



COLLEGIO DEI TECNICI DELLA
INDUSTRIALIZZAZIONE EDILIZIA

PROGETTO AGLI STATI LIMITE
DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO
IN ZONA SISMICA

PARTE 1

**CRITERI DI BASE DELLA
PROGETTAZIONE SISMICA**

PROF. GIANDOMENICO TONIOLO

Versione Giugno 2007

PROGETTO AGLI STATI LIMITE DELLE STRUTTURE DI CALCESTRUZZO IN ZONA SISMICA

a cura di Giandomenico Toniolo

INDICE

PREFAZIONE	2
PARTE 1 - CRITERI DI BASE DELLA PROGETTAZIONE SISMICA (G. Toniolo)	
1.1 AZIONE SISMICA	
1.1.1 Pericolosità sismica	4
1.1.2 Duttilità e dissipazione di energia	11
1.1.3 Risposta della struttura	15
1.2 ANALISI STRUTTURALE	
1.2.1 Stati limite e combinazione delle azioni	22
1.2.2 Analisi del modello strutturale	23
1.2.3 Calcolo delle sollecitazioni	28
1.3 STRUTTURE IN CALCESTRUZZO	
1.3.1 Regole specifiche di progettazione	38
1.3.2 Duttilità e gerarchia delle resistenze	41
1.3.3 Strutture prefabbricate	45
BOBLOGRAFIA	51

PREFAZIONE

Due documenti normativi saranno tra breve disponibili per guidare l'opera dell'ingegnere nel progetto delle strutture in zona sismica, l'uno in ambito nazionale e l'altro in ambito europeo. Il primo consiste nell'aggiornamento 2007 delle

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

pubblicate in prima versione il 23.09.2005 con apposito DM. Nella versione aggiornata queste norme conglobano anche le norme tecniche per la progettazione sismica già comprese nell'Ordinanza 3274 del 20.03.2003 e nei suoi aggiornamenti.

Nel 2004 è stata anche pubblicata la versione inglese dell'

EUROCODICE 8: PROGETTO DELLE STRUTTURE PER LA RESISTENZA CONTRO I TERREMOTI

con le sue prime due parti

-EN1998-1 Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

-EN1988-5 Fondazioni, strutture di sostegno e aspetti geotecnici.

Quest'ultimo documento risulta per criteri e metodi di calcolo molto simile alla parte sismica della versione aggiornata delle Norme Tecniche.

Sia le Norme Tecniche, sia l'Eurocodice sono destinati tra breve a modificare profondamente la pratica progettuale degli ingegneri italiani per le strutture in zona sismica. Essi sono una sintesi dei più recenti sviluppi della ricerca internazionale sui temi dell'Ingegneria Sismica, allineandosi con i criteri fondamentali codificati dai principali paesi soggetti ai terremoti, come gli Stati Uniti, il Giappone, la Nuova Zelanda.

Vista la sostanziale coincidenza dei criteri di base e delle principali regole applicative, il discorso che segue si riferisce in modo indifferenziato ad entrambi i documenti. Ci si propone dunque di illustrare i criteri di base assunti per la progettazione sismica delle strutture, assieme ai metodi di calcolo relativi e soprattutto ai perché delle diverse regole applicative.

Le Norme citate partono precisando gli *scopi* fondamentali della progettazione sismica, che sono quelli di assicurare:

- la protezione delle vite umane in caso di terremoto violento, tramite la verifica dello *stati limite di non collasso - SLU*;
- la limitazione dei danni in caso di terremoto ricorrente, tramite la verifica dello *stato limite di danno - SLD*;
- l'operatività dei centri di protezione civile in caso di terremoto, tramite opportuni incrementi dei livelli di sicurezza.

A tal fine le Norme forniscono:

- la quantificazione dell'azione sismica;
- la valutazione della dissipazione di energia connessa con la duttilità strutturale;
- la definizione della risposta strutturale da assumere in progetto;
- i metodi di analisi strutturale per la valutazione degli effetti delle azioni;
- le regole per le verifiche agli stati limite di collasso e di danno;
- le regole particolari per garantire resistenza e duttilità alle
 - strutture in calcestruzzo
 - strutture in acciaio
 - strutture composte
 - strutture in muratura
 - strutture in legno;
- i criteri di impiego degli isolatori e smorzatori sismici;
- le regole di progettazione geotecnica;
- le regole di valutazione ed adeguamento sismico degli edifici esistenti.

La presente opera intende presentare, fra quelli molto vasti dell'elenco qui sopra riportato, alcuni aspetti ritenuti necessari per la comprensione delle Norme. La trattazione inoltre si limiterà alle principali regole applicative presentandole nella maniera più semplice possibile, tralasciando le varianti e gli algoritmi più complessi non strettamente necessari per la corrente attività progettuale. Nei casi specifici che lo richiedano il progettista potrà sempre consultare le norme assieme ai più completi trattati della materia, disponendo già delle informazioni di base che ne consentono la piena comprensione.

Milano, giugno 2007

1. CRITERI DI BASE DELLA PROGETTAZIONE SISMICA

1.1 AZIONE SISMICA

1.1.1 Pericolosità sismica

L'azione sismica consiste, com'è noto, nel moto vibratorio del terreno; essa viene rilevata dalla strumentazione di apposite centraline sparse sul territorio nazionale. Per un determinato sito, le misurazioni fatte in occasione di un terremoto forniscono terne di diagrammi accelerometrici come quella indicata in Figura 1.1 e riferite rispettivamente a due direzioni ortogonali orizzontali ed a quella verticale. In termini di acustica definiremmo questi diagrammi come quelli di un "rumore".

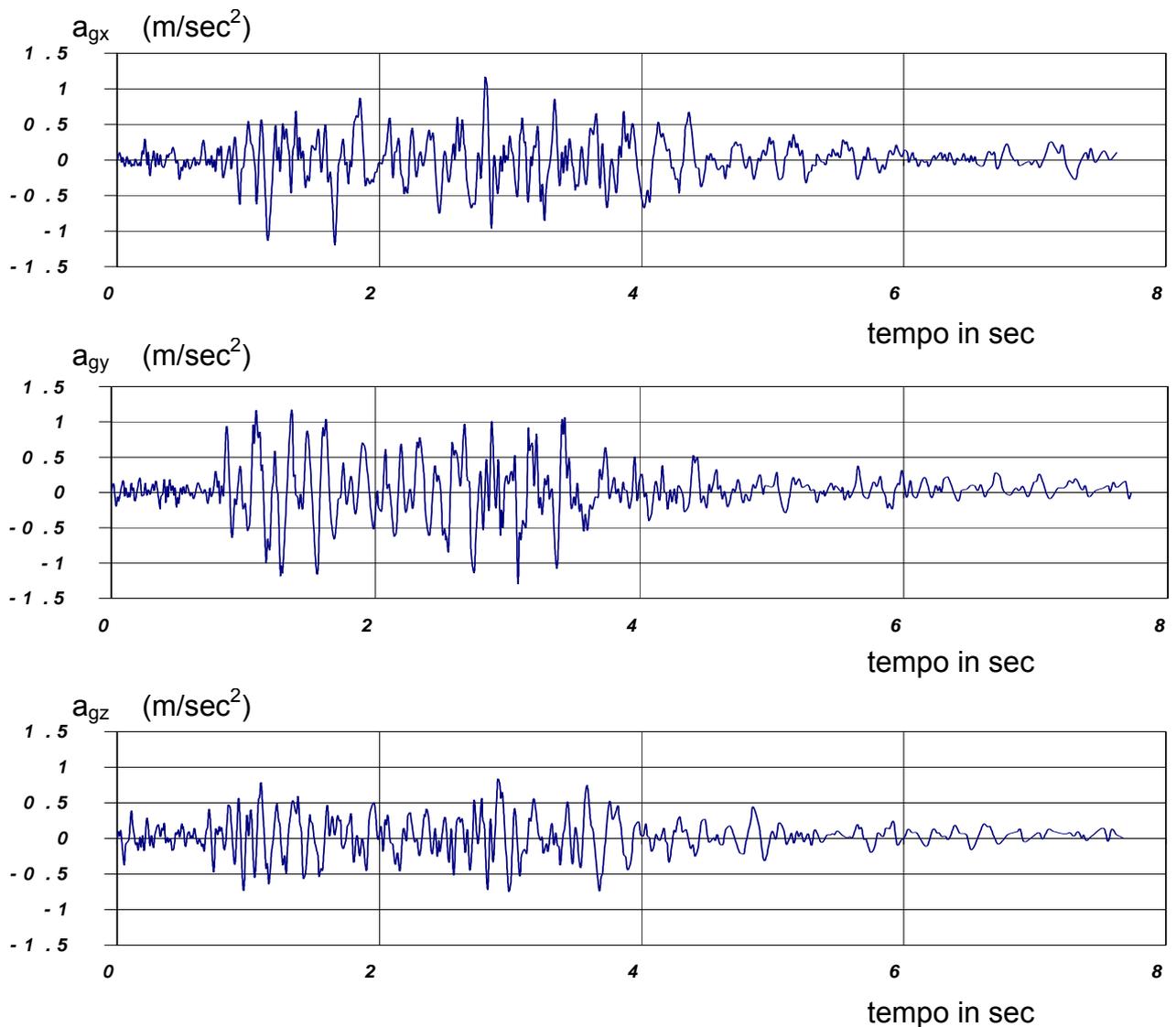


Figura. 1.1

Per quantificare una tale azione sismica si fornisce in primo luogo la *intensità* a_g definita come la *accelerazione orizzontale di picco al suolo* per terreni rigidi. Il territorio nazionale viene dunque mappato come nel seguito specificato fornendo sito per sito il sopraddetto parametro di *pericolosità sismica*.

L'intensità non è sufficiente per rappresentare l'azione sismica: terremoti diversi con la stessa intensità possono avere effetti molto diversi sulla stessa struttura, ovvero lo stesso terremoto può avere effetti molto diversi su strutture diverse. Gli effetti dipendono anche dal *contenuto in frequenze* del moto del terreno in rapporto alle proprietà vibratorie delle strutture.

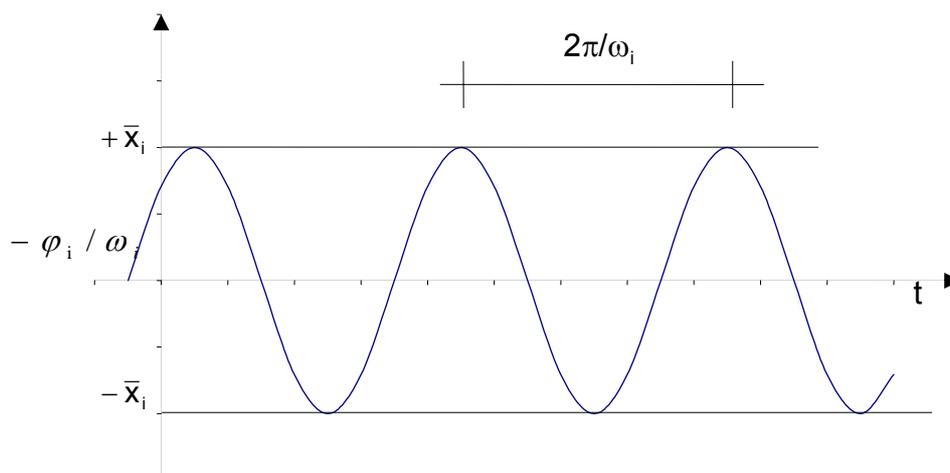


Figura 1.2

Per mostrare come questo avvenga, si pensi di scomporre lo spostamento $x(t)$ registrato nella somma di diverse armoniche sinusoidali come quella di Figura 1.2, ognuna con la sua frequenza $f_i = \omega_i / 2\pi$ (in cicli/sec) e la corrispondente ampiezza \bar{x}_i , in modo da calzare con il segnale registrato:

$$x(t) = \sum_{i=1}^n \bar{x}_i \sin(\omega_i t + \varphi_i)$$

dove t (in sec) è il tempo, ω_i (in rad/sec) è la pulsazione e φ_i (in rad) è la fase della i -esima armonica.

Il contenuto in frequenze è rappresentato dunque da un grafico come quello di Figura 1.3 che fornisce l'ampiezza in funzione della frequenza e caratterizza un dato terremoto; vi si distinguono armoniche "forti" con ampiezze grandi e armoniche "deboli" con ampiezze piccole. Dal contenuto in frequenze si potranno dedurre gli effetti del terremoto sulla data struttura secondo quanto illustrato nel seguito.

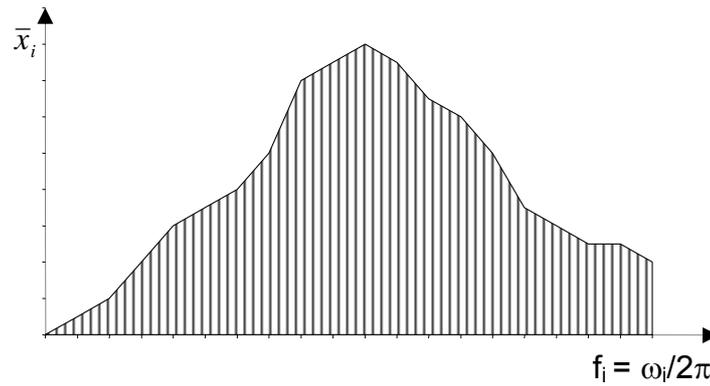


Figura 1.3

Effetti strutturali

Per valutare l'effetto strutturale di un terremoto si usa lo strumento rappresentato in Figura 1.4a: una massa m collegata a terra tramite una molla elastica ed uno smorzatore viscoso posti in parallelo. Tale sistema meccanico detto *oscillatore semplice*, che puo' corrispondere ad un pilastro con la massa in sommità (v. Figura 1.4b), è retto dalla ben nota equazione di equilibrio dinamico scritta qui nel seguito, dove $d(t)$ è lo spostamento della massa m rispetto al suolo, $a_g = \ddot{x}$ è l'accelerazione del suolo, k è la costante elastica (rigidezza) della molla ($=3EI/h^3$ per il pilastro) e c è il coefficiente viscoso dello smorzatore (assunto eguale allo 0,05 di quello critico):

$$m\ddot{d} + c\dot{d} + kd = -ma_g$$

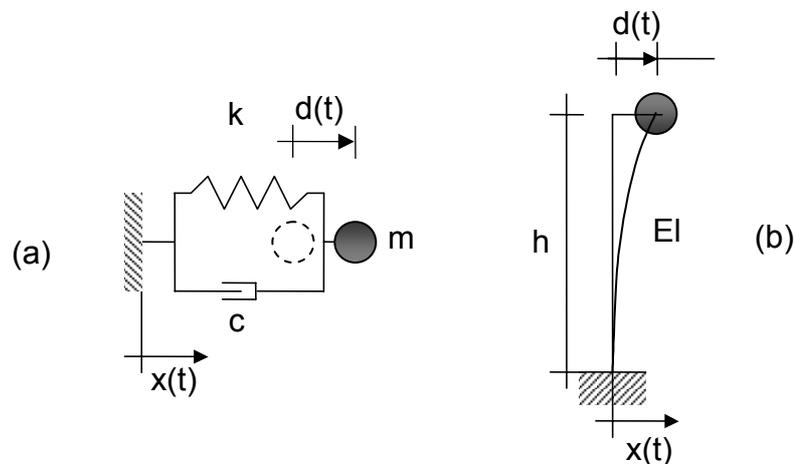


Figura 1.4

Il sistema ha una sua frequenza “naturale” f_0 che dipende dal rapporto tra la rigidità della molla e l’entità m della massa vibrante. Per $c=0$ vale

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Per la singola armonica sinusoidale applicata al suolo, integrando l’equazione del moto si ottiene la risposta dell’oscillatore semplice che mostra un’amplificazione dell’ampiezza del moto in funzione del rapporto f_i/f_0 tra la frequenza dell’armonica eccitatrice e quella propria dell’oscillatore stesso. In termini di accelerazione si ha

$$a_i(t) = \ddot{d}_i = \bar{a}_i \sin(\omega_i t + \varphi_i)$$

con $\bar{a}_i = \bar{a}_i(f_i/f_0)$. L’amplificazione diventa massima quando $f_i \approx f_0$ e cioè in risonanza. Quando f_i è molto maggiore di f_0 si ha invece una riduzione dell’ampiezza del moto. La Figura 1.5 mostra appunto il diagramma dell’ampiezza della risposta in funzione della frequenza dell’armonica eccitatrice in termini di accelerazione massima della massa.

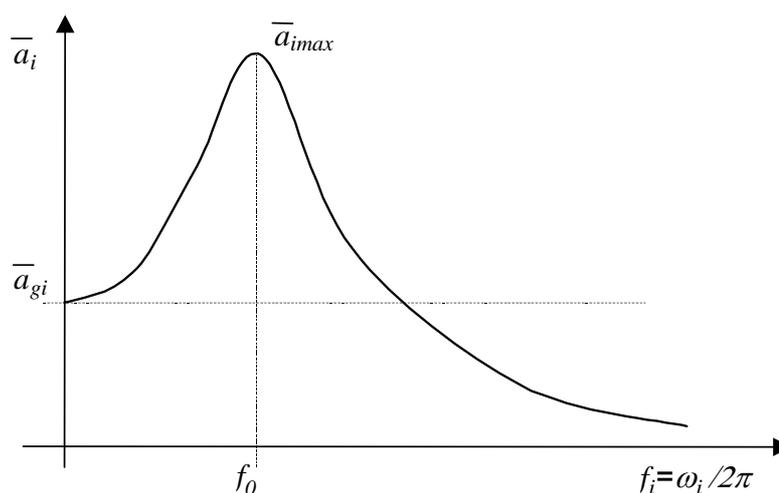


Figura 1.5

Sommando gli effetti di tutte le armoniche

$$a(t) = \sum_{i=1}^n a_i(t)$$

si ottiene la risposta dell’oscillatore al dato terremoto, con un’accelerazione massima a_{max} che resta funzione della sua frequenza naturale f_0 attraverso il profilo spettrale del terremoto stesso (dipende dalla posizione delle armoniche forti rispetto alla frequenza naturale).

Per una caratterizzazione completa del terremoto si ricalcola la risposta a_{max} in tutto l’intervallo di possibile impiego strutturale, semplicemente variando il rapporto rigidità su massa dell’oscillatore semplice e cioè variando la sua frequenza propria f_0 . Il diagramma di Figura 1.6 mostra il risultato di una tale analisi e rappresenta lo *spettro elastico di*

risposta $S_e(T)=a_{\max}(T)$ che consente, per ogni periodo proprio di vibrazione $T=1/f_0$ dell'oscillatore semplice, di trovare la corrispondente accelerazione massima della sua massa.

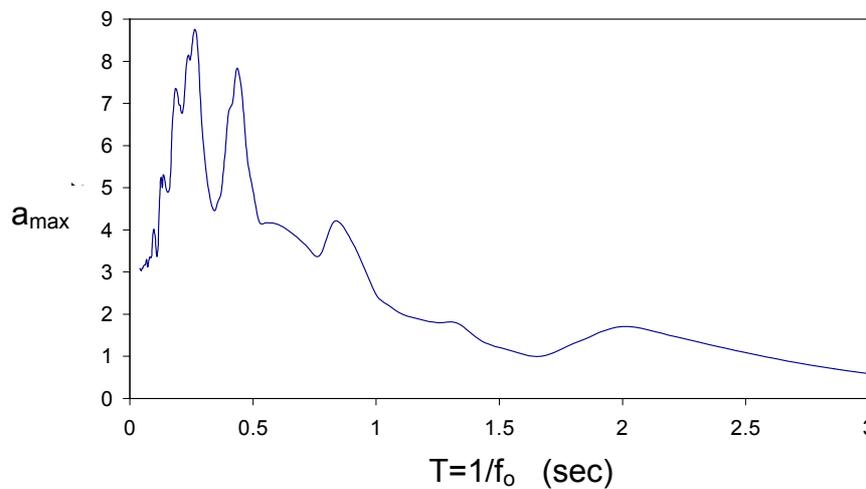


Figura 1.6

Forme spettrali di risposta

Con tale strumento è stata fatta un'ampia indagine sulle componenti orizzontali di tanti accelerogrammi registrati in diversi siti del territorio nazionale arrivando, in base al tracciato del corrispondente spettro elastico di risposta calcolato, a formulare un completo modello sismogenetico della pericolosità sismica con la definizione di forme spettrali tipo per ogni luogo.

