



ASSOBETON

Sezione Strutture Prefabbricate

# Linee Guida ASSOBETON per la progettazione sismica di strutture prefabbricate

ASSOBETON, ABES ed i membri del Gruppo di Lavoro che hanno redatto il presente documento, pur avendo operato con massima diligenza, declinano ogni responsabilità relativamente all'utilizzo del suddetto documento.

# INDICE

1	CONSIDERAZIONI RIGUARDANTI L'ANALISI SISMICA DI EDIFICI PLURIPIANO CON ORIZZONTAMENTI INCERNIERATI .....	1
2	APPLICABILITA' DELLA GERARCHIA DELLE RESISTENZE (CAPACITY DESIGN).....	23
3	CONSIDERAZIONI SUI COLLEGAMENTI.....	48
4	CONSIDERAZIONI SUI FATTORI DI STRUTTURA .....	60
5	CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI.....	66
6	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI E DIMENSIONAMENTO DEI GIUNTI STRUTTURALI .....	71
7	SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE.....	78
8	VERIFICHE PER EDIFICI RICADENTI IN ZONA 4.....	86

## **1 CONSIDERAZIONI RIGUARDANTI L'ANALISI SISMICA DI EDIFICI PLURIPIANO CON ORIZZONTAMENTI INCERNIERATI**

Il paragrafo 7.4.6.1.2 delle NTC prevede una limitazione geometrica delle dimensioni dei pilastri nel caso in cui siano presenti apprezzabili effetti del secondo ordine, nel caso, cioè, in cui il parametro  $\theta$  sia maggiore di 0,1. Il corrispondente paragrafo della Circolare n. 617 consente una deroga a tale limitazione geometrica nel caso in cui gli effetti del secondo ordine vengano "compiutamente valutati attraverso un'analisi non lineare che tenga conto delle non-linearità sia meccaniche che geometriche".

Le NTC e la relativa Circolare non danno specifiche indicazioni su come tenere compiutamente conto delle suddette non-linearità ed in particolare delle non-linearità meccaniche.

Il problema potrebbe teoricamente essere risolto ricorrendo a procedure e ad analisi numeriche di livello superiore, che implicano anche l'utilizzo di codici di calcolo di livello superiore; tali procedure ed analisi numeriche si ritengono attualmente, in pratica, non adottabili nella operatività progettuale quotidiana.

Di seguito si illustra una possibile procedura di calcolo basata sull'utilizzo di analisi modali e sulla amplificazione delle sollecitazioni sismiche che risultano dalle analisi secondo quanto è indicato al punto 7.3.1 delle NTC.

Si ritiene che tale procedura possa essere applicata nel caso in cui i valori di  $\theta$  non superino il valore 0,2.

Come si evince dalla lettura della procedura sotto riportata:

- la non linearità dei materiali viene tenuta in conto mediante un opportuno abbattimento del valore delle rigidità flessionali calcolate a sezione interamente reagente;
- la non linearità geometrica viene messa in conto amplificando le sollecitazioni che risultano dalle analisi, in conformità a quanto è indicato al punto 7.3.1 delle NTC.

### **1.1 ANALISI ALLO SLV**

Le seguenti considerazioni si riferiscono a strutture di edifici monopiano o pluripiano nelle quali i pilastri sono incastrati alla base e le travi, e comunque gli impalcati, sono incernierate ai pilastri.

Di seguito si suppone che gli impalcati possano essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

Tali considerazioni si riferiscono esclusivamente alle verifiche sismiche della struttura.

La procedura di calcolo può comprendere le seguenti fasi:

**1. Predisposizione del modello numerico della struttura.** Tale modello deve rappresentare la struttura in 3D, con sufficiente dettaglio.

Per gli elementi sismoresistenti verticali (pilastri, pareti, ...) si adottano rigidità flessionali ridotte; in caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità può essere

ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati. Nel seguito si utilizza  $EJ_{rid} = 0.5E_{cm}J_c$ , dove  $E_{cm}$  è il valore del modulo elastico istantaneo del calcestruzzo (modulo elastico secante fra il valore di tensione nullo ed il valore pari a  $0,4 f_{cm}$ ), e  $J_c$  è il momento di inerzia delle sezioni calcolato con riferimento alle sole sezioni di calcestruzzo supposte interamente reagenti. Tale assunzione su  $J_{rid}$  è giustificata in quanto si suppone che gli elementi sismoresistenti siano fessurati e che le deformazioni delle armature siano oltre il limite elastico.

Occorre porre attenzione nel decidere quale dei due parametri (modulo elastico, momento d'inerzia) ridurre, in quanto la riduzione del modulo elastico porta ad una riduzione anche della rigidezza assiale EA.

Si ricorda che nel caso di manufatti per i quali si è effettuata la maturazione accelerata a vapore, la formula 11.2.5. delle NTC non è applicabile, pertanto occorre riferirsi alla letteratura specifica esistente.

## 2. Verifica della rigidezza degli impalcati.

Al fine di stabilire se gli impalcati possono essere considerati infinitamente rigidi, e quindi al fine di individuare l'applicabilità della presente procedura, si effettua l'analisi modale dell'edificio modellato in 3D sia nell'ipotesi di impalcato infinitamente rigido (le rigidzze flessionali dei vari elementi strutturali sono quelle definite nel precedente punto 1), sia mettendo in conto le effettive rigidzze degli elementi costituenti l'impalcato. Si confrontano poi i valori degli spostamenti ottenuti.

La EN 1998-1, al punto 4.3.1 afferma quanto segue:

La membratura orizzontale (l'impalcato) è considerata rigida se, modellandone la flessibilità reale nel piano, gli spostamenti orizzontali massimi dei nodi in condizioni sismiche non superano, più del 10 %, quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido.

Nel caso di edificio con impalcato che non può essere considerato rigido si ritiene possibile procedere nello spirito di quanto scritto in questa procedura modificando opportunamente alcuni criteri (tali modifiche saranno oggetto di ulteriori approfondimenti) quali, ad esempio, quelli relativi alla valutazione del parametro  $\theta$  e dell'eccentricità accidentale.

E' evidente che in ogni caso occorre eseguire una puntuale verifica dei vincoli interni fra gli elementi che compongono l'impalcato in termini di resistenza e di spostamenti. In particolare occorre effettuare accurate verifiche di compatibilità geometrica fra i vari elementi che compongono l'impalcato. Queste ultime verifiche, nel caso di impalcati non rigidi, assumono particolare rilevanza.

## 3. Analisi statica della struttura soggetta ai carichi statici previsti nella combinazione sismica di seguito indicata:

$$G_1 + G_2 + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

4. **Analisi delle frequenze della struttura.** Tale analisi ha il fine di individuare alcuni aspetti relativi al comportamento dinamico della struttura e di conoscere le masse partecipanti associate ai vari modi di vibrare; dai risultati dell'analisi delle frequenze si deduce il numero dei modi di vibrare da prendere in conto.
5. **a) Analisi modale con sisma agente lungo x.** Al fine di cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica, occorre considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§ C7.3.3.1 della Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009).
5. **b) Analisi modale con sisma agente lungo y.** Al fine di cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica, occorre considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§ C7.3.3.1 della Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009).
6. **a) Calcolo degli effetti dell'eccentricità accidentale** (non intenzionale) delle masse nella direzione y, per sisma agente in direzione x.

Si valuta, per ogni piano, il momento torcente  $F_{xi} \cdot e_{yi}$  essendo "e<sub>yi</sub>" l'eccentricità prescritta (così come definita al punto 7.2.6 delle NTC) ed  $F_{xi}$  la forza del piano i-esimo (sisma dir. x).

Per ogni piano il valore delle forze  $F_{xi}$  è quello relativo al modo prevalente di vibrare nella direzione x ottenuto dall'analisi modale di cui al punto 5a).

Tale calcolo è eseguito per tutti i piani.

Si esegue poi un'analisi statica lineare nella quale sono presenti nel modello soltanto i momenti torcenti di piano  $F_{xi} \cdot e_{yi}$  applicati tutti con verso concorde, come mostrato in figura 1-1.

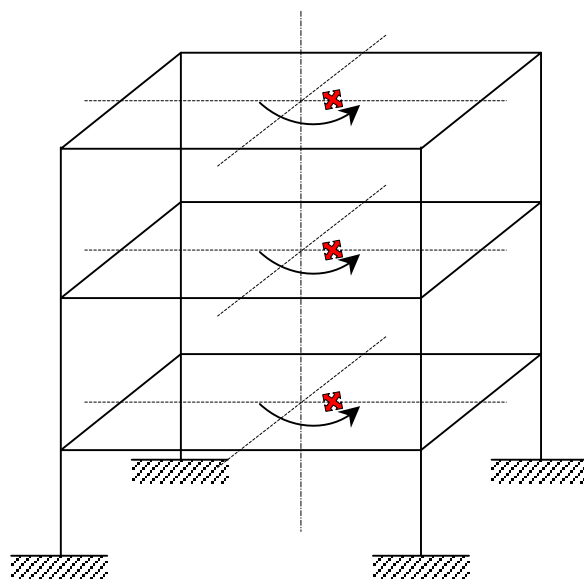


Figura 1-1.

6. b) In analogia a quanto fatto per l'altra direzione, **calcolo degli effetti dell'eccentricità accidentale** (non intenzionale) delle masse nella direzione  $x$ , per sisma agente in direzione  $y$ .

Si valuta, per ogni piano, il momento torcente  $F_{yi} \cdot e_{xi}$  essendo "e<sub>xi</sub>" l'eccentricità prescritta (così come definita al punto 7.2.6 delle NTC) dalla normativa ed  $F_{yi}$  la forza del piano  $i$ -esimo (sisma dir.  $y$ ).

Per ogni piano il valore delle forze  $F_{yi}$  è quello relativo al modo prevalente di vibrare nella direzione  $x$  ottenuto dall'analisi modale di cui al punto 5b).

Tale calcolo è eseguito per tutti i piani.

Si esegue poi una analisi lineare statica nella quale sono presenti nel modello soltanto i valori dei momenti torcenti di piano  $F_{yi} \cdot e_{xi}$  applicati tutti con verso concorde (vedi figura 1-1).

## 7. Calcolo dei valori del parametro $\theta$ .

Occorre calcolare due valori di  $\theta$  per ciascun piano; i due valori di  $\theta$ , indicati con  $\theta_x$  e con  $\theta_y$ , sono relativi alle due direzioni principali (direzioni del sisma).

Si osserva che nella relazione che esprime il parametro  $\theta$  ( $\theta = \frac{P\delta}{Vh}$ ) sono presenti spostamenti medi ( $\delta$ ) dei piani e forze di piano ( $V$ ) associati all'azione sismica. Si osserva inoltre che tali spostamenti e tali forze, affinché abbiano significato fisico, devono essere relativi ad un unico sistema di forze equilibrato; per tale ragione non possono essere adottati, per il calcolo di  $\theta$ , i valori di forze e di spostamenti derivanti dalle combinazioni CQC. Per il calcolo di  $\theta_x$  e  $\theta_y$  si ritiene quindi opportuno utilizzare i valori di forze e di spostamenti relativi al modo di vibrare prevalente per ciascuna delle due direzioni principali.

Gli spostamenti  $\delta$ , per ciascuna delle due direzioni principali, sono ottenuti secondo quanto è di seguito descritto:

- ✓ si considerano i valori degli spostamenti  $\delta$  relativi al suddetto modo prevalente;
- ✓ tali valori si sommano con i valori ottenuti dalle analisi statiche di cui ai punti 6a) e 6b) e si ottengono i valori "risultanti";
- ✗ i valori degli spostamenti  $\delta$  da utilizzare nel calcolo di  $\theta$  si ottengono moltiplicando i valori "risultanti" per il fattore  $q$  (Si ricorda che ciò vale se il periodo proprio corrispondente al modo prevalente è superiore a  $T_c$ ; per gli altri casi si veda il punto 7.3.3.3 delle NTC).

I tagli di piano  $V$ , per ciascuna delle due direzioni principali, sono quelli relativi al modo prevalente.

Si fa notare che per le altre verifiche previste dalle NTC in relazione agli spostamenti (martellamenti, perdite d'appoggio, ...), di regola si considerano i valori degli spostamenti ottenuti dalla combinazione CQC sommati ai corrispondenti valori ottenuti dalle analisi statiche di cui ai punti 6a) e 6b) divisi per il relativo fattore di partecipazione modale.

Considerata la particolare criticità che gli spostamenti allo SLV presentano in relazione ai possibili martellamenti e perdite di appoggio, si ritiene comunque opportuno valutare gli spostamenti come i massimi fra gli spostamenti calcolati dalla combinazione CQC e quelli

ottenuti considerando gli spostamenti relativi al modo prevalente divisi per il fattore di partecipazione modale.

Si fa presente inoltre che esistono altri modi di procedere secondo i quali il calcolo di  $\theta$  viene effettuato usando i valori di spostamenti e forze di piano ottenuti dalla combinazione CQC.

In merito al calcolo del parametro  $\theta$  si ricorda che lo stesso, dal punto di vista "fisico", rappresenta il rapporto fra i momenti del secondo ordine ed i momenti del primo ordine.

Con riferimento alla figura 1-2, e riferendosi ad una qualunque delle due direzioni del sisma, si evidenzia che i valori di  $\theta$ , per ciascuno dei tre piani, facendo diretto riferimento al "significato fisico" del parametro  $\theta$ , sono ottenuti considerando la parte di edificio che sta al di sopra del livello preso in esame ( $\theta$  globale), ed in particolare l'effettiva posizione dei carichi verticali nella condizione deformata.

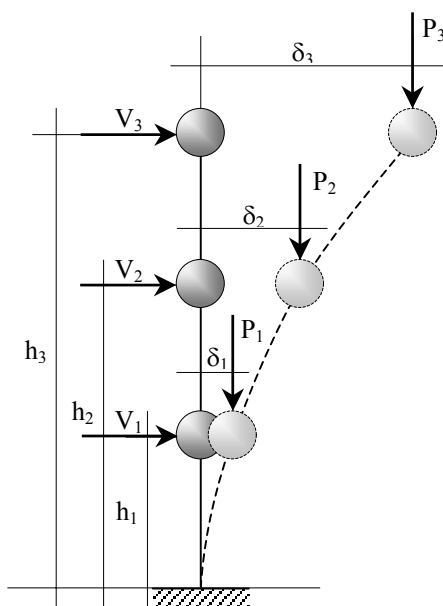


Figura 1-2.

Si ha dunque che, facendo diretto riferimento al "significato fisico" del parametro  $\theta$ , nel caso dei pilastri pluripiano incastrati alla base e con le travi incernierate ai pilastri stessi, la relazione che permette il calcolo dei  $\theta$  assume la forma:

$$\theta_J = \frac{\sum_{i=j+1}^N P_i (\delta_i - \delta_j)}{\sum_{i=j+1}^N V_i (h_i - h_j)} \quad (1)$$

( $J = 0$  rappresenta il piano di fondazione), anziché la formula indicata al punto 7.3.1 delle NTC.

La differente formulazione proposta trae origine dal fatto che le deformate di una tipica struttura prefabbricata con travi incernierate ai pilastri sono diverse da quelle di una struttura a nodi rigidi.

Al fine di verificare la validità della relazione suddetta si è proceduto così come è di seguito indicato.

Si sono esaminati alcuni casi semplici di telai piani nei quali le travi sono incernierate ai pilastri e, per ciascun caso, si sono svolte due analisi (vedi Appendice 2):

- ✓ l'analisi a) è un'analisi statica equivalente (analisi in campo elastico) i cui risultati, in termini di sollecitazioni, al fine di tenere conto degli effetti del secondo ordine (non linearità geometrica) sono stati amplificati per il fattore  $(1/(1-\theta))$ ; per il calcestruzzo si è utilizzato un valore del modulo elastico pari a  $E^*$ . Si ricorda che nel calcolo di  $q$  occorre fare riferimento agli spostamenti allo SLV che si ottengono moltiplicando per  $q$  (il fattore di struttura) gli spostamenti elastici;
- ✓ l'analisi b) è un'analisi elastica ottenuta tenendo "direttamente" conto degli effetti del secondo ordine; per tale analisi ci si è avvalsi di un codice FEM che tiene conto delle non linearità geometriche. Al fine di poter confrontare i risultati con quelli delle analisi a) si è utilizzato un valore del modulo elastico pari a  $E^*/q$  essendo  $q$  il valore del fattore di struttura adottato nelle analisi a).

In relazione agli esempi esaminati si è notato quanto segue:

- ✓ se si applica "in modo letterale" la formula che esprime il parametro  $\theta$  indicata al punto 7.3.1 delle NTC, si notano notevoli differenze fra i risultati delle analisi a) e delle analisi b);
- ✓ se per  $\theta$  si assumono i valori indicati nella formula (1) sopra riportata, si ottengono con le analisi a) risultati assai simili a quelli ottenuti con le analisi b). Si fa notare che la formula (1) discende dal significato fisico del parametro  $\theta$  che rappresenta il rapporto fra il momento del secondo ordine ed il momento del primo ordine.

Al fine di ricavare ulteriori informazioni si è poi (Appendice 3) esaminato il caso di un semplice telaio piano con travi infinitamente rigide rispetto ai pilastri, collegate in continuità ai pilastri stessi (tale caso è, ovviamente, solo teorico e, per così dire, può considerarsi duale del caso dei telai nei quali le travi sono incernierate ai pilastri); si sono svolte due analisi: una analisi a) ed una analisi b).

In relazione a tale esempio si è notato quanto segue:

- ✓ se si applica "in modo letterale" la formula che esprime il parametro  $\theta$  indicata al punto 7.3.1 delle NTC, si ottengono dalla analisi a) risultati assai simili a quelli che si ottengono dalla analisi b);
- ✓ se per  $\theta$  si assumono i valori indicati nella formula (1), si notano notevoli differenze fra i risultati delle analisi a) e delle analisi b).

Da quanto è sopra scritto appare che, nel caso di telai con travi incernierate nei pilastri, limitatamente ai casi esaminati e considerando "risultati veri" quelli derivanti dalle analisi b), la formula (1) permette di ottenere, eseguendo analisi a) risultati in migliore accordo con le corrispondenti analisi b).

E' evidente che, per poter ragionevolmente generalizzare quanto è sopra scritto, occorre analizzare un numero congruo di esempi (in aggiunta a quelli già esaminati) considerando, ad esempio, anche il caso di telai che si sviluppano nello spazio ed il caso di telai caratterizzati da mancanza di simmetria. Tali ulteriori analisi devono essere eseguite per poter disporre di risultati riguardanti una molteplicità di telai che possa rappresentare con sufficiente attendibilità la realtà dei casi che si incontrano nella pratica progettuale.



Si fa presente tuttavia che esistono altri modi di procedere secondo i quali il calcolo di  $\theta$  viene effettuato interpretando letteralmente la formula 7.3.2..

Nel seguito, per semplicità di esposizione, si fa dapprima riferimento ad un edificio monopiano; in tale edificio le strutture verticali sono costituite da pilastri.

Nel caso di edificio monopiano la relazione (1) assume la seguente forma:

$$\theta = \frac{P\delta}{V_h} \quad (2)$$

Con riferimento alle NTC si considera che lo spostamento  $\delta$  sia lo spostamento medio del piano (del piano di copertura nel caso dell'edificio monopiano).

Tale spostamento medio può essere calcolato come la somma dei 2 spostamenti dei lati del piano paralleli alla direzione considerata divisa per 2; tale spostamento, dunque, è lo spostamento del centro geometrico del piano nella direzione considerata (vedi figura 1-3).

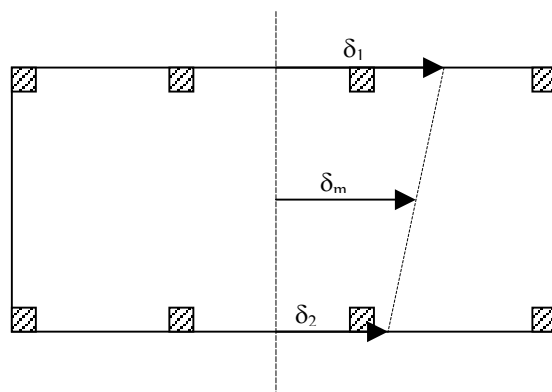


Figura 1-3.

I valori degli spostamenti sono da intendersi come i valori delle componenti degli spostamenti secondo la direzione esaminata, che è la direzione del sisma presa in considerazione.

Quanto detto sulla definizione di spostamento medio vale per impalcati di forma rettangolare in cui il baricentro delle masse e delle rigidezze coincidono, oppure sono allineati lungo uno degli assi x e y assunti (vedi figura 1-4). Per impalcati con forma diversa da quella rettangolare e comunque tipologicamente diversi da quelli indicati in figura 1-4, devono essere formulate opportune valutazioni<sup>1</sup>.

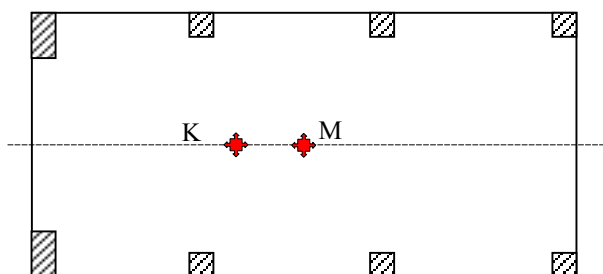


Figura 1-4.

<sup>1</sup> E' previsto che tali aspetti saranno oggetto di ulteriori approfondimenti.

Il valore della forza  $V$  di piano presa in considerazione è la risultante delle forze di piano nella direzione esaminata.

Nel caso dell'edificio monopiano si ha dunque che sono da calcolare due valori di  $\theta$ : il valore  $\theta_x$  relativo al sisma agente secondo  $x$  ed il valore  $\theta_y$  relativo al sisma agente secondo  $y$ . Si ha allora che la relazione (2) si particolarizza nelle due relazioni seguenti:

$$\theta_x = \frac{P \cdot \delta_x}{V_x \cdot h} \quad (3a)$$

$$\theta_y = \frac{P \cdot \delta_y}{V_y \cdot h} \quad (3b)$$

Nel caso di edifici pluripiano per ogni piano si calcolano i due valori  $\theta_{xj}$  e  $\theta_{yj}$  dedotti dalla (1) per ciascuna delle due direzioni principali  $x$  ed  $y$ .

Per ciascuna delle due direzioni principali ( $x$  ed  $y$ ) si considera che lo spostamento medio del piano  $i$ -esimo sia ottenuto con gli stessi criteri descritti per il monopiano.

I valori degli spostamenti  $\delta_j$  sono da intendersi come i valori delle componenti degli spostamenti secondo la direzione esaminata.

Il valore della forza  $V_j$  di piano presa in considerazione è la risultante delle forze di piano nella direzione esaminata.

In generale, dunque, nel caso di edifici pluripiano con  $n$  piani si calcolano  $n$  valori di  $\theta_{xj}$  ed  $n$  valori di  $\theta_{yj}$ .

## 8. Valutazione dei valori del parametro $\theta$

Si esaminano separatamente tutti i valori di  $\theta_{xj}$  (uno per ciascun piano) e, poi, tutti i valori di  $\theta_{yj}$  (uno per ciascun piano).

### 8a - valutazione dei valori di $\theta_x$

Facendo riferimento ai valori di  $\theta_x$  sono possibili i seguenti casi:

- ciascun  $\theta_{xj}$  è minore di 0,1. Non sono presenti (nella direzione  $x$ ) significativi effetti del secondo ordine. Non occorre dunque tener conto nelle analisi sismiche degli effetti del secondo ordine (si veda il successivo punto 9.1));
- almeno uno dei  $\theta_{xj}$  è maggiore di 0,1 ma è comunque minore di 0,2. In tal caso occorre amplificare le sollecitazioni dovute all'azione sismica relative agli elementi strutturali posti in corrispondenza dei piani nei quali si verifica  $\theta_{xj} > 0,1$  (si veda il punto 9.2));
- almeno uno dei  $\theta_{xj}$  è maggiore di 0,2 ma è comunque minore di 0,3. In questo caso le NTC non forniscono alcuna indicazione circa le modalità con cui tener conto degli effetti del secondo ordine. Sarebbe necessario valutare gli effetti delle non-linearità con altri metodi; le NTC però non indicano quali<sup>2</sup>;
- in nessun caso  $\theta_{xj}$  può essere maggiore di 0,3.

<sup>2</sup> E' previsto che tali aspetti saranno oggetto di ulteriori approfondimenti.

### 8b - valutazione dei valori di $\theta_y$

Facendo riferimento ai valori di  $\theta_y$  sono possibili i seguenti casi:

- a. ciascun  $\theta_{y_j}$  è minore di 0,1. Non sono presenti (nella direzione  $y$ ) significativi effetti del secondo ordine. Non occorre dunque tener conto nelle analisi sismiche degli effetti del secondo ordine (si veda il successivo punto 9.3));
- b. almeno uno dei  $\theta_{y_j}$  è maggiore di 0,1 ma è comunque minore di 0,2. In tal caso occorre amplificare le sollecitazioni dovute all'azione sismica relative agli elementi strutturali posti in corrispondenza dei piani nei quali si verifica  $\theta_{y_j} > 0,1$  (si veda il punto 9.4));
- c. almeno uno dei  $\theta_{y_i}$  è maggiore di 0,2 ma è comunque minore di 0,3. In questo caso le NTC non forniscono alcuna indicazione circa le modalità con cui tener conto degli effetti del secondo ordine. Sembrerebbe necessario valutare gli effetti delle non-linearità con altri metodi; le NTC però non indicano quali<sup>3</sup>;
- d. in nessun caso  $\theta_{x_j}$  può essere maggiore di 0,3.

## **9. Calcolo degli effetti dell'azione sismica**

Si calcolano separatamente gli effetti dovuti al sisma agente secondo  $x$  e gli effetti dovuti al sisma agente secondo  $y$ .

Si ricorda che gli effetti dell'azione sismica comprendono sia le sollecitazioni (momenti, tagli, ...) che gli spostamenti.

### Effetti dovuti al sisma agente secondo $x$ .

- 9.1) Nel caso in cui tutti i valori di  $\theta_{x_j}$  siano inferiori a 0,1 i valori degli effetti dell'azione sismica si ottengono sommando:
  - o i valori ottenuti dall'analisi modale (valori della CQC) di cui al punto 5a);
  - o i valori ottenuti dall'analisi statica lineare di cui al punto 6a) divisi per il relativo fattore di partecipazione modale.
- 9.2) Nel caso in cui uno o più valori di  $\theta_{x_j}$  sono maggiori di 0,1 ma minori di 0,2, i valori degli effetti dell'azione sismica in corrispondenza dei suddetti uno o più piani si ottengono moltiplicando i valori ottenuti al precedente punto 9.1 per  $1/(1-\theta_{x_j})$ .

### Effetti dovuti al sisma agente secondo $y$ .

- 9.3) Nel caso in cui tutti i valori di  $\theta_{y_j}$  siano inferiori a 0,1, i valori degli effetti dell'azione sismica si ottengono sommando:
  - o i valori ottenuti dall'analisi modale (valori della CQC) di cui al punto 5b);
  - o i valori ottenuti dall'analisi statica lineare di cui al punto 6b) divisi per il relativo fattore di partecipazione modale.
- 9.4) Nel caso in cui uno o più valori di  $\theta_{y_j}$  sono maggiori di 0,1 ma minori di 0,2, i valori degli effetti dell'azione sismica in corrispondenza dei suddetti uno o più piani si ottengono moltiplicando i valori ottenuti al precedente punto 9.3 per  $1/(1-\theta_{y_j})$ ;

Al termine della fase 9 si dispone dunque di due gruppi di risultati: uno relativo all'azione del sisma agente secondo  $x$  ed uno relativo all'azione del sisma agente secondo  $y$ .

