono due pareti. Per essere considerate tali non possono essere a spessore di solaio e deve essere verificato almeno una delle condizioni seguenti:

- avere rapporto luce netta/altezza uguale o maggiore di 3;
- lo sforzo di taglio deve essere minore di  $4 * b * d * \tau_{Rd}$  (con  $b$  = base sezione e  $d$  = altezza utile).

Qualora queste due condizioni non fossero rispettate vengono introdotte delle armature ad "X" di area  $A_s$  atte a fronteggiare lo sforzo di taglio  $Vd$ , che soddisfino la seguente relazione:

$$Vd \leq 2 * A_s * F_{yd} * \sin \alpha$$



dove  $\alpha$  è l'angolo di inclinazione sull'orizzontale di tali armature diagonali.

*Figura 26*

Le armature principali vanno calcolate secondo quanto indicato per le travi.

## 5.2.8 Gli elementi bidimensionali

Nulla viene specificato per questo tipo di elementi, per i quali vanno comunque sicuramente prese in considerazione le combinazioni di carico prescritte e le verifiche allo S.L.E. fra cui quella a fessurazione, che può essere particolarmente importante nel caso di pareti di serbatoi, vasche ecc..

## 5.2.9 Disposizioni varie

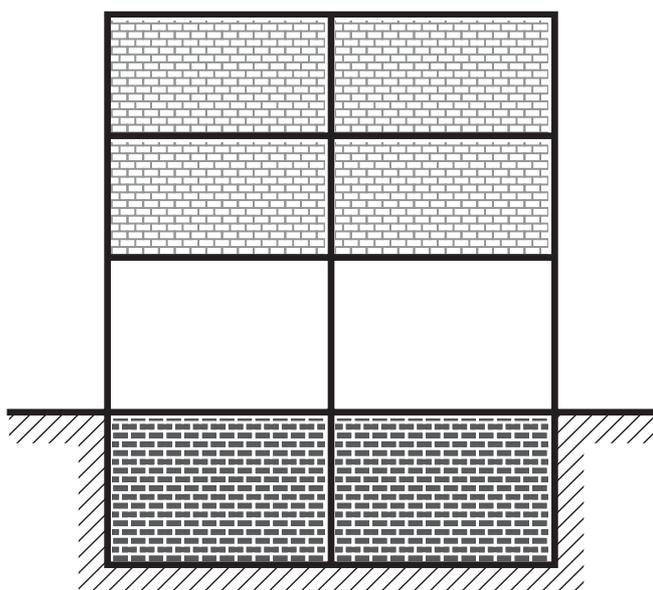
Punti 5.6.2 e 5.6.4 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274

Al fine di evitare collassi fragili (punto 5.6.4) nella posa in opera dei pannelli andranno inserite delle leggere reti d'acciaio collegate fra loro ogni 50 cm, oppure delle armature nei letti di malta ogni 50. Ciò automaticamente soddisferà le verifiche di cui al punto 4.9.

Sempre in tema di tamponamenti, al punto 5.6.2 viene prescritto che in caso di distribuzione in altezza fortemente irregolare di questi e-

lementi non strutturali, esiste una possibilità di forti concentrazioni di danno nei piani in cui vi sia una significativa riduzione degli stessi.

Ciò implica che le azioni di calcolo per gli elementi verticali di quel piano devono essere incrementate di ben il 40%.



*Figura 27*

In altre parole, in situazioni come quelle di *Figura 27*, in cui esiste un piano cantinato ed il primo piano fuori terra è a “pilotis”, si deve mettere in conto un forte incremento di sollecitazioni nei pilastri.

Devono ancora essere portati in conto effetti locali dovuti alla presenza di tamponamenti, per così dire “parziali”, cioè quando questi non si estendano per l’intera altezza del pilastro. In questi casi viene invocata l’adozione della stessa relazione che incrementa gli sforzi di taglio già vista per strutture in CD“A”.

## Capitolo 6

### **Le Strutture di fondazione**

Si fa riferimento sia all'Allegato 4 che al p.5.4.7; si specifica che *“per le strutture progettate in CD “A” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno devono essere eseguiti assumendo come sollecitazioni agenti le resistenze degli elementi strutturali soprastanti ...”* e ciò per assicurare il meccanismo della Gerarchia delle Resistenze, come già chiarito. In altre parole, si impone che la cerniera plastica si formi al piede del pilastro. Inoltre bisognerà controllare che le sollecitazioni di progetto non siano superiori a quelle ottenute dall'analisi elastica con fattore di struttura pari a 1.