La pericolosità sismica viene dunque definita associando all'intensità attesa (accelerazione massima al suolo - PGA - Pick Ground Acceleration = a_g), in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, le ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissati periodi di ritorno T_R .

L'attuale fonte di riferimento per i dati necessari all'elaborazione di queste forme spettrali è il sito dell'INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Da tale sito è possibile ricavare i valori dell'accelerazione a_g per varie probabilità di eccedenza in 50 anni, corrispondenti a diversi periodi di ritorno T_R : 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni. Inoltre, per gli stessi periodi di ritorno è possibile scaricare anche i dati relativi allo spettro $S_e(T)$ e cioè le accelerazioni per diversi periodi propri di vibrazione T : 0,10, 0,15, 0,20, 0,30, 0,40, 0,50, 0,75, 1,0, 1,5, 2,0 secondi. Per periodi di ritorno diversi da quelli sopra riportati bisogna applicare le opportune formule di interpolazione.

Tutto il territorio Nazionale è stato suddiviso mediante una griglia di calcolo (passo 0.05° , pari a circa 5.5 Km, in latitudine e longitudine) i cui punti vengono individuati da

codici numerici (*ID*). Per ciascuno dei 16852 punti, ordinati da ovest ad est e da nord a sud, vengono forniti i valori medi (50° percentile) e quelli corrispondenti al 16° e al 84° percentile.

Per ogni punto vengono forniti i seguenti parametri:

ID codice identificativo del punto della griglia di calcolo;

lon longitudine espressa in gradi sessagesimali-decimali;

lat latitudine espressa in gradi sessagesimali-decimali;

$\alpha_g = a_g/g$ accelerazione massima del suolo espressa come frazione della costante di gravità *g* per i tre percentili:

$\alpha_{g0,50}$ accelerazione media;

$\alpha_{g0,84}$ accelerazione al frattile 84 %;

$\alpha_{g0,16}$ accelerazione al frattile 16 %;

più le corrispondenti ordinate spettrali $\sigma_e(T) = S_e(T)/g$ per i diversi periodi propri di vibrazione. Il frattile 50 % sarà preso come riferimento normalizzato $PGA = \alpha_g = \alpha_{g0,50}$ per rappresentare l'azione sismica di progetto.

In Figura 1.7 sono rappresentati alcuni spettri di risposta presi a campione su tutta l'Italia, con valori di α_g via via crescenti, per un periodo di ritorno $T_R = 475$ anni corrispondente ad una probabilità di eccedenza $P_V = 10\%$ nel periodo normalizzato $V = 50$ anni.

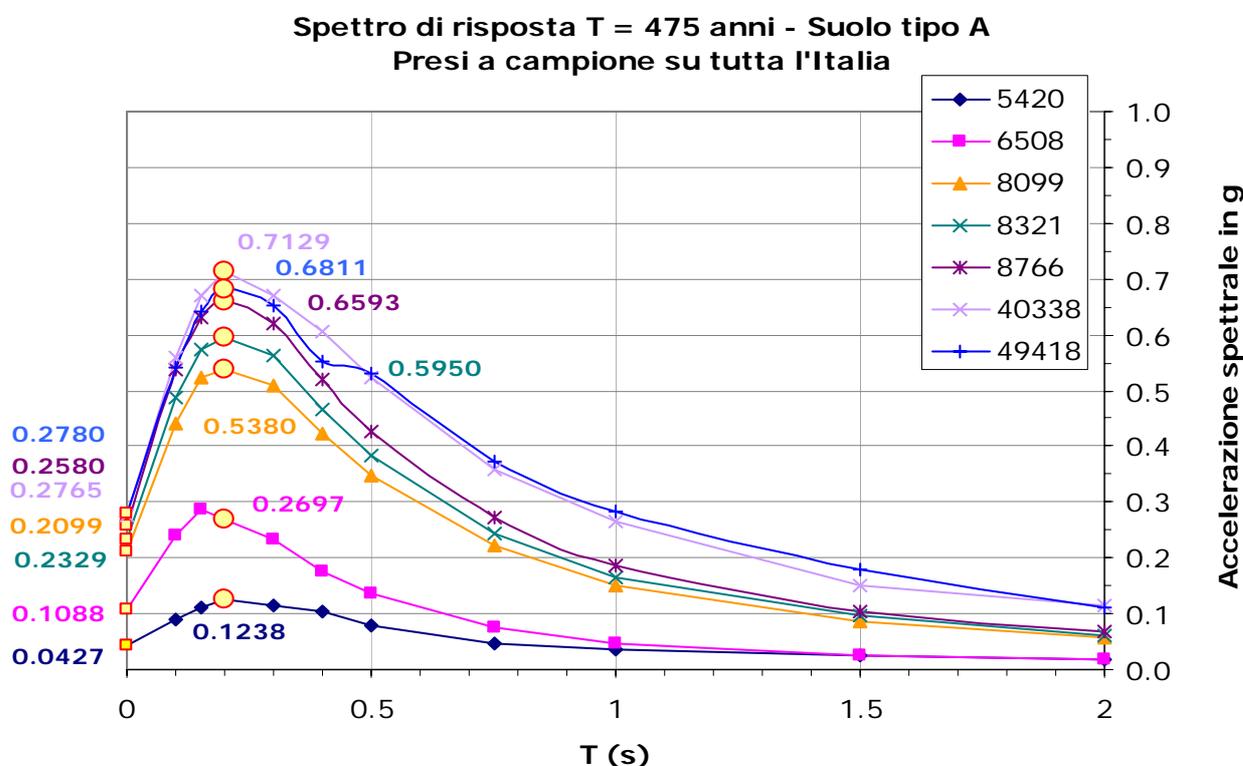


Figura 1.7

In Figura 1.8 è mostrata la mappa di pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima al suolo α_g per lo stesso periodo di ritorno di 475 anni.

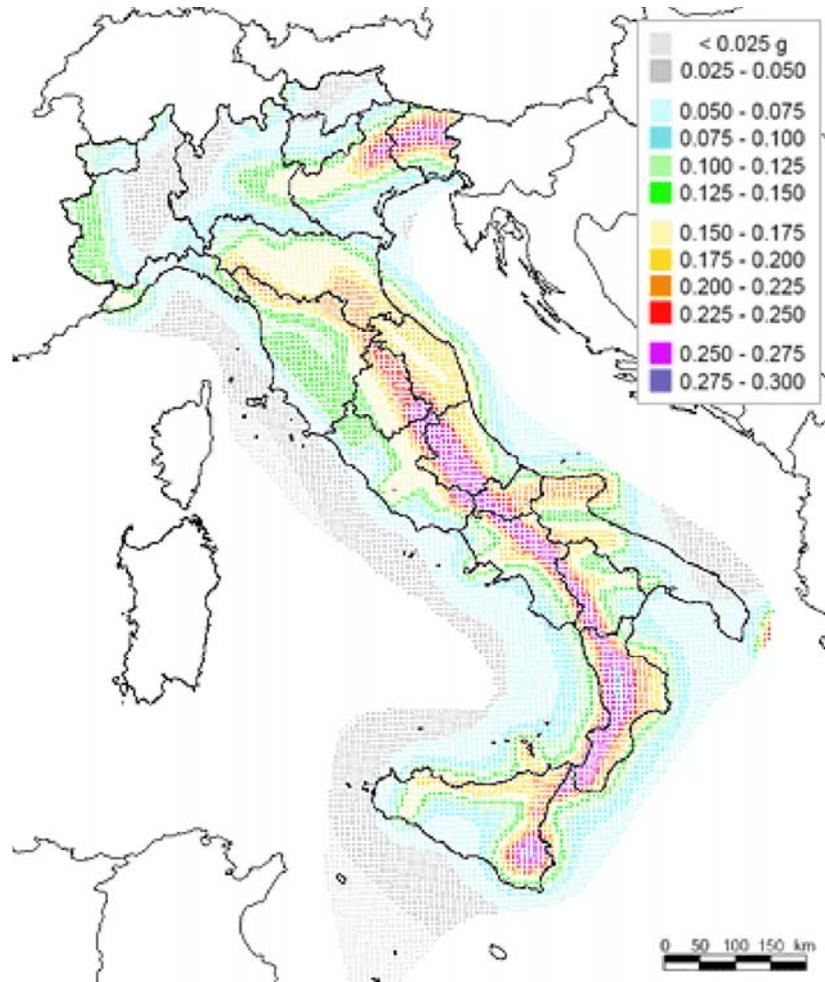


Figura 1.8

Si ricorda il legame

$$T_R = - \frac{V}{\ln(1 - P_V)}$$

fornito dalla Teoria dei massimi per le tre grandezze probabilistiche in gioco.

Riassumendo dunque la pericolosità sismica viene quantificata da due grandezze:

la *intensità* α_g ;

la *forma spettrale di risposta* $\bar{S}_e(T)$;

alle quali corrisponde la risposta elastica $S_e(T) = a_g \bar{S}_e(T)$ dell'oscillatore semplice in termini di accelerazione massima della sua massa m , ovvero $F_e = S_e(T)m$ in termini di forza massima.

1.1.2 Duttilità e dissipazione di energia

La capacità dissipativa che, verso lo stato ultimo di collasso, consente di attenuare la risposta sismica della struttura rispetto a quella elastica, è misurata sulla base delle sue risorse duttili. La duttilità si esplica a tre livelli:

- locale flessionale* delle sezioni critiche di massimo sforzo;
- locale traslatorio* del singolo elemento (pilastro o trave);
- globale traslatorio* della intera struttura.

Duttilità locale

La duttilità locale flessionale si misura, sul diagramma momento-curvatura $M-\chi$ della sezione, tramite il *fattore di duttilità flessionale* μ_ϕ che è il rapporto tra la curvatura ultima χ_u e quella χ_y al limite di snervamento (v.Figura 1.9):

$$\mu_\phi = \frac{\chi_u}{\chi_y} = \frac{\chi_y + \chi_p}{\chi_y} = 1 + \frac{\chi_p}{\chi_y}$$

con χ_p curvatura plastica della sezione.

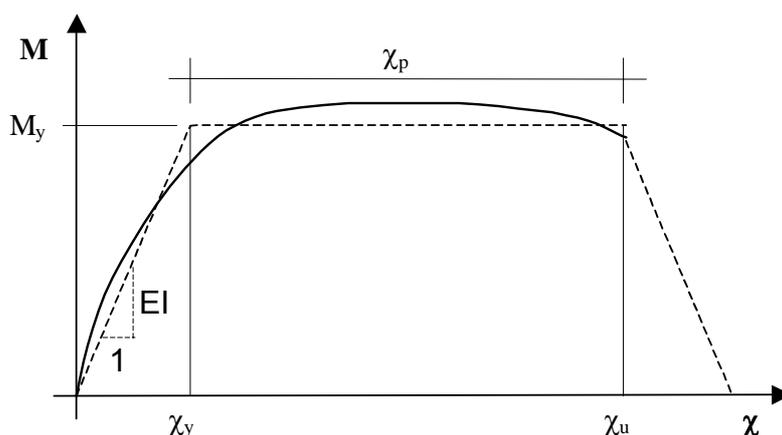


Figura 1.9

Per il cemento armato, questo fattore dipende principalmente dalla duttilità dell'acciaio e dai dettagli d'armatura che impediscano l'instabilità precoce delle barre longitudinali. Con un allungamento uniforme dell'acciaio di almeno il 7,5% e staffe sufficientemente fitte si ottiene un valore

$$\mu_\phi \approx 8,0$$

La duttilità del singolo elemento è misurata dal *fattore di duttilità traslatoria* μ_δ che è il rapporto tra lo spostamento ultimo δ_u e quello δ_y al limite di snervamento:

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_y + \delta_p}{\delta_y} = 1 + \frac{\delta_p}{\delta_y}$$

Per il pilastro di Figura 9a, con

$$\delta_y \cong \frac{M_y h^2}{6EI} = \chi_y \frac{h^2}{6} \qquad \delta_p \cong \varphi_p h = \chi_p h_p h$$

si ha

$$\mu_\delta = 1 + 6 \frac{h_p}{h} \frac{\chi_p}{\chi_y}$$

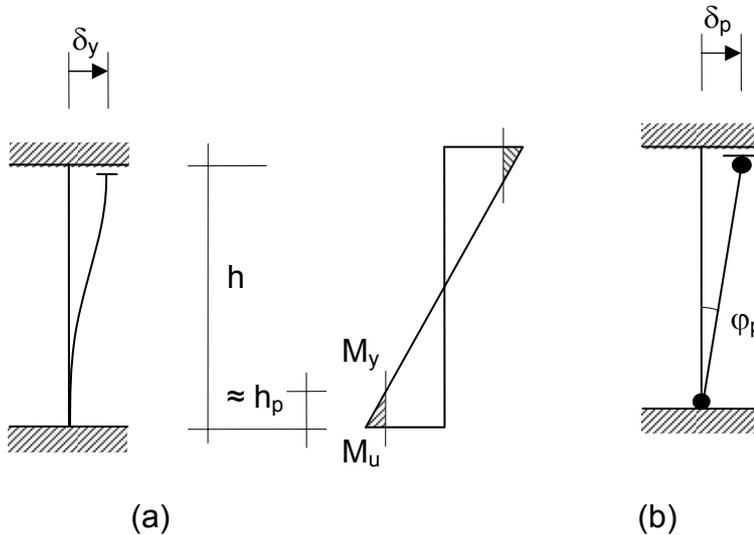


Figura 1.10

Questo fattore dipende dalla capacità di rotazione plastica $\varphi_p = \chi_p h_p$ delle zone estreme dell'elemento, come indicato in Figura 1.10b, capacità che è proporzionale alla lunghezza di plasticizzazione h_p così come determinata dal rapporto di sovraresistenza dell'acciaio $f_t/f_y \approx M_u/M_y$.

Per un valore di almeno $f_t/f_y = 1,15$ che corrisponde a $h_p \approx 0,083h$, si ha la relazione (con $\chi_p/\chi_y = \mu_\varphi - 1$):

$$\mu_\delta \approx 1 + 0,5 \chi_p / \chi_y = (1 + \mu_\varphi) / 2$$

che, con $\mu_\varphi \approx 8,0$, porta a un valore

$$\mu_\delta \approx 4,5$$

Duttività globale

Quella che conta ai fini della capacità sismica è la duttilità globale della struttura che è misurata dal *fattore di duttilità strutturale* μ_{Δ} definito dal rapporto tra lo spostamento ultimo d_u e quello d_y al limite di snervamento della struttura stessa

$$\mu_{\Delta} = \frac{d_u}{d_y} = \frac{d_y + d_p}{d_y} = 1 + \frac{d_p}{d_y}$$

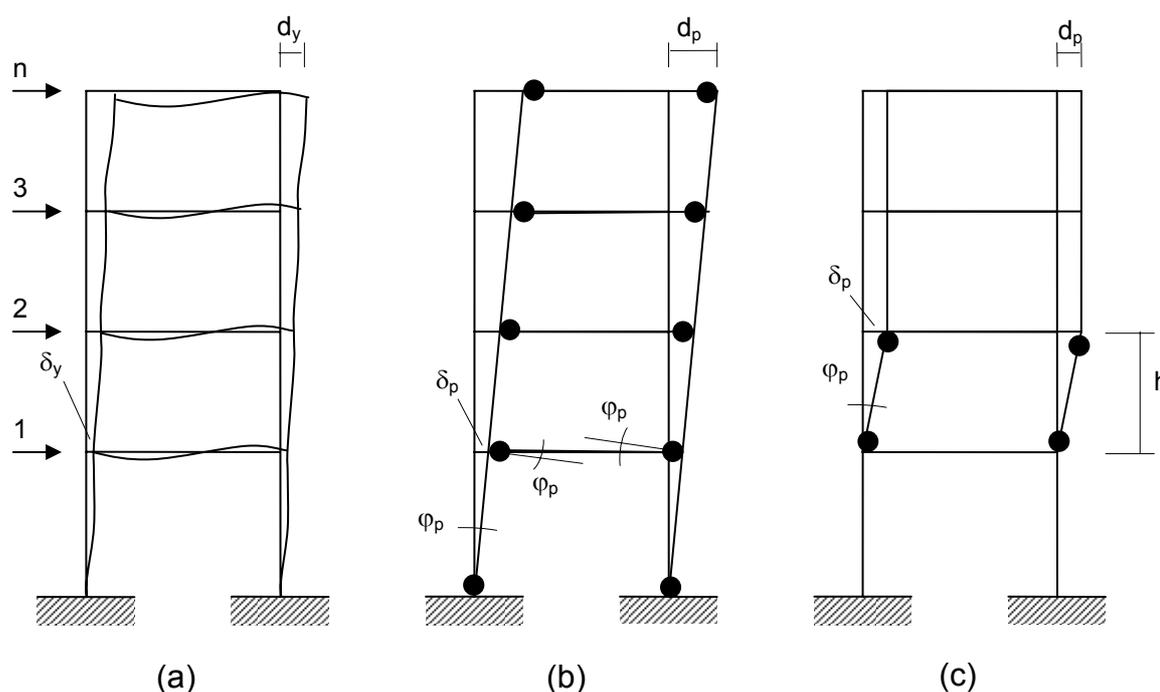


Figura 1.11

Questo fattore dipende dal meccanismo ultimo di collasso, come indicato nella Figura 1.11 per un telaio multipiano: per il buon meccanismo “b”, che vede la formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi, la duttilità globale resta dello stesso ordine di grandezza di quella dei singoli elementi:

$$\mu_{\Delta} = \frac{n\delta_y + n\delta_p}{n\delta_y} = \mu_{\delta}$$

Per il pernicioso meccanismo “c”, che vede la formazione di cerniere plastiche alle estremità dei pilastri del “piano debole”, la duttilità globale scende drasticamente con il numero totale dei piani dell’edificio:

$$\mu_{\Delta} = \frac{n\delta_y + \delta_p}{n\delta_y} = 1 + \frac{1}{n} \frac{\delta_p}{\delta_y}$$

A partire da una duttilità $\mu_\delta \approx 4,5$ dei singoli elementi, nel caso dei 4 piani di Figura 1.11 la duttilità globale (con $\delta_p/\delta_y = \mu_\delta - 1$) scenderebbe a $\mu_\Delta \approx 1,9$.

Questo esempio mostra chiaramente la fondamentale importanza, per i telai multipiano, del criterio della *gerarchia delle resistenze* (capacity design) che è ampiamente regolato nei documenti normativi in questione. Per scongiurare il disastroso meccanismo del piano debole, che ha portato a tanti tragici eventi in occasione di terremoti in tutto il mondo, va rispettata la regola della “trave debole nel pilastro forte”. Questo si ottiene verificando che su tutti i nodi dei piani intermedi la resistenza dei pilastri sia superiore a quella delle travi.