## 10. Calcolo delle combinazioni sismiche

Nei casi in cui si può trascurare l'azione verticale del sisma si ottengono 32 combinazioni sismiche, ciascuna delle quali è individuata dalla relazione:

$$E + G_1 + G_2 + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

Gli effetti dell'azione sismica (E) si ottengono dalle relazioni generali (7.3.15 NTC):

$$E_x + 0,3E_y \qquad E_y + 0,3E_x$$

Dalle suddette relazioni si ottengono 8 possibili combinazioni:

+E <sub>x</sub> + 0,3E <sub>y</sub>	+E <sub>x</sub> - 0,3E <sub>y</sub>
-E <sub>x</sub> + 0,3E <sub>y</sub>	-E <sub>x</sub> - 0,3E <sub>y</sub>
+E <sub>y</sub> + 0,3E <sub>x</sub>	+E <sub>y</sub> - 0,3E <sub>x</sub>
-E <sub>y</sub> + 0,3E <sub>x</sub>	-E <sub>y</sub> - 0,3E <sub>x</sub>

Le suddette otto combinazioni devono essere valutate per ciascuna delle possibili coppie (sisma x, sisma y) che si ottengono tenendo conto delle eccentricità accidentali, così come è di seguito indicato:

$$X(+e); Y(+e)$$

$$X(+e); Y(-e)$$

$$X(-e); Y(+e)$$

$$X(-e); Y(-e)$$

Al fine di chiarire le quattro relazioni sopra riportate, con riferimento alla prima relazione si veda la figura 1-5.

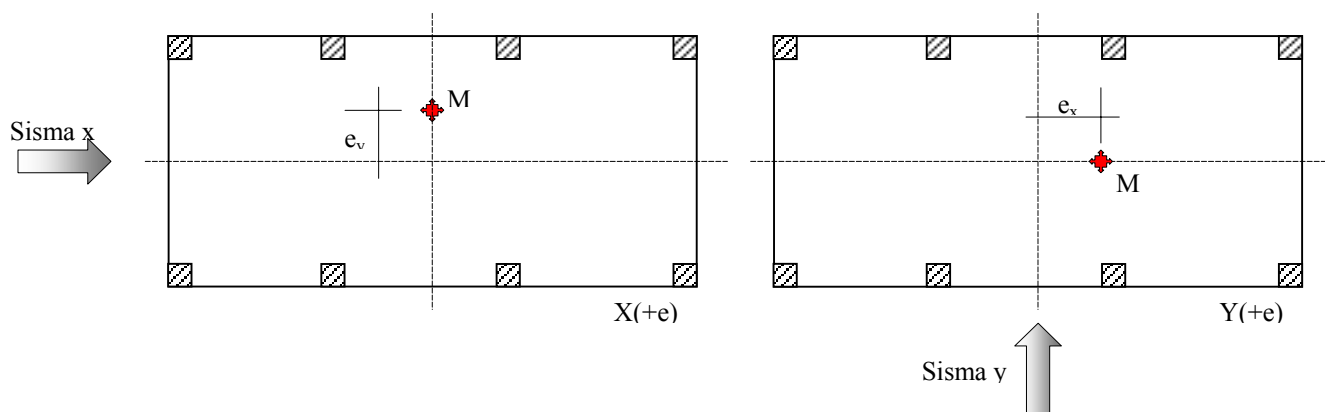


Figura 1-5.

Al termine dei calcoli della fase 10 si dispone delle sollecitazioni e degli spostamenti relativi alle combinazioni sismiche. Con tali valori si procede alle verifiche prescritte dalle NTC.

### 1.1.1 Considerazioni aggiuntive

Con riferimento all'eccentricità accidentale (punto 6a) e 6b)), si osserva che la valutazione dei suoi effetti può essere effettuata anche spostando il baricentro delle masse direttamente sul modello matematico, con riferimento al valore dell'eccentricità previsto dalla normativa. In tal caso la procedura sopra descritta viene modificata come nel seguito indicato:

- al punto 4 si rendono necessarie quattro analisi in frequenza della struttura;
- nel punto 5 devono essere eseguite le quattro analisi modali corrispondenti;
- al punto 7 i valori "risultanti" degli spostamenti da amplificare con il fattore di struttura "q" da utilizzare nelle verifiche previste dalle NTC sono quelle ricavate direttamente dalle quattro analisi modali eseguite al punto 5;

Si fa notare inoltre che, in conformità a quanto scritto ai precedenti punti 6a) e 6b)), per la valutazione dei momenti torcenti di piano le forze  $F_i$ , per ciascuna delle due direzioni principali, possono essere ottenute da un'analisi statica equivalente, utilizzando l'accelerazione spettrale ( $S_d$ ) del modo prevalente ( $T_1$ ) (si faccia riferimento alla formula 7.3.6 delle NTC).

Nella presente procedura non si è tenuto conto degli effetti del secondo ordine dovuti ai soli carichi gravitazionali in quanto "di solito" gli spostamenti orizzontali dovuti a tali carichi sono di lieve entità. E' evidente che, nel caso di strutture nelle quali tali valori siano significativi (così come nel caso di edifici con pensiline poste in posizioni non simmetriche, aventi luce elevata), gli effetti del secondo ordine indotti da tali carichi gravitazionali devono essere opportunamente presi in conto.

## 1.2 ANALISI AGLI SLE (SLO E SLD)

Agli Stati Limite di Esercizio l'analisi sismica di edifici pluripiano con orizzontamenti incernierati ai pilastri si esegue utilizzando la procedura già presentata alle pagine precedenti con le seguenti modifiche:

- il fattore di struttura "q" assume valore unitario:  $q = 1$ ;
- lo spettro di progetto è ricavato utilizzando i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  relativi allo stato limite considerato.

Per quanto attiene alle verifiche (spostamenti e/o resistenze) da effettuarsi agli Stati Limite d'Esercizio, occorre fare riferimento al capitolo 7.3.7 delle NTC.

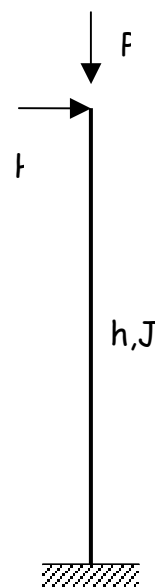
Si osserva che per valori alti del fattore di struttura "q" usato nell'analisi allo SLV, nell'analisi agli Stati Limite d'Esercizio (SLO e SLD) si possono ottenere sollecitazioni con valori paragonabili a quelli ottenuti nell'analisi allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Si osserva inoltre che per valori bassi del fattore di struttura "q" usato nell'analisi allo SLV, nell'analisi agli Stati Limite d'Esercizio per gli elementi sismoresistenti verticali è possibile adottare rigidità flessionali meno ridotte.

## APPENDICE 1

### CONSIDERAZIONI SUL FATTORE AMPLIFICATIVO $1/(1-\theta)$

Si consideri il seguente pilastro a mensola di altezza  $h$  e sezione con momento d'inerzia  $J$ . Sia  $H$  la forza orizzontale superiore che si ottiene da un'analisi sismica (modale o statica equivalente) applicata in sommità e  $P$  il corrispondente carico verticale.



#### Esempio n.1:

$$l=800 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{12} 70 \cdot 70^3 = 1.08 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{3EJ}{h^3} = \frac{3 \cdot (0.5 \cdot 35547) \cdot 1.08 \cdot 10^{10}}{8000^3} = 1125 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \text{ dove}$$

si è utilizzata il 50% della rigidità di sezione interamente reagente per simulare la non linearità meccanica.

$$m=50000 \text{ kg (massa applicata in sommità)} \quad P=50000 \cdot 9.81=490.5 \text{ kN}$$

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} = 1.32 \text{ s periodo proprio della struttura}$$

Nota il periodo ed entrando nello spettro di progetto relativo al sito in cui dovrà sorgere la costruzione, si può ricavare l'accelerazione spettrale  $S_d(T)$  e quindi l'azione sismica equivalente come  $H_{sismica}=m \cdot S_d(T)$ .

Nel caso di  $a_g/g=0.25$ ,  $F_0=2.5$ ,  $T_c=0.4$ ,  $S=1.5$  e  $q=3$  si ottiene:

$$H_{sismica} = m \cdot \left( a_g F_0 S \frac{1 T_c}{q T} \right) = 50000 \cdot \left( 0.25 \cdot 9.81 \cdot 2.5 \cdot 1.5 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{0.4}{1.32} \right) = 46.5 \text{ kN}$$

Nota la forza  $H$  si vuole calcolare l'effetto del II ordine.

Si calcola dapprima il fattore  $\theta$  come rapporto fra il momento del II ordine (con spostamento allo S.L.V.) e quello del I ordine.

$$\theta = \frac{P \cdot d_{SLV}^1}{H \cdot h} = \frac{P \cdot (q \cdot d_e^1)}{H \cdot h} = \frac{P}{k^* h} \quad \text{con } k^* = \frac{k}{q} \text{ e quindi}$$

Si esprime ora il primo termine del metodo iterativo  $P-\Delta$  per il calcolo dell'effetto del II ordine in funzione di  $\theta$ :

$$\Delta H^{(1)} = \frac{P \cdot d_{SLV}^1}{h} = H \cdot \theta \text{ ossia la forza orizzontale equivalente al I passo del metodo P-}\Delta$$

coincide con il prodotto della forza orizzontale applicata all'asta per il coefficiente  $\theta$  definito dalla normativa. Questa forza viene ora utilizzata per il II passo del procedimento ricordando che lo spostamento che essa provoca vale:

$$d_{SLV}^{(2)} = \frac{\Delta H^{(1)}}{k^*} \text{ (si noti che si utilizza sempre la rigidezza abbattuta di } q \text{ in modo da}$$

considerare gli spostamenti dello S.L.V.)

Allora si ottiene che la forza orizzontale equivalente al II passo vale:

$$\Delta H^{(2)} = \frac{P \cdot d_{SLV}^{(2)}}{h} = \frac{P}{k^* h} \cdot H \cdot \theta = H \cdot \theta^2 \text{ ossia coincide con il prodotto della forza orizzontale}$$

applicata all'asta per il coefficiente  $\theta$  elevato al quadrato.

Procedendo iterativamente, e ricordando di usare sempre  $k^* = k/q$ , si ottiene che l'n-esimo incremento di forza da applicare vale:

$$\Delta H^{(n)} = H \cdot \theta^n$$

e pertanto il momento totale al piede dell'asta comprensivo dell'effetto del II ordine vale:

$$M_{TOT} = (H + H\theta + H\theta^2 + H\theta^3 + H\theta^4 \dots + H\theta^n) \cdot h = H \cdot h \cdot (1 + \theta + \theta^2 + \theta^3 + \theta^4 + \dots + \theta^n)$$

in cui si vede che esso è pari al prodotto del momento del I ordine per il termine tra parentesi che rappresenta la  $\sum_0^n \theta^k$ .

In particolare è facile dimostrare (basta moltiplicare la  $\sum_0^n \theta^k$  per il fattore  $(1-\theta)$  sia al numeratore che al denominatore) che tale somma è uguale a  $\frac{1 - \theta^{n+1}}{1 - \theta}$ .

Facendo tendere il numero dei passi di iterazione (n) all'infinito si ha:

$$\lim_{n \rightarrow +\infty} \left( \frac{1 - \theta^{n+1}}{1 - \theta} \right) = \frac{1}{1 - \theta} \text{ poiché } \theta^{n+1} \text{ tende a } 0 \text{ per } n \rightarrow +\infty \text{ e } |\theta| < 1.$$

Resta pertanto dimostrato che per una colonna isolata (ma la dimostrazione è estendibile al caso di portali monopiano con travi incernierate in sommità alle colonne) effettuare un'analisi del II ordine (ad esempio con il metodo P- $\Delta$  come qui presentato) è equivalente a moltiplicare i risultati del I ordine per il fattore correttivo proposto dalle attuali normative nazionali ed europee.

Si sottolinea ancora una volta che i risultati coincidono a patto di utilizzare nell'analisi al II ordine l'opportuna rigidezza traslatoria  $k$  ridotta del fattore di struttura. Si noti, tuttavia, che il risultato precedente è del tutto generale a prescindere dalla natura della forza orizzontale considerata e che l'abbattimento di  $k$  è necessario solo per la particolare analisi che si vuole compiere in questa sede.

Si prosegue l'esempio n.1 per mostrare quanto affermato:



Secondo il procedimento della normativa si ha:

$$M_{Iordine} = H_{sismica} \cdot h = 45.6 \cdot 8 = 364.8 \text{ kNm}$$

$$d_e^1 = \frac{H}{k} = \frac{45600N}{1125N/mm} = 40.53mm$$

$$\theta = \frac{490.5kN \cdot 3 \cdot 4.053cm}{45.6kN \cdot 800cm} = 0.1635 \text{ e quindi } \frac{1}{1-\theta} = 1.1954.$$

$$M_{TOT} = M_{Iordine} \cdot 1.1954 = 436.1 \text{ kNm}$$

Seguendo il procedimento iterativo si hanno i seguenti risultati:

P=	490.5	kN
$H_{sismica}$ =	45.6	kN
k=	1125	N/mm
q=	3	
$k^*$ =	375	N/mm
$d_{SLV}^1$	121.6	mm

n. iterazione	$\Delta H$ [kN]	$\Delta d$ [mm]	$\Delta M$ [kNm]	<b>M</b> [kNm]
1	7.46	19.9	59.64	424.4
2	1.22	3.3	9.75	434.2
3	0.20	0.5	1.59	435.8
4	0.03	0.1	0.26	436.1
5	0.01	0.0	0.04	436.1
6	0.00	0.0	0.01	436.1

dove si può notare la convergenza già dopo pochi passi.

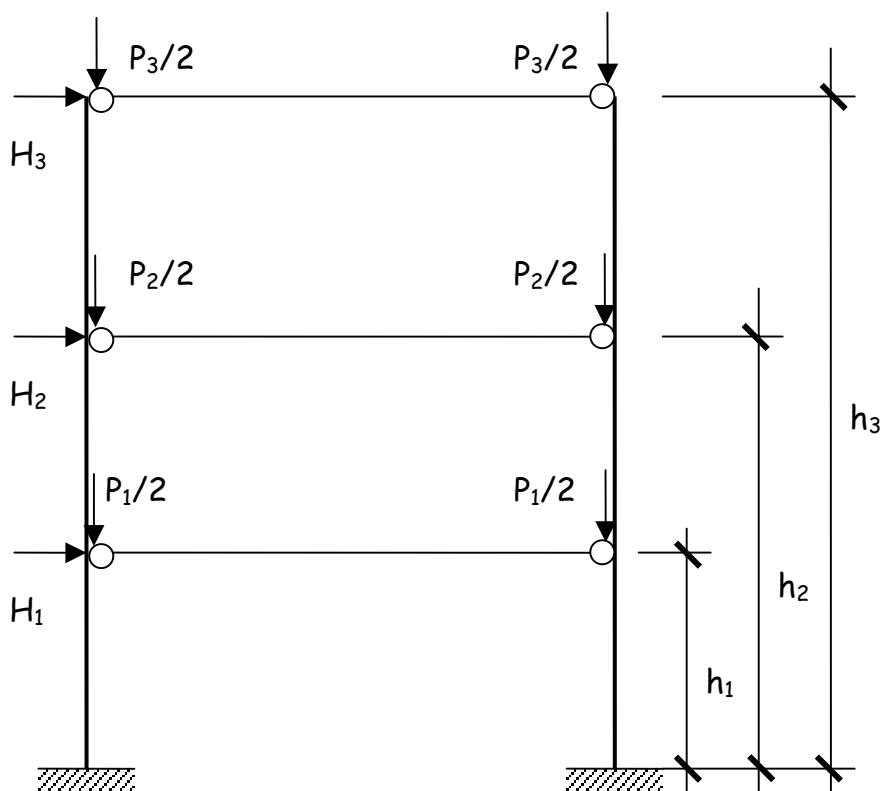
Quanto si è visto per le strutture monopiano non è immediatamente estendibile a quelle pluripiano. In particolare non è dimostrabile in forma chiusa che il procedimento converga a  $1/1-\theta$ .

Tuttavia, nel caso di strutture sufficientemente regolari, si può ricavare qualche risultato di grande utilità facendo dei semplici esempi numerici. E' necessario studiare separatamente i casi di telai pluripiano con unioni di continuità e con unioni a cerniera poiché, come si vedrà, mostrano risultati differenti nei confronti del parametro  $\theta$ .

## APPENDICE 2

CONSIDERAZIONI SUL CALCOLO DEL FATTORE  $\theta$  PER EDIFICI PLURIPIANO CON UNIONI TRAVI-PILASTRO A CERNIERA

Si considera un telaio a 3 piani con  $P_1=P_2=P_3=1000\text{kN}$  e  $h_1=3.5\text{m}$ ,  $h_2=6.5\text{m}$  e  $h_3=10\text{m}$ . Come distribuzione di forze orizzontali (pensate allo S.L.V.) si utilizza un sistema equilibrato crescente con l'altezza e in particolare  $H_1=41\text{kN}$ ,  $H_2=73.5\text{kN}$  e  $H_3=110.5\text{kN}$  (la cui risultante è pari al 5% dei carichi verticali e vale 225 kN).



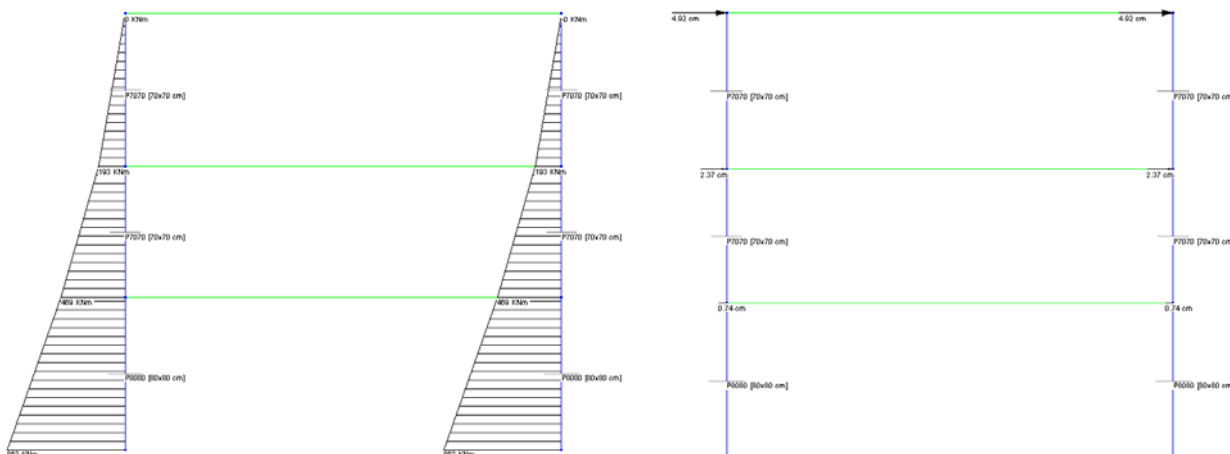
Si ipotizza una sezione filante pari a  $80 \times 80 \text{ cm}^2$  nel caso a), pari a  $75 \times 75 \text{ cm}^2$  nel caso b) e  $80 \times 80$  rastremato a  $70 \times 70$  dopo il primo impalcato nel caso c). Si adotta un fattore di struttura pari a 3. Inglobando l'abbattimento della rigidezza per l'analisi al II ordine nel modulo elastico del calcestruzzo si ottiene:

$E=0.5E_c=0.5 \cdot 35547=17774 \text{ MPa}$  (ipotizzando  $R_{ck}=50 \text{ MPa}$ ) da utilizzare per l'eventuale analisi statica equivalente o per l'analisi modale e moltiplicando gli spostamenti ottenuti per il fattore di struttura per il calcolo di  $\theta$  o per il dimensionamento dei giunti strutturali.

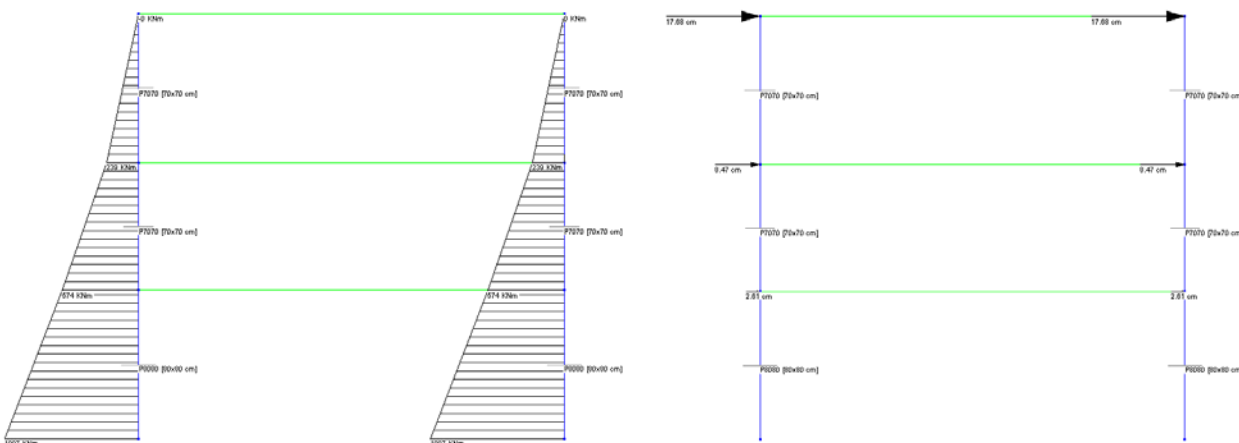
$E^*=E/q=5925 \text{ MPa}$  per l'analisi statica con non linearità geometrica.

Dall'analisi statica equivalente si ottengono i seguenti risultati (si riportano i diagrammi per il caso c) ):

Analisi I ordine con  $E=0.5E_c$ :



Analisi II ordine con  $E^*=0.5E_c/q$ :



Si vuole ora calcolare il parametro  $\theta$  della normativa. Per come è definito, è necessario calcolare un valore per ogni interpiano. Si ha:

$$\theta_2 = \frac{P_3 \cdot q \cdot (d_{e,3} - d_{e,2})}{H_3 \cdot (h_3 - h_2)}$$

$$\theta_1 = \frac{(P_3 + P_2) \cdot q \cdot (d_{e,2} - d_{e,1})}{(H_3 + H_2) \cdot (h_2 - h_1)}$$

$$\theta_0 = \frac{(P_3 + P_2 + P_1) \cdot q \cdot d_{e,1}}{(H_3 + H_2 + H_1) \cdot h_1}$$

dove  $d_{e,i}$  è lo spostamento elastico (ottenuto con modulo elastico  $E=0.5E_c$ ) dell' $i$ -esimo piano. Moltiplicando i momenti del I ordine alla base di ciascun tratto di pilastro per i rispettivi coefficienti correttivi  $1/1-\theta_i$  si ottengono i momenti totale comprensivi dell'effetto del II ordine.

Confrontando questi ultimi con quelli ottenuti con l'analisi non lineare (con modulo elastico  $E^*=E/q$ ) si ha:

Caso a) con pilastri filanti 80x80:

$P_1=$ 1000 kN	$H_1=$ 41 kN	$h_1=$ 3.5 m	$d_{e,1}=$ 0.74 cm
$P_2=$ 1000 kN	$H_2=$ 73.5 kN	$h_2=$ 6.5 m	$d_{e,2}=$ 2.17 cm
$P_3=$ 1000 kN	$H_3=$ 110.5 kN	$h_3=$ 10 m	$d_{e,3}=$ 4.22 cm

	versione normativa	Coefficiente correttivo analisi I ordine $1/(1-\theta)$		versione modificata	Coefficiente correttivo analisi I ordine $1/(1-\theta)$	$M_{Iordine}$ [kNm]	$M_{NLG}$ [kNm]	$M_{NLG}/$ $M_{Iordine}$ (valore esatto di riferimento)
$\theta_0=$	0.0846	1.09	$\theta_1=$	0.1239	1.14	863	987	1.14
$\theta_1=$	0.1554	1.18	$\theta_2=$	0.1569	1.19	469	555	1.18
$\theta_2=$	0.1590	1.19	$\theta_3=$	0.1590	1.19	193	229	1.19

Caso b) con pilastri filanti 75x75:

$P_1=$ 1000 kN	$H_1=$ 41 kN	$h_1=$ 3.5 m	$d_{e,1}=$ 0.96 cm
$P_2=$ 1000 kN	$H_2=$ 73.5 kN	$h_2=$ 6.5 m	$d_{e,2}=$ 2.81 cm
$P_3=$ 1000 kN	$H_3=$ 110.5 kN	$h_3=$ 10 m	$d_{e,3}=$ 5.46 cm

	versione normativa	Coefficiente correttivo analisi I ordine $1/(1-\theta)$		versione modificata	Coefficiente correttivo analisi I ordine $1/(1-\theta)$	$M_{Iordine}$ [kNm]	$M_{NLG}$ [kNm]	$M_{NLG}/$ $M_{Iordine}$ (valore esatto di riferimento)
$\theta_0=$	0.1097	1.12	$\theta_1=$	0.1604	1.19	863	1032	1.20
$\theta_1=$	0.2011	1.25	$\theta_2=$	0.2029	1.25	469	586	1.25
$\theta_2=$	0.2056	1.26	$\theta_3=$	0.2056	1.26	193	242	1.25

Caso c) con pilastro 80x80 rastremato 70x70 dopo il primo impalcato:

$P_1=$ 1000 kN	$H_1=$ 41 kN	$h_1=$ 3.5 m	$d_{e,1}=$ 0.74 cm
$P_2=$ 1000 kN	$H_2=$ 73.5 kN	$h_2=$ 6.5 m	$d_{e,2}=$ 2.37 cm
$P_3=$ 1000 kN	$H_3=$ 110.5 kN	$h_3=$ 10 m	$d_{e,3}=$ 4.92 cm

	versione normativa	Coefficiente correttivo analisi I ordine $1/(1-\theta)$		versione modificata	Coefficiente correttivo analisi I ordine $1/(1-\theta)$	$M_{Iordine}$ [kNm]	$M_{NLG}$ [kNm]	$M_{NLG}/$ $M_{Iordine}$ (valore esatto di riferimento)
$\theta_0=$	0.0846	1.09	$\theta_1=$	0.1396	1.16	863	1007	1.17
$\theta_1=$	0.1772	1.22	$\theta_2=$	0.1857	1.23	469	574	1.22
$\theta_2=$	0.1978	1.25	$\theta_3=$	0.1978	1.25	193	239	1.24

Dal confronto (tabella azzurra vs tabella gialla) si evince che l'errore, in questi casi pari a circa 8%, è evidente in particolar modo alla base dei pilastri. Per ovviare a questo problema si prova a definire il parametro  $\theta$  in modo differente dalla normativa, ma secondo il suo

significato fisico di rapporto fra  $M_{II\text{ordine}}/M_{I\text{ordine}}$ . In questo caso esistono ancora tanti valori del parametro quanti sono i piani ma calcolabili secondo queste formule:

$$\theta_2 = \frac{P_3 \cdot q \cdot (d_{e,3} - d_{e,2})}{H_3 \cdot (h_3 - h_2)} \text{ (come nella definizione della normativa)}$$

$$\theta_1 = \frac{P_3 \cdot q \cdot (d_{e,3} - d_{e,1}) + P_2 \cdot q \cdot (d_{e,2} - d_{e,1})}{H_3 \cdot (h_3 - h_1) + H_2 \cdot (h_2 - h_1)}$$

$$\theta_0 = \frac{P_3 \cdot q \cdot d_{e,3} + P_2 \cdot q \cdot d_{e,2} + P_1 \cdot q \cdot d_{e,1}}{H_3 \cdot h_3 + H_2 \cdot h_2 + H_1 \cdot h_1}$$

I valori del parametro  $\theta$  definiti in questo modo sono riportati, per i casi a)-b)-c), nelle tabelle precedenti (tabella verde). Questo criterio si avvicina molto bene ai risultati esatti dell'analisi non lineare (per geometria) di riferimento e si consiglia di adottarlo per il caso dei telai pluripiano con unioni a cerniera fra travi e pilastri.