Qualora invece la struttura sia calcolata in classe di duttilità bassa viene specificato *“...deve essere eseguito assumendo come sollecitazioni agenti quelle ottenute dall'analisi della struttura”*

Deve essere inoltre verificato che la resistenza allo scorrimento della struttura, pari all'area di appoggio per il coefficiente di attrito sommata eventualmente alla resistenza del terreno sulle facce laterali delle fondazioni (quando queste siano incassate), sia superiore alle azioni taglianti cui la struttura è sottoposta.

Viene introdotta una percentuale min. dello 0.2% per le armature delle travi, è stata fatta una valutazione delle forze assiali agenti nei collegamenti di strutture di fondazione quali plinti isolati diretti o su pali; tali collegamenti possono essere omessi per terreni di classe A e B.

*'In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:*

$\pm 0,5 a_g S \gamma_I / g N_{sd}$  per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C ed E

$\pm 0,6 a_g S \gamma_I / g N_{sd}$  per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo D

*dove  $N_{sd}$  è il valore medio degli sforzi verticali agenti sugli elementi collegati. Per profili stratigrafici dei suoli di fondazione di tipo A o B è consentito omettere i collegamenti, senza ulteriori valutazioni e senza tener conto degli spostamenti relativi nelle verifiche della struttura in elevazione. I collegamenti devono essere predisposti qualora anche una sola delle fondazioni delle due parti collegate siano su suoli di C, D o E'*

Per fondazioni su pali viene indicata l'armatura minima e sono stati esplicitati i coefficienti di sicurezza da adottare per il calcolo della portanza di fondazioni dirette (=2) e profonde (=1.7). Riguardo alle verifiche della capacità portante, si devono adottare 'modelli di

*comprovata affidabilità quali, ad esempio, quelli di cui all'Allegato 4 o all'EC8-Parte 5'*. Occorre qui dire che viene indicato poco sia nell'uno che nell'altro documento, ma fortunatamente in letteratura tecnica non mancano metodologie ben consolidate cui poter riferirsi.



## Appendice

### **Ulteriori modifiche apportate per le strutture in c.a. rispetto alla stesura originale dell'Ord.3274**

Di seguito vengono riportate ulteriori modifiche ed aggiunte di sicuro interesse che non sono state richiamate nel corso della trattazione precedente.

p. 2.5 - Per edifici esistenti il livello di protezione sismica può essere abbassato rispetto a quanto indicato nel Cap. 11

*'(...omissis...) Il livello di protezione sismica richiesto per le costruzioni esistenti, nei casi in cui si debba procedere all'adeguamento sismico, può essere ridotto rispetto a quanto previsto per una nuova costruzione secondo quanto previsto nel cap.11.'*

p. 3.2.3 - È stato meglio specificato il significato del fattore  $S$ , che tiene conto del profilo stratigrafico del terreno

*‘(...omissis ...)  $S$  fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (vedi punto 3.1);*

*Per strutture con fattore di importanza  $\gamma_I > 1$ , di cui al paragrafo 4.7, erette sopra o in vicinanza di pendii con inclinazione  $> 15^\circ$  e dislivello superiore a circa 30 metri, l'azione sismica dell'equazione (3.2) dovrà essere incrementata moltiplicandola per un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ . In assenza di studi specifici si potranno utilizzare per  $S_T$  i seguenti valori:*

*a)  $S_T = 1,2$  per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;*

*b)  $S_T = 1,4$  per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media  $> 30^\circ$ ;*

*c)  $S_T = 1,2$  per siti del tipo b) ma con pendenza media inferiore.*

*Il prodotto  $S \cdot S_T$  può essere assunto non superiore a 1.6.’*

p. 5.2.2. - Possono essere ora usati acciai meno “prestanti”, in termini di allungamento e rapporto fra resistenza e tensione di snervamento nelle parti strutturali in cui è impedita la plasticizzazione con la gerarchia delle resistenze.

p. 5.5.2.2. - Il limite massimo del rapporto d'armatura nelle travi non è più pari a  $7/F_{yk}$ , ma è stato messo in relazione alla corrispondente percentuale di armatura compressa; in particolare viene

prescritto che la percentuale di armatura tesa massima sia pari a quella compressa  $+ 3.5/F_{yk}$ .