Telai monopiano

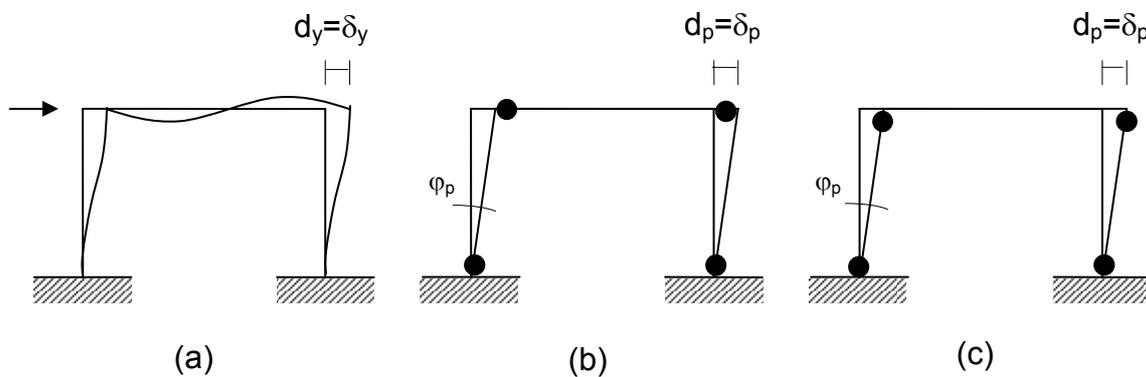


Figura 1.12

Per i telai monopiano questa regola non serve, essendo i due possibili meccanismi “b” e “c” di Figura 1.12 del tutto equivalenti, con una duttilità globale della struttura che è sempre eguale a quella locale degli elementi:

$$\mu_\Delta = \mu_\delta$$

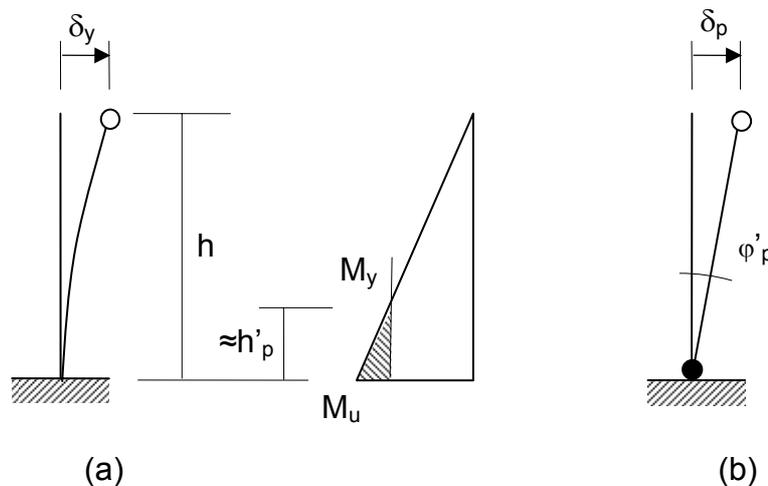


Figura 1.13

I telai monopiano prefabbricati, che hanno tanta diffusione negli edifici industriali per la loro ottima funzionalità, partono da una maggiore flessibilità elastica, a cui si aggiunge però, a parità di materiali, una deformazione plastica estesa su tratti altrettanto maggiori, con il risultato di duttilità traslatorie comparabili a quelle degli analoghi telai monolitici gettati in opera (v. Figura 1.13):

$$\delta_y \cong \frac{M_y h^2}{3EI} = \chi_y \frac{h^2}{3} \quad \delta_p \cong \varphi'_p h = \chi_p h'_p h$$

$$\mu_\delta = 1 + \frac{\delta_p}{\delta_y} = 1 + 3 \frac{h'_p}{h} \frac{\chi_p}{\chi_y}$$

che, con $h'_p = 2h_p$ e con lo stesso acciaio d'armatura, porta ancora a (con $\chi_p/\chi_y = \mu_\varphi - 1$):

$$\mu_\delta = \frac{1}{2}(1 + \mu_\varphi)$$

A partire da una duttilità flessionale delle sezioni pari a $\mu_\varphi \approx 8,0$, si arriva ancora a duttilità traslatorie settoriale e globale pari a:

$$\mu_\delta = \mu_\Delta = 4,5$$

Il discorso qui presentato si riferisce ad un cedimento flessionale per snervamento dell'armatura longitudinale delle sezioni critiche, assumendo che non vi sia un preventivo cedimento per taglio degli elementi. Un tale cedimento risulterebbe molto meno duttile e va quindi evitato nelle strutture a telaio con una seconda regola di gerarchia delle resistenze, dimensionando travi e pilastri in modo che la loro resistenza al taglio risulti superiore al taglio corrispondente all'azione dei momenti resistenti di estremità.

Il valore del fattore di duttilità flessionale qui indicato trova anche altre condizioni come quella che impone modesti sforzi assiali nei pilastri, indicativamente contenuti entro lo 0,25 della corrispondente resistenza ultima.

1.1.3 Risposta della struttura

In analogia con quanto fatto con l'oscillatore semplice, lo spettro elastico di risposta definito al punto 1.1.1 va letto con la caratteristica vibratoria della struttura in esame e cioè con il suo *primo periodo proprio di vibrazione* T_1 .

Da notare che anche così non tutto risulta univocamente definito: resta l'aleatorio rapporto di fase tra il moto del suolo e la vibrazione della struttura, per il quale le scosse in favore di fase hanno un effetto di esaltazione, le scosse in opposizione di fase hanno un effetto di attenuazione della vibrazione della struttura stessa. L'accelerazione massima resa dalla struttura sotto l'azione di terremoti della stessa intensità e con lo stesso spettro rimane una variabile aleatoria dispersa entro un certo intervallo, mentre il modello $\bar{S}_e(T_1)$ normalizzato presentato nel seguito ne fornisce soltanto un valore convenzionale.

Ai fini della definizione dell'azione sismica per il calcolo strutturale, le forme spettrali vengono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_V nel periodo normalizzato V di osservazione, a partire dai valori dei seguenti parametri:

$$\begin{aligned} \alpha_g &= a_g/g && \text{accelerazione orizzontale massima in superficie;} \\ \sigma_{emax} &= S_{emax}/g && \text{risposta spettrale massima in accelerazione;} \\ \sigma_{e1} &= S_{Vemax}/g && \text{risposta spettrale in accelerazione per } T=1 \text{ secondo.} \end{aligned}$$

dove in particolare quest'ultimo parametro discende dalla risposta spettrale massima in accelerazione secondo la formula

$$S_{Vemax} = \max\{S_e(T)T/2\pi\}$$

Le azioni sismiche sono assunte con riferimento ai diversi stati limite:

-Stato limite di immediato utilizzo o di danno – SLD

a cui è associata una probabilità di superamento $P_V=10\%$ nel periodo di riferimento $V=10$ anni;

-stato limite di non collasso o ultimo – SLU

a cui è associata una probabilità di superamento $P_V=10\%$ nel periodo di riferimento $V=50$ anni.

Per lo stato limite di danno SLD e per lo stato limite ultimo SLU sono richieste verifiche rispettivamente di deformazione e di resistenza.

Si distinguono poi quattro classi di importanza:

- CLASSE I costruzioni con presenza occasionale di persone;
- CLASSE II costruzioni con normali affollamenti
- CLASSE III costruzioni con affollamenti significativi
- CLASSE IV costruzioni importanti per la protezione civile

alle quali si associano livelli di sicurezza differenziati tramite probabilità di superamento P_V opportunamente scalate.

Classe di importanza		SLD	SLU
	P_V	T_R	T_R
I	22	34	201
II	10	95	475
III	5	195	975
IV	2,5	395	1975

Tabella 1.1

A titolo esemplificativo si riportano in Tab.1.1 alcuni periodi di ritorno riferiti a diverse probabilità di superamento P_V in 10 e 50 anni cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente rispettivamente nei due stati limite SLD e SLU e per ciascuna delle classi di importanza considerate.

Il segnale sismico subisce modifiche a causa delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche del terreno. Tali modifiche, rapportate alla risposta su sito di riferimento rigido (categoria A), costituiscono la risposta sismica locale. Le categorie di sottosuolo localmente definite sono raggruppate in 5 categorie:

Categoria A	- <i>litoidi rigidi</i> (di riferimento)
Categoria B	- <i>depositi molto consistenti</i>
Categoria C	- <i>depositi di media consistenza</i>
Categoria D	- <i>depositi poco consistenti</i>
Categoria E	- <i>alluvionali su substrato rigido</i>

Il modello normalizzato dello spettro di risposta elastico in accelerazione, riferito allo smorzamento convenzionale del 5%, è espresso da una forma spettrale \hat{S}_e moltiplicata per l'accelerazione a_g che caratterizza il sito.

$$S_e(T) = a_g \hat{S}_e(T)$$

Indipendentemente dalla probabilità di superamento considerata, lo *spettro di risposta elastico* normalizzato della componente orizzontale è definito dunque dalle espressioni seguenti:

$$\bar{S}_e = S \left[1 + (F_0 - 1) \frac{T}{T_B} \right] \quad \text{per } 0 \leq T < T_B$$

$$\bar{S}_e = F_0 S \quad \text{per } T_B \leq T < T_C$$

$$\bar{S}_e = F_0 S \frac{T_C}{T} \quad \text{per } T_C \leq T < T_D$$

$$\bar{S}_e = F_0 S \frac{T_C T_D}{T^2} \quad \text{per } T_D \leq T$$

dove in particolare, per smorzamenti viscosi maggiori del 5 %, si moltiplica F_0 per un coefficiente η minore di 1.

I parametri presenti in queste espressioni sono qui di seguito definiti.

- S è il coefficiente stratigrafico quantificato in base alla categoria di suolo con

$$S = a - b \sigma_{\text{emax}} \quad \text{con} \quad S_{\text{min}} \leq S \leq S_{\text{max}}$$

dove i valori delle costanti sono dati nella Tabella 1.3.

Per siti ubicati in particolari posizioni (per es. in cresta) S può essere moltiplicato per un apposito coefficiente topografico maggiore di 1.

- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di rapporto

$$F_0 = \sigma_{\text{emax}} / \alpha_g$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, determinato mediante la relazione:

$$T_B = T_C / 4$$

- T_C è il periodo corrispondente alla fine del tratto dello spettro ad accelerazione costante determinato mediante la relazione:

$$T_C = C_C \sigma_{e1} / \sigma_{\text{emax}}$$

nella quale si ha

$$C_C = c [\sigma_{e1} / \sigma_{\text{emax}}]^d$$

essendo le costanti definite nella Tabella 1.3.

	suolo A	suolo B	suolo C	suolo D	suolo E
a	1,00	1,40	1,70	1,90	1,50
b	0,00	0,40	0,60	0,75	0,10
S_{min}	1,00	1,00	1,00	0,90	1,00
S_{max}	1,00	1,20	1,50	1,80	1,60
c	2π	4,76	3,60	3,13	3,46
d	0,00	0,20	0,33	0,50	0,40

Tabella 1.3

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio dell'ultimo tratto dello spettro determinato mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \alpha_g + 1,6$$

L'azione sismica potrà dunque essere rappresentata da una forza orizzontale pari a

$$F_{he} = \alpha_g \hat{S}_e(T_1) W$$

con W peso della massa vibrante.

La categoria del suolo dovrà essere definita tramite apposite prove geotecniche in sito, a meno che non sia l'Autorità regionale o locale a fornire le corrispondenti mappe per il territorio di sua competenza.

La Figura 1.14 si mostra come, sulla base delle formule qui esposte e dei dati presi dal sito dell'INGV, sia possibile ricavare lo spettro di risposta normalizzato per suolo di categoria A da utilizzarsi nel territorio comunale correlato, in base alle sue coordinate geografiche, ad uno specifico punto della griglia di mappatura.

In Figura 1.15 infine lo stesso spettro normalizzato è affiancato con quelli delle altre categorie di suolo B, C, D e E.

Spettro di risposta T = 475 anni

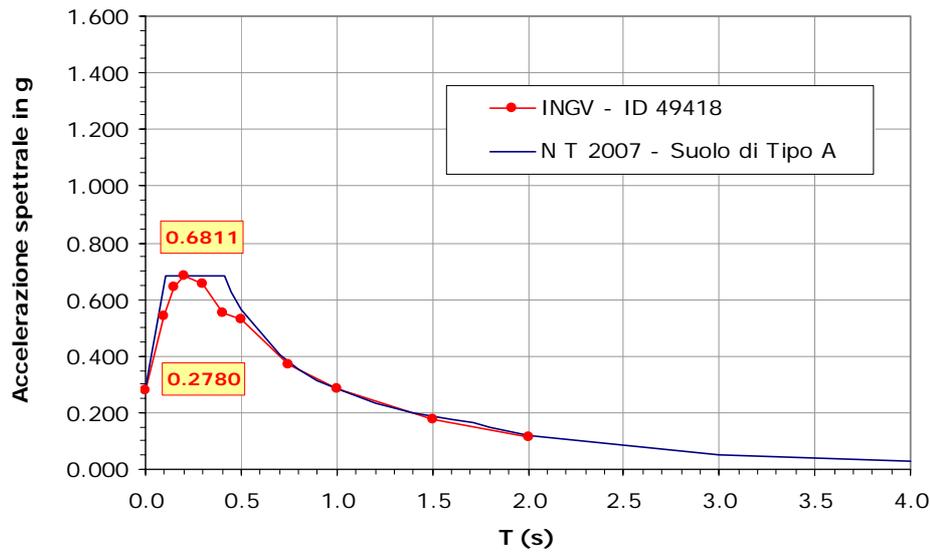


Figura 1.14

Spettro di risposta T = 475 anni

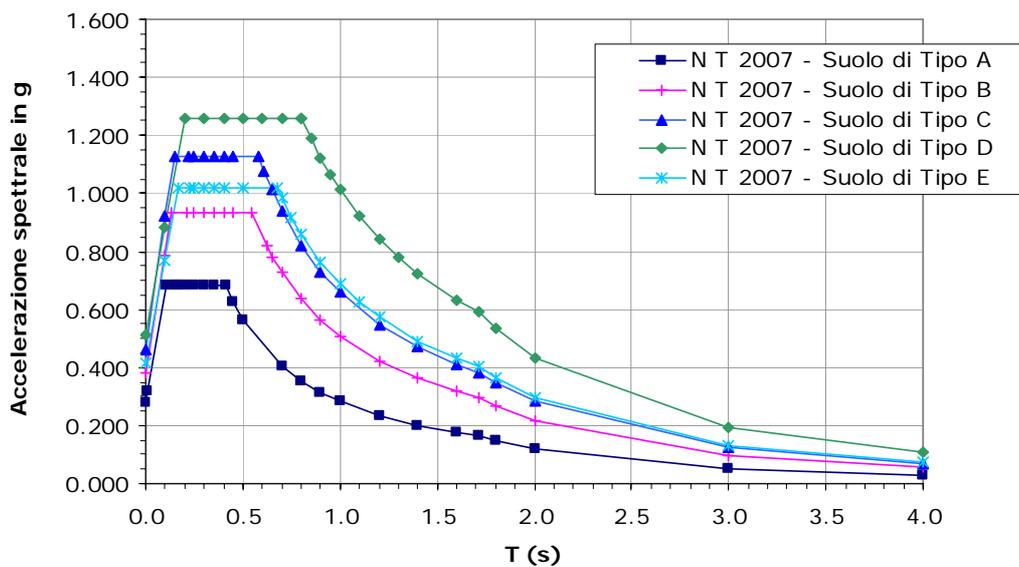


Figura 1.15

Analogamente per la componente verticale lo spettro di risposta elastico è dato dal seguente modello:

$$\bar{S}_{ve} = S \left[1 + (F_V - 1) \frac{T}{T_B} \right] \quad \text{per } 0 \leq T < T_B$$

$$\bar{S}_{ve} = F_V S \quad \text{per } T_B \leq T < T_C$$

$$\bar{S}_{ve} = F_V S \frac{T_C}{T} \quad \text{per } T_C \leq T < T_D$$

$$\bar{S}_{ve} = F_V S \frac{T_C T_D}{T^2} \quad \text{per } T_D \leq T$$

con $F_V = 1,35 F_0 \sqrt{\alpha_g}$ e dove $S=1,0$, $T_B=0,05$, $T_C=0,15$, $T_D=1,0$ e l'azione sismica corrispondente potrà essere rappresentata da una forza verticale pari a

$$F_{ve} = \alpha_g \hat{S}_{ve}(T_1) W$$

Risposta elastoplastica della struttura

Sotto l'azione di un terremoto violento che porti la struttura oltre il limite di snervamento, la risposta viene attenuata per tre cause principali:

- la *duttilità* della struttura con dissipazione isteretica di energia;
- la *iperstaticità* con redistribuzione interna delle azioni;
- la *sovraresistenza* rispetto ai valori assunti nel calcolo;

dove in particolare le risorse di sovraresistenza di alcuni elementi rispetto ad altri possono essere utilizzate solo in un contesto iperstatico che consenta appunto la redistribuzione delle azioni.

Per tener conto di questi effetti si introducono due *fattori riduttivi* delle forze sismiche:

q_y = fattore di struttura per la duttilità;

α_u/α_1 = fattore di sovraresistenza e iperstaticità.

L'azione di progetto per la verifica della resistenza allo stato limite ultimo della struttura è rappresentata quindi dalla *forza sismica*:

$$F_d = \alpha_g \bar{S}_d(T_1) W$$

dedotta dallo *spettro di progetto*

$$\bar{S}_d(T_1) = S[1+(F_0/q-1)]T_1/T_B \quad \text{per } T_1 < T_B$$

$$\bar{S}_d(T_1) = \bar{S}_e(T_1) / q \quad \text{per } T_1 \geq T_B$$

con $q=kq_0$ (per k vedi paragrafo 1.3.1) e con $q_0=q_y\alpha_u/\alpha_1$ tabellato in base alla capacità dissipativa dei diversi tipi di strutture.

Per l'azione verticale il modello della norma fornisce:

$$F_{vd} = \alpha_g \bar{S}_{vd}(T_1) W$$

con

$$\bar{S}_{vd}(T) = S[1+(F_V/q-1)]T_1/T_B \quad \text{per } T_1 < T_B$$

$$\bar{S}_{vd}(T) = \bar{S}_{ve}(T_1) / q \quad \text{per } T_1 \geq T_B$$

Legame duttilità dissipazione

Rimane da specificare come il fattore di duttilità strutturale μ_A è legato al fattore di struttura q_0 . Per questo legame valgono diversi criteri in funzione del periodo proprio di vibrazione della struttura.

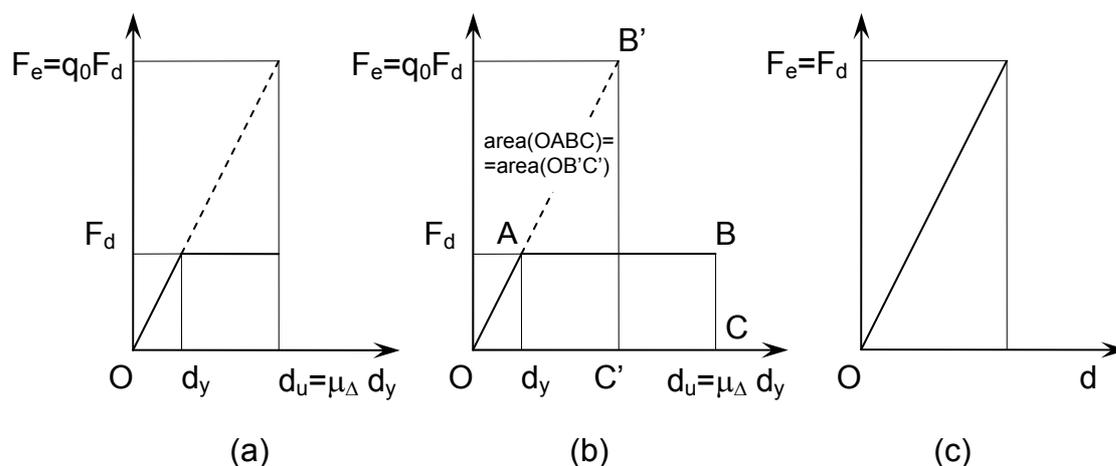


Figura 1.16

Per strutture non particolarmente rigide, con periodi propri di vibrazione superiori a $T_d = cT_C$, vale il cosiddetto criterio degli uguali spostamenti, che vede, sotto la stessa azione sismica, una struttura q_0 volte più resistente deformarsi elasticamente quanto la struttura meno resistente che si deforma in campo plastico (v. Figura 1.16a).

Secondo questo criterio dunque vi è eguaglianza tra i due fattori:

$$q_0 = \mu_{\Delta} \quad \text{per } T_1 \geq T_d$$

Per una struttura infinitamente rigida (v. Figura 1.16c) vale il criterio della eguale accelerazione con nessuna riduzione della forza sismica:

$$q_0 = 1,0 \quad \text{per } T_1 = 0$$

Per una situazione intermedia vale il criterio di eguale energia (v. Figura 1.16b) che porta a

$$q_0 = \sqrt{2\mu_{\Delta} - 1}$$

Una formula di interpolazione lineare onnicomprensiva può porsi con:

$$q_0 = 1 + (\mu_{\Delta} - 1) \frac{T_1}{T_d} \leq \mu_{\Delta}$$

Questo porta, per i sistemi a telaio con $T > T_d$ e nelle ipotesi di duttilità prima specificate, ad un coefficiente di struttura dell'ordine di $q_0 = \mu_{\Delta} = 4,5$. Per T_d potrebbe assumersi il valore $c=1,5$ ($T_d=1,5T_C$).