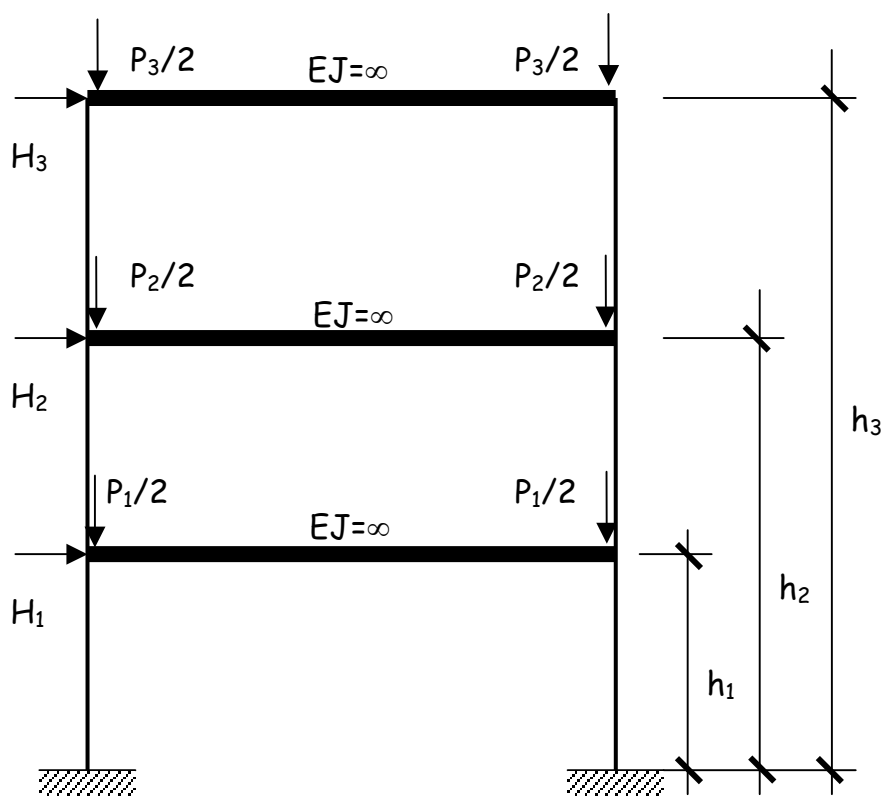
Si vuole mostrare, invece, come nel caso di telai con unioni di continuità fra travi e pilastri si ottengano risultati migliori seguendo la definizione data dalla normativa.

### APPENDICE 3

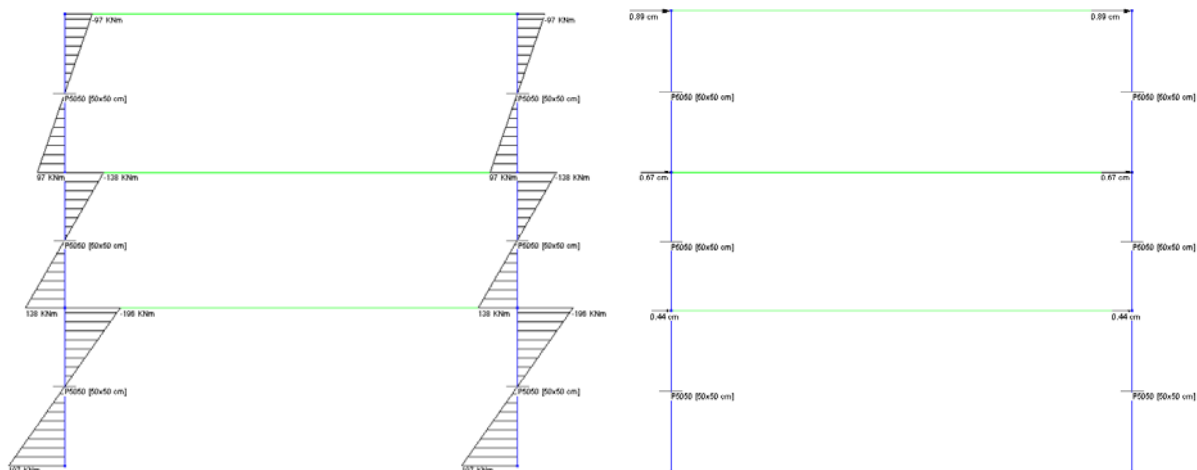
#### CONSIDERAZIONI SUL CALCOLO DEL FATTORE $\theta$ PER EDIFICI PLURIPIANO CON UNIONI DI CONTINUITA' TRAVI-PILASTRO

Si considera un telaio a 3 piani "shear type" con  $P_1=P_2=P_3=1000\text{kN}$  e  $h_1=3.5\text{m}$ ,  $h_2=6.5\text{m}$  e  $h_3=10\text{m}$ . Come distribuzione di forze orizzontali (pensate allo S.L.V.) si utilizza un sistema equilibrato crescente con l'altezza e in particolare  $H_1=41\text{kN}$ ,  $H_2=73.5\text{kN}$  e  $H_3=110.5\text{kN}$  (la cui risultante è pari al 5% dei carichi verticali e vale 225 kN).

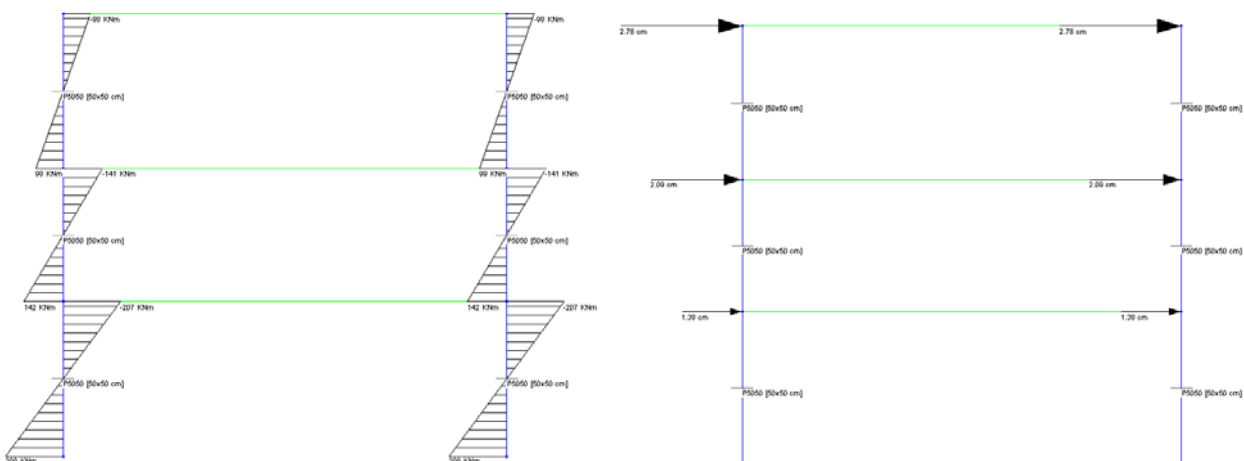
Visto lo schema statico adottato si riduce la sezione trasversale dei pilastri a  $50\times 50\text{ cm}^2$  filante. Lo schema adottato, con  $EJ_{\text{travi}}=\infty$ , permette di esaminare il caso opposto a quella esaminato con l'esempio precedente.



Analisi I ordine con  $E=0.5E_c$ :



Analisi II ordine con  $E^*=0.5E_c/q$ :



Si riportano nelle tabelle seguenti i risultati ottenuti:

$P_1=$ 1000 kN	$H_1=$ 41 kN	$h_1=$ 3.5 m	$d_{e,1}=$ 0.44 cm
$P_2=$ 1000 kN	$H_2=$ 73.5 kN	$h_2=$ 6.5 m	$d_{e,2}=$ 0.67 cm
$P_3=$ 1000 kN	$H_3=$ 110.5 kN	$h_3=$ 10 m	$d_{e,3}=$ 0.89 cm

	versione normativa	Coefficiente correttivo analisi I ordine $1/(1-\theta)$	versione modificata	Coefficiente correttivo analisi I ordine $1/(1-\theta)$	$M_{Iordine}$ [kNm]	$M_{NLG}$ [kNm]	$M_{NLG}/M_{Iordine}$ (valore esatto di riferimento)
$\theta_0=$	0.0503	1.053	$\theta_1=$ 0.0348	1.036	197	208	1.056
$\theta_1=$	0.0250	1.026	$\theta_2=$ 0.0217	1.022	138	142	1.029
$\theta_2=$	0.0171	1.017	$\theta_3=$ 0.0171	1.017	97	98	1.010

Come anticipato in questo caso sembra si ottengano risultati migliori adottando la definizione di  $\theta$  fornita dalla normativa anche se gli errori sono modesti vista la bassa influenza degli effetti del II ordine rispetto all'esempio n.2.



## **2 APPLICABILITA' DELLA GERARCHIA DELLE RESISTENZE (CAPACITY DESIGN)**

La filosofia della "gerarchia delle resistenze" prevede l'individuazione di un meccanismo di collasso che consenta la massima duttilità della struttura (intesa nel suo complesso) in termini di spostamenti.

Devono essere previste zone dissipative che portino all'attivazione del meccanismo di collasso voluto, evitando la formazione di fenomeni di rottura fragile.

L'obiettivo del "capacity design" è, quindi, quello di produrre una gerarchia nelle modalità di collasso in cui i modi duttili precedono quelli fragili; ciò si ottiene progettando le zone dissipative con una resistenza di progetto prossima ai valori di sollecitazione di progetto ( $R'_d > S_d$ ), e le zone potenzialmente fragili con una resistenza superiore (tenendo conto anche di eventuali sovrarresistenze) alla resistenza massima sviluppata nelle suddette zone dissipative (cerniere plastiche) ( $R_d > \gamma_{Rd} R'_d$ ).

Le NTC prevedono la possibilità di progettare strutture secondo due tipologie di comportamento:

- *strutture non dissipative*, nelle quali gli elementi strutturali e i collegamenti sono progettati per rimanere in campo elastico;
- *strutture dissipative* (*CD"A"*, classe di duttilità alta e *CD"B"*, classe di duttilità bassa), nelle quali si sfruttano le risorse non lineari del materiale in termini di duttilità dissipando energia per cicli di isteresi nelle regioni critiche.

L'applicazione dei criteri della "gerarchia delle resistenze" è necessaria solo nell'ambito della progettazione di strutture dissipative, sia per classe di duttilità alta che per classe di duttilità bassa.

La gerarchia delle resistenze si applica su due livelli:

- Livello 1: tra elementi. Tale gerarchia delle resistenze si ottiene sovradimensionando alcuni elementi rispetto ad altri in modo da realizzare il meccanismo di collasso voluto (ad esempio sovradimensionando i pilastri nei confronti delle travi per evitare la formazione del "piano debole").
- Livello 2: tra sollecitazioni. Tale gerarchia delle resistenze si ottiene all'interno dello stesso elemento sovradimensionando la resistenza nei confronti dei meccanismi di rottura fragile (ad esempio sovradimensionando la resistenza a taglio rispetto alla resistenza a flessione).

In generale per le strutture con comportamento dissipativo l'azione sismica di progetto viene determinata utilizzando lo spettro di risposta elastico in termini di accelerazione massima al suolo  $a_g$ , ridotto tramite il fattore di struttura  $q$  che tiene conto della capacità dissipativa anelastica della struttura a seguito delle plasticizzazioni.

Nel caso di strutture non dissipative si assume un fattore di struttura  $q = 1$ , per cui la resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 4 (#7.3.1), senza alcuna applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze. Inoltre, per edifici siti in zone di bassa sismicità (zona 4), in riferimento a quanto riportato al punto 5.3 della EN 1998-1, anche i dettagli costruttivi possono essere realizzati così come prescritto nel capitolo 4 se si evitano plasticizzazioni nelle sezioni della struttura (cioè se i momenti sollecitanti sono sempre inferiori al momento di prima plasticizzazione). Si raccomanda comunque di infittire le staffe in corrispondenza delle potenziali zone critiche dei pilastri, ad esempio dimezzandone il passo rispetto al passo corrente.

Quanto sopra descritto è riassunto nel diagramma di flusso riportato nella Figura 2-1.

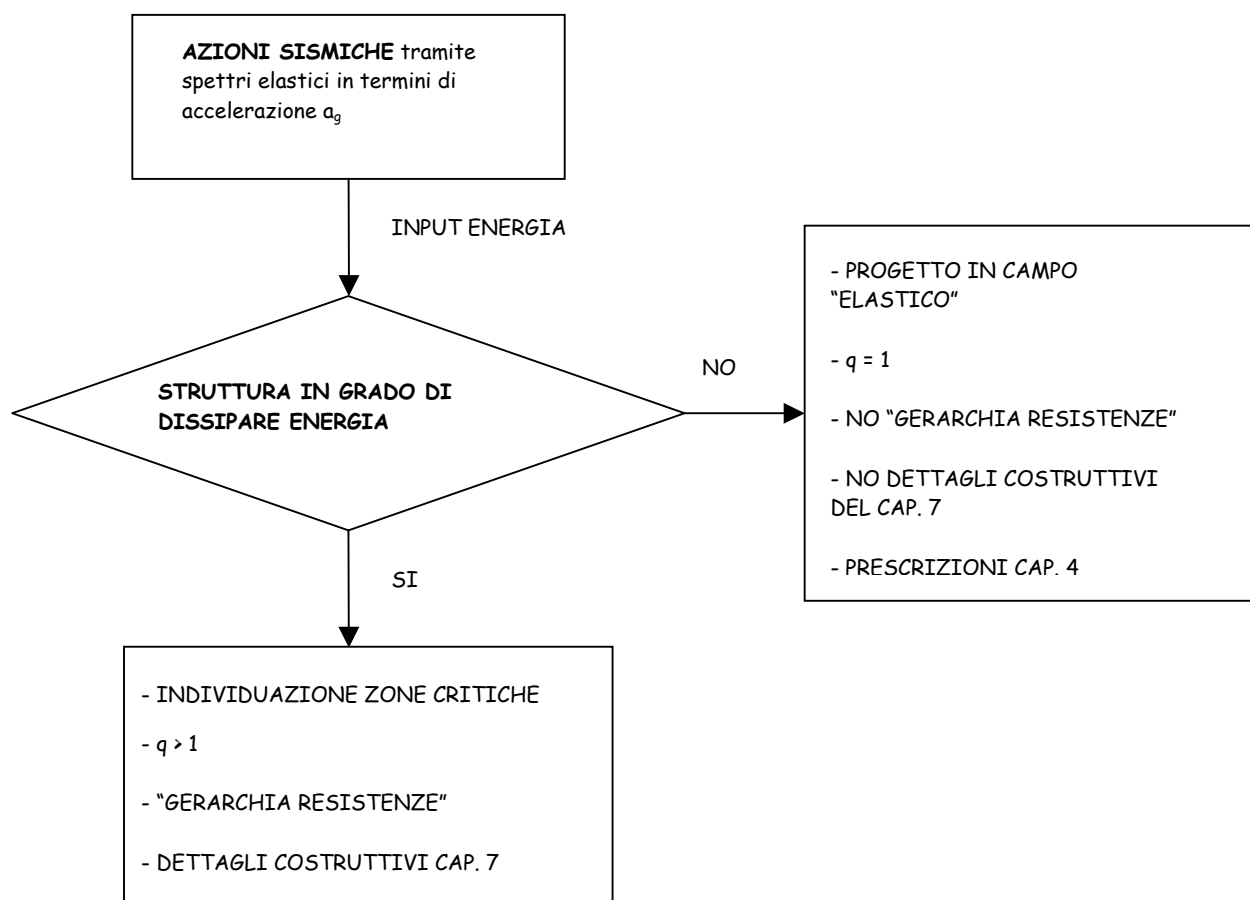


Figura 2-1

Progettare con un fattore di struttura  $q > 1$  significa, quindi, attribuire alla struttura una precisa duttilità ed è pertanto necessario che le zone critiche, oltre ai requisiti di resistenza, determinati attraverso le azioni di progetto, abbiano anche una duttilità coerente con l'assunzione del fattore di struttura e del meccanismo di collasso individuati.

La duttilità della struttura si può considerare implicitamente coerente al fattore di struttura adottato se vengono rispettate le regole di progetto e la gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie strutturali (punto 7.3.6.2 del D.M. 14.01.08).

In alternativa le NTC propongono la verifica della duttilità della struttura controllando la duttilità sezionale (locale) in termini di curvatura  $\mu_\phi$  di tutte le sezioni critiche secondo le seguenti disuguaglianze:

$$\mu_\phi \geq 1.5 \times (2q_0 - 1) \quad \text{per } T_1 \geq T_c \quad (a)$$

$$\mu_\phi \geq 1.5 \times [1 + 2(q_0 - 1) T_c/T_1] \quad \text{per } T_1 < T_c \quad (b)$$

Si fa presente che tali espressioni sono basate sulla relazione tra la duttilità locale, in termini di curvatura  $\mu_\phi$ , e la duttilità globale in termini di spostamento  $\mu_\delta$  che per strutture in calcestruzzo, con una formulazione conservativa, vale:

$$\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$$

Tenendo inoltre in considerazione le relazioni tra  $\mu_\delta$  e il fattore di struttura  $q$  (vedi EN 1998-1 punto 5.2.3.4(3)):

$$\mu_\delta = q \quad \text{per } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_\delta = 1 + (q-1) T_c/T_1 \quad \text{per } T_1 < T_c$$

si ottengono le espressioni (a) e (b) in cui sono presenti un fattore amplificativo pari a 1.5 e  $q_0$  anziché  $q$ .

## 2.1 CONSIDERAZIONI SUL CALCOLO DELLA DUTTILITÀ IN CURVATURA

Con riferimento alla figura 2-2 si riporta il calcolo della duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ . Nella stessa figura è riportato il modello di Takeda<sup>1</sup> che simula il comportamento ciclico dissipativo contenuto entro un involucro individuato dai punti: "1" prima fessurazione, "2" snervamento della sezione e "3" rottura ultima del nucleo confinato.

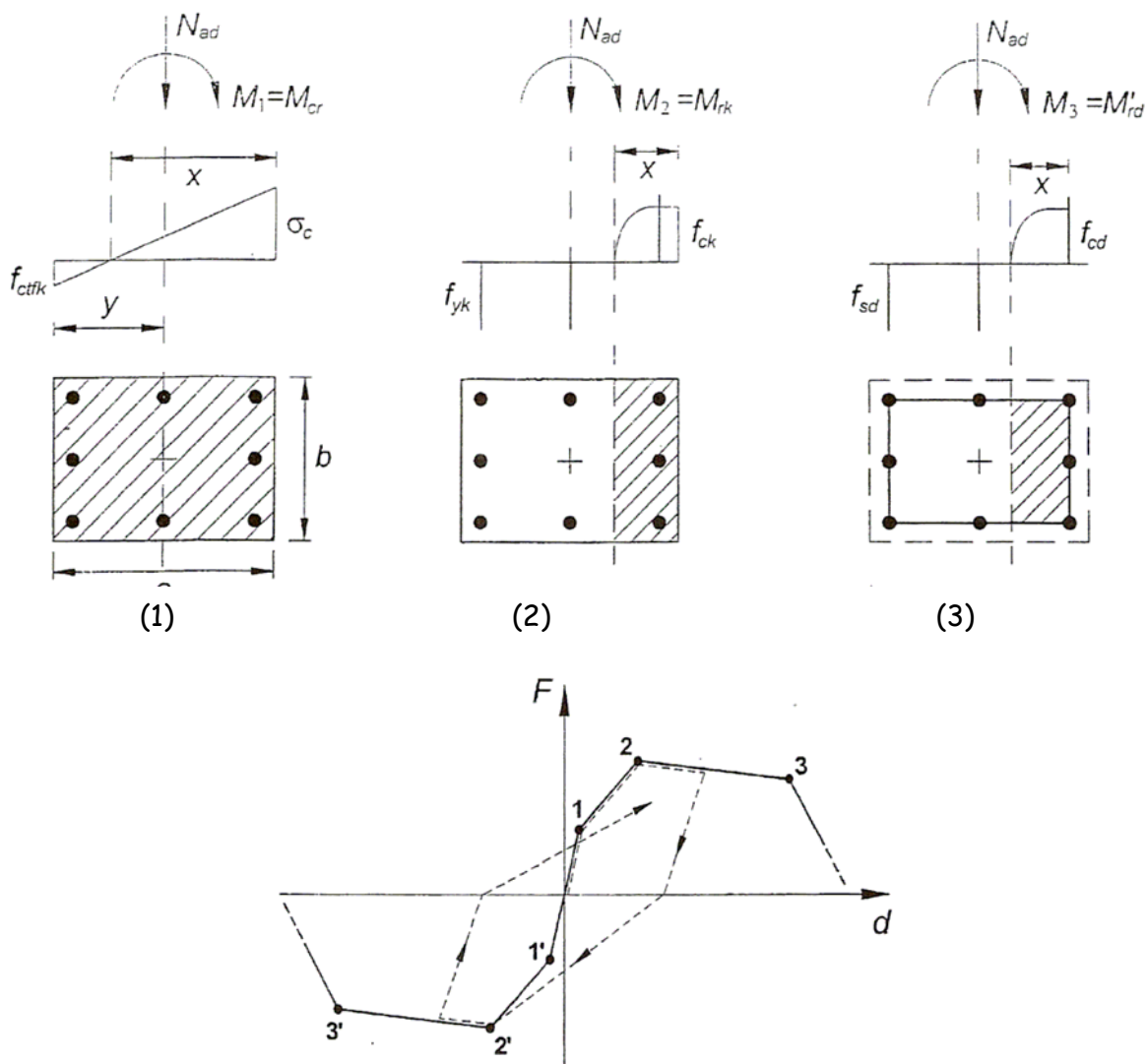


Figura 2-2

Si ha:

$$\mu_\phi = \varphi_u / \varphi_y$$

con:

$\varphi_u = \varepsilon^*_{cu} / x_u$  curvatura corrispondente al momento resistente della sezione ridotta al calcestruzzo confinato  $M'_{rd}$  ("3");

$x_u$  distanza dell'asse neutro dal bordo compresso della sezione ridotta al calcestruzzo confinato corrispondente al momento  $M'_{rd}$ ;

<sup>1</sup> T. Takeda, M.A. Sozen, N.N. Nielsen: "Reinforced concrete response to simulated earthquakes", ASCE Journal of Structural division, 96 (12) 1970

- $\varepsilon_{cu}^*$   $\cong \varepsilon_{cu} + 0.05 \cdot \omega_w$  deformazione ultima a rottura del bordo compresso della sezione ridotta al calcestruzzo confinato;
- $\omega_w$  rapporto meccanico di cerchiatura del nucleo confinato dalle staffe;
- $\varepsilon_{cu}$  deformazione ultima del calcestruzzo non confinato (0.35%);
- $\varphi_y = \varepsilon_{sy} / (d - x_y)$  curvatura corrispondente al momento di snervamento delle armature  $M_{rk}$  calcolato per la sezione "2";
- $d$  altezza utile della sezione;
- $x_y$  distanza dell'asse neutro dal bordo compresso calcolato per la sezione parzializzata in fase elastica con un momento pari a  $0.75 M_{rk}$  ed uno sforzo assiale  $N_{ad}$ ;
- $\varepsilon_{sy}$  deformazione allo snervamento dell'acciaio.

## 2.2 CAPACITY DESIGN E SCHEMI STRUTTURALI

Le tipologie di strutture prefabbricate previste dalle NTC sono costituite essenzialmente da sistemi a telaio. Di seguito si indica per ciascuna di esse la modalità di collasso che ha la migliore prestazione in termini di duttilità globale della struttura a parità di duttilità sezionale delle zone critiche. Tra le tipologie di telaio si possono distinguere:

1. **TELAI CON UNIONI A INCASTRO** e continuità di forze e momenti (si veda la figura 2-3) (sistemi ancora poco diffusi nella prefabbricazione italiana) prevedono connessioni emulative delle strutture gettate in opera. Si tratta di schemi che prevedono la formazione delle cerniere plastiche nelle travi di tutti gli impalcati intermedi, ai nodi di sommità e nella sezione al piede dei pilastri.

La gerarchia delle resistenze non si applica all'ultimo piano per cui le cerniere plastiche in sommità possono formarsi indifferentemente nel pilastro o nella trave.

Per evitare meccanismi fragili (es. taglio) e il collasso di un solo piano (piano debole) si applicano i sovradimensionamenti descritti al punto 2.2.1.

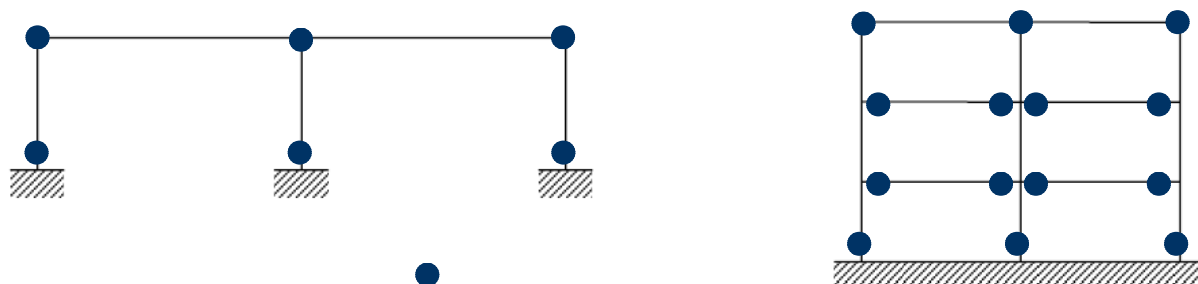


Figura 2-3

2. **TELAI CON UNIONI A CERNIERA** e continuità di forze (si veda la figura 2-4) (sistemi assai diffusi, con connessioni tipicamente a secco). Prevedono la formazione delle cerniere plastiche solo al piede dei pilastri. Gli elementi ed i collegamenti devono rispettare quanto previsto al punto 2.2.2.

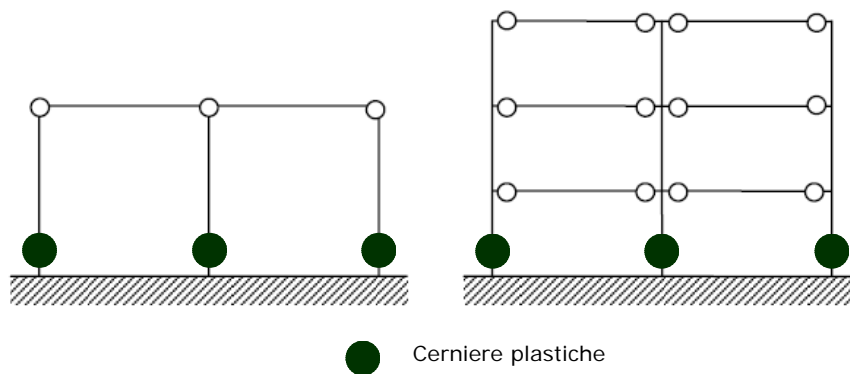
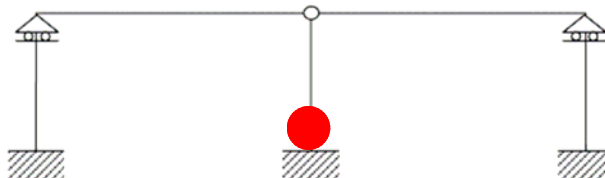


Figura 2-4

3. TELAI ISOSTATICI (si veda la figura 2-5) (sistemi poco usati con appoggi scorrevoli e pilastri isostatici). La dissipazione energetica avviene solo al piede del pilastro senza vincoli scorrevoli.



● Cerniera plastiche

Figura 2-5

### 2.2.1 Telai con unioni a incastro

Per questo schema strutturale si applicano i criteri di gerarchia delle resistenze a travi e pilastri come di seguito riportato.