# Indice

Premessa .....	pag.	1
Cap. 1 Le Leggi fondamentali sulle costruzioni: dalla L.1086 e L.64 all'Ordinanza 3274.....	pag.	5
1.1 L'Ordinanza 3274: panoramica su principi e novità .....	”	8
Cap. 2 Requisiti di sicurezza e criteri di verifica		
<i>Art. 2 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274</i> .....	pag.	21
2.1 Stato Limite Ultimo e di Danno: definizione e significato .....	”	21
Cap. 3 Azione sismica		
<i>Art. 3 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274</i> .....	pag.	29
3.1 L'analisi dinamica.....	”	30
3.2 Gli spettri di risposta dell'Ordinanza 3274.....	”	45
3.3 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.....	”	51
3.3.1 Origine e significato delle combinazioni di carico.....	”	51
3.3.2 La combinazione delle condizioni di carico in presenza sisma ”		61
Cap. 4 Criteri generali di progettazione		
<i>Art. 4 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274</i> .....	pag.	67
4.1 Caratteristiche generali degli edifici – regolarità		
<i>Punto 4.3 dell'Allegato 2 dell'Ordinanza 3274</i> .....	”	68
4.1.1 La regolarità strutturale.....	”	70
4.1.2 Regolarità: le condizioni del punto 4.3.1 .....	”	74

4.1.3	Verifiche di regolarità.....”	78
4.1.3.1	La regolarità in pianta.....”	78
4.1.3.1.1	La modellazione degli impalcati nel calcolo strutturale (1a parte).....”	81
4.1.3.1.2	La verifica dell’impalcato.....”	85
4.1.3.1.3	La modellazione degli impalcati nel calcolo strutturale (2a parte).....”	89
4.1.3.2	La regolarità in altezza.....”	92
4.2	Modellazione della struttura	
	<i>Punto 4.4 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274</i> .....”	97
4.3	Dal punto 4.5 al punto 4.9 dell’Allegato 2.....”	106
4.3.1	Analisi	
	<i>Punto 4.5 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274</i> .....”	107
4.3.2	Combinazione delle componenti dell’azione sismica	
	<i>Punto 4.6 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274</i> .....”	108
4.3.3	Fattori di importanza	
	<i>Punto 4.7 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274</i> .....”	111
4.3.4	Valutazione degli spostamenti	
	<i>Punto 4.8 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274</i> .....”	112
4.3.5	Considerazione di elementi non strutturali	
	<i>Punto 4.9 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274</i> .....”	113
4.4	Le verifiche di sicurezza.....”	114
4.4.1	Resistenza	
	<i>Punto 4.11.1.2 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274</i> .....”	115
4.4.2	Stato limite di danno	
	<i>Punto 4.11.2 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274</i> .....”	120
Cap. 5	Edifici con struttura in cemento armato	
	<i>Art. 5 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274</i> .....pag.	123
5.1	Definizioni generali – duttilità e gerarchia delle resistenze.....”	124
5.1.1	La duttilità.....”	126
5.1.1.1	Duttilità di materiale.....”	126

5.1.1.2	Duttilità locale dovuta alla duttilità della generica sezione di c.a. ....	”	134
5.1.1.3	Duttilità globale.....	”	138
5.1.2	La gerarchia delle resistenze .....	”	139
5.2	Le prescrizioni ed i particolari costruttivi per le membrature in cemento armato <i>Dal punto 5.2 al punto 5.5 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274 ...</i>	”	151
5.2.1	Caratteristiche dei materiali <i>Punto 5.2 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274 .....</i>	”	152
5.2.2	Tipologie strutturali e fattori di struttura <i>Punto 5.3 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274 .....</i>	”	152
5.2.3	Le travi <i>Punti 5.4.1 e 5.5.2 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274.....</i>	”	154
5.2.4	I nodi trave-pilastro <i>Punti 5.4.3 e 5.5.4 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274.....</i>	”	157
5.2.5	I pilastri <i>Punti 5.4.2 e 5.5.3 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274.....</i>	”	159
5.2.6	Le pareti <i>Punti 5.4.5 e 5.5.5 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274.....</i>	”	160
5.2.7	Le travi di collegamento <i>Punto 5.4.6 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274 .....</i>	”	162
5.2.8	Gli elementi bidimensionali .....	”	163
5.2.9	Disposizioni varie <i>Punti 5.6.2 e 5.6.4 dell’Allegato 2 dell’Ordinanza 3274.....</i>	”	163
Cap. 6	Le Strutture di Fondazione.....	pag.	165
App.	Ulteriori modifiche apportate dalla bozza del 9.9.2004 per le strutture in c.a. rispetto alla stesura originale dell’Ord.3274.....	”	169

Il presente libro non è in vendita.

Esso è parte integrante del prodotto EdiLus-CA, quale manuale normativo del programma.

La presente pubblicazione viene, inoltre, distribuita gratuitamente a scopo pubblicitario, in quanto esemplificativa degli algoritmi contenuti nel programma EdiLus-CA e dei documenti da esso prodotti.

E.3 R.1 - 25/03/2005