1.2 ANALISI STRUTTURALE

1.2.1 Stati limite e combinazione delle azioni

Per le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo della struttura, il calcolo allo stato limite ultimo (di rottura) delle sezioni diviene necessario per il principio stesso di prevedere la struttura ampiamente snervata: il calcolo delle tensioni ammissibili resterebbe grossolanamente convenzionale, senza diretta corrispondenza con la realtà fisica del problema strutturale.

Verifiche allo SLU

Nelle verifiche allo SLU si assume l'intensità dell'azione sismica α_g e lo spettro di progetto $\hat{S}(T)$ corrispondenti al competente periodo di ritorno come indicato in 1.1. Le verifiche stesse si pongono principalmente confrontando il momento resistente con il momento agente delle sezioni critiche degli elementi:

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

dove M_{Rd} si calcola con la normale analisi della sezione, mentre M_{Ed} deriva dall'analisi della struttura sotto la combinazione sismica delle azioni. Andranno aggiunte le altre necessarie verifiche come quella al taglio.

Per i coefficienti parziali dei materiali, anziché quelli ridotti assunti per le azioni eccezionali, sotto azione sismica si assumono i valori ordinari:

$$\begin{aligned} \gamma_c &= 1,5 && \text{per il calcestruzzo} \\ \gamma_s &= 1,15 && \text{per l'acciaio} \end{aligned}$$

volendo con questo rappresentare l'effetto del degrado di resistenza lungo i cicli di deformazione elastoplastica conseguenti alle scosse violente del terremoto. Si assume inoltre unitario il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ($\alpha_{cc}=1$) trattandosi di sollecitazioni molto brevi.

Nella combinazione dell'azione sismica con le altre azioni si assumono unitari tutti i coefficienti γ_G e γ_Q amplificativi dei carichi, arrivando, per quelli gravitazionali, a livelli di sollecitazione nettamente inferiori di quanto avviene nelle verifiche non sismiche delle strutture. La norma fornisce la seguente formula di combinazione:

$$F + G + P + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}$$

dove: il simbolo "+" significa "combinato con", G rappresenta i carichi permanenti, P rappresenta l'eventuale precompressione e ψ_{2i} rappresenta il *coefficiente di combinazione* per i valori quasi permanenti dei carichi variabili Q_{ki} (v. Tabella 1.4), coefficienti che tengono conto della ridotta probabilità di piena coesistenza di questi carichi con l'azione del terremoto violento.

DESTINAZIONE	ψ_{2i}
ABITAZIONI, UFFICI	0,30
SCUOLE, NEGOZI, ...	0,60
NEVE FINO A 1500m	0,00
NEVE SOPRA AI 1500 m	0,20
MAGAZZINI, ARCHIVI	0,80
VENTO	0,00

Tabella 1.4

La forza sismica F viene calcolata come indicato in 1.1.3 per una risposta elastoplastica della struttura ($F=F_d$ oppure $F=F_{vd}$), dove si introduca il valore dei carichi gravitazionali presenti:

$$W = G + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}$$

Verifiche allo SLD

Per lo SLD si assume un'intensità dell'azione sismica α_g come indicato in 1.1. Si tratta di calcolare la deformazione della struttura con i suoi ordinari parametri deformativi (moduli elastici dei materiali) e di confrontare lo spostamento di interpiano d_r ad un valore limite che preservi le opere di finitura che vi sono inserite. La norma prevede due situazioni:

$d_r < 0,005 h$ per tamponamenti di tipo fragile rigidamente connessi alla struttura;

$d_r < 0,010 h$ per tamponamenti collegati non rigidamente alla struttura;

dove h è l'altezza di piano. Per detti calcoli la norma fornisce la stessa combinazione delle azioni che per lo SLU. La forza sismica F viene calcolata come indicato in 1.1.3 per una risposta elastica della struttura ($F=F_e$ oppure $F=F_{ve}$), dove si introduca il valore dei carichi gravitazionali come definito per lo SLU.

1.2.2 Analisi del modello strutturale

In generale il modello della struttura sul quale viene effettuata l'analisi è costituito da elementi verticali (pilastri e pareti) collegati ai piani dai diaframmi rigidi dei solai. Il calcolo della distribuzione delle forze orizzontali sui singoli elementi verticali può essere fatto sull'assetto tridimensionale della struttura assumendo tre gradi di libertà per piano: due traslazioni ed una rotazione. L'azione sismica va applicata separatamente in due direzioni ortogonali, sempre sul medesimo modello tridimensionale della struttura. Per strutture regolari in pianta sono ammesse anche due analisi piane separate nelle due direzioni principali dell'edificio. In ogni caso si dovranno considerare gli effetti torsionali dovuti alla eccentricità del baricentro delle masse rispetto al centro della risposta della struttura. Oltre a questa eccentricità sistematica, va aggiunta una eccentricità casuale pari al 5% della dimensione dell'edificio ortogonale all'azione sismica considerata.

Si hanno due principali metodi: l'*analisi statica lineare* e l'*analisi dinamica modale*, la prima applicabile agli edifici regolari in elevazione, la seconda necessaria per gli edifici non regolari in elevazione. A meno di più dettagliate precisazioni date dalla norma, *regolari in pianta* si intendono gli edifici di pianta compatta approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione delle masse e delle rigidità, così da potersi deformare secondo due flessioni piane rette. *Regolari in elevazione* si intendono gli edifici con elementi resistenti verticali estesi per tutta la loro altezza per i quali le rigidità e le masse restano costanti o si riducono gradualmente con l'altezza, così da poter vibrare con un'unica semionda.

Nelle due citate analisi la rigidità degli elementi in c.a. va valutata tenendo conto degli effetti della fessurazione, secondo un andamento secante allo snervamento o più semplicemente assumendo dei valori dimezzati rispetto alle rigidità degli elementi non fessurati. Quest'ultima assunzione porta a sopravvalutare la rigidità della struttura.

Nella definizione del modello resistente per l'analisi strutturale si possono omettere alcuni *elementi secondari* di rigidità nettamente inferiore rispetto agli elementi principali della struttura, calcolando la risposta senza il loro apporto, purché siano in grado di assorbire le conseguenti deformazioni senza un sensibile degrado della loro resistenza. Questo è il caso molto diffuso degli edifici muniti di un nucleo centrale di controvento molto rigido sia flessionalmente che torsionalmente (formato dall'insieme scatolare delle pareti del vano scale). Ai fini del calcolo sismico i pilastri possono essere intesi come bielle verticali che sopportano i soli carichi gravitazionali. Non rientrando nel sistema resistente verso le azioni sismiche, non si applicano nemmeno altre specifiche disposizioni come quella che vieta le travi in spessore di solaio.

Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare consiste nel considerare il solo primo modo traslatorio di vibrare della struttura e nel ripartire ai vari piani la forza sismica totale coerentemente con la forma della corrispondente deformata (v. Figura 1.14a), magari con l'approssimazione lineare indicata in Figura 1.14b. Questa assunzione è lecita quando la regolarità in altezza dell'edificio porti ad una vibrazione sostanzialmente coincidente appunto con il primo modo. Vanno esclusi anche gli edifici snelli con grande periodo proprio di vibrazione per i quali i modi superiori con più semionde possono avere una rilevante influenza.

Le forze sismiche vengono dunque ridistribuite ai piani con (v. Figura 1.17):

$$F_i = \frac{F_h d_i W_i}{\sum_j d_j W_j} \cong \frac{F_h z_i W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

dove la forza sismica totale (taglio alla base della struttura) vale:

$$F_h = \lambda \alpha_g \bar{S}_d(T_1) W_{tot}$$

In questa formula il fattore λ tiene conto del fatto che per gli edifici di almeno tre piani la massa efficace correlata al primo modo di vibrare è inferiore a quella totale di circa il 15% ($\lambda=0,85$ per tali edifici, $\lambda=1,0$ negli altri casi).

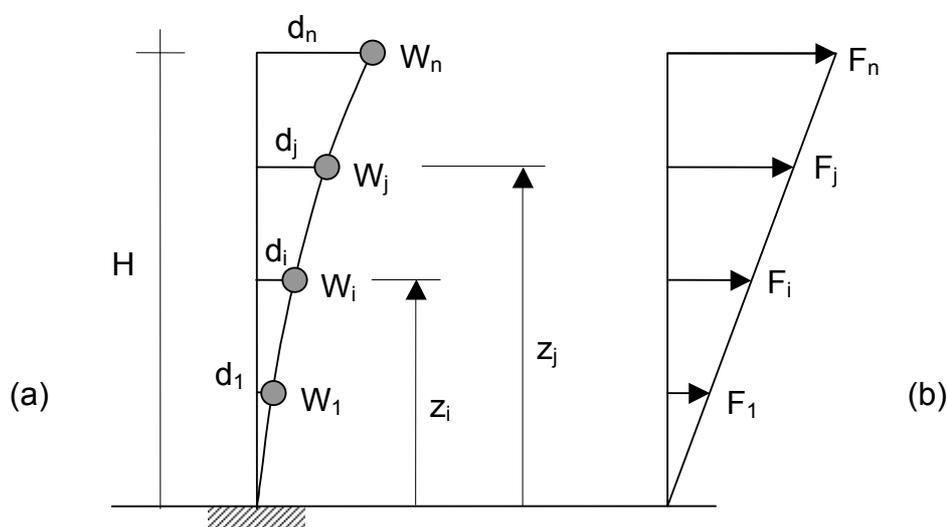


Figura 1.17

Il periodo proprio di vibrazione flessionale dell'edificio, necessario per la valutazione della forza sismica totale, si calcola con le formule della meccanica o con quelle empiriche date dalle norme stesse, per esempio con:

$$T_1 = 2\pi\sqrt{m/k} \quad \text{per edifici monopiano}$$

$$T_1 \cong 0,05H^{3/4} \quad \text{per edifici multipiano (con H altezza totale)}$$

formula quest'ultima molto grossolanamente posta a favore di sicurezza.

Con le forze ripartite ai piani si eseguono dunque due analisi indipendenti, applicando dette forze lungo i due assi x e y della pianta dell'edificio (v. Figura 1.18). Potendo avere in generale due diversi periodi propri di vibrazione T_{1x} e T_{1y} nelle due direzioni, si avranno forze diverse F_{xi} e F_{yi} calcolate rispettivamente con

$$F_{hx} = F_{hx}(T_{1x})$$

$$F_{hy} = F_{hy}(T_{1y})$$

Gli effetti E_x e E_y (sforzi nelle sezioni e spostamenti) dei due sistemi di forze si combinano poi sommando quelli di un'analisi allo 0,3 di quelli dell'altra analisi:

$$E_x + 0,30E_y$$

$$0,30E_x + E_y$$

ottenendo così due condizioni di verifica.

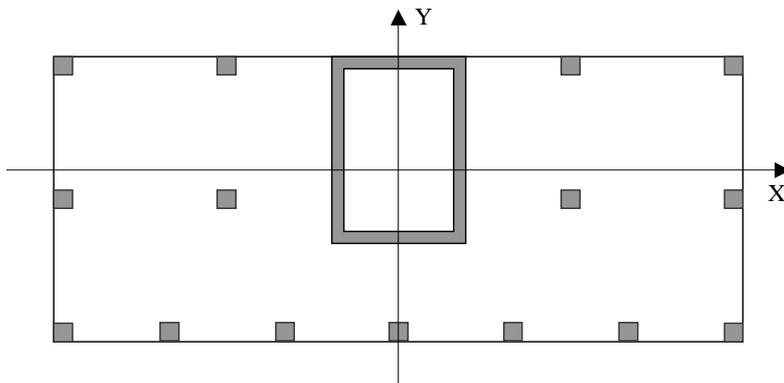


Figura 1.18

L'analisi sotto l'azione verticale del sisma deve essere effettuata solo in pochi casi, come indicato nel seguente elenco, e su di uno schema locale dell'elemento strutturale interessato:

- travi e solai con luce $L > 20$ m;
- travi e solai in c.a.p.;
- elementi di piani sospesi;
- elementi a mensola (con $L > 5$ m per l'EC8);
- travi con pilastri in falso;
- strutture spingenti.

In particolare per gli elementi in c.a.p. si tratta di verificare gli effetti di una spinta verticale diretta verso l'alto sotto i carichi ridotti della combinazione sismica, effetti per i quali la precompressione potrebbe risultare eccessiva.

Analisi dinamica modale

L'analisi dinamica modale consiste nel valutare i primi rilevanti modi della vibrazione flessionale e torsionale della struttura e questo si può ottenere con l'impiego di opportuni programmi di calcolo automatico. Indipendentemente dall'azione sismica, ma con riferimento soltanto alle proprietà intrinseche della struttura (masse e rigidità), i programmi elaborano la soluzione di un problema di *autovalori*, fornendo, tramite gli spostamenti normalizzati di piano, le deformate corrispondenti appunto ai modi di vibrazione libera della struttura con i rispettivi periodi T_k (v. Figura 1.19).

Per ogni modo di vibrare si ripartisce ai vari piani una frazione della forza sismica totale coerentemente con la corrispondente deformata secondo la formula:

$$F_{ik} = \alpha_g \bar{S}_d(T_k) d_{ik} W_i \frac{\sum_j d_{jk} W_j}{\sum_j d_{jk}^2 W_j}$$

dove T_k è il periodo proprio di vibrazione del modo k e d_{ik} , d_{jk} sono i corrispondenti spostamenti dei piani i e j . Con tale sistema di forze si sviluppa l'analisi statica della

struttura per il calcolo degli sforzi e degli spostamenti. I risultati E_k delle diverse analisi si sommano con la radice quadrata dei quadrati per ottenere finalmente l'effetto globale da utilizzarsi nella verifica di resistenza:

$$E = \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_k^2 + \dots}$$

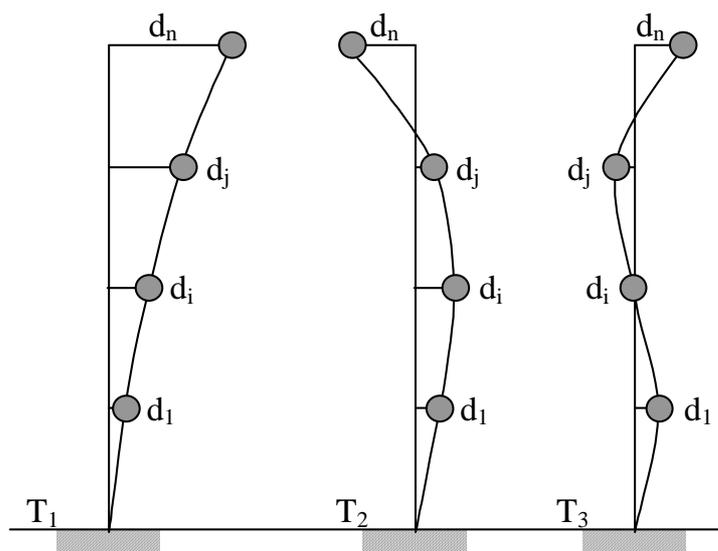


Figura 1.19

Per strutture regolari in altezza, non eccessivamente flessibili, una tale combinazione mostrerebbe la grande prevalenza del primo modo di vibrare, con modesti contributi dei modi successivi che la norma consente di trascurare nell'ambito del metodo dell'analisi statica lineare prima presentata e che lasciano le massime sollecitazioni alla base della struttura. Per strutture non regolari in altezza invece il contributo dei modi successivi risulta rilevante ed ha in genere l'effetto di spostare verso l'alto le massime sollecitazioni degli elementi.

L'analisi dinamica modale sopra descritta va ripetuta due volte, una volta con le forze sismiche dirette secondo x , una volta con le forze sismiche dirette secondo y , combinando alla fine gli effetti di una direzione con lo 0,3 degli effetti dell'altra direzione, come già illustrato per l'analisi statica lineare.

Da notare che l'analisi dinamica modale di una struttura monopiano riconducibile a due schemi piani ortogonali con un solo grado traslatorio di libertà coincide con l'analisi statica lineare.

Effetti del secondo ordine

Le norme regolano anche il calcolo degli effetti del secondo ordine dovuti all'azione dei carichi verticali sulla configurazione deformata della struttura. Questi effetti sono quelli che di fatto portano la struttura, soggetta al moto vibratorio dei suoi vincoli al piede, al collasso: la loro omissione potrebbe sottovalutare pericolosamente gli sforzi.

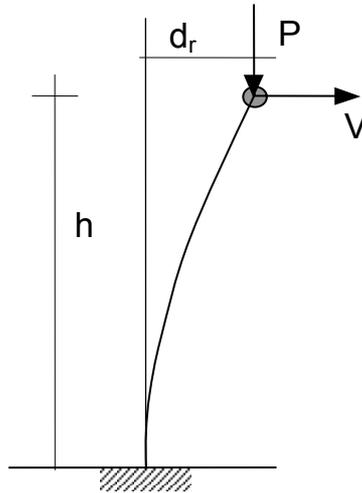


Figura 1.20

Le norme precisano dunque qual'è il campo delle basse snellezze in cui gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati, qual'è il campo delle medie snellezze in cui possono essere valutati con formule approssimate basate su di un coefficiente amplificativo e qual'è il campo delle grandi snellezze in cui è necessaria una precisa analisi del secondo ordine. Con riferimento alla Figura 1.20, indicando con

$$\theta = Pd_r / Vh$$

il rapporto tra il momento del secondo ordine e quello del primo ordine, gli effetti in questione possono essere:

trascurati se	$\theta \leq 0,1$
valutati con $1/(1-\theta)$ se	$0,1 < \theta \leq 0,2$
valutati con analisi del 2° ordine se	$0,2 < \theta \leq 0,3$
non ammessi se	$0,3 < \theta$

1.2.3 Calcolo delle sollecitazioni

Una volta valutate le forze di piano, queste vengono inserite nel modello globale della struttura per il calcolo delle conseguenti sollecitazioni. In generale, come si è detto, il modello globale può essere considerato come un assieme di montanti a comportamento elastico, collegati ai piani dai diaframmi rigidi dei solai, sui quali sono concentrate anche le masse dell'edificio. Per l'analisi dunque possono assumersi tre gradi di libertà per piano (v.

Figura 1.21): due traslazioni ξ_i e η_i nelle direzioni orizzontali x e y ed una rotazione φ_i attorno all'asse verticale z . Si possono imporre altrettante equazioni di equilibrio, due alle traslazioni lungo x e y e una alla rotazione torsionale attorno a z :

$$K_x \xi_i = F_x$$

$$K_y \eta_i = F_y$$

$$K_t \varphi_i = -F_x e_y + F_y e_x$$

dove K_x , K_y e K_t sono le rigidzze traslatorie e rotatoria meglio definite nel seguito. Si intende che x e y corrispondono con buona precisione agli assi principali di traslazione retta dell'insieme strutturale, con origine posta sul centro di reazione elastica della struttura stessa.