- TRAVI - la gerarchia delle resistenze - GdR - (livello 2 - GdR fra sollecitazioni) si applica nei confronti di meccanismi fragili dovuti a rotture per taglio. Le **sollecitazioni di taglio** non si determinano quindi dall'analisi ma dall'equilibrio dell'elemento in semplice appoggio a cui sono applicati i momenti resistenti delle sezioni di estremità amplificati con un opportuno coefficiente di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  (pari a 1.20 per CD "A" e 1.00 per CD "B") e alle quali si somma il contributo dei carichi gravitazionali presenti durante il sisma:

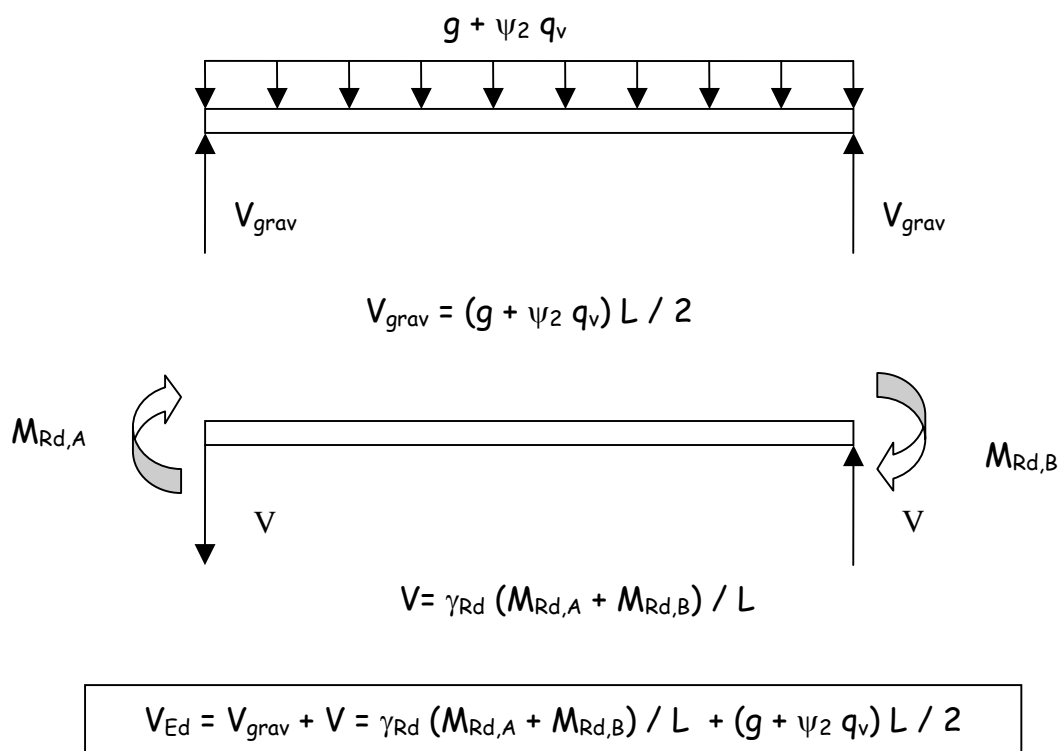


Figura 2-6

Naturalmente sono da considerare tutte le possibili combinazioni di segno anche in relazione alla direzione del sisma e la presenza del carico variabile  $q_v$  nel taglio  $V_{grav}$  dovuto ai carichi gravitazionali.

Per quanto riguarda la **verifica a flessione** le sollecitazioni di progetto sono quelle di calcolo derivanti dall'analisi (non si applica la "gerarchia delle resistenze").

- **PILASTRI** - è necessario evitare il meccanismo di "piano debole" (livello 1 - GdR fra elementi), cioè è necessario sovradimensionare i pilastri in modo che le cerniere plastiche previste dal meccanismo di collasso che si vuole sviluppare si realizzino nelle travi convergenti in un nodo trave-pilastro e non nel pilastro. Il momento flettente di progetto per un pilastro è dedotto dal calcolo, ma allo stesso tempo è necessario che sia soddisfatta la seguente condizione in ogni direzione e verso dell'azione sismica:

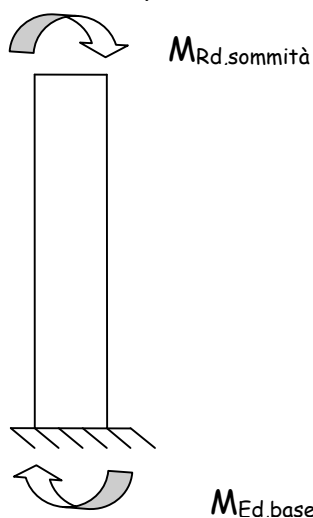
$$\sum M_{Rd,c} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rd,b}$$

Dove con  $M_{Rd,c}$  e  $M_{Rd,b}$  si intendono rispettivamente i momenti resistenti dei pilastri e delle travi convergenti nel nodo,  $\gamma_{rd}$  vale rispettivamente 1.1 e 1.3 per CDB e CDA.

Tale criterio non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

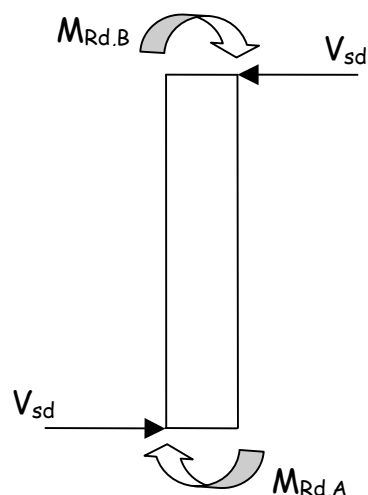
Alla base del pilastro, allo spiccato delle fondazioni, si adotta come momento di calcolo il maggiore tra quello risultante dall'analisi e il momento resistente della sezione posta alla sommità (relativa al piano considerato) del pilastro. Il pilastro, come le travi, deve rispettare, inoltre, la gerarchia delle resistenze evitando l'instaurarsi di fenomeni di rottura per taglio.

G.d.R. alla base del pilastro (allo spiccato delle fondazioni) per flessione



$$M_{Ed,base} = \max (M_{Ed,sisma} ; M_{Rd,sommità})$$

G.d.R. per taglio (a tutti i piani)



$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} (M_{Rd,A} + M_{Rd,B}) / L$$

$$\gamma_{Rd} = 1.3 \text{ per CD "A"}$$

$$1.1 \text{ per CD "B"}$$

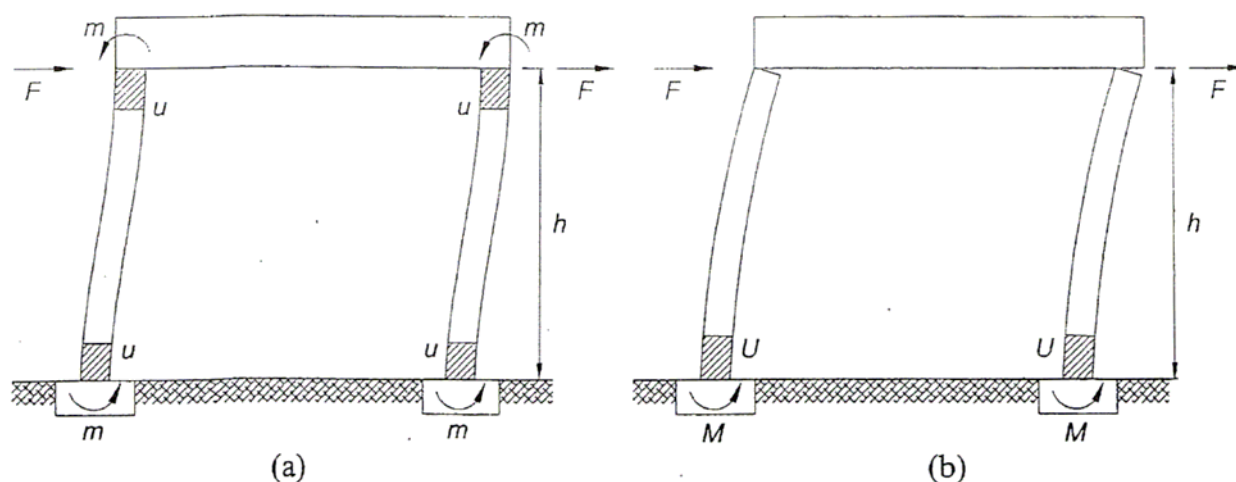
Figura 2-7

### 2.2.2 Telai con unioni a cerniera

Come già anticipato, questo è lo schema più diffuso nella prefabbricazione italiana e viene utilizzato sia per edifici monopiano, sia per quelli pluripiano nei quali si prevedono pilastri a tutta altezza e travi incernierate ai diversi piani. Si individuano nelle zone al piede dei pilastri le uniche regioni dissipative e il meccanismo di collasso porta alla formazione di tante cerniere plastiche quanti sono i pilastri.

Analisi dinamiche svolte su modelli che tengono conto del comportamento non lineare del materiale e degli effetti geometrici del secondo ordine dimostrano che, a parità di forze sismiche agenti, le strutture con travi incernierate, che dispongono come detto di sezioni critiche al piede dei pilastri dimensionate per i corrispondenti momenti d'incastro, possono dissipare quantità di energia analoghe a quelle dissipate dalle strutture monolitiche con unioni a incastro. Con riferimento alla Figura 2-8, le strutture monolitiche dissipano energia in un numero maggiore di sezioni critiche dimensionate per momenti "praticamente dimezzati".



Figura 2-8<sup>2</sup>

Nello schema a) le quattro sezioni critiche, dimensionate per un momento flettente  $m = Fh/2$ , dissipano una quantità di energia pari a "u" ciascuna; nello schema b) le due sezioni critiche alla base dei pilastri, dimensionate per un momento flettente  $M = Fh$  dissipano una quantità di energia "U" doppia rispetto al caso a), per cui  $4u \cong 2U$ .

Per travi e pilastri, il criterio di gerarchia delle resistenze considerato al paragrafo 2.2.1 diventa il seguente:

- TRAVI - Non essendo sede di dissipazione energetica nel meccanismo di collasso, svolgono solamente la funzione di bielle e non si applica alcun criterio di sovrarresistenza nei confronti del meccanismo a taglio:

$$V_{Ed} = V_{Ed;sismica}$$

Non si applicano le prescrizioni del capitolo 7 delle NTC, ma si fa riferimento esclusivamente al capitolo 4.

- PILASTRI - Trattandosi di travi incernierate ai pilastri, non ha senso verificare che la resistenza del pilastro sia maggiore di quella della trave, per cui si ha:

$$M_{Ed} = M_{Ed;sismica}$$

- COLLEGAMENTI - Va considerata la presenza di un taglio derivante dalla gerarchia delle resistenze legato ai collegamenti come precisato al paragrafo 2.2.2.1. e 2.2.2.2.

Molta attenzione va prestata a tutti i collegamenti fra elementi prefabbricati che influiscono sul comportamento meccanico dell'organismo strutturale e quindi sulla risposta durante l'evento sismico.

<sup>2</sup> F. Biondini, G. Toniolo: "Analisi comparativa della risposta sismica di telai in c.a. prefabbricati e gettati in opera", Atti 13° Congresso CTE, Pisa 2000

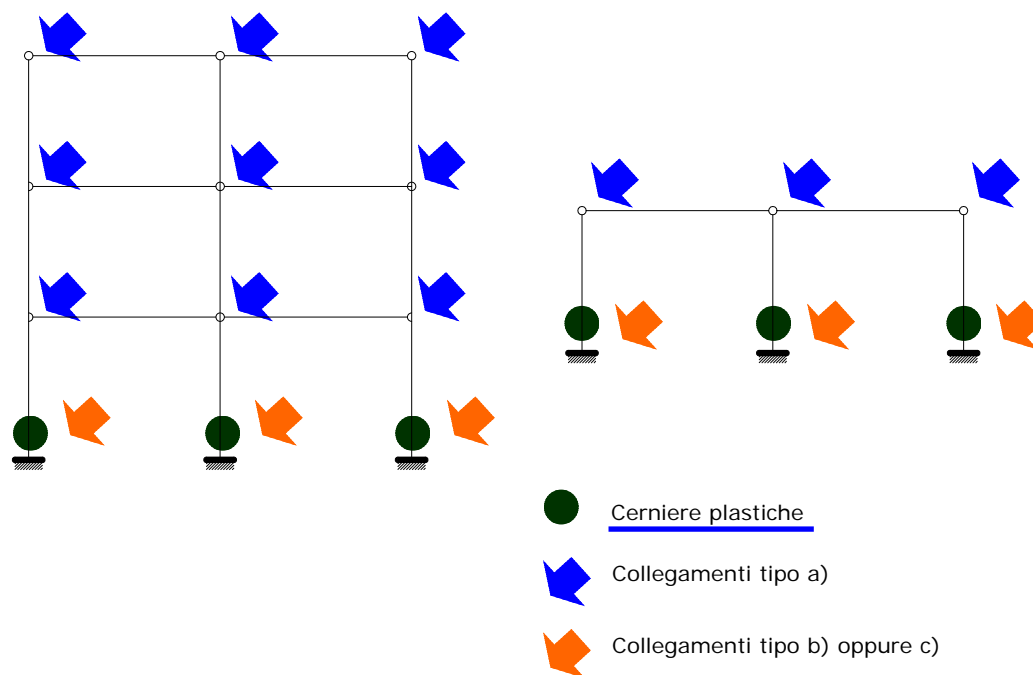


Figura 2-9

In particolare la normativa prevede tre tipologie di collegamenti:

- collegamenti situati al di fuori delle zone critiche che non intervengono nei meccanismi dissipativi della struttura. Si tratta delle connessioni tegoli-travi, travi-pilastro e, laddove previsto, pilastro-pilastro. Questi collegamenti devono essere sovradimensionati in modo tale da permettere la formazione del meccanismo di rottura previsto. Infatti, in caso contrario, la connessione potrebbe danneggiarsi durante l'evento sismico e verrebbe meno prima della formazione delle cerniere plastiche, modificando in tal modo lo schema statico resistente. Il coefficiente di sovraresistenza è pari a:

$$\gamma_{Rd} = 1.10 \quad \text{per strutture progettati in CD "B"}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.20 \quad \text{per strutture progettati in CD "A"}$$

- collegamenti situati all'interno delle zone critiche, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione nelle zone attigue all'interno degli elementi prefabbricati. Un esempio tipico è il bicchiere dei plinti a pozzetto che deve essere progettato in modo tale da spostare la zona dissipativa al di sopra del colletto del plinto stesso. Poiché la connessione è all'interno delle zone critiche, si utilizza un coefficiente amplificativo maggiore rispetto al caso precedente:

$$\gamma_{Rd} = 1.20 \quad \text{per strutture progettati in CD "B"}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.35 \quad \text{per strutture progettati in CD "A"}$$

- collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati e dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di dissipazione energetica sotto carichi ciclici. Tali collegamenti hanno un funzionamento equivalente a quello dei collegamenti realizzati in opera e devono soddisfare i requisiti del paragrafo 7.4.4 delle

NTC, per cui la struttura è assimilabile ad una di tipo monolitico. Fanno parte di questa tipologia le unioni che prevedono l'inserimento di barre di armatura e successivi getti di completamento in opera (unioni con guaine) o giunzioni realizzate da appositi inserti metallici con idonee e comprovate capacità dissipative. L'idoneità di tali giunzioni, atte a realizzare il meccanismo plastico previsto per le strutture a telaio e atte a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica per la CD "A" o per la CD "B", può essere desunta da normative di comprovata validità o da prove sperimentali in scala reale che includano almeno tre cicli completi di deformazione di ampiezza corrispondente al fattore di struttura  $q$  (# 7.4.5.2.1 delle NTC).

### 2.2.2.1 Il caso del telaio monopiano

Si prende in considerazione lo schema tipico delle strutture monopiano riportato nella figura 2-10. La gerarchia delle resistenze si applica ai seguenti casi:

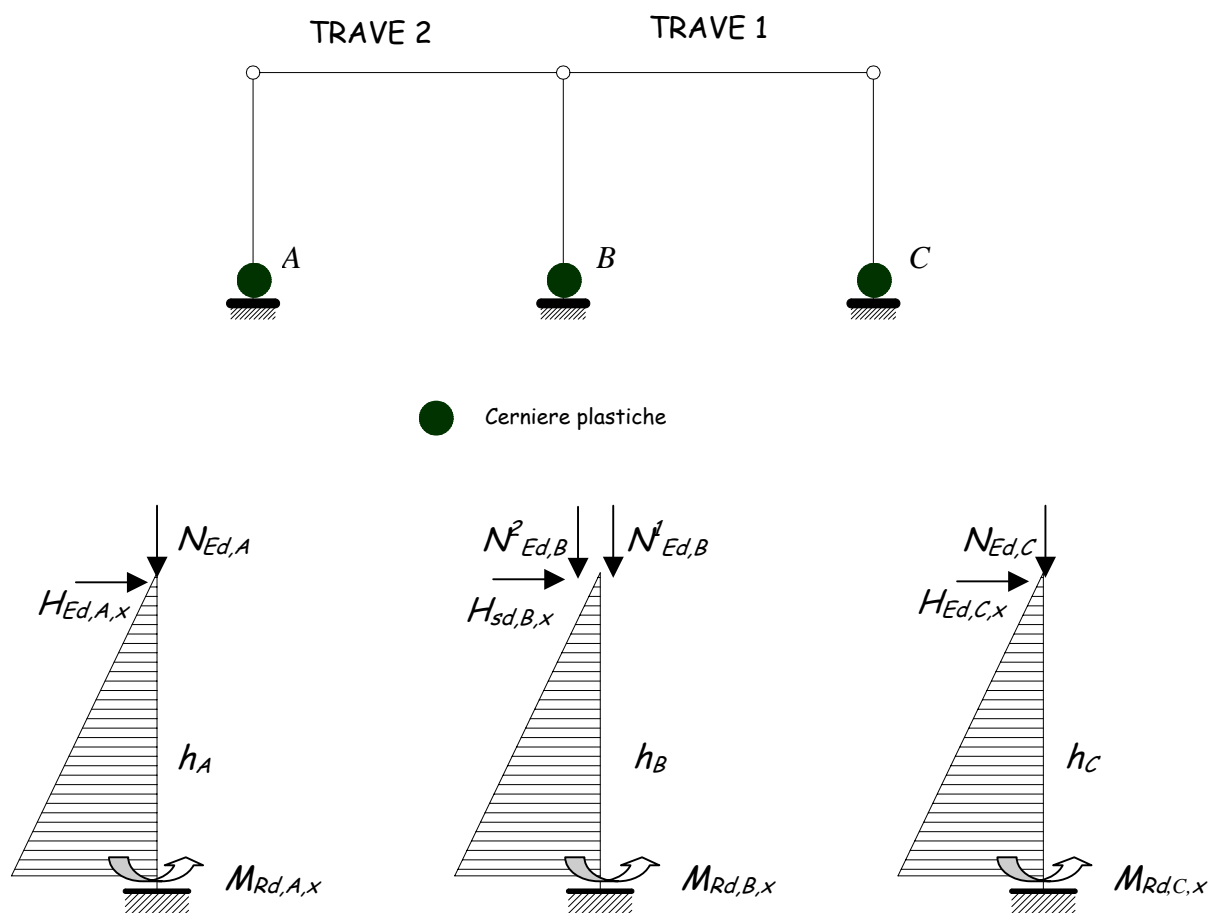


Figura 2-10

- **VINCOLO D'INCASTRO AL PIEDE DEI PILASTRI** (ad es. bicchiere) - Questo vincolo va dimensionato con i criteri del collegamento tipo b). Noti i momenti resistenti dei pilastri, la verifica del vincolo d'incastro va condotta con le seguenti sollecitazioni:

$$M_{Ed,A,x} = \gamma_{Rd} M_{Rd,A,x}$$

$$V_{Ed,A,x} = \gamma_{Rd} M_{Rd,A,x} / h_A$$

$$M_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} M_{Rd,B,x}$$

$$V_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} M_{Rd,B,x} / h_B$$

$$M_{Ed,C,x} = \gamma_{Rd} M_{Rd,C,x}$$

$$V_{Ed,C,x} = \gamma_{Rd} M_{Rd,C,x} / h_C$$

con  $\gamma_{Rd}$  dei collegamenti tipo b),  $M_{Rd,i,x}$  momento resistente dell'i-esimo pilastro associato al carico assiale N della combinazione sismica,  $h_i$  altezza dell'iesimo pilastro.

- COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO - Questo vincolo va dimensionato con i criteri del collegamento tipo a). Deve essere in grado di sviluppare la cerniera plastica alla base dei pilastri e quindi deve poter trasmettere una sollecitazione orizzontale pari a:

$$H_{Ed,A,x} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,A,x}}{h_A}$$

$$H_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,B,x}}{h_B}$$

$$H_{Ed,C,x} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,C,x}}{h_C}$$

dove i momenti resistenti sono quelli al piede dei pilastri.

Nel caso del pilastro centrale B, va precisato che la sollecitazione così determinata è la somma di quelle relative alle connessioni con la trave di destra e con quella di sinistra:

$$H_{Ed,B,x}^1 + H_{Ed,B,x}^2 = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,B,x}}{h_B}$$

Per le situazioni più comuni appare abbastanza corretto proporzionare le due forze in rapporto al carico verticale che scarica ciascun elemento orizzontale nella condizione sismica. Pertanto:

$$H_{Ed,B,x}^1 = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,B,x}}{h_B} \cdot \frac{N_{Ed,B}^1}{N_{Ed,B}^{tot}} \quad e \quad H_{Ed,B,x}^2 = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,B,x}}{h_B} \cdot \frac{N_{Ed,B}^2}{N_{Ed,B}^{tot}}$$

Le sollecitazioni così determinate devono essere utilizzate nel dimensionamento dell'unione con  $\gamma_{rd}$  dei collegamenti tipo a).

- SOLLECITAZIONI NEI PILASTRI - Il criterio di gerarchia delle resistenze si applica alla sollecitazione di taglio che deve essere coerente con quella che si ottiene dal momento resistente della sezione critica. Pertanto il taglio sollecitante vale:

$$V_{Ed,A,x} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,A,x}}{h_A}$$

$$V_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,B,x}}{h_B}$$

$$V_{Ed,C,x} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd,C,x}}{h_C}$$

Il coefficiente  $\gamma_{Rd}$  è quello indicato al punto 7.4.4.2.1 delle NTC e vale:

$\gamma_{Rd} = 1.10$  per strutture progettati in CD "B"

$\gamma_{Rd} = 1.30$  per strutture progettati in CD "A"

Da ultimo si fa notare che le sollecitazioni di flessione sono quelle che derivano dall'analisi della struttura; tuttavia nel caso in cui l'armatura del pilastro venga rastremata (o in presenza di vera e propria rastremazione della sezione in calcestruzzo) deve essere verificato che sia coperto il diagramma del momento prodotto dalla forza  $H_{sd}$  in sommità derivante dal calcolo della gerarchia delle resistenze (vedi figura 2-11 e 2-12).

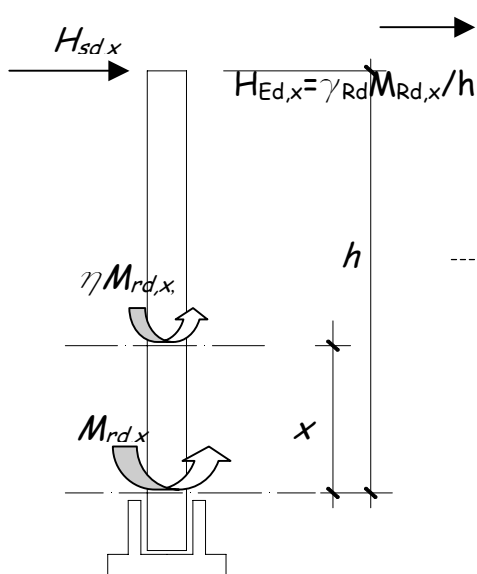


Figura 2-11

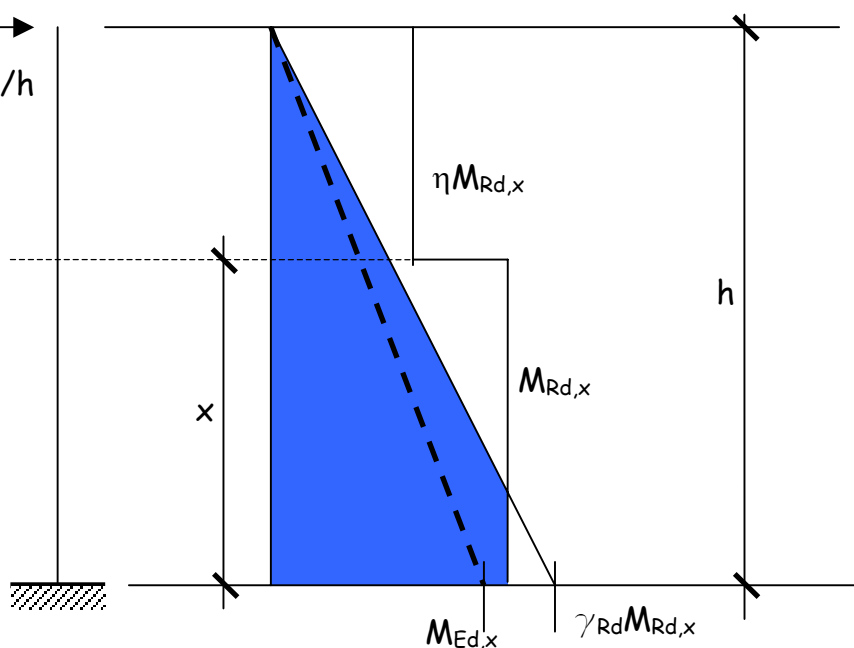


Figura 2-12

Detta  $\eta$  l'aliquota di riduzione del momento resistente  $M_{rd,x}$  alla base del pilastro connessa alla rastremazione dei ferri, dovrà risultare:

$$H_{Ed,x} (h - x) \leq \eta M_{rd,x}$$

In particolare, ricordando che  $H_{Ed,x} = \gamma_{Rd} M_{rd,x} / h$  si ricava che:

$$x \geq h \frac{\gamma_{Rd} - \eta}{\gamma_{Rd}}$$

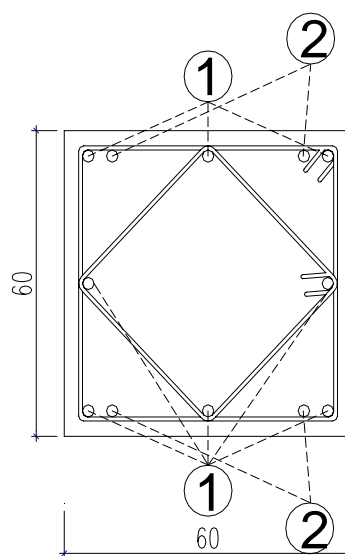
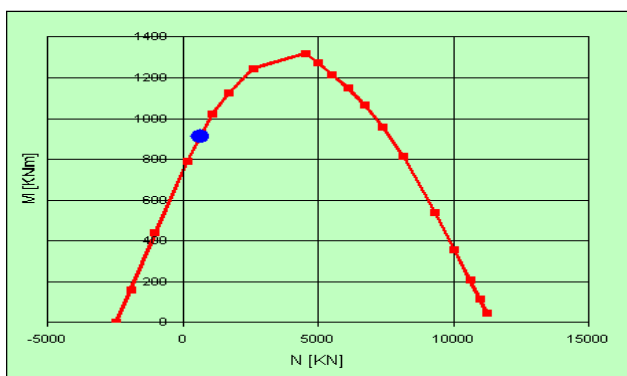
## ESEMPIO

Con riferimento alla fig. 2.9 si considerano i pilastri laterali (A e C) di sezione 60x60 cm e il pilastro centrale (B) 60x70 cm realizzati con calcestruzzo di classe C45/50 e acciaio tipo B450C in CD" B". Le armature delle sezioni sono descritte Le armature delle sezioni sono descritte di seguito.

Siano  $h_A = h_B = h_C = 800$  cm l'altezza dei pilastri,  $N_{Ed,A} = N_{Ed,B}^2 = 250$  KN ,  $N_{Ed,B}^1 = N_{Ed,C} = 350$  KN i carichi assiali in combinazione sismica.