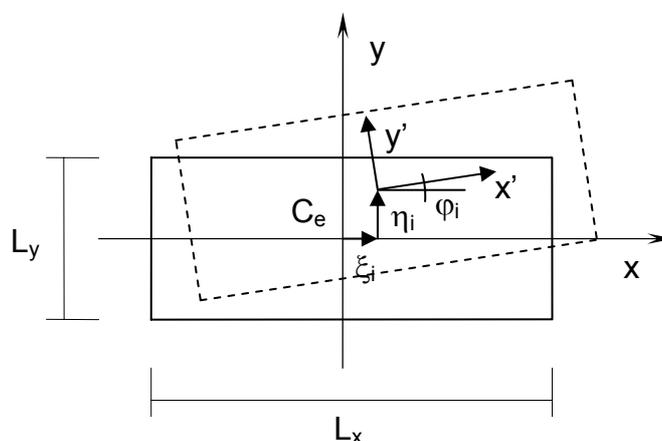


Figura 1.21

Effetti torsionali

L'analisi deve tener conto degli effetti torsionali derivanti dall'eccentricità tra il centro di reazione elastica traslatoria della struttura ed il baricentro delle masse efficaci presenti nel moto vibratorio. Va quindi calcolata, per ogni direzione principale, la relativa eccentricità nominale ortogonale:

$$e_{ox} \text{ per l'analisi con } F_y$$

$$e_{oy} \text{ per l'analisi con } F_x$$

sulla base dell'assetto costruttivo dell'edificio (v. Figura 1.22). Va inoltre considerata una eccentricità aleatoria assunta convenzionalmente in rapporto al lato dell'edificio:

$$e_{1x} = \pm 0,05 L_x \text{ per l'analisi con } F_y$$

$$e_{1y} = \pm 0,05 L_y \text{ per l'analisi con } F_x$$

L'eccentricità totale si valuta sommando nel modo più sfavorevole l'eccentricità aleatoria a quella nominale:

$$e_x = e_{0x} + e_{1x}$$

$$e_y = e_{0y} + e_{1y}$$

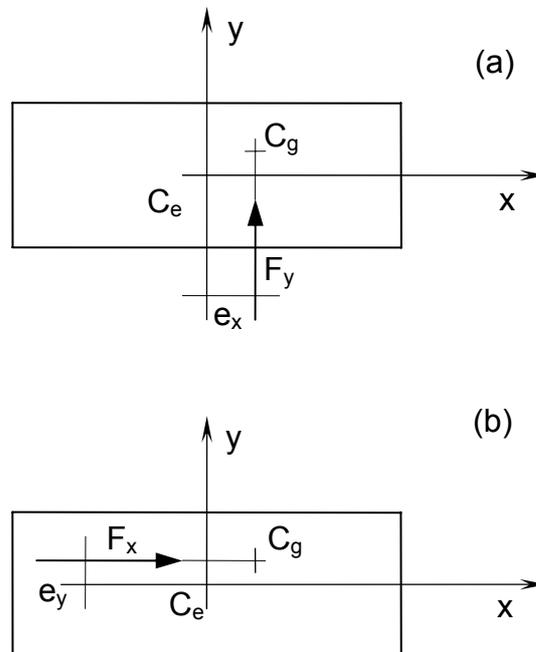


Figura 1.22

Sistemi a nucleo

Per sistemi a nucleo si intendono in questa sede quelli muniti di un assieme scatolare di pareti organizzate attorno al vano scale in posizione centrale, assieme dotato di adeguata rigidità sia flessionale che torsionale (v. Figura 1.23). Per questi sistemi la struttura può essere progettata concentrando le funzioni di resistenza alle azioni sismiche orizzontali sul nucleo stesso assumendolo quale unico elemento di controvento dell'edificio. Gli altri elementi di minor rigidità (pilastri) possono essere intesi quali secondari, trascurando il loro contributo.

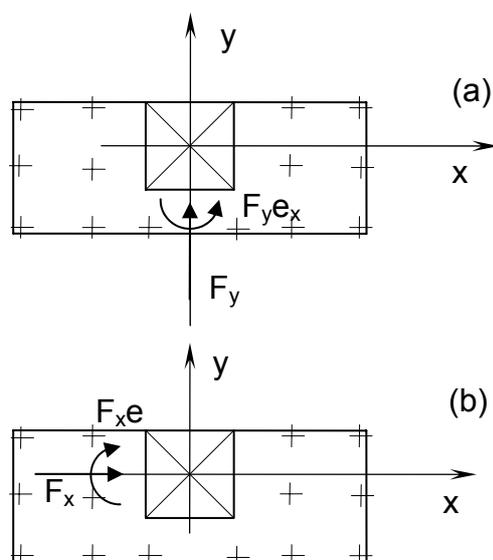


Figura 1.23

I diagrammi degli sforzi rappresentati in Figura 1.24 vengono calcolati dall'alto verso il basso tramite le seguenti espressioni (con $i = n, n-1, \dots, 1$):

$V_i = V_{i+1} + F_i$	sforzo di taglio	$(V_{n+1} = 0)$
$M_i = M_{i+1} + V_i h_i$	momento flettente	$(M_{n+1} = 0)$
$T_i = T_{i+1} + F_i e_i$	momento torcente	$(T_{n+1} = 0)$
$N_i = N_{i+1} + W_i'$	sforzo assiale	$(N_{n+1} = 0)$

le prime tre rielaborate nella direzione x con $e_i = e_{yi}$ e nella direzione y con $e_i = e_{xi}$ e dove h_i è l'altezza del piano i -esimo e W_i' è la quota parte dei pesi, agenti nella combinazione sismica, gravanti sul nucleo stesso.

Il calcolo delle deformazioni è richiesto, oltre che per la valutazione degli effetti del 2° ordine, per i seguenti motivi: la verifica contro il martellamento nei giunti di edifici contigui a livello dello stato limite ultimo SLU; la valutazione degli spostamenti di interpiano per la verifica dello stato limite di danno SLD. Nel primo caso il calcolo viene fatto con l'intensità del terremoto violento, nel secondo caso viene fatto con l'intensità RIDOTTA del terremoto ricorrente. Nel primo caso ancora si deve tener conto del comportamento elastoplastico della struttura che porta ad un'amplificazione degli spostamenti rispetto a quanto fornito dal calcolo elastico. Si deve quindi amplificare tutti i parametri di deformazione dati dalle seguenti formule con il fattore:

$$\mu_{\Delta} = 1 + (q_0 - 1) c T_C / T_1 \geq q_0$$

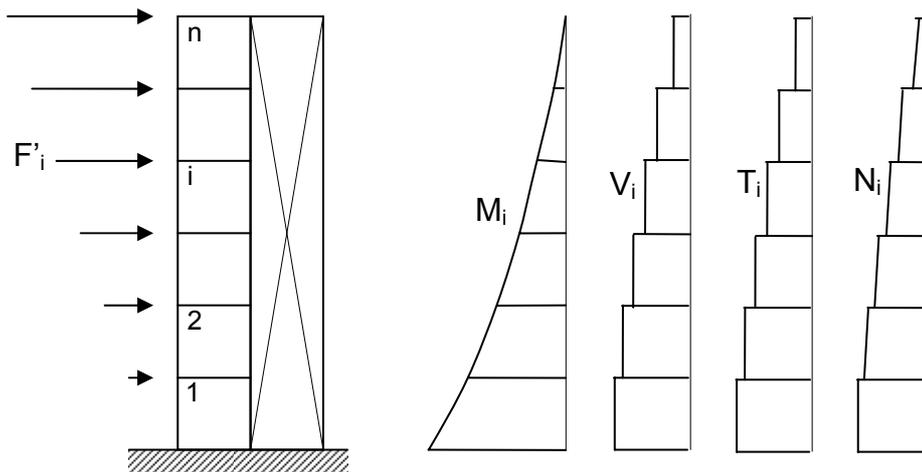


Figura 1.24

I parametri deformativi del nucleo di controvento al piano i , che sono lo spostamento d_i , l'inclinazione α_i rispetto alla verticale e la rotazione torsionale φ_i , si calcolano dunque dal basso verso l'alto con ($i = 1, 2, \dots, n$):

$$d_i = d_{i-1} + h_i \alpha_{i-1} + \frac{h_i^2}{2EI_i} M_i - \frac{h_i^3 \kappa_i}{6EI_i} V_i \quad (d_0 = 0)$$

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} + \frac{h_i}{EI_i} M_i - \frac{h_i^2}{2EI_i} V_i \quad (\alpha_0 = 0)$$

$$\varphi_i = \varphi_{i-1} + \frac{h_i}{GJ_i} T_i \quad (\varphi_0 = 0)$$

dove EI_i , GA_i^* , e GJ_i sono rispettivamente le rigidzze flessionale, tangenziale e torsionale della sezione del nucleo al piano i , mentre

$$\kappa_i = 1 - 3EI_i/h_i^2GA_i^*$$

tiene conto del contributo della deformazione per taglio.

I calcoli vanno ripetuti nelle due direzioni x e y con i corrispondenti sistemi di forze sismiche.

Per il calcolo dei contributi del secondo ordine, si assume che, per i modesti valori delle rotazioni φ_i conseguenti ai limiti imposti agli effetti torsionali, possano valutarsi i soli effetti flessionali, trascurando appunto quelli torsionali. Si valutano dunque i pesi globali W_i dei vari piani, cumulandoli dall'alto verso il basso e calcolando i loro effetti incrementali M_i' dovuti allo scorrimento di interpiano $d_{ri}=d_i-d_{i-1}$ (con $i = n, n-1, \dots, 1$):

$$P_i = P_{i+1} + W_i \quad (P_{n+1} = 0)$$

$$M_i' = M_{i+1} + P_i d_{ri} \quad (M'_{n+1}=0)$$

ottenendo i nuovi valori dei momenti:

$$M_i'' = M_i + M_i'$$

Qualora risulti $M_i' < 0,10M_i''$ il processo può essere arrestato. In caso contrario si valutano gli incrementi di deformazione d_i' dovuti ai momenti del secondo ordine M_i' e si ricicla il processo.

Sistemi a montant

Per sistemi a montanti si intendono in questa sede quelli costituiti da elementi resistenti verticali (come le pareti) distribuiti su tutta la pianta dell'edificio in modo da assicurare una adeguata rigidità traslatoria in tutte le direzioni, assieme ad una altrettanto adeguata rigidità torsionale dell'insieme strutturale (v. Figura 1.25). Nel caso di montanti di sezione costante su tutta l'altezza dell'edificio e posto che si possano trascurare i vincoli flessionali offerti dagli impalcati ai montanti stessi in corrispondenza dei piani, l'analisi può svolgersi attraverso una preventiva ripartizione delle forze sismiche sui singoli montanti ed un successivo loro calcolo sullo schema di mensola incastrata al piede, soggetta appunto alla quota di forze sismiche che le compete.

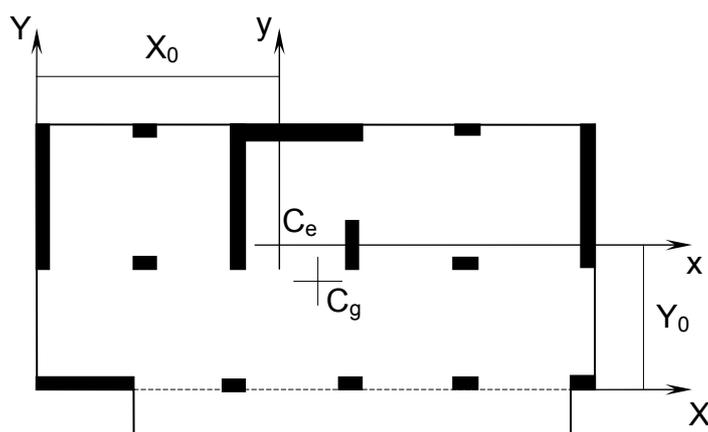


Figura 1.25

Indicando con I_{xj} e I_{yj} i momenti di inerzia attorno agli assi x' e y' della sezione del montante j ($I_{xj} = ab^3/12$ e $I_{yj} = a^3b/12$ per la sezione di Figura 1.23), si definiscono

$$k_{xj} = EI_{yj} \qquad k_{yj} = EI_{xj}$$

rispettivamente le sue due rigidità flessionali correlate, a meno di un coefficiente costante c/h_i^3 , alle traslazioni lungo x' e y' . Posto che la buona simmetria dell'edificio porti a due assi principali x e y di traslazione retta con sufficiente precisione paralleli agli omologhi lati X e Y dell'impalcato (v. Figura 1.25), si valutano le rigidità globali come somma di quelle dei singoli montanti:

$$K_x = \sum_j k_{xj} \qquad \text{lungo } x$$

$$K_y = \sum_j k_{yj} \qquad \text{lungo } y$$

Definita poi la posizione del centro elastico C_e quale baricentro delle rigidezze con

$$S_X = \sum_j Y_j k_{xj} \qquad Y_0 = S_X / K_x$$

$$S_Y = \sum_j X_j k_{yj} \qquad X_0 = S_Y / K_y$$

si valuta finalmente la rigidezza torsionale del sistema resistente quale momento polare delle rigidezze:

$$K_t = \sum_j y_j^2 k_{xj} + \sum_j x_j^2 k_{yj}$$

In quanto sopra si sono trascurate le rigidezze torsionali proprie dei singoli montanti. Il momento torcente globale di piano viene in ogni caso assorbito da un sistema multiflessionale combinato.

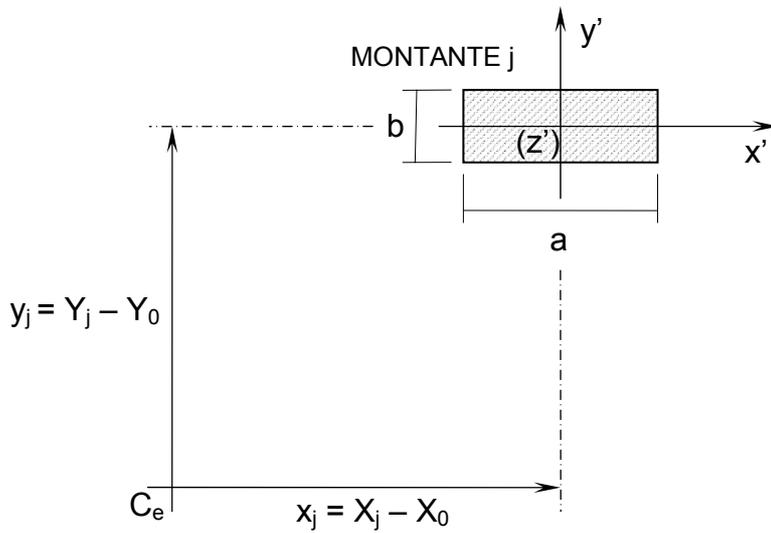


Figura 1.26

La ripartizione delle forze sismiche F_x e F_y del piano sul montante j-esimo viene finalmente calcolata in rapporto alla sua rigidezza con le seguenti formule che derivano dalla soluzione delle tre equazioni di equilibrio del piano stesso.

-Per azione lungo x:

$$f_{xj} = k_{xj}(\xi_i - \varphi_i y_j) = F_x k_{xj} \left(\frac{1}{K_x} + \frac{e_y y_j}{K_t} \right) \qquad f_{yj} = k_{yj} \varphi_i x_j = -F_x k_{yj} \frac{e_y x_j}{K_t}$$

-Per azione lungo y

$$f_{yj} = k_{yj}(\eta_i + \varphi_i x_j) = F_y k_{yj} \left(\frac{1}{K_y} + \frac{e_x x_j}{K_t} \right) \qquad f_{xj} = -k_{xj} \varphi_i = -F_y k_{xj} \frac{e_x y_j}{K_t}$$

Tali forze si intendono applicate su di uno schema a mensola incastrata al piede simile a quello di Figura 1.24. Si valutano quindi per il montante in esame gli sforzi M_j , V_j e N_j ad ogni piano con le stesse formule, salvo il momento torcente che viene qui trascurato.

Sulla base delle rigidezze globali traslatoria K e rotatoria K_t valutate come sopra detto, le deformazioni globali del complesso strutturale, definite come sono dalle componenti traslatoria d_i e rotatoria φ_i di piano, si calcolano cumulando progressivamente dal basso verso l'alto i contributi deformativi dei singoli piani (con $i = 1, 2, \dots, n$):

$$d_i = d_{i-1} + h_i \alpha_{i-1} + \frac{h_i^2}{2K} M_i - \frac{h_i^3}{6K} R_i \quad (d_0 = 0)$$

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} + \frac{h_i}{K} M_i - \frac{h_i^2}{2K} R_i \quad (\alpha_0 = 0)$$

$$\varphi_i = \varphi_{i-1} + h_i \theta_{i-1} + \frac{h_i^2}{2K_t} Q_i - \frac{h_i^3}{6K_t} T_i \quad (\varphi_0 = 0)$$

$$\theta_i = \theta_{i-1} + \frac{h_i}{K_t} Q_i - \frac{h_i^2}{2K_t} T_i \quad (\theta_0 = 0)$$

dove le componenti della risultante delle forze che pervengono ai piani si calcolano con ($i = n, n-1, \dots, 1$):

$$R_i = R_{i+1} + F_i \quad (R_{n+1} = 0)$$

$$M_i = M_{i+1} + R_i h_i \quad (M_{n+1} = 0)$$

$$T_i = T_{i+1} + F_i e_i \quad (T_{n+1} = 0)$$

$$Q_i = Q_{i+1} + T_i h_i \quad (Q_{n+1} = 0)$$

Questi calcoli vanno ripetuti due volte, una volta nella direzione x , con $F_i = F_{xi}$, $e_i = e_{yi}$ e $K = K_x$, una volta nella direzione y con $F_i = F_{yi}$, $e_i = e_{xi}$ e $K = K_y$. Nell'ambito di un calcolo allo SLU di collasso, le deformazioni così calcolate vanno inoltre amplificate tramite il coefficiente μ_d come anzi detto.

Sistemi a telaio

I sistemi strutturali costituiti da un ordito spaziale di telai riguardano in genere edifici con un numero limitato di piani. Questo a causa della loro intrinseca elevata deformabilità, per la quale, oltre ad un certa altezza, le verifiche allo SLD relative allo scorrimento di interpiano porterebbero alla necessità di adeguati irrigidimenti. Nel caso generale per questi sistemi, così come per quelli misti fatti di pareti e telai, l'analisi delle sollecitazioni sotto le forze sismiche richiede l'elaborazione di un completo modello spaziale senza possibilità di particolari semplificazioni operative. E questo richiede l'impiego di un apposito programma di calcolo automatico.

Per orditi di telai ortogonali particolarmente regolari, come quello rappresentato in pianta in Figura 1.27, è possibile un approccio semplificato che consiste nel ripartire la forza sismica tra i diversi telai piani dell'ordito, tenendo conto del vincolo fornito dai diaframmi rigidi di piano. Una volta fatta questa ripartizione, il calcolo viene fatto sullo schema piano di ogni singolo telaio (v. Figura 1.28), combinando poi nei pilastri gli effetti delle due flessioni rette relative ai telai ortogonali che vi convergono.

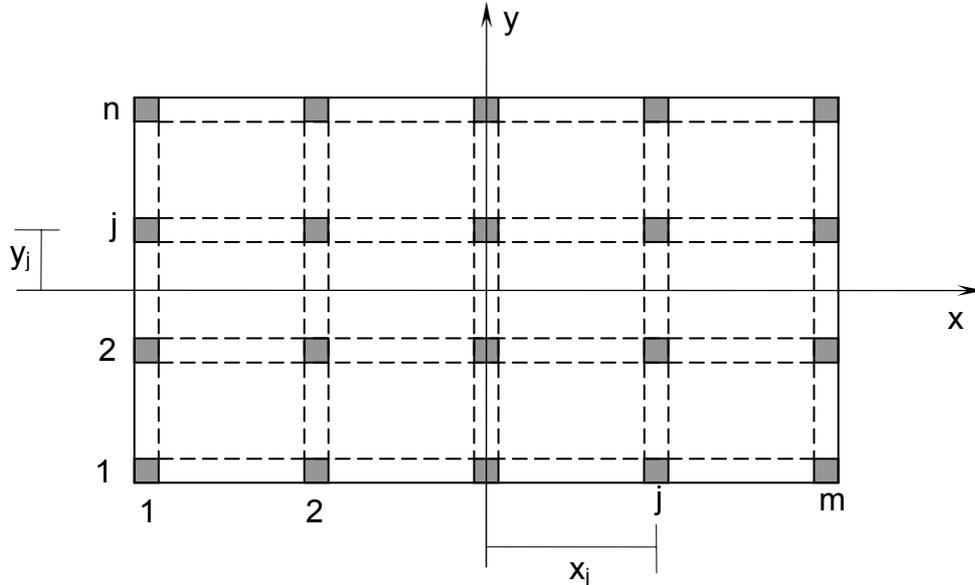


Figura 1.27

Assumendo dunque che tutti gli n telai disposti lungo x abbiano all'incirca la stessa rigidezza traslatoria k_x e che tutti gli m telai disposti lungo y abbiano all'incirca la stessa rigidezza traslatoria $k_y = ck_x$, si ottengono le due rigidzze traslatorie globali della struttura sommando quelle singole con:

$$K_x \cong nk_x$$

$$K_y \cong mk_y = mck_x$$

Si ottiene ancora la rigidzza torsionale globale tramite il momento d'inerzia polare delle singole rigidzze traslatorie:

$$K_t = \sum_j x_j^2 k_y + \sum_j y_j^2 k_x = k_x \{ c \sum_j x_j^2 + \sum_j y_j^2 \} = k_x J$$

Le forze da applicare al piano i sui singoli telai (v. Figura 1.28) si ottengono pertanto come qui di seguito riportato:

- per azione sismica lungo x

$$f_{xij} = F_{xi} \left(\frac{1}{n} + \frac{e_{yi} y_j}{J} \right) \qquad f_{yij} = -F_{xi} \frac{e_{yi} x_j c}{J}$$

- per azione sismica lungo y

$$f_{yij} = F_{yi} \left(\frac{1}{m} + \frac{e_{xi} x_{jC}}{J} \right) \quad f_{xij} = -F_{yi} \frac{e_{xi} y_j}{J}$$

Per l'applicazione di queste semplici formule di ripartizione resta da stimare il rapporto $c=k_y/k_x$, cosa che può essere fatta in modo approssimato in base al rispettivo numero dei pilastri ed alle loro due rigidezze ortogonali.

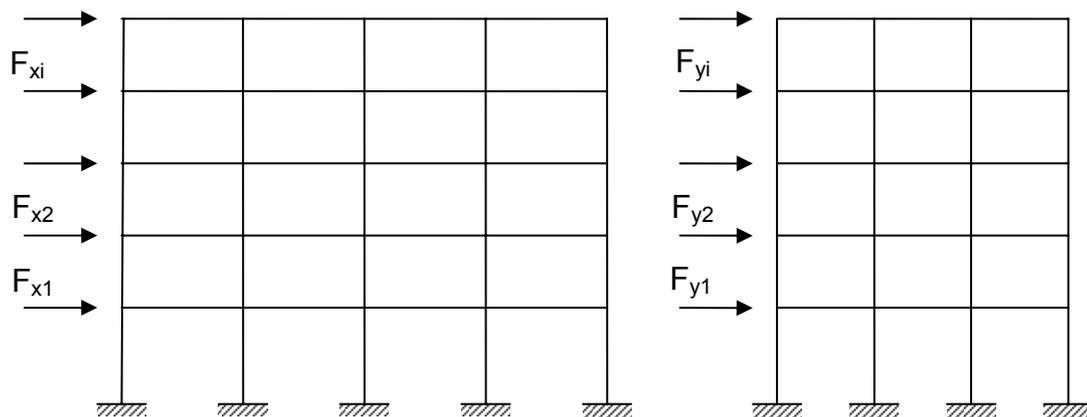


Figura 1.28

1.3 STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

1.3.1 Regole specifiche di progettazione

Come *principio fondamentale* di progettazione va assunto il criterio, generale già ampiamente trattato, di assicurare alla struttura, oltre alla adeguata resistenza, anche la necessaria duttilità di comportamento che consenta l'attenuazione della risposta all'azione sismica attraverso la dissipazione di energia nelle sezioni critiche. Serve dunque un comportamento duttile delle sezioni e della struttura nel suo insieme che porti ad un elevato valore della sua duttilità globale traslatoria.

A tal fine l'Eurocodice 8 pone il fondamentale principio generale:

“Un comportamento d’assieme duttile è assicurato se le deformazioni duttili (dissipative) coinvolgono globalmente un grande volume della struttura, sparso su diversi elementi e posizioni di tutti i suoi piani. A tal fine i modi duttili di collasso (ad es. flessione) devono di norma precedere i modi fragili (ad es. taglio) con sufficiente affidabilità.”

Si ricorda che questo principio è volto ad evitare la perniciosa modalità di collasso del “piano debole”, come dettagliatamente descritto al paragrafo 1.1.2 (v. Figura 1.11).

Classificazione delle strutture

Con riferimento a questo principio generale, le norme prevedono due livelli di capacità dissipativa delle strutture, cui corrispondono altrettante *classi di duttilità*:

- CD“B” classe di *bassa duttilità*;
- CD“A” classe di *alta duttilità*.

Entrambe le classi rispettano il principio generale assicurando un buon comportamento dissipativo d’assieme della struttura, la prima con un minor margine di sicurezza, la seconda con un maggior margine di sicurezza.

Ad entrambe le classi di duttilità si applicano dunque i criteri di gerarchia delle resistenze, quello del “taglio forte con momento debole” riferito a ogni singolo elemento e quello del “pilastro forte in trave debole” che si riferisce ad ogni nodo dei piani intermedi della struttura. I requisiti di base restano necessaria duttilità e sovraresistenza dell'acciaio d'armatura ed i necessari dettagli d'armatura delle zone critiche.

Per le strutture in calcestruzzo vengono dunque individuati i sistemi strutturali illustrati in Figura 1.29, ai quali sono associati i fattori di struttura elencati nelle Tabelle 1.5 e 1.6:

- sistemi a telaio* monopiano, a una campata o pluripiano generici (v. Figure 1.29 a-b-c);
- sistemi a pareti* disaccoppiate o scatolari a “nucleo” (v Figure 1.29 e-d);
- sistemi misti* pareti-telaio o a pareti accoppiate (v. Figure 1.29 f-g).

La principale distinzione fra sistemi a telaio e sistemi a pareti riguarda la maggiore capacità dissipativa dei primi, che deriva da una maggiore duttilità flessionale, distribuita su zone critiche dislocate a tutti i piani, e la minore capacità dissipativa dei secondi, che deriva da una minore duttilità flessionale, localizzata nelle zone critiche alla base delle pareti, mentre i sistemi misti vedono un comportamento combinato intermedio. Le altre

distinzioni riguardano soprattutto il grado di iperstaticità e la conseguente capacità di redistribuzione degli sforzi.

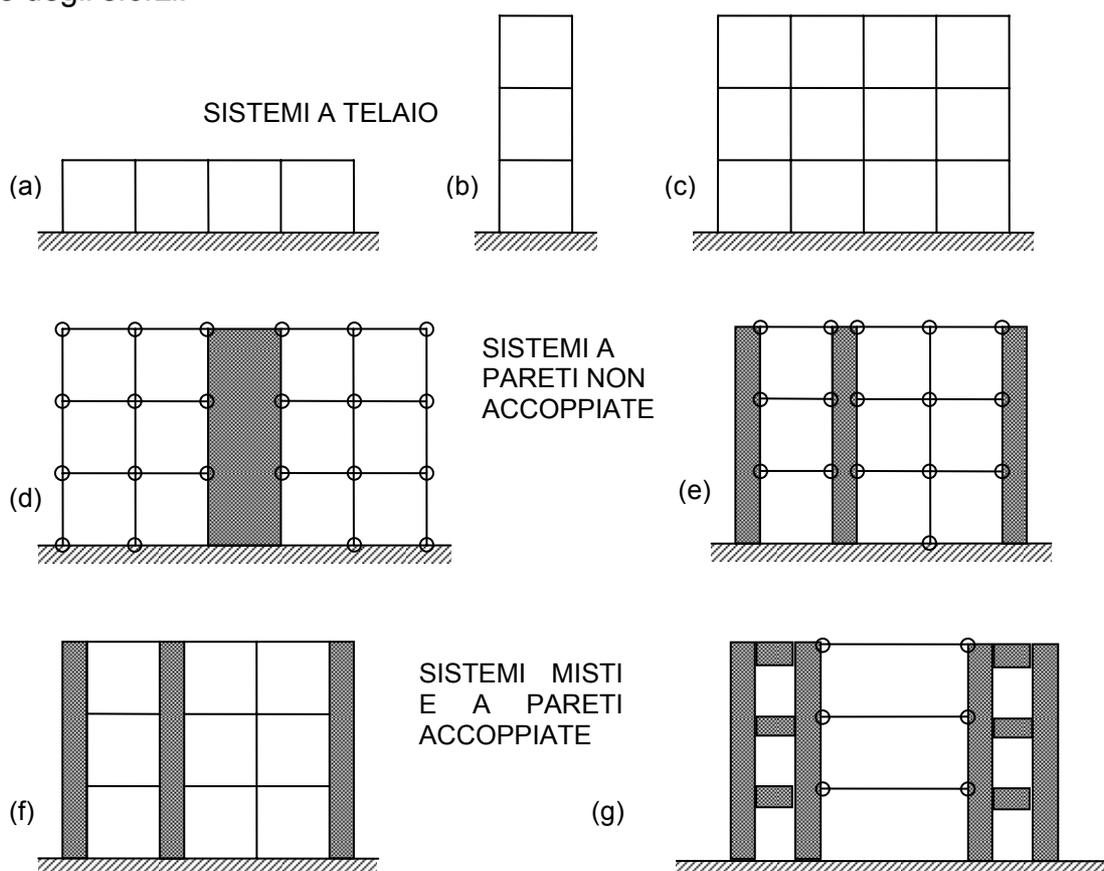


Figura 1.29

Le norme aggiungono ancora un altro tipo di *sistema flessibile torsionalmente*, costituito da pareti raggruppate attorno al centro dell'edificio, sistema che non rispetta i limiti minimi richiesti agli altri sistemi per la rigidità torsionale e va evitato nelle nuove costruzioni perché offre un comportamento sismico inadeguato. Si incontra invece nella verifica di edifici esistenti, soprattutto se calcolati per zone originariamente non sismiche.

La Figura 1.30 mostra la distinzione tra un sistema a nucleo, al quale l'assetto scatolare chiuso delle pareti conferisce elevata rigidità torsionale (caso a), un sistema flessibile torsionalmente, al quale l'assetto concentrato aperto delle pareti non garantisce la necessaria rigidità torsionale (caso b), e un sistema di pareti simile al precedente, ma corretto con l'aggiunta di due pareti distanziate agli estremi, in grado di offrire, con il loro comportamento combinato biflessionale, la necessaria rigidità torsionale alla struttura (caso c).

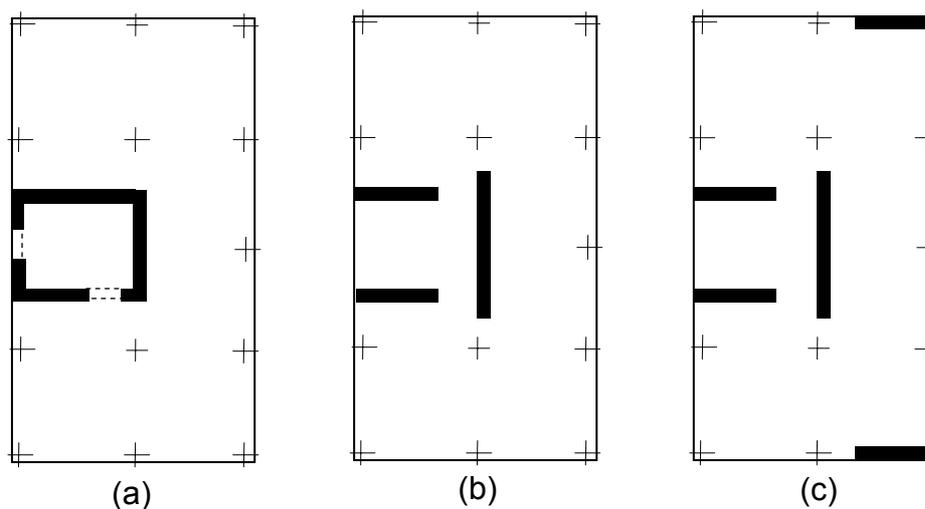


Figura 1.30

TIPOLOGIA	q_o per CD''B''	q_o per CD''A''
<i>SISTEMI A TELAIO E MISTI</i>	3,0 α_u / α_1	4,5 α_u / α_1
<i>SISTEMI A PARETI NON ACC.</i>	3,0	4,0 α_u / α_1
<i>SISTEMI A NUCLEO RIGIDO</i>	3,0	4,0
<i>TORSIONALMENTE FLESSIBILI</i>	2,0	3,0

Tabella 1.5

TIPOLOGIA	α_u / α_1
<i>TELAIO MONOPIANO</i>	1,1
<i>TELAIO PLURIP. 1 CAMPATA</i>	1,2
<i>TELAIO PLURIP. PIU' CAMPATE</i>	1,3
<i>2 PARETI NON ACCOPPIATE</i>	1,0
<i>PIU' PARETI NON ACCOPPIATE</i>	1,1
<i>PARETI ACCOPPIATE O MISTI</i>	1,2

Tabella 1.6

Per il suo corretto funzionamento, il nucleo scatolare di controvento scatolare di Figura 1.30a deve avere aperture di limitate dimensioni, coperte da architravi di adeguata rigidità e calcolate per resistere appieno alla forza di scorrimento di competenza.

Si nota che per i sistemi a telaio, propri di edifici con limitato numero di piani, in alta duttilità si abbiano fattori di struttura tra 4,95 e 5,85; per i sistemi a nucleo torsionalmente

rigido, propri di molti edifici multipiano, con un'equiparazione ai sistemi a pareti ed un fattore di iperstaticità assunto pari ad uno, si abbia un fattore di struttura pari a 4,0.

La norma dunque, in base alla classificazione sopra riportata, pone un fattore di struttura pari a:

$$q = q_0 k_w k_R$$

con

$k_w = 1,0$	per sistemi a telaio ed equivalenti
$k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$	per a pareti ed equivalenti ($\alpha_0 = H/l \geq 0,5$ snellezza parete)
$k_R = 1,0$	per edifici regolari in altezza
$k_R = 0,8$	per edifici non regolari in altezza

Effetti dei tamponamenti

Nell'analisi sismica di un organismo in cemento armato i tamponamenti vengono di norma considerati elementi non strutturali e pertanto ignorati nel modello resistente globale. Essi vanno verificati separatamente sotto l'azione di specifiche azioni locali. La presenza di tamponamenti può peraltro avere tre rilevanti effetti come qui di seguito precisato.

- Assetti di tamponamenti fortemente irregolari in pianta portano a rilevanti effetti sulla distribuzione delle forze; questo fatto può essere tenuto in conto aumentando l'eccentricità aleatoria a $e_{1x} = 0,10L_x$ ovvero $e_{1y} = 0,10L_y$.
- Assetti di tamponamenti fortemente irregolari in elevazione (per es. pianoterra libero) portano a rilevanti effetti sui modi di vibrare della struttura; questo fatto può essere tenuto in conto aumentando le azioni di calcolo con un fattore 1,4.
- Nel caso di tamponamenti di altezza ridotta rispetto al piano, si hanno forti concentrazioni dell'azione di taglio sulla parte sporgente dei pilastri; questo fatto può essere tenuto in conto applicando la regola del taglio forte in momento debole (v. Paragrafo 1.3.2) con riferimento all'altezza della parte sporgente.

1.3.2 Duttilità e gerarchia delle resistenze

In quanto segue si riportano soltanto alcune delle molteplici prescrizioni sui particolari costruttivi dati dalle norme, illustrandone le motivazioni. Il progettista dovrà sempre riferirsi alle norme stesse e solo la continua pratica applicativa potrà farle assimilare quale forma mentale consolidata nell'approccio progettuale.

Per consentire quegli alti fattori riduttivi delle forze sismiche previsti dalle norme, all'origine bisogna che le singole sezioni critiche abbiano il richiesto livello di duttilità; e questo si ottiene con la fedele osservanza delle prescrizioni sui materiali e sui particolari costruttivi. In primo luogo sta l'acciaio, visto che è l'armatura, con il suo alternato snervamento, la principale fonte di dissipazione di energia.

Per la duttilità dell'acciaio si richiede un adeguato allungamento uniforme mentre, per garantire le lunghezze di plasticizzazione necessarie per avere adeguate rotazioni

plastiche delle zone critiche degli elementi, serve un rapporto minimo tra resistenza e snervamento. Per la gerarchia delle resistenze bisogna anche garantire dei valori massimi al rapporto tra lo snervamento effettivo e quello nominale e ancora al rapporto tra resistenza e snervamento.

L'acciaio B450C (ex FeB44k nazionale) soddisfa questi requisiti, con le sue caratteristiche di fatto coerenti con quelle normalizzate:

$f_{yk\ nom} = 450\ N/mm^2$	tensione caratteristica di snervamento (nominale)
$f_{tk\ nom} = 540\ N/mm^2$	resistenza caratteristica a trazione (nominale)
$\epsilon_{uk} \geq 7,0\ \%$	allungamento uniforme (sotto carico massimo)
$(f_t/f_y)_k \geq 1,13$	rapporto minimo di sovraresistenza
$(f_t/f_y)_k \leq 1,35$	rapporto massimo di sovraresistenza
$(f_y/f_{y\ nom})_k \leq 1,25$	rapporto massimo snervamento effettivo / nominale

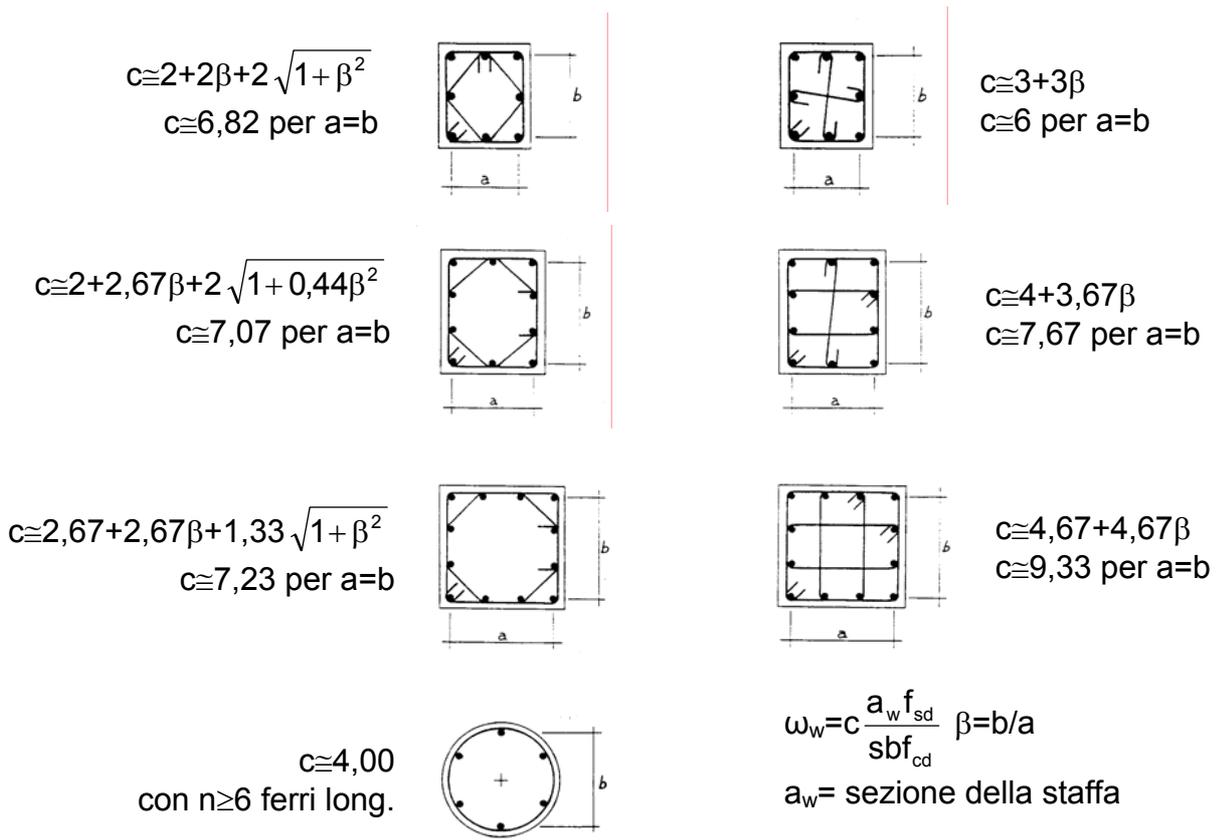


Figura 1.31

Dettagli di armatura

La principale prescrizione sui dettagli d'armatura riguarda la spaziatura delle staffe entro le zone critiche alle estremità delle travi e dei pilastri. Questo serve soprattutto contro l'instabilità delle barre longitudinali, in modo che possano snervarsi ciclicamente

senza precoci cedimenti. L'ordine di grandezza della spaziatura massima, per i normali diametri delle barre longitudinali, è $s=10$ cm (per es. $s \leq 5\phi$ con ϕ diametro delle barre). In realtà la sperimentazione e l'esperienza derivata dai terremoti mostrerebbero la necessità di spaziature ancora minori dell'ordine di $s \leq 3,5\phi$. Ciò interessa soltanto limitati tratti terminali degli elementi e rappresenta davvero un onere trascurabile rispetto al grandissimo incremento di capacità sismica che ne deriva. Basta per esempio dimezzare il passo alle due estremità dei pilastri con l'inserimento di poche staffe aggiuntive (v. Figura 1.32).