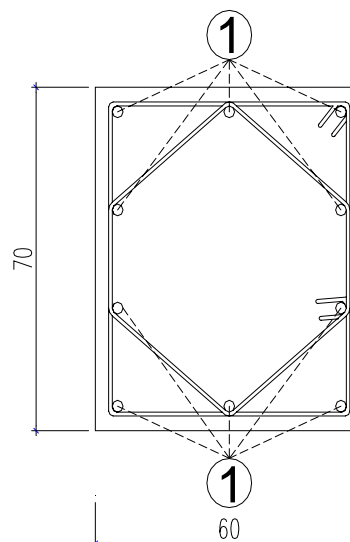
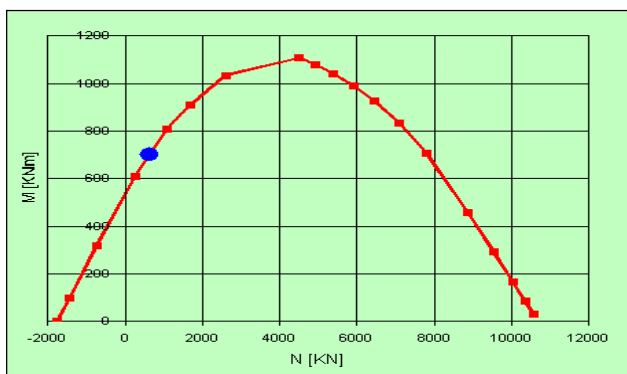
I momenti resistenti alla base dei pilastri valgono:

$$M_{Rd,A,x} = 602.5 \text{ KNm}$$



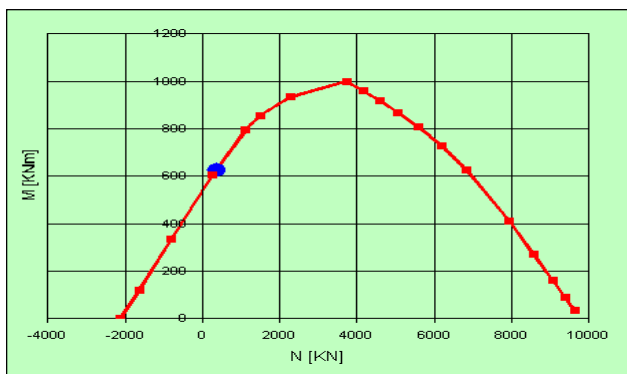
FERRI 1: 8 Ø 24  
FERRI 2: 4 Ø 24

$$M_{Rd,B,x} = 702.5 \text{ KNm}$$



FERRI 1: 10 Ø 24

$$M_{Rd,C,x} = 626.1 \text{ KNm}$$



I momenti sollecitanti per la verifica del pozzetto della fondazione valgono quindi:

$$M_{Ed, A, x} = 1.2 \times 602.5 = 723.0 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed, B, x} = 1.2 \times 702.5 = 843.0 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed, C, x} = 1.2 \times 626.1 = 751.3 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed, A, x} = 723.0 / 8 = 90.4 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed, B, x} = 843.0 / 8 = 105.4 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed, C, x} = 751.3 / 8 = 93.9 \text{ KNm}$$

Le sollecitazioni per la verifica del collegamento trave-pilastro si ricavano come segue:

$$H_{Ed, A, x} = 1.1 \times 602.5 / 8 = 82.8 \text{ KN}$$

$$H^2_{Ed, B, x} = [1.1 \times 702.5 \times (250/600)] / 8 = 40.25 \text{ KN}$$

$$H^1_{Ed, B, x} = [1.1 \times 702.5 \times (350/600)] / 8 = 56.35 \text{ KN}$$

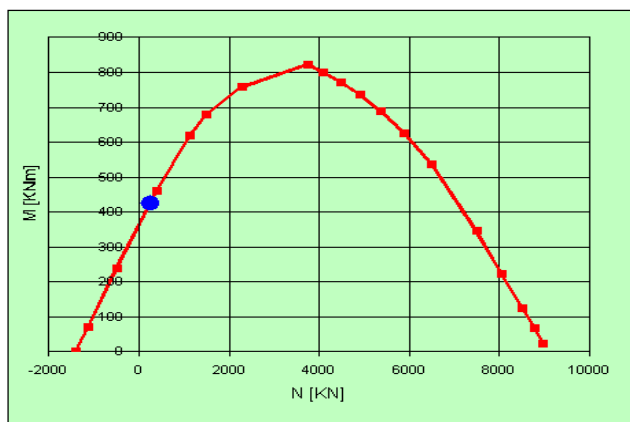
$$H_{Ed, C, x} = 1.1 \times 626.1 / 8 = 86.1 \text{ KN}$$

Si ipotizza di voler rastremare l'armatura dei pilastri 60x60 interrompendo i ferri tipo 2.

I momenti resistenti delle sezioni con armatura rastremata valgono:

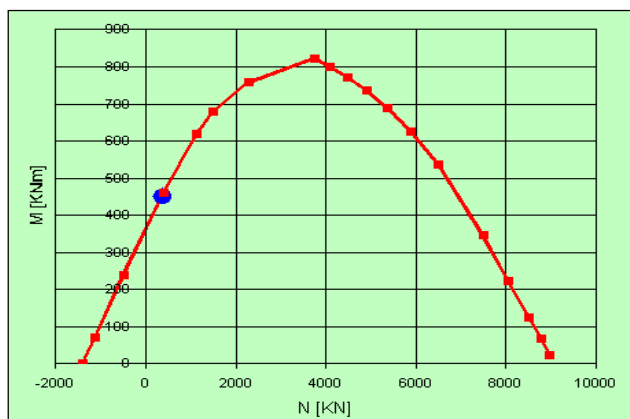
$$M_{Rd, A2, x} = 427.4 \text{ KNm}$$

$$\eta_A = 427.4 / 602.5 = 0.709$$



$$M_{Rd, C2, x} = 451.2 \text{ KNm}$$

$$\eta_C = 451.2 / 626.1 = 0.720$$



Per cui le distanze dalla quota d'incastro del pilastro oltre le quali è possibile la rastremazione d'armatura ipotizzata (al netto della lunghezza d'ancoraggio della barre) sono:

$$X_A = 800 \times [(1.1 - 0.709) / 1.1] = 284 \text{ cm}$$

$$X_C = 800 \times [(1.1 - 0.720) / 1.1] = 276 \text{ cm}$$



### 2.2.2.2 Il caso del telaio pluripiano

Anche in questo caso, vista la presenza delle cerniere fra travi e pilastri le uniche zone dissipative sono quelle alla base dei pilastri. Va dunque in ogni modo evitata la formazione di cerniere plastiche ai piani superiori.

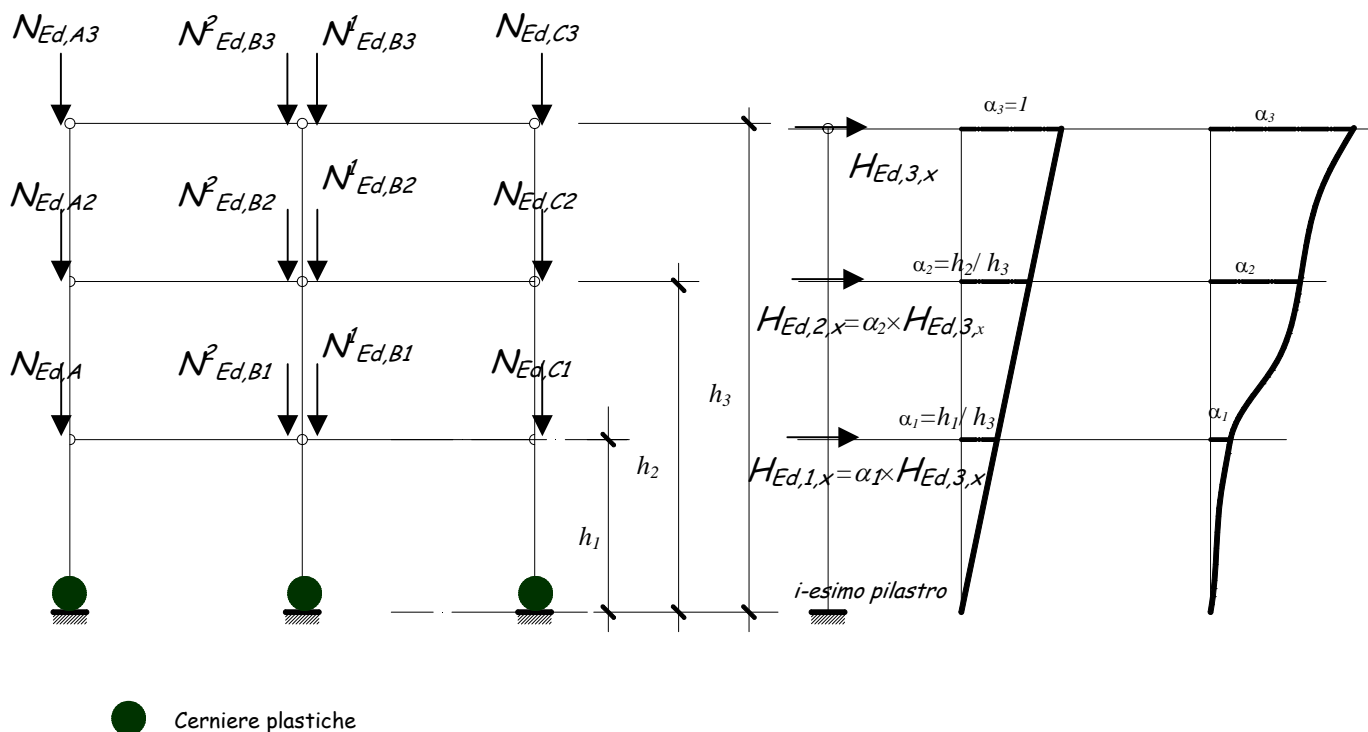


Figura 2-13

La gerarchia delle resistenze si applica nei seguenti casi:

- VINCOLO D'INCASTRO AL PIEDE DEI PILASTRI (ad es. bicchiere) - Questo vincolo va dimensionato con i criteri del collegamento tipo b). Noti i momenti resistenti dei pilastri, la verifica del pozzetto va condotta con le seguenti sollecitazioni:

$$M_{Ed,A,x} = \gamma_{Rd} M_{Rd,A,x} \quad V_{Ed,A,x} = \sum_{i=1}^3 H_{Ed,i,A}$$

$$M_{Ed,B,x} = \gamma_{Rd} M_{Rd,B,x} \quad V_{Ed,B,x} = \sum_{i=1}^3 H_{Ed,i,B}$$

$$M_{Ed,C,x} = \gamma_{Rd} M_{Rd,C,x} \quad V_{Ed,C,x} = \sum_{i=1}^3 H_{Ed,i,C}$$

Per il calcolo di  $H_{Ed,i,x}$  si veda il successivo punto (collegamento travi-pilastro).

- COLLEGAMENTO TRAVI-PILASTRO - Questo vincolo va dimensionato con i criteri del collegamento tipo a). Si applica lo stesso procedimento del telaio monopiano, estendendo però l'equilibrio a tutti i piani. Si ha:

$$H_{Ed,i1,x} \cdot h_1 + H_{Ed,i2,x} \cdot h_2 + H_{Ed,i3,x} \cdot h_3 = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i,x} \text{ per ciascuna pilastrata } i.$$

Resta da determinare il rapporto fra le forze orizzontali di piano con le quali devono essere dimensionate le connessioni. Si può pensare che queste crescano proporzionalmente alle sollecitazioni derivanti dall'analisi modale<sup>3</sup>.

Per edifici regolari si può fare riferimento ad una distribuzione lineare delle forze crescente con l'altezza (1° modo di vibrare linearizzato come nell'analisi statica equivalente). In questo caso si ha:

$$H_{Ed,i1,x} = H_{Ed,i3,x} \frac{h_1}{h_3} \quad \text{e} \quad H_{Ed,i2,x} = H_{Ed,i3,x} \frac{h_2}{h_3}$$

e sostituendo nell'espressione precedente si può esplicitare le singole forze:

$$H_{Ed,i1,x} = \frac{h_1}{h_1^2 + h_2^2 + h_3^2} \gamma_{Rd} M_{Rd,i,x}$$

$$H_{Ed,i2,x} = \frac{h_2}{h_1^2 + h_2^2 + h_3^2} \gamma_{Rd} M_{Rd,i,x}$$

$$H_{Ed,i3,x} = \frac{h_3}{h_1^2 + h_2^2 + h_3^2} \gamma_{Rd} M_{Rd,i,x}$$

Le sollecitazioni così determinate devono essere utilizzate nel dimensionamento dell'unione con  $\gamma_{Rd}$  dei collegamenti tipo a).

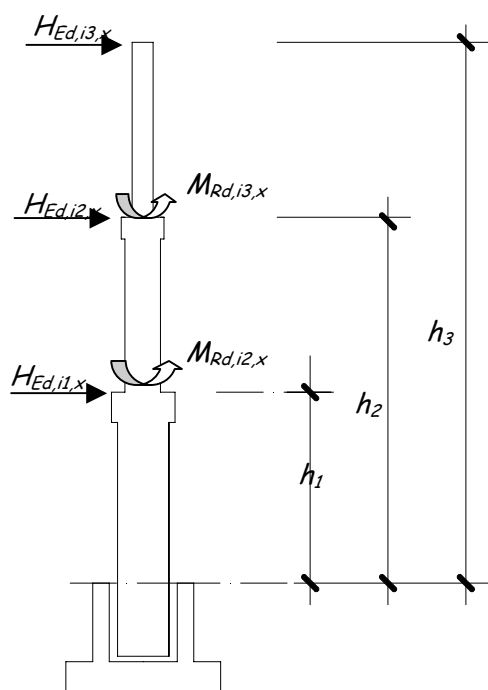
Questa ipotesi può essere ritenuta valida per edifici con piccole variazioni di rigidità e di massa fra i vari piani. In caso contrario si può fare utilmente riferimento al modo di vibrare più significativo e utilizzare le componenti di quest'ultimo (autovettore) come coefficienti di distribuzione delle forze orizzontali. Con riferimento al modo di vibrare indicato in figura 2-13 si può scrivere:

$H_{Ed,i1,x} = H_{Ed,i3,x} \cdot \alpha_1$  e  $H_{Ed,i2,x} = H_{Ed,i3,x} \cdot \alpha_2$  (con  $[\alpha_1 \ \alpha_2 \ 1]^T$  autovettore del modo di vibrare utilizzato) e sostituendo nelle espressioni precedenti si possono esplicitare le singole forze:

$$H_{Ed,i3,x} = \frac{1}{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2 + h_3} \gamma_{Rd} M_{Rd,i,x}$$

$$H_{Ed,i2,x} = \frac{\alpha_2}{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2 + h_3} \gamma_{Rd} M_{Rd,i,x}$$

<sup>3</sup> F. Biondini, G. Toniolo, G. Tsionis: "Progettazione sismica di strutture pluripiano prefabbricate con travi incernierate - Parte 1", Atti 15° Congresso CTE, Bari 2004



$$H_{Ed,i,1,x} = \frac{\alpha_1}{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2 + h_3} \gamma_{Rd} M_{Rd,i,x}$$

Note le forze H si può procedere al dimensionamento dei collegamenti.

Figura 2-14

Nel caso dei pilastri centrali, alle forze così determinate va applicata la ripartizione fra connessione destra e sinistra in funzione dei carichi verticali in analogia a quanto è stato sopra scritto relativamente alle strutture monopiano.

- **COLLEGAMENTO PILASTRO-PILASTRO** - Questo vincolo va dimensionato con i criteri del collegamento tipo a). In presenza di pilastri giuntati nei tratti intermedi è necessario progettare questi collegamenti con il criterio di gerarchia delle resistenze (tipo a). In particolare l'azione assiale sarà quella della combinazione sismica di progetto, mentre per il taglio e il momento si dovranno assumere le seguenti azioni:

$$M_{Rd,x} = \max \left[ M_{Ed,x}; \sum_{j=i}^n H_{Ed,j,x} (h_j - h_i) \right] \text{ (vedi nota 4)}$$

<sup>4</sup> Il coefficiente  $\gamma_{Rd}$  di sovrarresistenza è già considerato nel calcolo delle  $H_{Ed,x}$

$$V_{Ed,x} = \max \left[ V_{Ed,x}; \sum_{j=i}^n H_{Ed,j,x} \right]$$

dove  $M_{Ed,x}$  è il valore che deriva dalle analisi e  $H_{Ed,j,x}$  sono le forze orizzontali calcolate al punto precedente (collegamento travi-pilastro).

- SOLLECITAZIONI NEI PILASTRI - Occorre eseguire le verifiche al taglio in conformità a quanto previsto dalla gerarchia delle resistenze. I criteri per la determinazione della sollecitazione di taglio nei singoli tratti dei pilastri sono identici a quelli già utilizzati per la determinazione delle forze nei collegamenti salvo l'utilizzo dei coefficienti di sovrarresistenza forniti al punto 7.4.4.2.1 delle NTC come visto nel caso dei monopiano.

Nel caso in cui siano presenti rastremazioni nella sezione o riduzioni delle armature, in analogia a quanto detto nel caso dell'edificio monopiano, per evitare la formazione di cerniere plastiche nei tratti intermedi dei pilastri si dovrà verificare che i momenti generati dalle  $H_{Ed,j,x}$  non siano maggiori dei momenti resistenti dei pilastri ai piani intermedi.

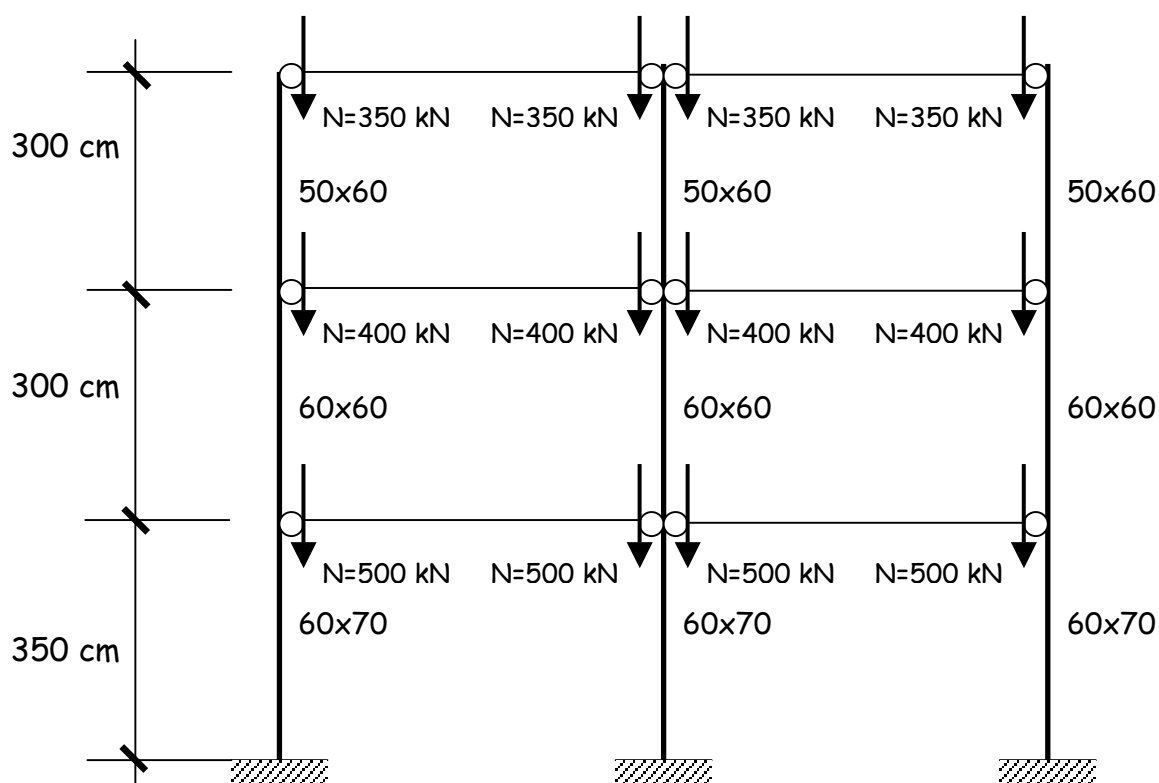
$$H_{Ed,i3,x} (h_3 - h_2) \leq M_{Rd,i3,x}$$

$$H_{Ed,i3,x} (h_3 - h_1) + H_{Ed,i2,x} (h_2 - h_1) \leq M_{Rd,i2,x}$$

**ESEMPIO**

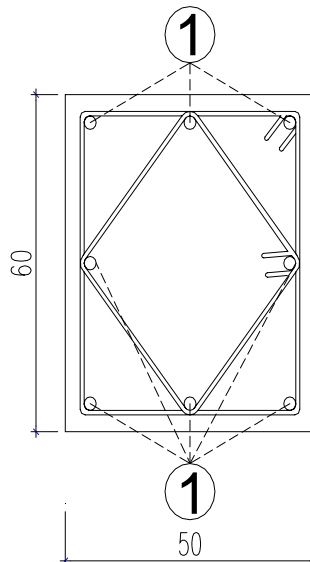
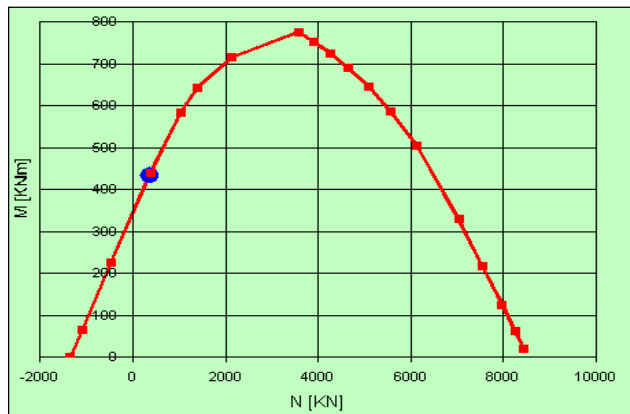
Con riferimento alla fig. 2.12 si considerano dei pilastri di sezione 60x70 cm fra piano terra e primo piano, 60x60 cm tra primo e secondo piano e 50x60 tra secondo e terzo piano. I pilastri sono realizzati con calcestruzzo di classe C45/50 e acciaio tipo B450C in CD"B". Le armature delle sezioni sono descritte di seguito.

Siano  $h_1 = 350$  cm,  $h_2 = 650$  cm,  $h_3 = 950$  cm e  $N_{Ed,A1} = N_{Ed,B1}^1 = N_{Ed,B1}^2 = N_{Ed,C1} = 500$  kN,  $N_{Ed,A2} = N_{Ed,B2}^1 = N_{Ed,B2}^2 = N_{Ed,C2} = 400$  kN,  $N_{Ed,A3} = N_{Ed,B3}^1 = N_{Ed,B3}^2 = N_{Ed,C3} = 350$  kN i carichi assiali in combinazione sismica.



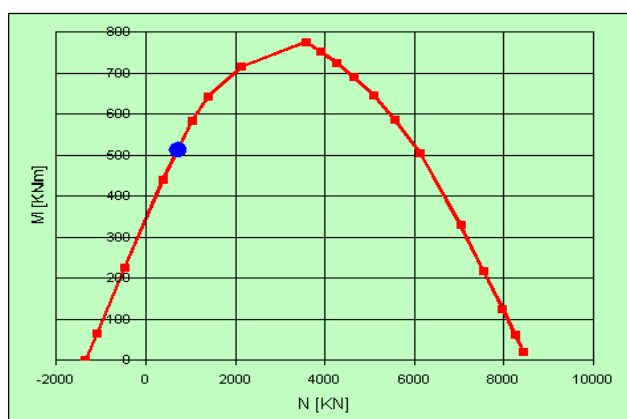
I momenti resistenti dei pilastri sono riportati nelle pagine seguenti.

$M_{Rd, A3,x} = M_{Rd, C3,x} = 434.6 \text{ KNm}$

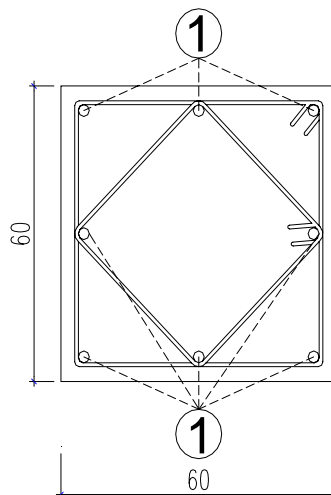
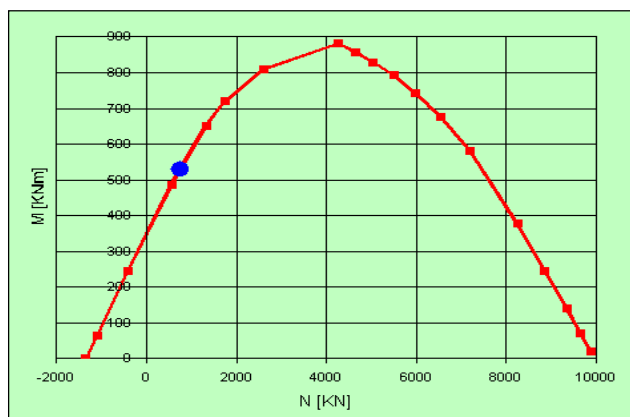


FERRI 1: 8 Ø24

$M_{Rd, B3,x} = 514.9 \text{ KNm}$

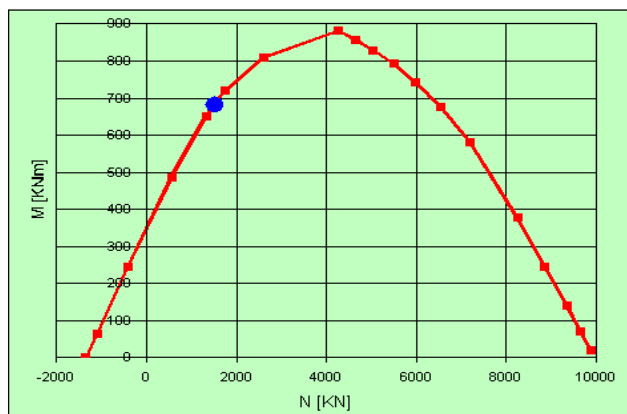


$M_{Rd, A2,x} = M_{Rd, C2,x} = 532.1 \text{ KNm}$

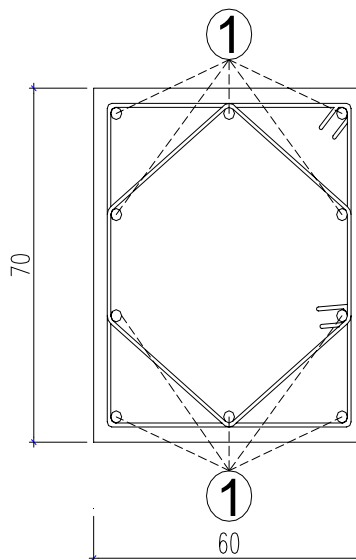
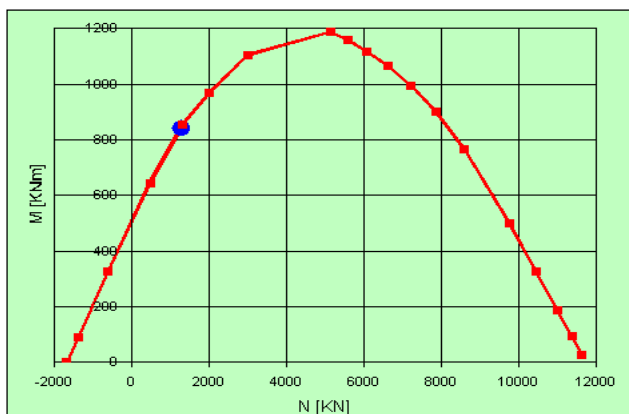


FERRI 1: 8 Ø24

$M_{Rd, B2,x} = 683.9 \text{ KNm}$

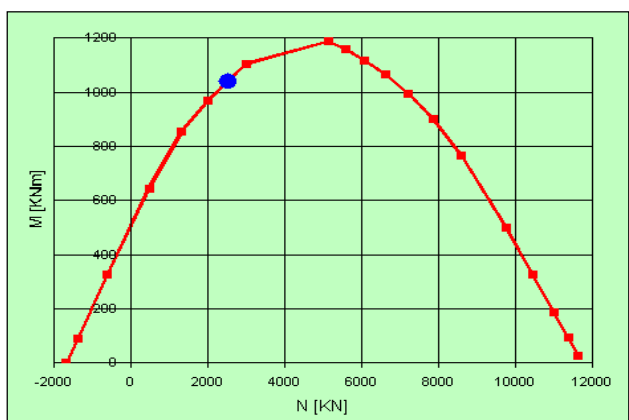


$$M_{Rd, A1,x} = M_{Rd, C1,x} = 842.7 \text{ KNm}$$



FERRI 1: 10 Ø24

$$M_{Rd, B1,x} = 1044.0 \text{ KNm}$$



Le sollecitazioni per la verifica del pozzetto della fondazione valgono quindi:

$$M_{Ed, A,x} = M_{Ed, C,x} = 1.2 \times 842.7 = 1022.2 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed, B,x} = 1.2 \times 1044.0 = 1252.8 \text{ KNm}$$

$$V_{Ed, A,x} = V_{Ed, C,x} = 1022.2 \times [(3.5+6.5+9.5) / (3.5^2+6.5^2+9.5^2)] = 137.7 \text{ KN}$$

$$V_{Ed, B,x} = 1252.8 \times [(3.5+6.5+9.5) / (3.5^2+6.5^2+9.5^2)] = 168.7 \text{ KN}$$

Ipotizzando una distribuzione lineare delle forze crescente con l'altezza, si ha:

$$\alpha_3 = 1, \alpha_2 = 0.684, \alpha_1 = 0.368;$$

Le sollecitazioni per la verifica del collegamento trave-pilastro si ricavano come segue:

$$H_{Ed, A3,x} = H_{Ed, C3,x} = [9.5 / (3.5^2+6.5^2+9.5^2)] \times 1.1 \times 842.7 = 60.8 \text{ KN}$$

$$H_{Ed, B3,x}^{sx} + H_{Ed, B3,x}^{dx} = [9.5 / (3.5^2+6.5^2+9.5^2)] \times 1.1 \times 1044.0 = 75.3 \text{ KN}$$

$$H_{Ed, A2,x} = H_{Ed, C2,x} = [6.5 / (3.5^2+6.5^2+9.5^2)] \times 1.1 \times 842.7 = 41.6 \text{ KN}$$

$$H_{Ed, B2,x}^{sx} + H_{Ed, B2,x}^{dx} = [6.5 / (3.5^2+6.5^2+9.5^2)] \times 1.1 \times 1044.0 = 51.5 \text{ KN}$$

$$H_{Ed, A1,x} = H_{Ed, C2,x} = [3.5/(3.5^2+6.5^2+9.5^2)] \times 1.1 \times 842.7 = 22.4 \text{ KN}$$

$$H_{Ed, B1,x}^{sx} + H_{Ed, B2,x}^{dx} = [3.5/(3.5^2+6.5^2+9.5^2)] \times 1.1 \times 1044.0 = 27.7 \text{ KN}$$

Si procede alla verifica dei momenti resistenti ai piani intermedi:

pilastri laterali:

$$H_{Ed, A3,x} \times (h_3 - h_2) = 60.8 \times 3 = 182.4 < M_{Rd,A3,x} = 434.6 \text{ KNm}$$

$$H_{Ed, A3,x} \times (h_3 - h_1) + H_{Ed, A2,x} \times (h_2 - h_1) = 60.8 \times 6 + 41.6 \times 3 = 490 < M_{Rd,A2,x} = 532.1 \text{ KNm}$$

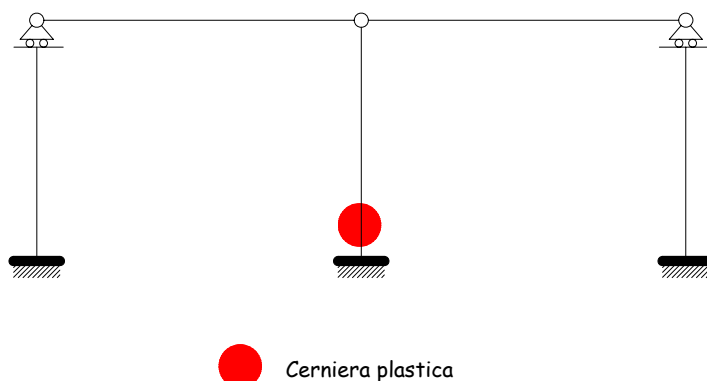
pilastro centrale:

$$H_{Ed, B3,x} \times (h_3 - h_2) = 75.3 \times 3 = 225.9 < M_{Rd,B3,x} = 514.9 \text{ KNm}$$

$$H_{Ed, B3,x} \times (h_3 - h_1) + H_{Ed, B2,x} \times (h_2 - h_1) = 75.3 \times 6 + 51.5 \times 3 = 606.3 < M_{Rd,B2,x} = 683.9 \text{ KNm}$$



### 2.2.3 TELAI A PILASTRI ISOSTATICI



*Figura 2-15*

L'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze ai collegamenti di tipo fisso per questa tipologia strutturale prevede di utilizzare, per la verifica a taglio, la minore tra le seguenti quantità:

- la forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicato per un fattore  $\gamma_{rd}$  pari a 1.35 per strutture progettati in CD "A" e 1.20 per strutture progettati in CD "B"
- la forza di taglio derivante dall'analisi sismica con  $q=1$ .

Si fa presente che il criterio secondo il quale le sollecitazioni sismiche non vanno assunte maggiori di quelle ottenute da un'analisi elastica con  $q = 1$  vale per tutte le sollecitazioni delle strutture in zona sismica. Tale criterio è specificatamente menzionato in conformità a quanto è scritto al punto 7.4.5.2.1 delle NTC.

Va inoltre effettuata la verifica a taglio del pilastro con sollecitazione che deriva dal momento resistente del pilastro amplificato con un coefficiente pari a 1.30 per CD "A" e 1.10 per CD "B".

### 3 CONSIDERAZIONI SUI COLLEGAMENTI

Il dimensionamento dei collegamenti di un edificio prefabbricato in zona sismica è governato dal rispetto del criterio della gerarchia delle resistenze: essi devono possedere una resistenza superiore rispetto a quella delle parti della struttura deputate a dissipare energia (zone critiche), in maniera tale che in queste ultime possano avere luogo ampie deformazioni in campo anelastico.

#### 3.1 CONSIDERAZIONI SULLA ZONA CRITICA ALLA BASE DEI PILASTRI

In un telaio costituito da pilastri incastrati alla base e travi incernierate ai pilastri, le zone critiche devono essere individuate alla base dei pilastri.

La capacità di un pilastro di sopportare spostamenti in campo anelastico è legata alla lunghezza della zona critica, ovvero all'ampiezza del tratto in cui si ha un comportamento non lineare, a partire dalla sezione nella quale si raggiunge il momento ultimo. Nel calcestruzzo armato, se la deformazione al limite elastico è associata al raggiungimento dello snervamento nelle armature, si ha che il rapporto tra il momento ultimo e il momento di prima plasticizzazione (dovuta allo snervamento dell'acciaio)  $M_u/M_y$  è legato al rapporto tra la tensione di rottura e la tensione di snervamento dell'acciaio  $f_t/f_y$ : elevati valori di incrudimento portano ad un aumento della lunghezza critica.

In una colonna doppiamente incastrata, detto  $M_u$  il momento alla base,  $M_y$  il momento di snervamento,  $h$  l'altezza della colonna e  $h_p$  l'altezza di plasticizzazione, si può scrivere la proporzione:

$$\frac{M_u}{\frac{h}{2}} = \frac{M_y}{\frac{h}{2} - h_p} \quad \text{da cui} \quad h_p = \frac{h}{2} \left( 1 - \frac{1}{\frac{M_u}{M_y}} \right)$$

Con un'approssimazione ritenuta accettabile si ottiene (vedi la figura 3-1):

$$h_p = \frac{h}{2} \left( 1 - \frac{f_y}{f_t} \right)$$

In un pilastro incastrato al piede e incernierato in sommità, col medesimo significato dei simboli, si può scrivere la proporzione:

$$\frac{M_u}{h} = \frac{M_y}{h - h_p}$$

$$\text{da cui si ottiene: } h_p = h \left( 1 - \frac{f_y}{f_t} \right)$$

Occorre fare riferimento al valore di  $f_t/f_y$  relativo all'acciaio con cui sono effettivamente realizzate le armature del pilastro. In assenza di tale dato si può fare riferimento alle condizioni limite imposte dalle NTC. Si ricorda che il rapporto  $f_t/f_y$  per un acciaio da calcestruzzo armato B450 C deve essere compreso fra 1,15 e 1,35.

Ad esempio, nel caso in cui l'effettivo valore del rapporto  $f_t/f_y$  sia pari a 1,15, si ottiene:

- per un pilastro doppiamente incastrato  $h_p = \frac{h}{15,33}$
- per un pilastro con incastro al piede e cerniera in sommità  $h_p = \frac{h}{7,67}$

Nel caso in cui non si disponga di dati sufficienti a conoscere l'effettivo valore di  $f_t/f_y$  e si assuma, a favore di sicurezza,  $f_t/f_y = 1,35$ , si ottiene:

- per un pilastro doppiamente incastrato  $h_p = \frac{h}{7,71}$
- per un pilastro con incastro al piede e cerniera in sommità  $h_p = \frac{h}{3,86}$

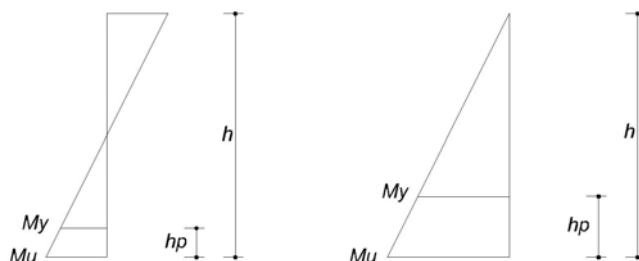


Figura 3-1

Si ricorda che al punto 7.4.6.1.2 delle NTC si afferma che la lunghezza della zona critica può essere assunta pari a 1/6 dell'altezza libera del pilastro (quando tale misura è maggiore dell'altezza della sezione e di 45 cm e l'altezza del pilastro è almeno pari a tre volte l'altezza della sezione).

### 3.1.1 Limitazioni di armatura nella zona critica

In questa zona, misurata per un pilastro prefabbricato a partire dall'estradosso del bicchiere del plinto, dovranno essere rispettate le prescrizioni elencate al punto 7.4.6.2.2 della Norma, volte a garantire una adeguata duttilità delle sezioni coinvolte. Le prescrizioni sono più o meno severe in funzione della duttilità che si voglia conseguire, alta (CD "A") o bassa (CD "B"), alla quale corrisponde una diversa capacità di dissipare energia.

In particolare:

per le barre di armatura devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:

1. le barre agli angoli devono essere contenute dalle staffe;
2. una barra ogni due per lato deve essere legata o staffata;
3. le barre non fissate devono distare meno di cm 15 ( CD "A") o cm 20 (CD "B") da una barra fissata;

4. l'interasse barre non deve essere superiore a 25 cm (da rispettare anche al di fuori della zona critica).

per le staffe in classe di duttilità alta devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- 1a. il diametro minimo deve essere pari a  $\phi = 6$  mm;
- 2a. il passo delle staffe deve essere minore o uguale della più piccola tra le seguenti quantità:  
1/3 del lato minore della sezione; 125 mm;  $6 \phi$  della barra staffata;
- 3a. deve essere rispettata la seguente relazione  $\frac{A_{st}}{s} \geq 0.12 \cdot \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$  ( $\geq 0.08$  fuori dalla zona critica);

per le staffe in classe di duttilità bassa devono essere rispettate le seguenti prescrizioni:

- 1b. il diametro minimo deve essere pari a  $\phi = 6$  mm;
- 2b. il passo delle staffe deve essere minore o uguale della più piccola tra le seguenti quantità:  
 $\frac{1}{2}$  del lato minore della sezione; 175 mm;  $8 \phi$  della barra staffata;
- 3b. deve essere rispettata la seguente relazione  $\frac{A_{st}}{s} \geq 0.08 \cdot \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$ ;

In merito all'applicazione della formula 7.4.28 si osserva che le NTC non definiscono in maniera univoca il termine  $A_{st}$ . A tale riguardo si fa presente che chiarimenti in merito al quantitativo minimo di staffe si possono trovare al punto 5.4.3.2.2 della UNI EN 1998-1.

In questo documento, concordemente a quanto indicato nella UNI EN 1998-1, si ritiene che le staffe da considerare siano tutte quelle con funzione di confinamento, ovvero quelle in entrambe le direzioni, pertanto, il valore di  $A_{st}$  può essere individuato come nel seguito descritto.

E' noto che l'azione delle staffe di confinamento si esplica in ragione della loro percentuale meccanica  $\varpi_{wd}$  (si veda anche il punto 5.4.3.2.2 della UNI EN 1998-1), che viene definita come:

$$\varpi_{wd} = \frac{\text{volume staffe}}{\text{volume nucleo cls}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

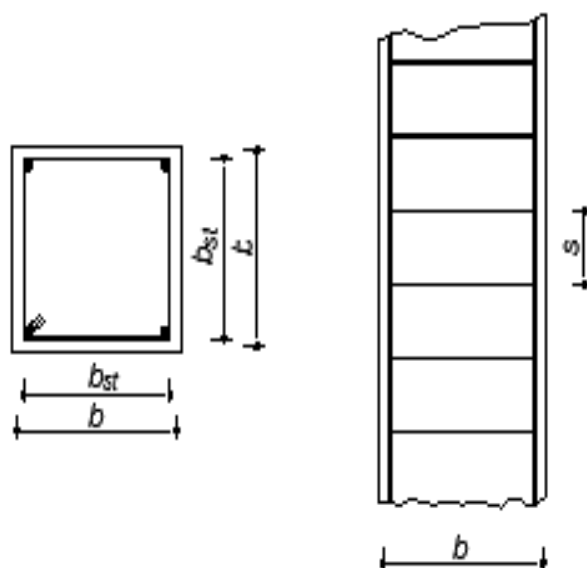


Figura 3-2.

Con riferimento alla Figura 3-2 il volume delle staffe è:

$$\text{volume staffe} = A_{1st} \cdot l = A_{1st} \cdot 4b_{st}$$

in cui  $A_{1st}$  è l'area del tondino con cui sono realizzate le staffe e  $l$  è lo sviluppo complessivo della staffa.

Il volume del nucleo di calcestruzzo è:

$$\text{volume nucleocls} = A_c \cdot s = b_{st}^2 \cdot s$$

Pertanto la percentuale meccanica di armatura trasversale vale

$$\omega_{wd} = \frac{A_{1st} \cdot l}{A_c \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Supponendo che il pilastro sia progettato in CD"B" e che quindi la percentuale meccanica di armatura debba essere  $\geq 0,08$ , ricavando  $\frac{A_{1st}}{s}$  si ottiene:

$$\frac{A_{1st}}{s} \geq 0,08 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{A_c}{l} = 0,08 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{b_{st}^2}{4b_{st}} \rightarrow \frac{4A_{1st}}{s} \geq 0,08 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_{st}$$

Nel caso specifico di staffa quadrata avente in totale quattro bracci, due per ciascuna direzione, realizzata con una barra di area  $A_{1st}$ , lo sviluppo  $l$  inserito è pari a  $4 b_{st}$ .

Nel caso di staffe di pilastri poligonali o di pilastri a sezione circolare, il valore di  $l$  da inserire sarà lo sviluppo complessivo di tutta la staffa.

Moltiplicando ambo i membri della relazione  $\frac{A_{1st}}{s} \geq 0,08 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{A_c}{l}$  per  $\frac{l \cdot b_{st}}{A_c}$  si ottiene:

$$\frac{l \cdot b_{st} \cdot A_{1st}}{A_c \cdot s} \geq 0,08 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{A_c}{l} \cdot \frac{l \cdot b_{st}}{A_c} \rightarrow \frac{l \cdot b_{st} \cdot A_{1st}}{A_c \cdot s} \geq 0,08 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_{st}$$

questa formula coincide con quella delle NTC ponendo:

$$A_{st} = \frac{l \cdot b_{st} \cdot A_{1st}}{A_c}$$

Nei casi presentati nella figura seguente, per la determinazione della percentuale meccanica  $\varpi_{wd}$  si può utilizzare la relazione presentata dal professor Giandomenico Toniolo<sup>1</sup>.

$\varpi_{wd} = c \cdot \frac{A_{1st} \cdot f_{yd}}{s \cdot b \cdot f_{cd}} \geq 0,08$  per le zone critiche dei pilastri in DC "B" e ovunque fuori dalle zone critiche dei pilastri in DC "A"

$\varpi_{wd} = c \cdot \frac{A_{1st} \cdot f_{yd}}{s \cdot b \cdot f_{cd}} \geq 0,12$  per le zone critiche dei pilastri in DC "A".

Il coefficiente c assume i valori indicati in figura 3-3 nelle diverse configurazioni geometriche rappresentate, essendo b il lato maggiore della staffa, a il lato minore e  $\beta$  il rapporto  $\frac{b}{a}$ .

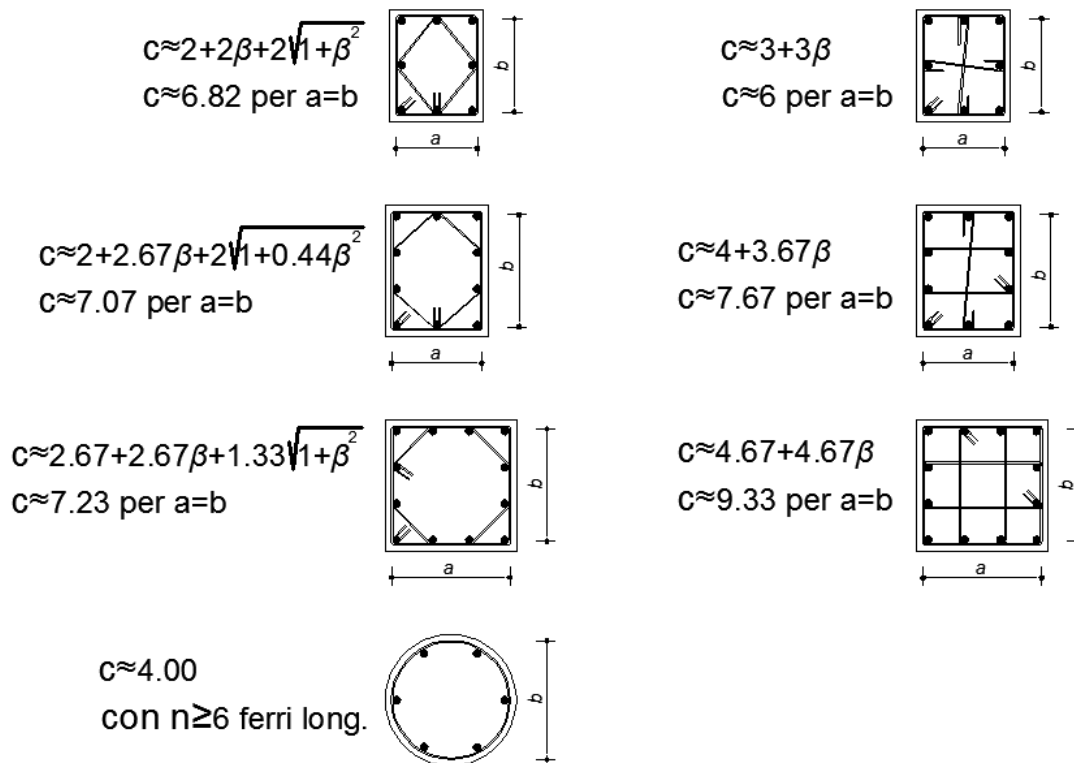


Figura 3-3

<sup>1</sup> "Progettazione agli stati limite delle strutture in calcestruzzo in zona sismica"; Volume corsi CTE

Si fa notare inoltre che indagini sperimentali condotte nell'ambito di ricerche europee sul tema delle strutture prefabbricate<sup>2</sup> indicherebbero limiti più restrittivi per la spaziatura delle staffe nelle zone critiche dei pilastri. Nella tabella seguente si riportano, per alcuni valori della duttilità traslatoria, i limiti di spaziatura delle staffe derivati dalle suddette ricerche.

Spaziatura staffe [s]	Duttilità flessionale [ $\mu_\phi$ ]	Duttilità traslatoria [ $\mu_\delta = q_0$ ]
$\leq 3,5 \Phi^1$	8,0	4,5
$\leq 6 \Phi$	6,0	3,5
$\leq 8,5 \Phi$	4,0	2,5
<sup>1</sup> diametro delle barre longitudinali		

Si noti che il valore della spaziatura delle staffe pari a  $6 \Phi$ , previsto dalle NTC per progettazione in alta duttilità, corrisponda a una duttilità traslatoria pari a 3.5.

Seguono (figura 3-4) alcuni esempi di armature nella zona critica consentiti dalle NTC.

Nel *caso a*, in classe di duttilità "A", la barra a metà del lato non è a meno di 15 cm da una barra fissata, per cui va staffata.

Nel *caso b*, in classe di duttilità "B", la barra a metà del lato è a meno di 20 cm da una barra fissata, per cui può non essere staffata. Nella pratica progettuale è buona abitudine staffare comunque anche la barra a metà del lato.

Nel *caso c*, la barra a metà del lato non è a meno di 20 cm da una barra fissata, per cui va staffata indipendentemente dalla classe di duttilità.

Nel *caso d*, la barra a metà del lato non è a meno di 20 cm da una barra fissata, per cui va staffata indipendentemente dalla classe di duttilità; l'interasse delle barre non supera 25 cm.

Nel *caso e*, la barra cerchiata è a meno di 15 cm dalla barra d'angolo che è fissata, per cui può non essere staffata; la presenza della barra cerchiata è necessaria altrimenti l'interasse delle barre sarebbe superiore a 25 cm; una barra ogni due è staffata. Nella pratica progettuale si consiglia di avvicinare la barra cerchiata alla barra d'angolo.

Nel *caso f*, la barra al centro del lato è a meno di 15 cm da una barra fissata, per cui può non essere staffata; la presenza della barra al centro del lato è necessaria altrimenti l'interasse delle barre sarebbe superiore a 25 cm; una barra ogni due è staffata.

Nel *caso g*, la barra cerchiata è a meno di 15 cm dalla barra d'angolo che è fissata, per cui può non essere staffata; la presenza della barra cerchiata è necessaria altrimenti l'interasse delle barre sarebbe superiore a 25 cm; una barra ogni due è staffata. Nella pratica progettuale si consiglia di avvicinare la barra cerchiata alla barra d'angolo.

<sup>2</sup> A. Saisi, G. Toniolo: "Precast r.c. columns under cyclic loading: an experimental programme oriented to EC8", Studi e Ricerche n. 19 - 1998, Scuola Speciale c.a. F.lli Pesenti, Politecnico di Milano.

F. Biondini, G. Toniolo: "Analisi probabilistica e prove pseudodinamiche per la validazione dei criteri di progettazione sismica di strutture in c.a.", Atti 15° Congresso CTE, Bari 2004.

F. Biondini, G. Toniolo, Bin Zaho: "prove pseudodinamiche su prototipi di strutture prefabbricate, Atti 17° Congresso CTE, Roma 2008

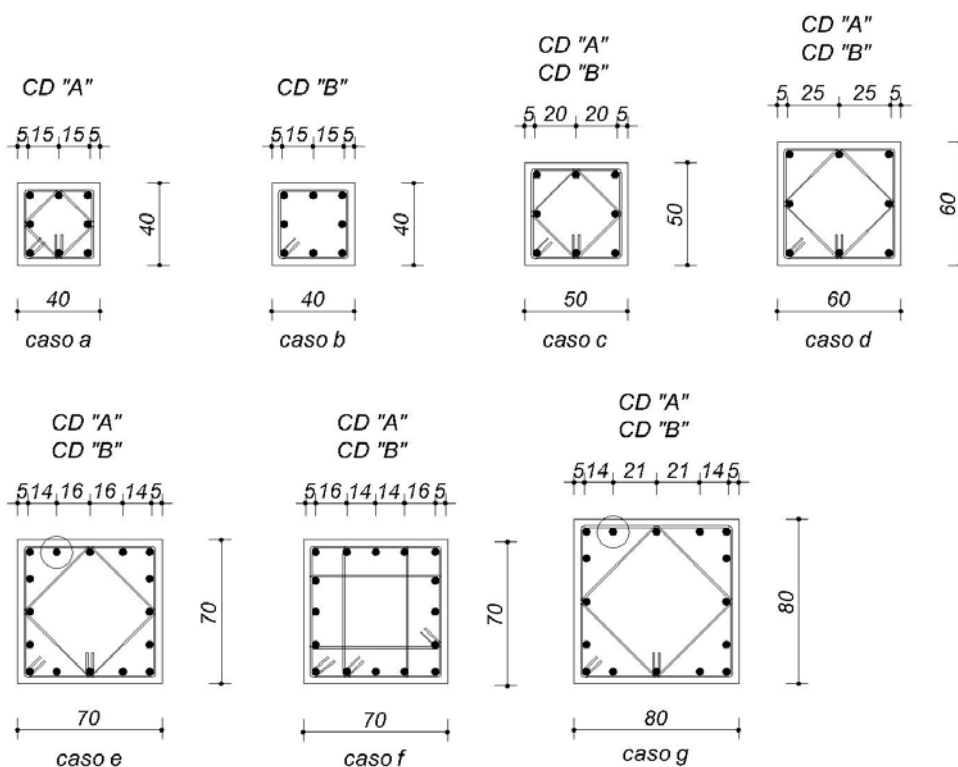
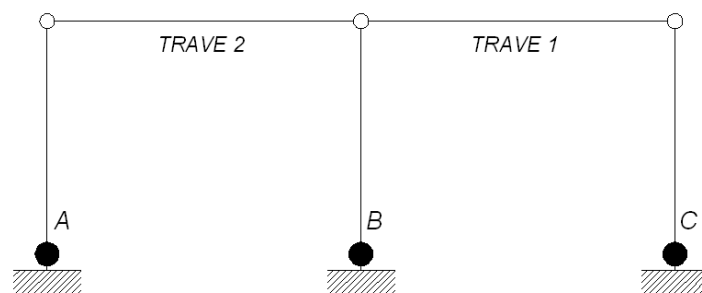


Figura 3-4

### 3.2 COLLEGAMENTO TRAVE-PILASTRO

In una struttura intelaiata con travi incernierate ai pilastri, il nodo trave pilastro non costituisce una zona critica di dissipazione: si tratta quindi di un collegamento di tipo "a" (NTC punto 7.4.5.2). Il collegamento deve essere tale da garantire la formazione di un meccanismo plastico alla base del pilastro. Nella configurazione di figura 3-5, nella quale è rappresentato il vincolo tra una trave di copertura e un pilastro di un edificio prefabbricato monopiano, si devono dimensionare le connessioni, realizzate ad esempio con elementi metallici quali spinotti o barre, in funzione del momento resistente alla base del pilastro. Considerando il nodo come appartenente a una struttura a telaio si utilizza un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} = 1,10$  in bassa duttilità e  $\gamma_{Rd} = 1,20$  in alta duttilità. La connessione deve inoltre resistere alle sollecitazioni locali di calcolo.



● Cerniere plastiche

Figura 3-5



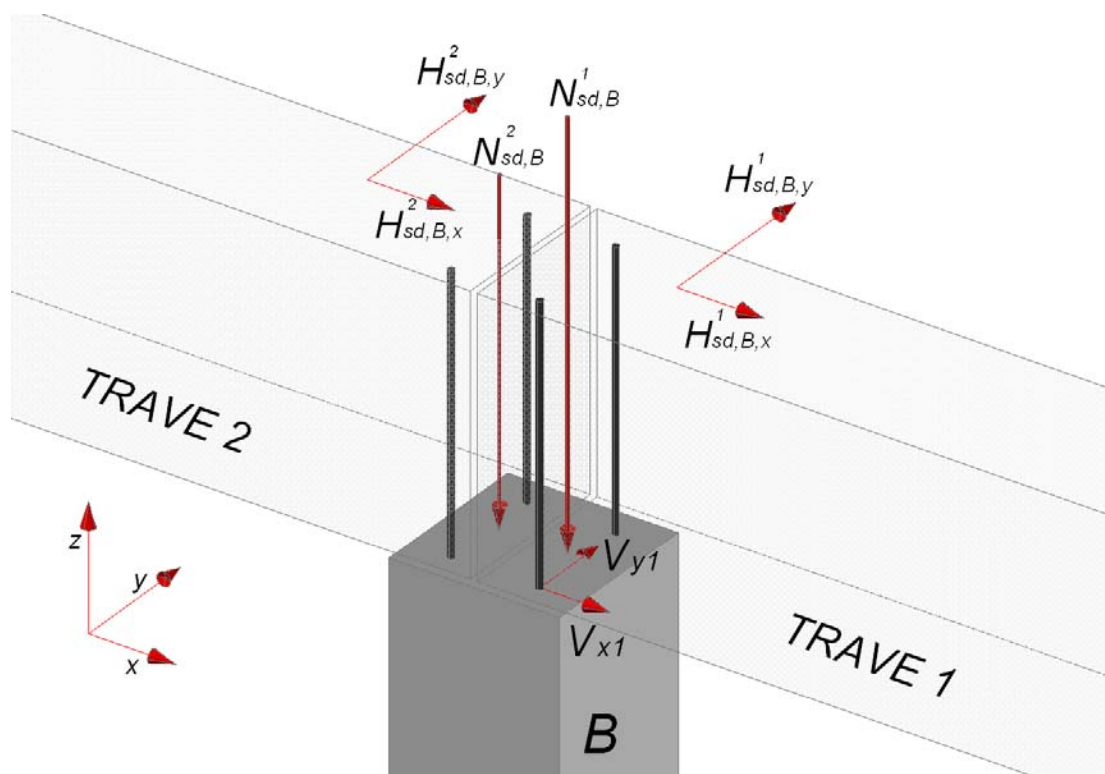


Figura 3-6

Possiamo pensare che la forza di taglio si distribuisca tra le due connessioni in maniera proporzionale alle sollecitazioni agenti derivate dal calcolo  $H^1_{sd,B,x}$ ,  $H^2_{sd,B,x}$  in direzione  $x$  e  $H^1_{sd,B,y}$ ,  $H^2_{sd,B,y}$  in direzione  $y$  sulle due travi o, più semplicemente, in proporzione alle reazioni vincolari  $N^1_{sd,B}$ ,  $N^2_{sd,B}$  in direzione  $z$ : le azioni sismiche orizzontali aumentano infatti al crescere dei carichi verticali agenti sugli elementi. Ciascuno dei due spinotti della trave 1 sarà allora soggetto alle forze taglianti:

$$V_{x1} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{rd,x,B}}{h_B} \cdot \frac{N^1_{sd,B}}{2 \cdot (N^1_{sd,B} + N^2_{sd,B})}$$

$$V_{y1} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{rd,y,B}}{h_B + h_T} \cdot \frac{N^1_{sd,B}}{2 \cdot (N^1_{sd,B} + N^2_{sd,B})}$$

dove  $M_{rd,x,B}$  e  $M_{rd,y,B}$  sono i momenti resistenti della sezione di base del pilastro rispettivamente in direzione  $x$  e  $y$ ,  $h_B$  è l'altezza del pilastro e  $h_T$  è l'altezza della trave: il vincolo infatti può essere rappresentato come una cerniera in direzione dell'asse longitudinale delle travi, mentre in direzione ortogonale il vincolo stesso assicura continuità anche di momenti tra pilastro e trave.