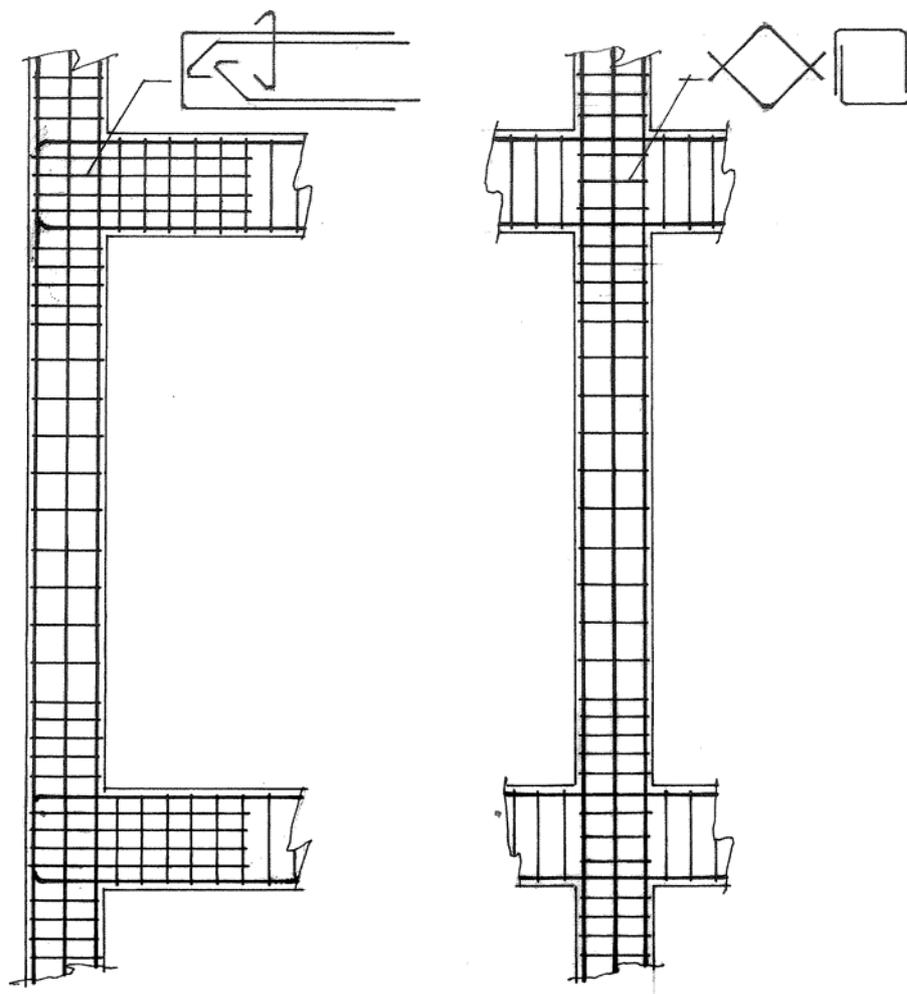


Figura 1.32

Le staffe devono essere chiuse e sagomate in modo da offrire un efficace ritegno contro lo sbandamento verso l'esterno delle barre (v. Figura 1.31). Con la loro forma forniscono anche un certo grado di confinamento del nucleo di calcestruzzo, che aumenta la duttilità flessionale della sezione. Per ottenere un significativo apporto di confinamento, la staffatura va dimensionata anche in rapporto allo sforzo assiale presente. Indicativamente si può porre per i pilastri un limite minimo al rapporto meccanico di staffatura con:

$$\omega_w \geq v_d$$

dove $\omega_w = A_w f_{yd} / A_c f_{cd}$, con $A_w = a_w l / s$ area equivalente della staffatura e l il suo sviluppo (v. Figura 1.31), e dove $v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ è l'azione assiale specifica di compressione. Per garantire un buon comportamento flessionale duttile, bisogna che l'azione assiale stessa sia contenuta entro il limite indicativo $v_d \leq 0,25$.

A meno che non si tratti di nodi confinati su tutti e quattro i lati dalle travi che vi convergono, la staffatura va estesa anche entro nodi trave-pilastro, che sono spesso sede di perniciose rotture fragili precoci. Qui le staffe devono essere sagomate in modo tale da consentire il loro inserimento attraverso i ferri, dopo la posa in opera delle gabbie d'armatura delle travi, come esemplificato in Figura 1.32.

Gerarchia delle resistenze

I calcoli di gerarchia delle resistenze, come s'è detto, servono ad escludere per la struttura meccanismi di collasso non duttili. Vi sono due principali regole applicative per la gerarchia delle resistenze, una riferita a ogni singolo elemento (trave o pilastro), l'altra riferita ai nodi dei piani intermedi dei telai multipiano:

La prima è la regola del "taglio forte con momento debole" e consiste nel dimensionare l'armatura al taglio, non in base alle azioni applicate, ma in base ai due momenti resistenti di estremità dell'elemento, in modo che la resistenza al taglio sia sovradimensionata rispetto alle capacità flessionali dell'elemento stesso. Questo esclude la possibilità di rottura fragile per taglio, in quanto si snerveranno prima le sezioni terminali per momento flettente.

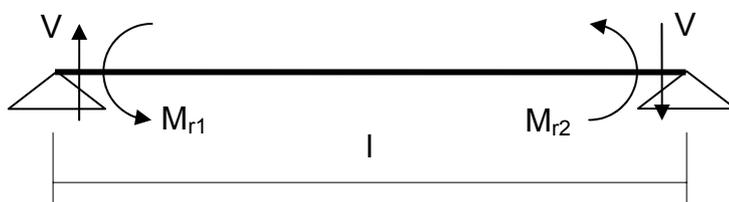


Figura 1.33

Il criterio è illustrato in Figura 33 dove

$$V = (M_{R1} + M_{R2}) / l$$

indica il taglio corrispondente ai due pertinenti momenti resistenti di estremità dell'elemento. Per la verifica dovrà risultare che l'effettiva resistenza al taglio sia superiore con adeguato margine:

$$V_{Rd} \geq \gamma_{Rd} V \quad \text{con } \gamma_{Rd} = 1,00 \text{ per CD" B" e } \gamma_{Rd} = 1,20 \text{ per CD" A"}$$

Questa regola, opportunamente adattata per le travi dove, oltre ai momenti di estremità, agisce anche un carico distribuito in campata, può facilmente essere applicata in modo sistematico a tutti gli elementi.

La seconda è la regola del "pilastro forte in trave debole" e consiste nel dimensionare i pilastri, a tutti i nodi dei piani intermedi di un telaio multipiano, non in base alle azioni

applicate, ma in base alla resistenza flessionale delle travi contigue, in modo che i pilastri stessi non possano snervarsi prima delle travi. Questo esclude il pernicioso meccanismo di collasso del piano debole, salvando la piena duttilità traslatoria globale della struttura.

Il criterio è illustrato in Figura 1.34 dove sono indicati con M'_{Ep} e M''_{Ep} i momenti agenti nelle sezioni dei pilastri superiore ed inferiore e con M'_{Rt} e M''_{Rt} i pertinenti momenti resistenti delle sezioni delle due travi. La verifica di resistenza dei pilastri si pone con:

$$M_{Rp} \geq \alpha M_{Ep}$$

dove appunto i momenti agenti dei pilastri sono amplificati tramite il coefficiente

$$\alpha = \gamma_{Rd} \frac{\sum M_{Rt}}{\sum M_{Ep}} \quad \text{con } \gamma_{Rd} = 1,10 \text{ per CD" B" e } \gamma_{Rd} = 1,30 \text{ per CD" A"}$$

che li riporta mediamente sopra al livello dei momenti resistenti delle travi.

Questa seconda regola è più complessa e può portare a notevoli sovradimensionamenti dei pilastri. Essa però riguarda poche strutture, perché strutture a telaio per edifici multipiano senza un sistema di pareti di controvento sono piuttosto rare.

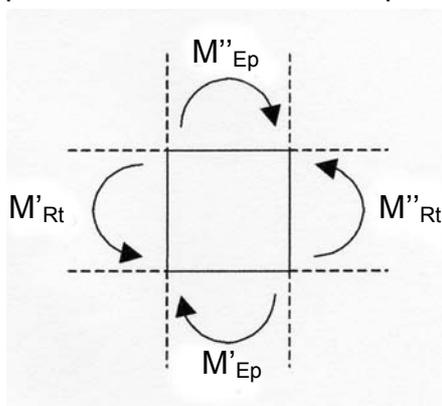


Figura 1.34

1.3.3 Strutture prefabbricate

Per le strutture prefabbricate, le norme prevedono, oltre a quelle già citate per le strutture gettate in opera, le seguenti tipologie:

- *strutture a grandi pannelli;*
- *strutture a celle tridimensionali;*
- telai monopiano con travi poggiate su “*pilastri isostatici*”.

Di fatto le prime due non hanno oggi un grande interesse applicativo. I telai monopiano su “pilastri isostatici” rappresentano un ulteriore tipo fra i sistemi a telaio, in realtà anch'esso scarsamente utilizzato. Questi telai infatti (Figure 1.35e-f) hanno appoggi scorrevoli sui quali bisogna garantire la compatibilità degli spostamenti contro la caduta della trave. Garanzia che si assicura molto meglio realizzando la continuità della struttura almeno al livello delle forze (Figure 135c-d).

La distinzione fra telai con vincoli di continuità e telai con pilastri isostatici è descritta sugli esempi di Figura 1.35, dove i telai (a) e (b) hanno vincoli ai nodi che assicurano la continuità di forze e momenti e sono rispettivamente 3 e 6 volte iperstatici. Anche i telai (c) e (d) sono iperstatici, rispettivamente 1 e 2 volte, grazie ai vincoli a cerniera che assicurano la continuità delle forze. I telai (e) e (f) sono invece isostatici, con vincoli scorrevoli che non assicurano la trasmissione continua delle forze orizzontali. Per questi ultimi si applica il fattore di struttura ridotto e si svolgono le verifiche specificatamente riferite dalle norme alla compatibilità degli scorrimenti sugli appoggi tra travi e pilastri.

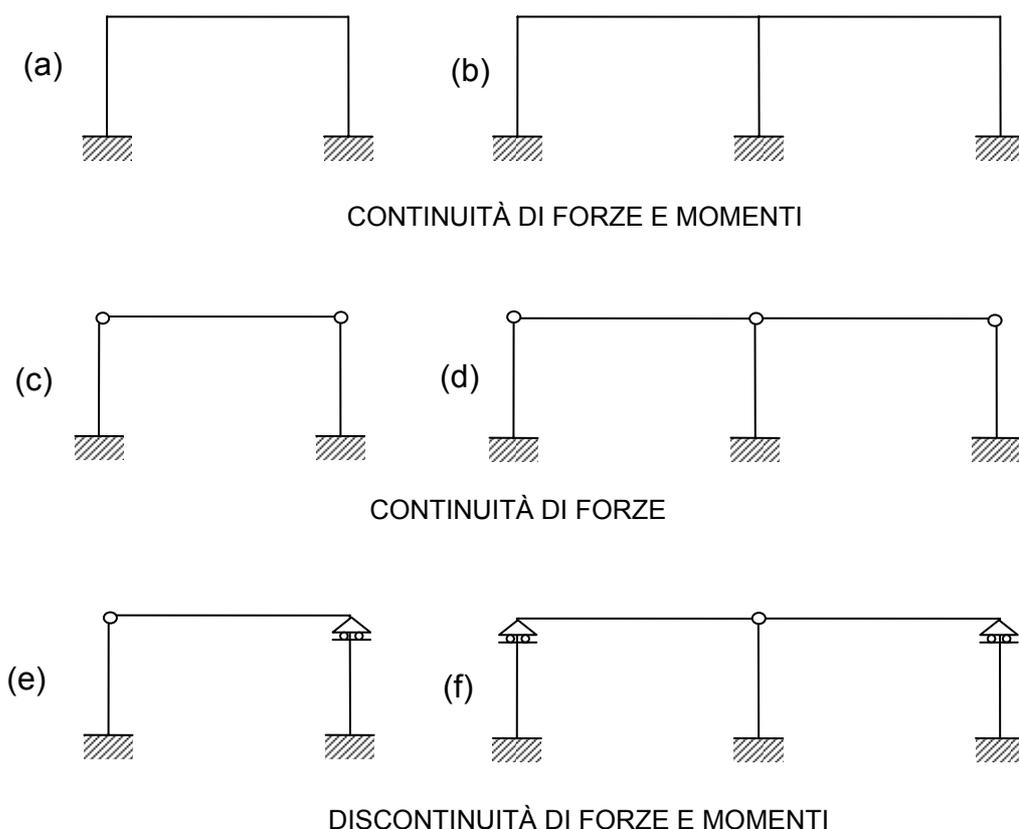


Figura 1.35

La Tabella 1.7 riporta dunque i valori del fattore di struttura per i diversi sistemi prefabbricati, aggiungendo ai valori q_0 già dati per le strutture gettate in opera quelli assunti per le tipologie specifiche ora citate.

Per i telai resi monolitici con vincoli totali ai nodi (v. Figura 1.36a) si assume lo stesso valore dei telai gettati in opera. Ai telai monopiano con cerniere ai nodi (v. Figura 1.36b) si assegna lo stesso valore con $\alpha_u/\alpha_1=1,0$ non avendo rilevanti risorse di iperstaticità. Per i telai con appoggi scorrevoli viene indicato valore ridotto.

Si è aggiunto infine il sistema pluripiano con travi incernierate di Figura 1.36c che si riferisce ad una tipologia abbastanza diffusa di strutture prefabbricate e che non risulta esplicitamente coperto dalle norme in questione. Questo sistema viene equiparato ai comuni sistemi a pareti con zone dissipative collocate solo alla base.

Pare invece corretto assegnare ai telai monopiano con unioni a cerniera e con copertura non connessa a diaframma la stessa penalizzazione $k_R=0,8$ del basso fattore di struttura prevista per gli edifici non regolari in altezza. Queste strutture infatti non sono in grado di manifestare alcuna redistribuzione in pianta delle azioni fra i diversi elementi resistenti e possono avere delle sconnesse risposte al moto del terreno, con esiti che non sono stati indagati compiutamente.

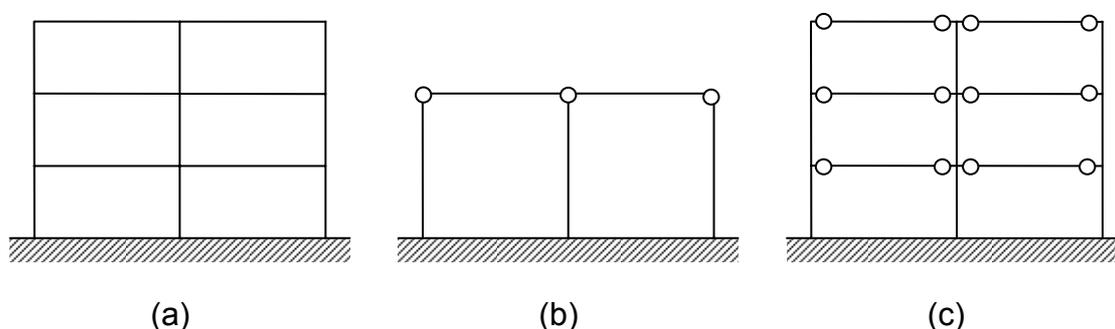


Figura 1.36

TIPOLOGIA	q_0 per CD''B''	q_0 per CD''A''
<i>a - TELAI CON UNIONI MONOLITICHE (COME SISTEMI A TELAIO)</i>	3,0 α_U/α_1	4,5 α_U/α_1
<i>b - TELAI MONOPIANO CON UNIONI A CERNIERA (COME SISTEMI A TELAIO)</i>	3,0	4,5
<i>c - TELAI PLURIPIANO CON UNIONI A CERNIERA (COME SISTEMI A PARETE)</i>	3,0	4,0
<i>d - TELAI MONOPIANO ISOSTATICI CON APPOGGI SCORREVOLI</i>	2,5	3,5
<i>e - STRUTTURE A GRANDI PANNELLI</i>	3,0	4,0 α_U/α_1
<i>f - STRUTTURE A CELLE MONOLITICHE</i>	2,0	3,0

Tabella 1.7

Le norme dunque equiparano i telai prefabbricati incernierati, di grande diffusione in Italia e all'estero, ai comuni telai gettati in opera, assegnando loro gli stessi fattori di

duttilità; e questo sotto precise condizioni. Le condizioni riguardano le unioni e prescrivono per tutti i sistemi strutturali le seguenti alternative:

- unioni situate fuori dalle zone critiche e sovradimensionate con $\gamma_{Rd}=1,10$ per CD”B” e $\gamma_{Rd}=1,15$ per CD”A” rispetto alle adiacenze;
- unioni situate entro le zone critiche e sovradimensionate con $\gamma_{Rd}=1,20$ per CD”B” e $\gamma_{Rd}=1,35$ per CD”A” rispetto alle adiacenze;
- unioni dotate di adeguata capacità dissipativa.

Va inoltre aggiunta la seguente fondamentale regola:

“Nei collegamenti fissi le travi in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti di supporto. Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento all’attrito.”

Quest’ultima condizione si riferisce all’unico tipo di crollo rilevato nelle strutture prefabbricate in occasione dei terremoti, quello di perdita dell’appoggio della trave sobbalzata dalla combinazione delle scosse sussultorie e ondulatorie fuori dal pilastro.

Le unioni a cerniera dei collegamenti fissi dei pilastri con le travi a loro sovrapposte vanno progettate con appositi connettori dimensionati in base alla massima forza orizzontale F compatibile con la resistenza flessionale M_{Rd} della base dei pilastri amplificata con il pertinente fattore γ_{Rd} :

$$F_{Rd} \geq \gamma_{Rd}F$$

$$F = M_{Rd}/h$$

dove h è l'altezza dei pilastri.

Funzionamento a diaframma

Il funzionamento a diaframma dei solai di piano e copertura è quello che permette di ripartire le azioni orizzontali del sistema sui diversi elementi resistenti dell’organismo strutturale e che assicura una risposta vibratoria complessivamente coerente di tutte le sue parti. Per una struttura gettata in opera tale funzione è facilmente assolta dalla monoliticità degli impalcati che formano una lastra continua indeformabile nel suo piano. Sarà sufficiente un incatenamento perimetrale, costituito da armature continue, e degli adeguati collegamenti con i montanti, per garantire la trasmissione degli sforzi nel diaframma così confinato e la loro ripartizione sui montanti stessi.

Anche per i solai costruiti con elementi prefabbricati e completati con getti in opera vi è una analoga possibilità di realizzare un buon funzionamento a diaframma, previ gli stessi accorgimenti di incatenamento e collegamento. Questo può riferirsi anche ai solai realizzati con elementi nervati completati con una soletta gettata in opera sopra gli elementi; può riferirsi ancora a solai realizzati con pannelli alveolari resi solidali con getti di riempimento dei giunti laterali e frontali.

In genere però le grandi coperture prefabbricate sono realizzate con elementi posati a secco, senza getti integrativi in opera e con unioni meccaniche saldate o bullonate. Per queste coperture il buon funzionamento a diaframma non è altrettanto scontato e la

trasmissione delle relative azioni, basata su meccanismi che dipendono dall'assetto delle unioni stesse, va analizzata caso per caso.

L'azione diaframma consiste in flussi di sforzi tangenziali Q attraverso cui si trasmettono le forze sismiche dai montanti più sollecitati a quelli meno sollecitati, ripartendole in modo uniforme sui montanti stessi e impedendo nel contempo risposte sconnesse dove alcune parti vibrino fuori fase rispetto ad altre. La valutazione precisa di questi sforzi è ardua; se ne può dare una valutazione approssimata in rapporto all'entità delle forze sismiche in gioco.

Posto di avere pilastrate di eguale rigidità, come in genere accade negli edifici industriali prefabbricati, a ciascuna di esse, nell'ipotesi di un perfetto comportamento a diaframma che porti ad eguali spostamenti in sommità, competerebbe una quota parte della forza inerziale complessiva F_h pari a $F_0 = F_h / (k+1)$, dove con k si è indicato il numero delle campate nella direzione ortogonale a quella dell'azione sismica considerata e $k+1$ è appunto il numero delle pilastrate interessate. Nell'ipotesi di una copertura completamente sconnessa e tenendo conto degli assetti prevalentemente isostatici dei sistemi di copertura degli edifici prefabbricati, alle pilastrate interne competerebbe, per il medesimo valore F_h della forza inerziale complessiva, una forza $F' = F_h / k$ pari a quella di una campata, mentre a quelli laterali spetterebbe una forza $F'' = F_h / 2k$ pari a quella di mezza campata.

L'effetto dell'azione diaframma potrà pertanto essere quantificato come differenza fra le forze di copertura sconnessa e quelle di diaframma rigido secondo le seguenti formule

$$\Delta F' = F_0 - F' = -\frac{F_h}{k(k+1)} = -\frac{\Delta F}{k-1} \quad \Delta F'' = F_0 - F'' = \frac{F_h(k-1)}{2k(k+1)} = \Delta F$$

Queste formule mostrano come per un'unica campata (senza pilastri interni) con $k=1$ non si abbia alcun effetto diaframma ($\Delta F=0$), per due campate si abbia il maggior effetto diaframma con $\Delta F = F''/3$.

Copertura con elementi affiancati

Una prima situazione è illustrata in figura 1.37a e si riferisce a coperture realizzate con elementi nervati affiancati e collegati l'uno all'altro da connessioni saldate poste sui bordi delle ali. In questo caso la solidarietà della lastra è realizzata in modo discreto, attraverso le connessioni puntuali indicate in figura dai pallini.

L'analisi può essere svolta su di uno schema equilibrato come quello di figura 1.34b. Posto che $F = F''$ rappresenti la forza inerziale corrispondente a metà campata, su uno degli n elementi della copertura si ha uno sforzo di trasmissione

$$Q = \Delta F / n$$

Per l'equilibrio dell'elemento si ha

$$R = Q/2 \quad \text{sugli appoggi}$$

$$S = \frac{Q l}{m b} \quad \text{lungo i bordi}$$

essendo due le connessioni dell'elemento sulla trave ed m il numero delle connessioni distribuite lungo un bordo. Con queste forze si verificheranno le connessioni stesse, sia quelle sull'appoggio con la trave, sia quelle sui giunti con gli elementi contigui.

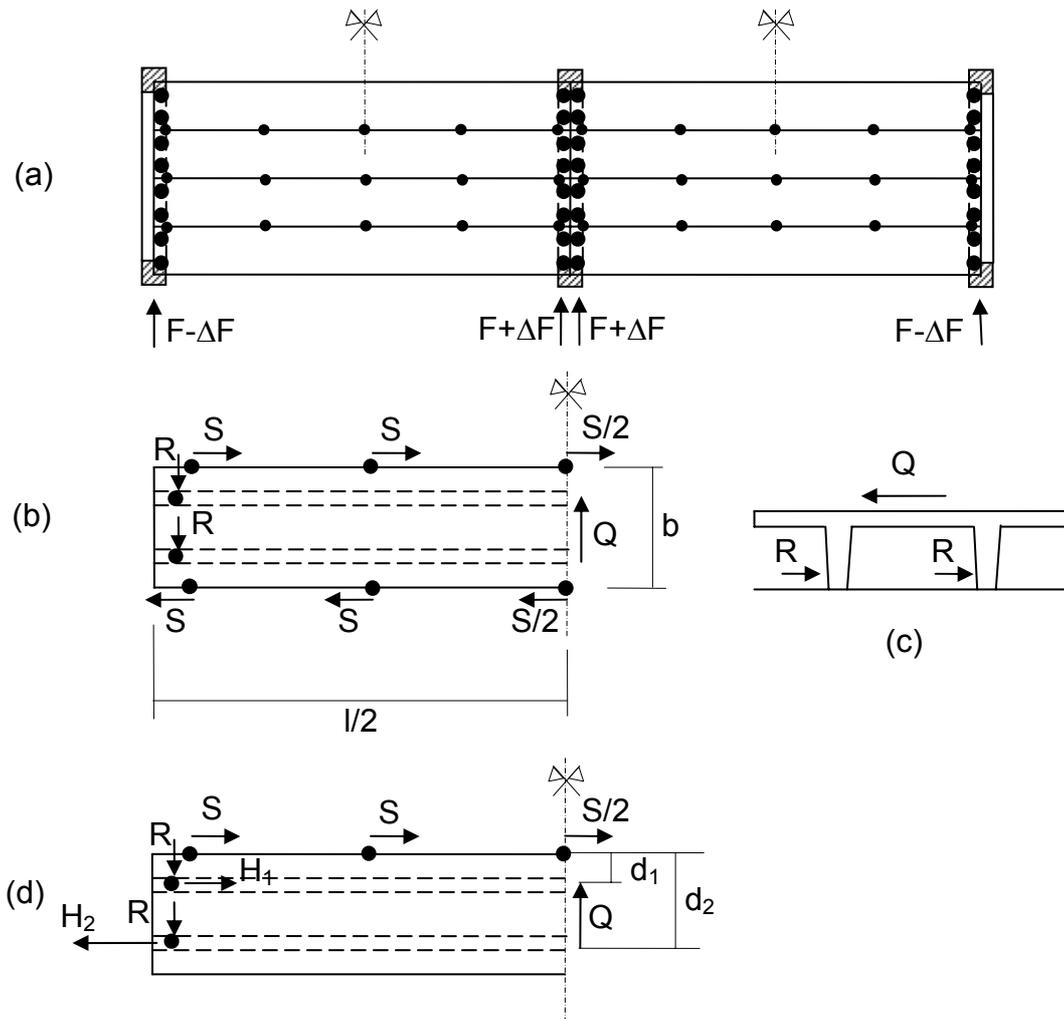


Figura 1.37

Da notare che le reazioni della trave portante sono in genere poste ad un livello inferiore rispetto al piano della lastra che trasmette lo sforzo Q (v. figura 1.37c) e questo produce locali flessioni trasversali nelle anime e nell'ala dell'elemento, con necessità di apposite verifiche o di specifici accorgimenti costruttivi.

L'ultimo elemento può avere un bordo libero; in tal caso l'equilibrio lungo la campata è assicurato dalle componenti H_1 e H_2 delle reazioni d'appoggio indicate in figura 1.37d:

$$H_1 = Q \frac{l}{2} \frac{1 - d_2/b}{d_1 - d_2}$$

$$H_2 = Q \frac{l}{2} \frac{1 - d_1/b}{d_2 - d_1}$$

Si ricorda che lo schema qui presentato salva l'equilibrio e non la congruenza e che può essere giustificato, per un calcolo allo stato limite ultimo della resistenza, qualora vi sia una sufficiente duttilità delle connessioni. Sulla base di esso si può assicurare un buon comportamento a diaframma alla copertura.

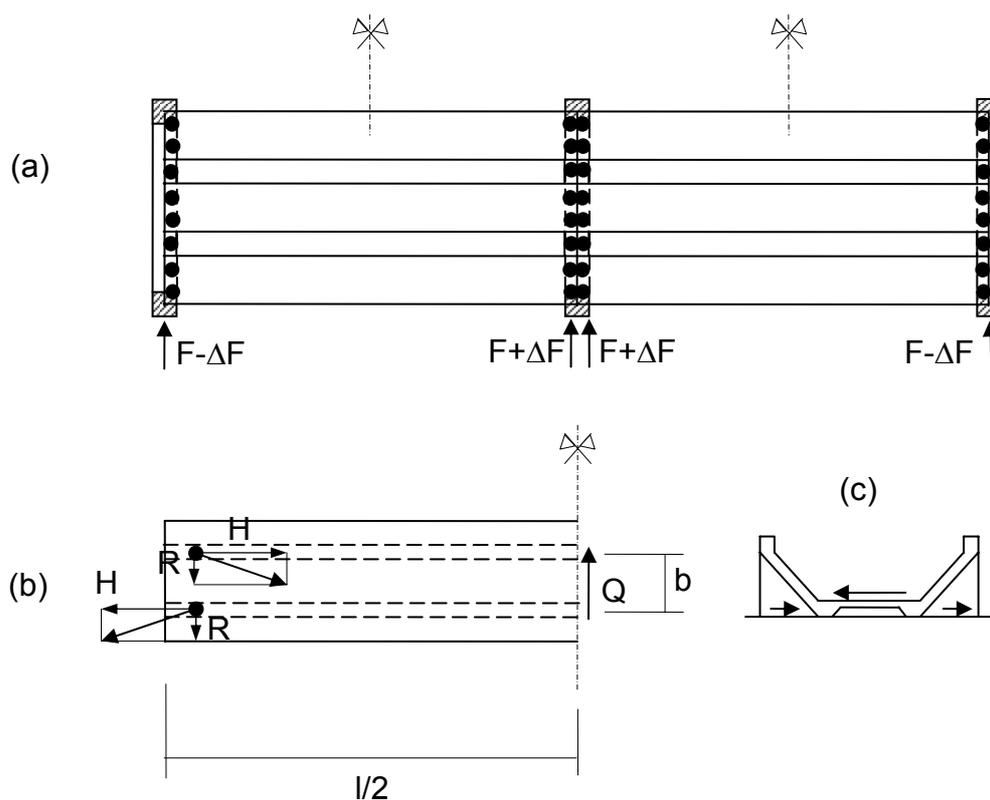


Figura 1.38

Copertura con elementi distanziati

In molti casi le grandi coperture con elementi prefabbricati prevedono l'illuminazione dall'alto attraverso lucernari continui. Gli elementi cioè restano distanziati e non possono essere connessi l'uno all'altro (v. figura 1.38a). Un certo grado di funzionamento a diaframma può ancora sussistere a condizione che le connessioni con la trave realizzino un incastro nel piano orizzontale del diaframma stesso.

In figura 1.38b è dunque rappresentato lo schema di un mezzo elemento con lo sforzo tangenziale $Q = \Delta F/n$ che gli compete. All'incastro con la trave si hanno le seguenti componenti delle reazioni:

$$R = \frac{Q}{2} \qquad H = \frac{Ql}{2b}$$

La coppia di connettori che realizza l'incastro va dunque verificata per queste forze, che hanno anche un notevole effetto sulle travi portanti a causa delle rilevanti azioni trasversali trasmesse.

Di un tale funzionamento a diaframma discontinuo non si ha ancora sufficiente conoscenza e più approfondite indagini restano necessarie con riferimento anche al comportamento deformativo dei vari tipi di elementi con i loro diversi profili (v. figura 1.38c).

Copertura con elementi sconnessi

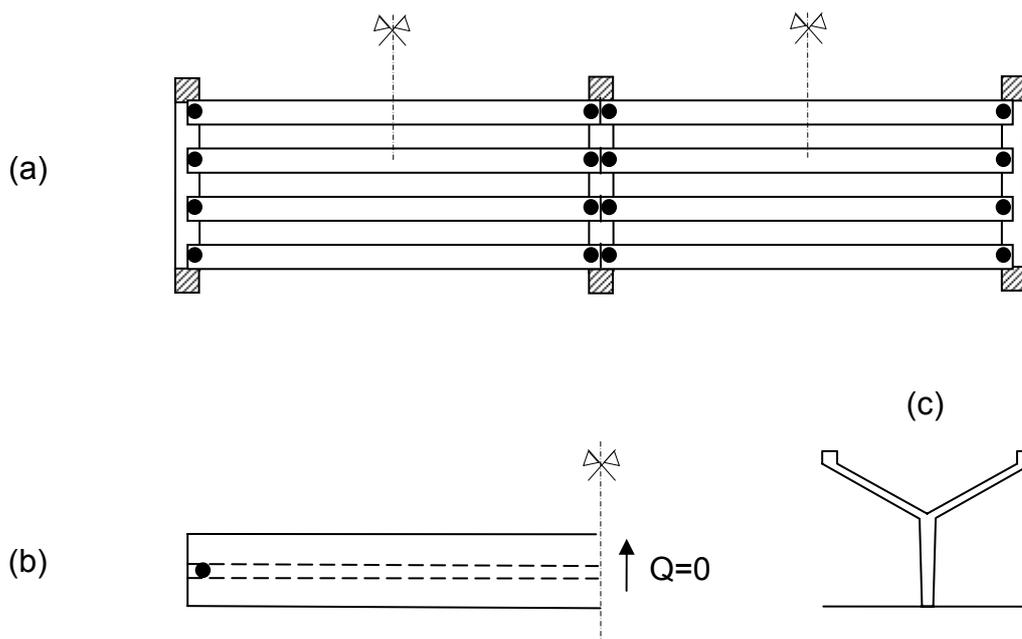


Figura 1.39

Nel caso di elementi mononervati, come quello rappresentato in figura 1.39c, la connessione semplice con la trave non consente alcun grado di incastro. Gli elementi funzionano come delle bielle incapaci di trasmettere alcuna azione di diaframma, come illustrato sullo schema di figura 1.39b. La copertura di figura 1.39a potrà avere dunque delle risposte sconnesse al sisma, con pilastrate che vibrano anche in opposizione di fase rispetto a quelle contigue. Per una tale risposta sorgono dunque problemi di compatibilità

deformativa, che coinvolgono la stabilità degli elementi di completamento e soprattutto la resistenza delle connessioni con le travi portanti.

Nel caso di siffatte coperture sconnesse si assumerà dunque il fattore di struttura ridotto con $k_R=0,8$. Si dovrà inoltre verificare la compatibilità delle deformazioni sotto le azioni sismiche per i diversi modi di vibrare della struttura. Si potranno considerare le due situazioni limite: quella di una vibrazione in fase di tutte le pilastrate dell'edificio e quella di una vibrazione in opposizione di fase. Queste situazioni sono rappresentate rispettivamente nelle figure 1.40a e 1.40b, che descrivono lo spostamento della copertura corrispondente all'ampiezza massima del moto, nell'ipotesi che le rigidezze traslatorie dei pilastri siano state dimensionate in modo proporzionale alle corrispondenti forze inerziali.

Indicando con q la massa della copertura per unità di lunghezza, per una vibrazione in fase come quella di figura 1.40a, su ogni pilastrata si ripartisce una sua porzione efficace

$$W = ql/2$$

che porta a delle conseguenti forze inerziali (con $\eta = 1$):

$$F = \alpha_g \bar{S}(T_1)W$$

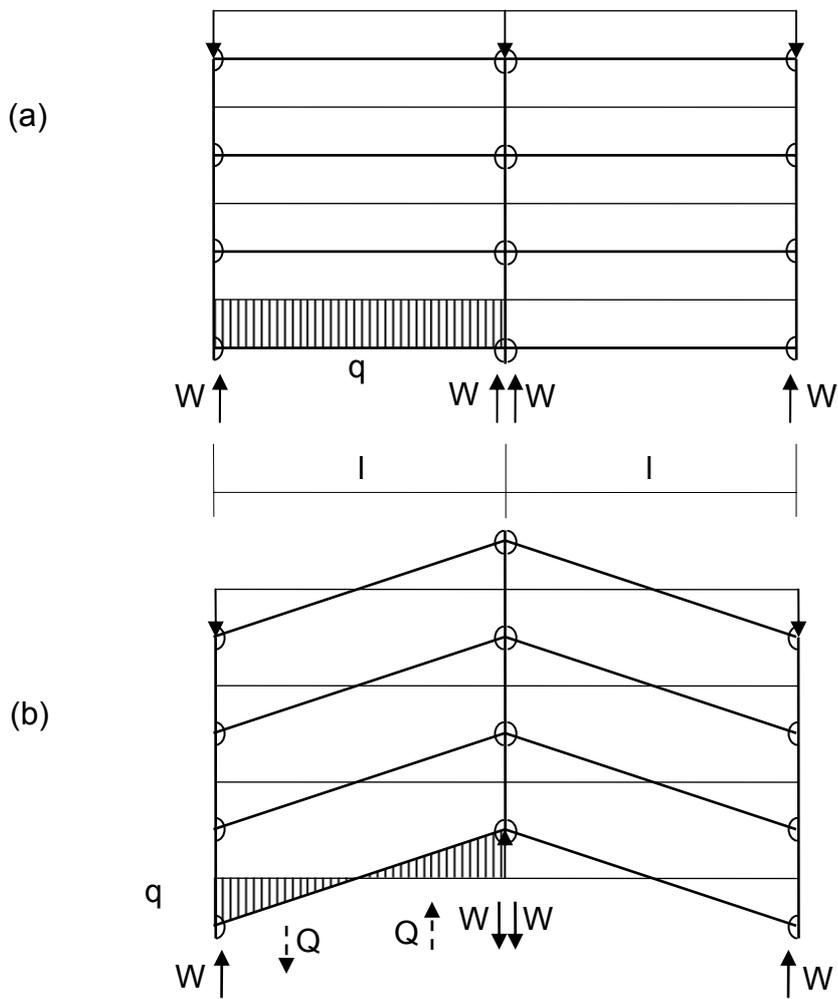


Figura 1.40

Per una vibrazione in opposizione di fase come quella di figura 1.40b, su ogni pilastrata si ripartirà un peso efficace che, per l'equilibrio rotatorio della vibrazione

$$Wl = Q \frac{2}{3}l$$

con

$$Q = \frac{1}{2} \frac{ql}{2}$$

vale

$$W = \frac{ql}{6}$$

Il peso efficace della massa coinvolta nella vibrazione risulta quindi tre volte minore che nel caso precedente e questo modifica sia il periodo proprio di vibrazione, sia l'entità della corrispondente forza inerziale:

$$F_e = \alpha_g S_e (T_1^n) W$$

Da notare che per la struttura sconnessa in esame, i diversi modi di vibrare potrebbero risultare più irregolari di quelli qui sopra ipotizzati. I due modi rappresentati nelle figure 1.40a e 1.40b rappresentano dunque due situazioni semplificate convenzionali che consentono, assieme al valore ridotto del coefficiente di struttura, un'analisi statica della struttura, riducendola ad un assieme di telai piani indipendenti con un solo grado di libertà. Una più precisa valutazione delle sollecitazioni può condursi attraverso un'analisi dinamica modale.

BIBLIOGRAFIA

- A. Castellani, E. Faccioli: Costruzioni in zona sismica, Hoepli
-
- T. Paulay, M.J.N. Priestley: Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, J. Wiley, 1992
-
- G.G. Panelis, A.J. Kappos: Earthquake-resistant concrete structures, Spon, 1997
-
- L. Petrini, R. Pinho, G.M. Calvi: Criteri di progettazione antisismica degli edifici, IUSS Press, 2004
- E. Cosenza, G. Magliulo, M. Pecce, R. Ramasco, Progetto antisismico di edifici in cemento armato, IUSS Press, 2004
- *O.P.C.M. 20.03.2003, Ordinanza n. 3274, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, G.U. n. 105 del 08.05.03
- *O.P.C.M. 03.05.2005, Ordinanza n. 3431, Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, G.U. n. 236 del 10.05.05
- *D.M. 14.07.2005, Norme tecniche per le costruzioni, G.U. n.222 del 23.09.05
- UNI EN 1998-1, Regole progettuali per le strutture antisismiche - Parte 1: 2006, Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

*In corso di trasposizione nella versione aggiornata 2007 delle Norme tecniche per le costruzioni.