A titolo di esempio, con riferimento alla figura 3-6, consideriamo che il pilastro, alto 7 metri, abbia sezione rettangolare di dimensioni 50 x 60 cm, sia realizzato con calcestruzzo C40/50, sia armato con 8  $\phi$  22 e abbia momenti resistenti alla base pari a:  $M_{rd,x,B} = 254,4$  kN e

$M_{rd,y,B} = 311,1$  kN; nell'ipotesi che le travi siano alte 100 cm e trasmettano reazioni verticali all'appoggio rispettivamente pari a:  $N_{sd,B}^1 = 120$  kN e  $N_{sd,B}^2 = 80$  kN, le forze taglianti che interessano lo spinotto risultano pari a:

$$V_{x1} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{rd,x,B}}{h_B} \cdot \frac{N_{sd,B}^1}{2 \cdot (N_{sd,B}^1 + N_{sd,B}^2)} = 1,10 \cdot \frac{254,4}{7} \cdot \frac{120}{120 + 80} \cdot \frac{1}{2} = 11,99 \text{ kN}$$

$$V_{y1} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{rd,y,B}}{h_B + h_T} \cdot \frac{N_{sd,B}^1}{2 \cdot (N_{sd,B}^1 + N_{sd,B}^2)} = 1,10 \cdot \frac{311,1}{7 + 1} \cdot \frac{120}{120 + 80} \cdot \frac{1}{2} = 8,55 \text{ kN}$$

Nel caso in cui la sezione del pilastro non sia rettangolare ma di forma generica, il taglio da adottare per la verifica sarà diretto secondo la direzione ortogonale all'asse che massimizza il momento resistente associato.

Il taglio resistente dello spinotto potrà essere ricavato dalle specifiche tecniche del produttore oppure utilizzando una delle relazioni disponibili in letteratura. Si ricorda l'espressione proposta da Vintzeleou e Tassios<sup>3</sup> ricavata considerando la barra nel calcestruzzo come una trave su suolo elastico; utilizzando quest'ultima relazione il carico ultimo che lo spinotto è in grado di trasferire è pari a

$$D_u = 0,5 \cdot \phi^2 \cdot (f_{ck} \cdot f_{sy})^{1/2}$$

purché il copriferro sia pari almeno a  $6\phi$ , dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo e  $f_{sy}$  la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio dello spinotto. Considerando ad esempio un calcestruzzo C40/50 e uno spinotto di acciaio S235 di diametro 16 mm, il carico ultimo che lo spinotto è in grado di trasferire risulta pari a:

$$D_u = 0,5 \cdot 16^2 \cdot (40 \cdot 235)^{1/2} = 12,4 \text{ kN.}$$

In alternativa ci si può riferire alle indicazioni ETAG (linee guida europee emanate da Eota, reperibili all'indirizzo <http://www.eota.be/html/endorsed.htm>).

In direzione longitudinale lungo l'asse delle travi, il momento dovuto all'eccentricità esistente tra l'estradosso della trave dove è applicato il carico e la sezione di verifica degli spinotti alla sommità del pilastro è normalmente di valore limitato: l'altezza della trave è infatti generalmente piccola rispetto alla distanza tra gli spinotti posti alle due estremità della trave e quindi è trascurabile lo sforzo di trazione indotto sugli spinotti. In direzione trasversale rispetto all'asse delle travi, il momento dovuto alle forze applicate all'estradosso della trave induce uno sforzo di trazione sugli spinotti  $N_{Ed}$ , che può essere valutato considerando la sezione di appoggio della trave come una sezione inflessa in cui l'armatura è costituita dagli spinotti stessi. Si evidenzia che in tale calcolo è da considerare lo sforzo normale minimo di progetto tenendo conto dell'eventuale presenza del sisma verticale, di segno sia positivo che negativo.

<sup>3</sup> Vintzeleou, T. Tassios: "Behaviour of dowels under cyclic deformations", ACI Structural Journal n.84-53

Per tenere conto della presenza combinata di trazione e taglio, dette  $N_{Rd}$  e  $V_{Rd}$  le resistenze a trazione e a taglio dell'unione, si potrà adottare nella verifica lato acciaio un dominio circolare:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1$$

(“Inseriti per calcestruzzo. Manuale di progettazione e utilizzo”, ASSOBBETON).

Le sollecitazioni indotte localmente dal vincolo sugli elementi strutturali andranno coperte con una armatura in grado di assorbire gli sforzi di trazione; si potranno adottare, ad esempio, una serie di forchette che avvolgono il foro della trave deputato a ricevere lo spinotto.

Nel caso di un edificio prefabbricato multipiano, che sia schematizzabile come un telaio con le travi incernierate ai pilastri, non è immediato determinare i tagli nelle due direzioni ai vari piani equilibrati con il momento resistente  $M_{rd}$  alla base del pilastro. Una proposta è quella di considerare il sistema di forze associate al modo di vibrare predominante della struttura ed esprimere le forze orizzontali ai vari piani (di altezza  $h_1...h_n$ ) in funzione della forza di uno dei piani assunto come riferimento ( $H_{Ed,n} = \alpha_n H_{Ed,1}$ ); in tal modo ci si può ricondurre ad un sistema ad una sola incognita e alla situazione già analizzata.

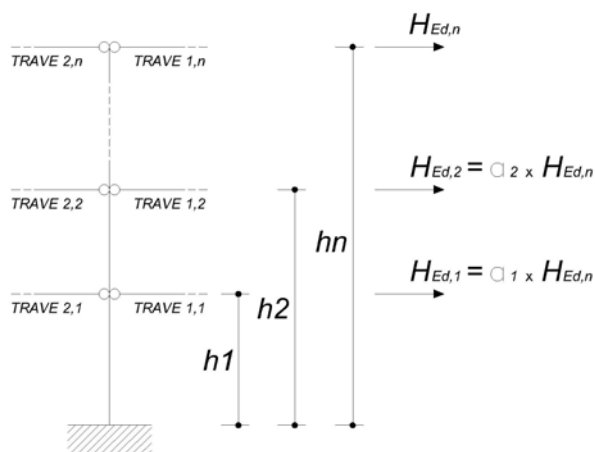


Figura 3-7

$$H_{Ed,n}^{1,n} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{rd}}{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2 + \dots + h_n} \cdot \frac{N_{Ed}^{1,n}}{2 \cdot (N_{Ed}^{1,n} + N_{Ed}^{2,n})}$$

$H_{Ed,n}^{1,n}$  rappresenta la forza tagliante al piano n, dal lato della trave 1, agente su uno dei due spinotti di collegamento.

Ciò equivale a moltiplicare i tagli ottenuti dal calcolo per il rapporto  $\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{rd}}{M_{Ed}}$  dove  $M_{Ed}$  è il momento sollecitante alla base del pilastro.

### 3.3 COLLEGAMENTO TEGOLO-TRAVE

Si consideri anzitutto la situazione in cui i tegoli possano essere considerati appartenenti a un diaframma rigido, per la presenza ad esempio o di una soletta in calcestruzzo armato, come rappresentato in figura 3-8.

Sia  $V_{ED,n}$  la forza orizzontale derivante dall'analisi che compete ad ogni singolo connettore. Tale forza dovrà essere amplificata di un fattore pari a 1,30 ed utilizzata per effettuare le necessarie verifiche relative allo spinotto, all'accessorio metallico, alle armature della nervatura del tegolo. Un'armatura adeguata a portare le forze di trazione deve essere presente lungo il perimetro del diaframma e posta o all'interno della cappa o negli elementi di impalcato.

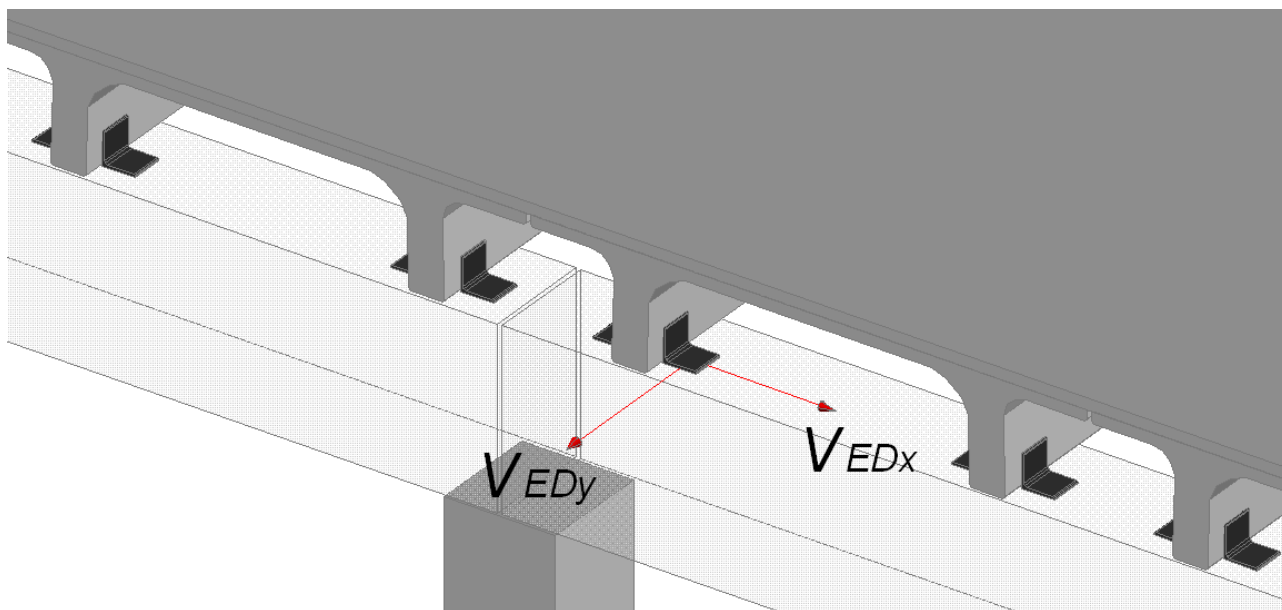


Figura 3-8

Il valore di 1,30 non rappresenta un coefficiente di sovrarresistenza, ma è un fattore maggiorativo per le forze di taglio trasmesse dal diaframma, previsto al punto 7.4.5.3 delle NTC.

Nel dimensionamento delle connessioni deve essere rispettato anche il criterio di gerarchia delle resistenze. I tegoli devono quindi essere dotati di collegamenti tali da consentire il raggiungimento del momento resistente alla base del pilastro mantenendo l'integrità dell'unione; in questo tipo di verifica i collegamenti sono da considerarsi di tipo "a" e ad essi va applicato il coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} = 1,10$  in bassa duttilità e  $\gamma_{Rd} = 1,20$  in alta duttilità. Si può prendere in considerazione il pilastro in prossimità dei tegoli e ricavare la forza orizzontale che compete alla singola connessione con la relazione  $V_{ED,i} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd} / h_i}{m}$ , dove  $h_i$  è la quota dei vincoli rispetto alla sezione di incastro del pilastro e  $m$  il numero dei vincoli, mettendo in conto un numero di tegoli tale per cui sia valida l'ipotesi di comportamento a telaio.

Nel caso in cui l'impalcato sia costituito da travi a T o ad L, con una soletta collaborante gettata in opera, i collegamenti tra i tegoli di impalcato e le travi possono essere realizzati con armature in uscita dagli elementi prefabbricati, annegate nello spessore della cappa.

### 3.4 COLLEGAMENTO PANNELLO-STRUTTURA

Le verifiche dei vincoli stessi possono essere condotte applicando al pannello una forza orizzontale  $F_a$  valutata con la relazione riportata al paragrafo 7.2.3 delle NTC:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

assumendo per il fattore di struttura dell'elemento  $q_a$  il valore 2 e valutando l'accelerazione massima con l'espressione 7.2.2.

Un esempio numerico è svolto nel paragrafo 5.2.

La forza sismica orizzontale va posizionata nel centro di massa del pannello considerato; le azioni sulle connessioni si ricavano tenendo conto dell'effettiva posizione dei vincoli sulla superficie del pannello. I vincoli devono essere in grado di seguire le deformazioni della struttura, mantenendo la loro capacità portante.

## 4 CONSIDERAZIONI SUI FATTORI DI STRUTTURA

Il fattore di struttura viene definito nelle NTC (# 7.3.1) come:

$$q = q_0 K_R \quad (7.3.1)$$

dove  $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura e  $K_R$  rappresenta il fattore riduttivo che tiene conto della non regolarità in altezza della costruzione ( $K_R = 1.0$  per strutture regolari in altezza;  $K_R = 0.8$  per strutture non regolari in altezza).

Vengono di seguito riportati alcuni esempi di edifici non regolari in altezza (si veda la figura 4-1).

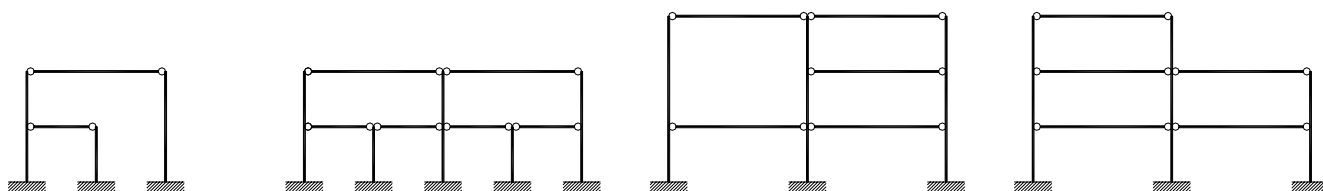


Figura 4-1. Edifici non regolari in altezza

Relativamente agli edifici prefabbricati pluripiano aventi come schema strutturale sismoresistente quello con pilastri incastrati al piede ed interconnessi ai piani da orizzontamenti con vincolo di cerniera, nelle NTC non risultano immediatamente individuati i valori adottabili per  $q_0$  (si veda la figura 4-2). Tali valori risultano invece chiari considerando il paragrafo C7.4.5.1.1 (Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni") nella quale si definiscono esplicitamente "strutture a telaio" quelle indicate nella figura 4-3.

### 7.4.5.1 Tipologie strutturali e fattori di struttura

Le presenti norme prendono in considerazione le seguenti tipologie di sistemi strutturali, già definite nel § 7.4.3.1:

- strutture a telaio;
- strutture a pareti;
- strutture miste telaio-pareti.

In aggiunta si considerano anche le seguenti categorie:

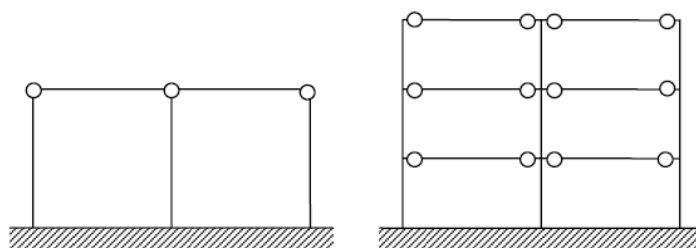
- strutture a pannelli;
- strutture monolitiche a cella;
- strutture a pilastri isostatici (strutture monopiano, con elementi di copertura sostenuti da appoggi fissi gravanti su pilastri isostatici).

I valori massimi di  $q_0$  per queste ultime categorie sono contenuti nella tabella seguente:

**Tabella 7.4.II** – Valori di  $q_0$  per strutture prefabbricate

Tipologia	$q_0$	
	CD" B "	CD" A "
Struttura a pannelli	3,0	4,0 $\alpha_w/\alpha_1$
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	3,5

**Figura 4-2.** Tipologie strutturali e fattori di struttura (par. 7.4.5.1 NTC)



**Fig. C7.4.2.-** Strutture a telaio con collegamenti a cerniera

**Figura 4-3.** Tipologie strutturali (Circ. n. 617 del 2-02-2009, # C7.4.5.1.1 - NTC, # 7.4.3.2)

Si ha dunque che i valori di  $q_0$  per le strutture aventi la tipologia indicata nella figura 4-3 sono compresi fra quelli riportati al punto 7.4.3.2 delle NTC in riferimento alle strutture a telaio (si veda la figura 4-4).

I valori di  $q_0$  dati dalle NTC alle strutture a telaio valgono nell'ipotesi che le grandi capacità di deformazione duttile delle sezioni soggette a momento flettente ( $\mu_\phi = 6 \div 8$ ) possano di fatto trasformarsi in duttilità traslatoria degli elementi ( $\mu_\delta = \frac{1 + \mu_\phi}{2}$ ). Questo vale entro ristretti limiti di azione assiale ( $\nu < 0,30$ ), oltre i quali la duttilità flessionale  $\mu_\phi$  scende al di sotto dei valori sopra citati, ed entro i ristretti limiti degli effetti del secondo ordine ( $\theta < 0,30$ ) oltre i quali il collasso per instabilità dell'elemento può precedere quello di rottura flessionale della sezione.

### 7.4.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

I massimi valori di  $q_0$  relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD" A" e CD" B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 7.4.I – Valori di  $q_0$

Tipologia	$q_0$	
	CD" B"	CD" A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Figura 4-4. Fattori di struttura

Pertanto, per le classi CD" B" e CD" A" rispettivamente, possono adottarsi  $q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1$  e  $q_0 = 4,5 \alpha_u / \alpha_1$ .

Relativamente alla determinazione del valore di  $\alpha_u / \alpha_1$  si fa presente che per le costruzioni regolari in pianta, nelle NTC (par. 7.4.3.2) vengono proposti i valori riportati nella figura 4-5, in alternativa ad un'analisi non lineare più precisa.

- |  |                             |
|--|-----------------------------|
| a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai                        |                             |
| - strutture a telaio di un piano   | $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a telaio con più piani ed una sola campata                   | $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$ |
| - strutture a telaio con più piani e più campate                         | $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$ |
| b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti                       |                             |
| - strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale | $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$ |
| - altre strutture a pareti non accoppiate                                | $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti             | $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$ |

Figura 4-5. Tipologie strutturali e rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  (NTC, par. 7.4.3.2)

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di  $\alpha_u / \alpha_1$  pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive (NTC, par. 7.3.1).

Per edifici prefabbricati della tipologia suddetta (pilastri incastrati al piede ed interconnessi ai piani da orizzontamenti con vincolo di cerniera) è comunque opportuna e ragionevolmente cautelativa la scelta di  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$ .

Si ricorda che le NTC al paragrafo 7.4.3.2 affermano che per tipologie strutturali non contemplate nelle classificazioni riportate, si deve utilizzare un fattore di struttura non superiore a 1,5 a meno che il valore di  $q$  scelto non venga adeguatamente giustificato dal progettista.

Si fa presente che i valori di  $q$  sopra indicati sono i massimi adottabili in sede progettuale. E' possibile adottare valori di  $q$  inferiori e comunque maggiori od uguali a 1,0 (progettazione in campo elastico).



Nella figura 4-6 si riportano alcuni schemi di edifici non regolari in pianta.

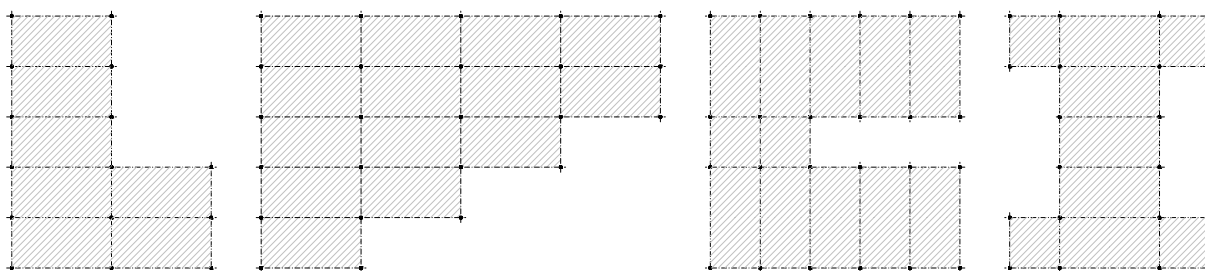


Figura 4-6. Edifici non regolari in pianta

Un esempio molto ricorrente di edificio non regolare in pianta è rappresentato nella figura 4-7.

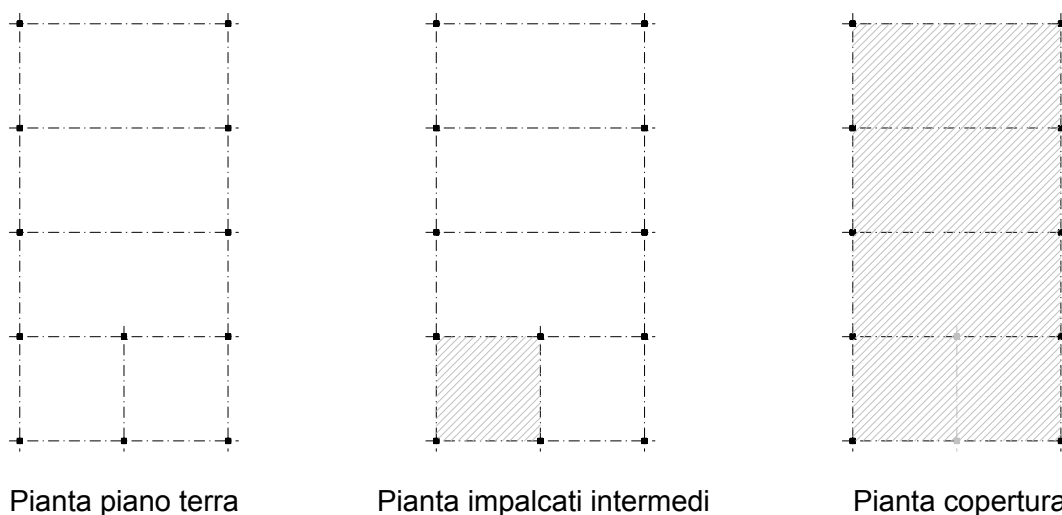
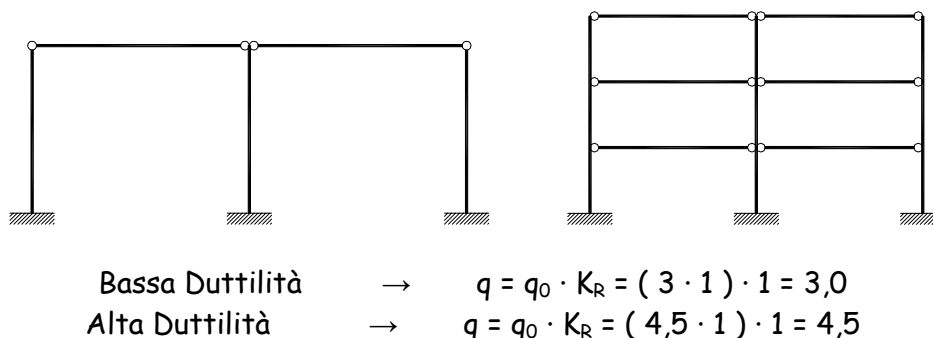


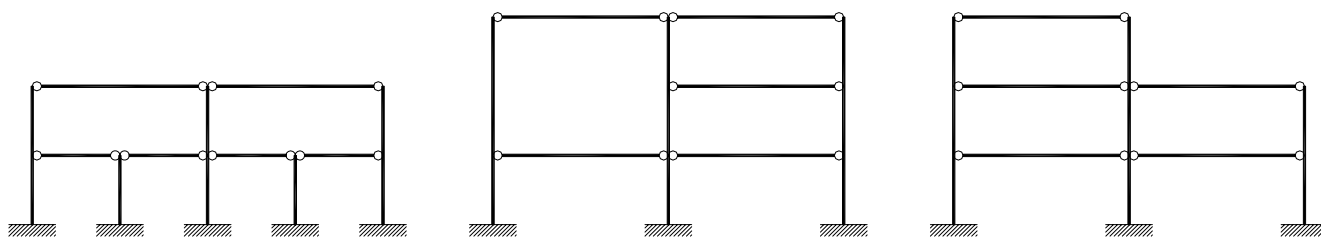
Figura 4-7. Edificio con irregolarità locali in pianta

Vengono di seguito riportati alcuni esempi (ipotesi di calcolo assunta per tutti gli esempi:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$ )

#### 4.1 ESEMPIO 1: STRUTTURE REGOLARI IN ALTEZZA



## 4.2 ESEMPIO 2: STRUTTURE NON REGOLARI IN ALTEZZA



Bassa Duttilità →  $q = q_0 \cdot K_R = (3 \cdot 1) \cdot 0,8 = 2,4$   
 Alta Duttilità →  $q = q_0 \cdot K_R = (4,5 \cdot 1) \cdot 0,8 = 3,6$

## 4.3 ESEMPIO 3

Una tipologia di struttura prefabbricata particolare (copertura con orditura unica) prevede l'impiego di elementi principali direttamente gravanti sui pilastri e distanziati con elementi non strutturali (lastre piane o coppelle curve realizzate in calcestruzzo, fibrocemento, metallo ecc).

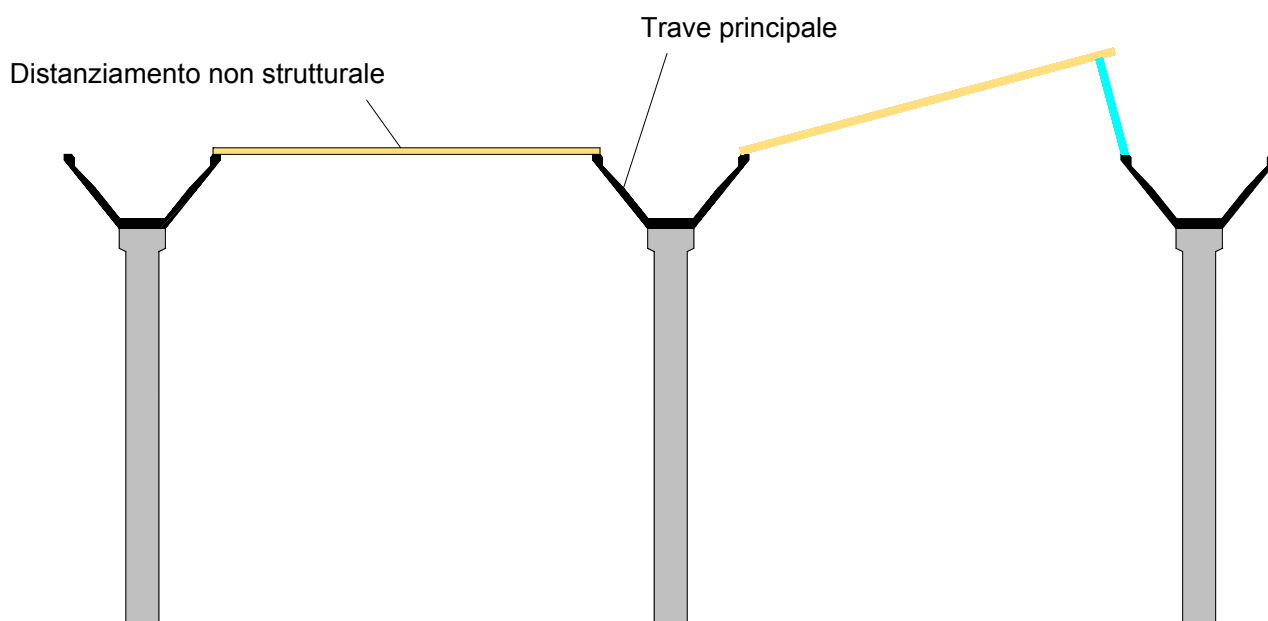


Figura 4-8. Edifici con copertura con orditura unica

La risposta sismica di questa tipologia strutturale è contraddistinta da due diversi comportamenti nelle due direzioni principali (vedi figura seguente): in direzione longitudinale o parallelamente alle travi (dir. Y) la struttura è assimilabile ad un telaio, mentre trasversalmente alle travi (dir. X) i pilastri sono da considerarsi pendoli inversi ai sensi della tabella 7.4.I delle NTC.

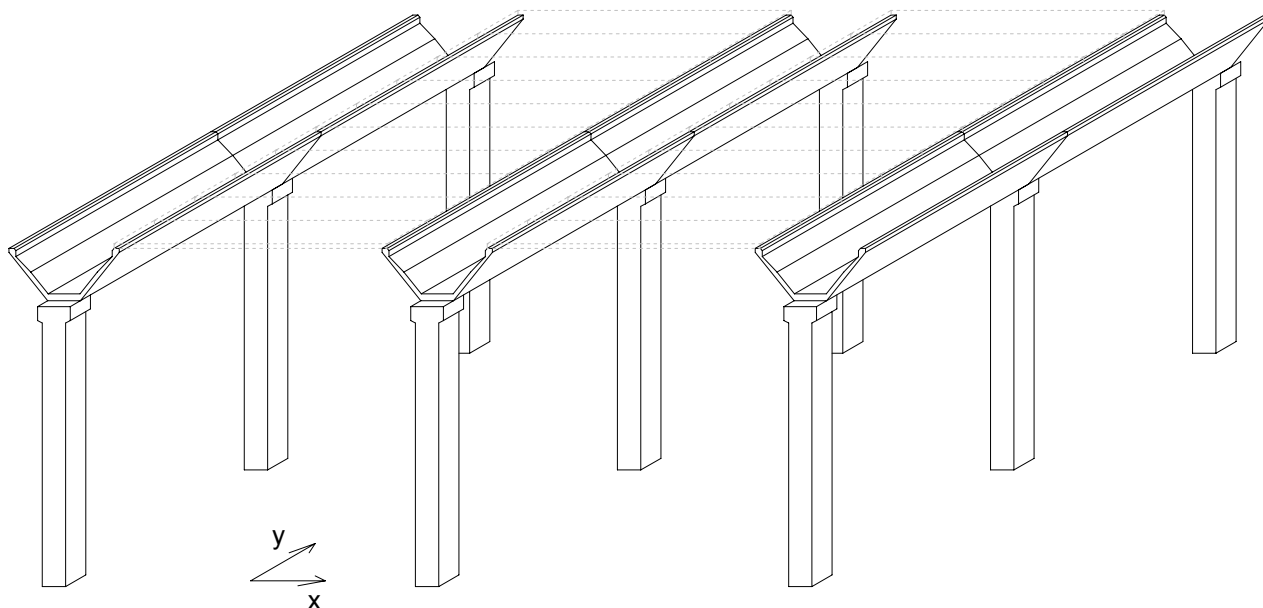


Figura 4-9. Edifici con copertura con orditura unica

Pertanto, alla luce di queste considerazioni, i massimi valori del fattore di struttura adottabili sono i seguenti:

Sisma longitudinale (dir. Y)	CD"B"	$q_{\text{sisma long.}} = (3,0 \alpha_u / \alpha_1) \cdot K_R$
	CD"A"	$q_{\text{sisma long.}} = (4,5 \alpha_u / \alpha_1) \cdot K_R$
Sisma trasversale (dir. X)	CD"B"	$q_{\text{sisma trasv.}} = (1,5 \alpha_u / \alpha_1) \cdot K_R$
	CD"A"	$q_{\text{sisma trasv.}} = (2,0 \alpha_u / \alpha_1) \cdot K_R$

E' da tener presente che, con particolare riferimento all'esempio 3, va posta particolare attenzione alla verifica di compatibilità geometrica, in presenza degli spostamenti allo SLV, tra i vari elementi di copertura oltre che dei pannelli di facciata. Tale verifica deve tener conto che gli spostamenti possono essere o concordi o in opposizione di fase nelle due direzioni principali.

## **5 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI**

### **5.1 ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI**

Negli edifici prefabbricati, dove l'azione sismoresistente è demandata a idonei sistemi strutturali (es. pareti e/o nuclei di controvento), i pilastri possono essere omessi dal modello resistente utilizzato nell'analisi della risposta sismica della struttura ed essere considerati elementi strutturali "secondari". Gli elementi strutturali secondari vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali; si richiede tuttavia che essi debbano essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto (da valutarsi nella condizione più sfavorevole considerando gli effetti del II° ordine), mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Si precisa che è vietato designare alcuni elementi strutturali come membrature sismiche secondarie per cambiare la classificazione della struttura da non regolare a regolare.

Nel punto 4.2.2 dell'EN 1998-1 (come pure nel par. 7.2.3 delle NTC) si prescrive che il contributo totale alla rigidezza laterale di tutte le membrature sismiche secondarie non sia maggiore del 15% di quella di tutte le membrature sismiche primarie.

Detto contributo deve essere ridistribuito alle membrature sismiche primarie dell'edificio che devono resistere all'intera azione sismica.

Secondo l'EN 1998-1 (par. 1.5.2), si definiscono membrature sismiche secondarie quelle che non sono considerate parte del sistema resistente all'azione sismica e la cui resistenza e rigidezza alle azioni sismiche sono trascurate nell'analisi. Per tali membrature sismiche secondarie, secondo l'EN 1998-1 (par. 4.2.2), non è necessario che siano rispettati i requisiti delle sezioni da 5 a 9 (nelle quali sono indicati i dettagli costruttivi e le regole progettuali per la resistenza sismica).

Si precisa che i particolari costruttivi che si applicano agli elementi strutturali "secondari" (quali esempio, i pilastri non sismoresistenti) sono quelli prescritti al capitolo 4 solo per gli elementi che non subiscono plasticizzazioni sotto le azioni di progetto allo SLU. In caso contrario (plasticizzazione degli elementi secondari) valgono le prescrizioni del capitolo 7.

Al fine di applicare i dettagli costruttivi del capitolo 4, si deve verificare che negli elementi strutturali secondari non si formino zone di plasticizzazione, ovvero che, per la combinazione di calcolo analizzata (azione assiale della combinazione sismica associata allo spostamento imposto dalla struttura principale all'elemento non strutturale), il momento sollecitante non superi il momento di prima plasticizzazione. In alternativa, più semplicemente, è possibile eseguire una verifica tensionale in presenza del suddetto momento sollecitante controllando che risulti (si veda la figura 5-1):

$$\sigma_{c,max} \leq 0,6 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 \cdot f_{yk}$$

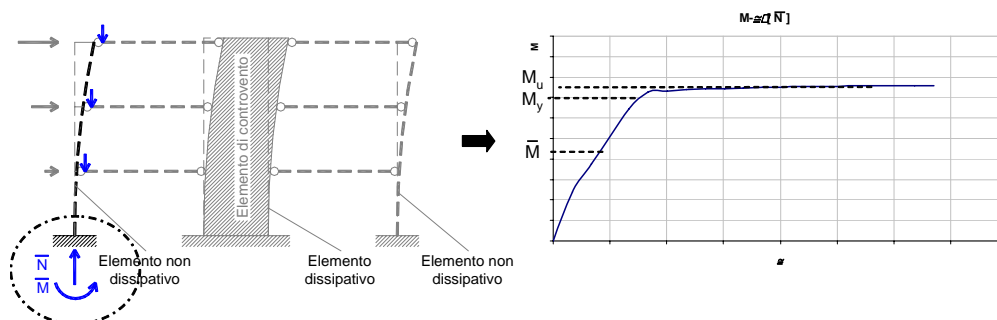


Figura 5-1.

E' inoltre necessario verificare che non avvengano fenomeni di instabilità locale nei pilastri.

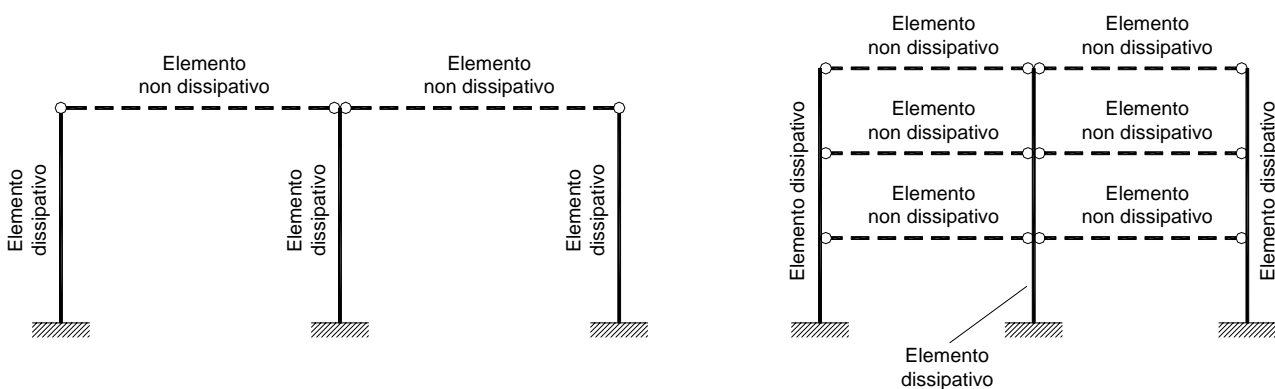
Ove i nodi trave-pilastro siano assimilabili a cerniere, detti nodi non costituiscono sezioni critiche per i pilastri (anche se questi partecipano allo schema sismoresistente) e pertanto non debbono essere soggetti alle prescrizioni e ai dettagli costruttivi validi per le zone critiche. Pertanto per detti nodi si applicano i criteri descritti nel Capitolo 4 delle NTC.

Anche per travi che per lo schema statico adottato non presentino al loro interno zone dissipative si applicano i criteri descritti nel Cap. 4 delle NTC.

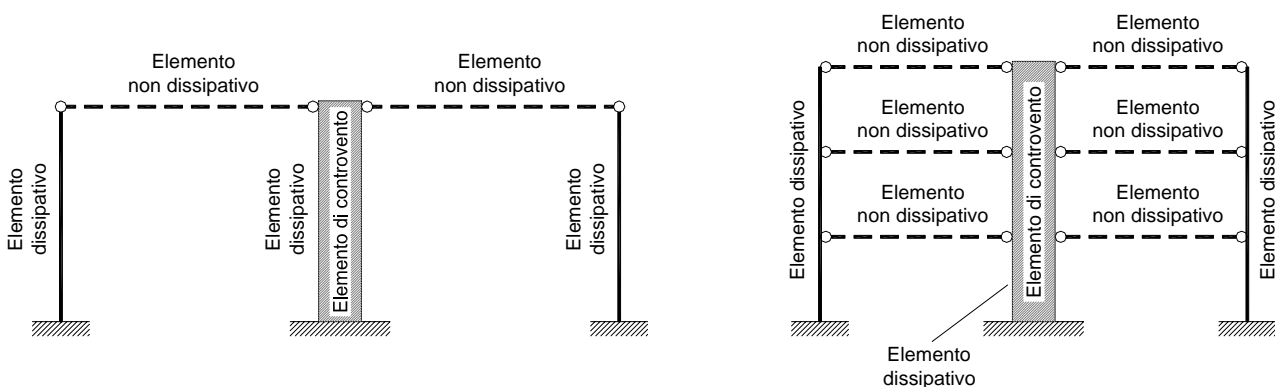
Si raccomanda comunque di infittire le staffe in corrispondenza delle potenziali zone critiche dei pilastri (per esempio dimezzandone il passo rispetto a quello corrente).

Vengono di seguito riportati alcuni esempi relativi alla classificazione degli elementi strutturali (nel seguito, gli elementi strutturali secondari ai sensi del punto 7.2.3 delle NTC vengono indicati con il termine "elemento non dissipativo"; gli elementi strutturali primari sono indicati con il termine "elemento dissipativo").

### Controvento demandato alle sole colonne



### Elemento di controvento / Nucleo vano scala / Parete parzialmente sismoresistente



### Elemento di controvento / Nucleo vano scala / Parete totalmente sismoresistente

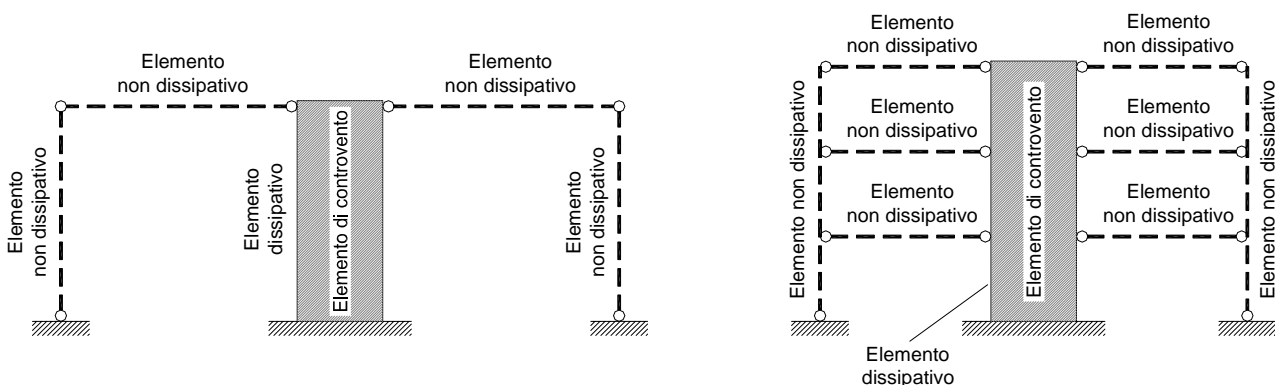
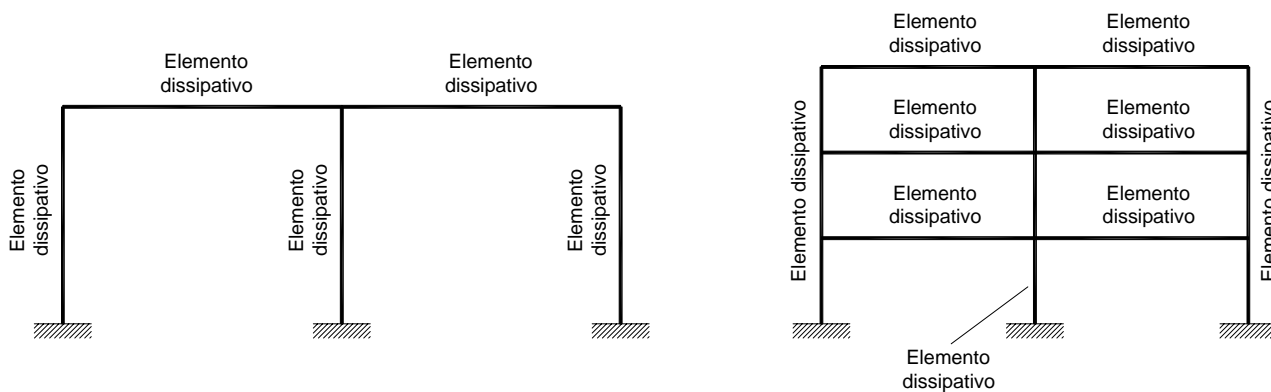
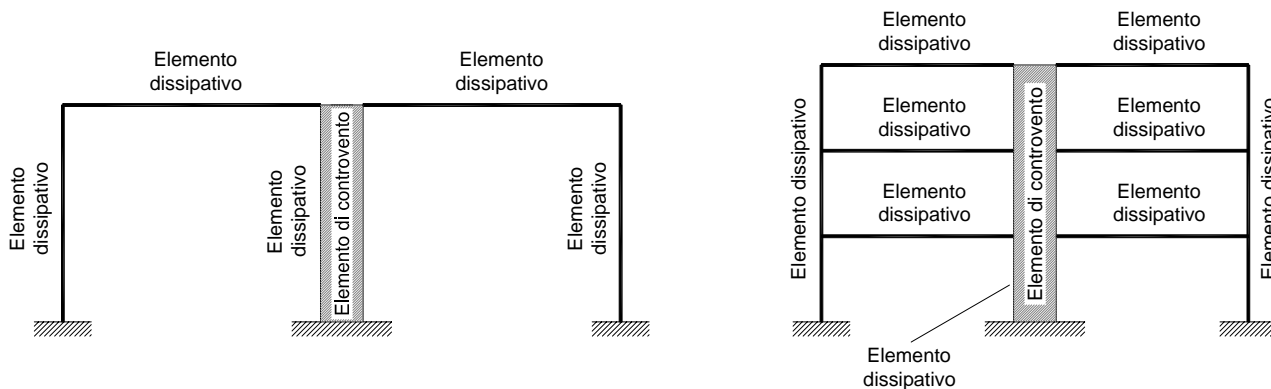


Figura 5-2. Classificazione degli elementi strutturali in schemi con travi incernierate

### Controvento demandato alle sole colonne



### Elemento di controvento / Nucleo vano scala / Parete parzialmente sismoresistente



### Elemento di controvento / Nucleo vano scala / Parete totalmente sismoresistente

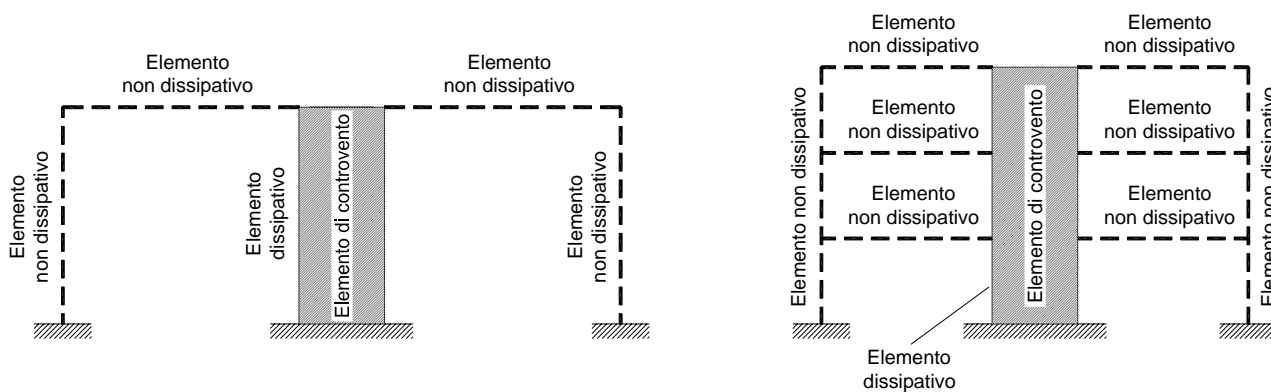


Figura 5-3. Classificazione degli elementi strutturali in schemi con travi in continuità

## 5.2 ELEMENTI NON-STRUTTURALI

Al punto 7.2.3 le NTC prescrivono che gli elementi non-strutturali devono essere verificati, insieme ai loro collegamenti con la struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Un esempio numerico relativo alla valutazione delle azioni sismiche orizzontali su un elemento non strutturale (pannello orizzontale) è riportato nel seguito.

Le formule 7.2.1 e 7.2.2 (NTC, # 7.2.3) relative all'accelerazione cui sono soggette membrature non strutturali (quali le pareti) porta nei casi pratici a valori molto alti (nel caso di pannelli di tamponamento i valori delle forze d'inerzia sono spesso superiori a quelli dovuti all'azione del vento).

Ad esempio, per un edificio avente  $a_g/g=0.25$  e  $S=1.33$  (terreno tipo C), per un elemento di parete avente periodo proprio  $T_a=0.25s$  e posto in un edificio con periodo fondamentale  $T_1=1.30s$  ad un'altezza  $Z=0.75H$ , si ha:

$$S_a = a_g/g * S * (3 * (1 + Z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2 - 0.5)) , \text{ ovvero:}$$

$$S_a = 0.25 * 1.33 * (3 * (1 + 0.75) / (1 + (1 - 0.25/1.30)^2 - 0.5)) = 0.89$$

Ipotizzando un peso proprio strutturale della parete di 3.2 kN/mq ed un fattore di struttura  $q_a=2$  (tab. 7.2.1 NTC), la corrispondente forza di inerzia (allo SLV) vale:

$$F_a = S_a * W_a / q_a = 0.89 * 3.20 / 2 = 1.42 \text{ kN/mq}$$

Per lo stesso elemento soggetto ad una pressione del vento di 0,7 kN/mq (valore caratteristico), la corrispondente pressione allo SLV varrebbe  $0.70 * 1.50 = 1.05$  kN/mq.

La verifica del pannello deve ovviamente comprendere la verifica della compatibilità geometrica del pannello stesso in presenza degli spostamenti relativi allo SLV. Anche i collegamenti fra pannello e struttura devono essere verificati sia in termini di spostamento che di resistenza allo SLV.

Si fa notare che quanto sopra vale nel caso di un assetto isostatico (pannelli liberi di muoversi rispetto alla struttura) dei vincoli dei pannelli alle strutture. Nel caso contrario va considerata l'interazione dei pannelli stessi con la struttura.



## 6 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI E DIMENSIONAMENTO DEI GIUNTI STRUTTURALI

Il calcolo e la verifica degli spostamenti secondo le NTC devono essere eseguiti sia per gli SLU che per gli SLE così come nel seguito descritto.

### 6.1 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

Le verifiche allo stato limite ultimo si riferiscono agli aspetti riguardanti il martellamento tra due edifici attigui (o due parti di edificio separate da un giunto) o riguardanti la perdita di appoggio di elementi strutturali. Inoltre, le verifiche degli spostamenti comprendono anche la verifica di compatibilità geometrica fra elementi strutturali e non strutturali (coppelle di copertura, pannelli prefabbricati, ...).

Le verifiche allo stato limite di esercizio risultano necessarie per la verifica della struttura sottoposta ad azioni sismiche di limitata intensità che possono verificarsi più volte nel corso della vita utile della struttura.

Per la determinazione degli spostamenti, sia allo SLV che allo SLE, si dovrà tener conto di una rigidezza flessionale degli elementi strutturali ridotta fino al 50% rispetto al valore relativo alle sezioni non fessurate.

Nelle parti seguenti si fa riferimento alle verifiche da condurre sugli elementi strutturali, assumendo che le condizioni di compatibilità geometrica, di interferenza e di verifica degli elementi non strutturali siano soddisfatte.

#### 6.1.1 Spostamenti allo stato limite ultimo

Si fa riferimento ai paragrafi 7.3.3 "Analisi lineare Dinamica o Statica" e 7.3.3.3 "Valutazione degli spostamenti" delle NTC.

Lo spostamento della struttura in corrispondenza dello stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)  $d_E$  vale:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee};$$

essendo:

$d_{Ee}$  : spostamento ottenuto dall'analisi lineare (statica o dinamica) della struttura;

$$\mu_d = q \quad \text{se} \quad T_1 \geq T_c;$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_c/T_1 \quad \text{se} \quad T_1 < T_c;$$

in ogni caso deve essere:  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

Si ricorda che  $q = q_0 \cdot K_r$ .

### Esempio 1

Considerando l'ipotesi di edificio a telaio incernierato non regolare in altezza, progettato in CD "B" per il quale risulta dall'analisi strutturale  $T_1 \geq T_c$ , il valore dello spostamento si determina come segue:

edificio a telaio:  $q_0 = 3.00$ ; dato che per telai incernierati la formazione del meccanismo di collasso è molto prossima alla formazione della prima cerniera plastica si assume:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.00$ ; edificio non regolare in altezza:  $K_r = 0.80$ ;

$$q = 3.00 \times 1.00 \times 0.8 = 2.40;$$

$$\mu_d = q = 2.40 \leq 5q - 4 = 5 \times 2.40 - 4 = 8.00$$

Risulta pertanto :

$$d_E = \pm 2.40 \cdot d_{Ee};$$

### Esempio 2

Considerando l'ipotesi di edificio a telaio incernierato non regolare in altezza, progettato in CD "A" per il quale risulta dall'analisi strutturale  $T_1 \geq T_c$ , il valore dello spostamento si determina come segue:

edificio a telaio:  $q_0 = 4.50$ ; dato che per telai incernierati la formazione del meccanismo di collasso è molto prossima alla formazione della prima cerniera plastica si assume:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.00$ ; edificio non regolare in altezza:  $K_r = 0.80$ ;

$$q = 4.50 \times 1.00 \times 0.8 = 3.60;$$

$$\mu_d = q = 3.60 \leq 5q - 4 = 5 \times 3.60 - 4 = 14.00$$

Risulta pertanto :

$$d_E = \pm 3.60 \cdot d_{Ee};$$

## **6.1.2 Spostamenti allo stato limite di esercizio**

Si fa riferimento ai seguenti paragrafi: 7.3.7 "Criteri di verifica agli stati limite di esercizio" e 7.3.7.2 "Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali" delle NTC.

Per costruzioni in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca negli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Per costruzioni civili o industriali, la condizione di verifica si ritiene soddisfatta se in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD gli spostamenti di interpiano  $d_r$  sono inferiori ai limiti seguenti (dove  $h$  = altezza di interpiano):

- $d_r < 0,005 h$  per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e tali da interferire con la deformabilità della stessa;
- $d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h$  per tamponamenti progettati in modo da non subire danni in seguito agli spostamenti di interpiano  $d_{rp}$  (in virtù della loro deformabilità o in virtù dei collegamenti alla struttura).

In questo caso (quando non si rispetta il limite  $d_r < 0,005 h$ ), le verifiche di capacità di

spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti;

Nel caso di presenza nello stesso piano di diverse tipologie di tamponamenti valgono i limiti più restrittivi.

Per costruzioni in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca negli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente non operativa.

Per costruzioni civili o industriali, la condizione di verifica si ritiene soddisfatta se, in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO, gli spostamenti di interpiano  $d_r$  sono inferiori ai 2/3 dei limiti indicati in precedenza.

Inoltre per tali costruzioni (punto 7.3.7.3 "Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità") si deve verificare che gli spostamenti strutturali (o le accelerazioni) prodotti dalle azioni relative allo SLO non producano interruzioni d'uso degli impianti stessi.

Si richiama l'attenzione sul fatto che queste verifiche si eseguono in riferimento allo SLO, cui corrisponde uno spettro di progetto diverso da quello allo SLD in funzione della diversa probabilità di superamento nel periodo di riferimento. Inoltre, si ricorda che per strutture in casse d'uso III e IV, le NTC al punto 7.3.7.1 prescrivono anche una verifica di resistenza con spettro corrispondente ad azioni sismiche relative allo SLD attribuendo ad  $\eta$  il valore 2/3; il valore della resistenza di progetto degli elementi strutturali è calcolato secondo le regole specifiche indicate al punto 4.1.4 con riferimento alle situazioni eccezionali ( $\gamma_c=1$ ;  $\gamma_s=1$ ).

Nella valutazione degli spostamenti ai fini del contenimento del danno agli elementi non strutturali (SLD, SLO) si pone sempre  $\eta = 1$  (punto C7.3.7 della Circolare 2 febbraio 2009, n°617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008)

Per costruzioni ricadenti in ZONA 4 si veda il relativo capitolo.

### Esempio 3: edificio a 3 piani in classe d'uso I e II

Nel caso di edificio in classe d'uso I oppure II, con tamponamenti (pannelli prefabbricati) progettati in modo da non subire danni per gli spostamenti di interpiano  $d_{rp}=0,01h$ , le verifiche agli stati limite di esercizio degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali sono soddisfatte se risulta:

$$d_{r1} = |d_1| \leq 0,01 \cdot h_1$$

$$d_{r2-1} = |d_2 - d_1| \leq 0,01 \cdot (h_2 - h_1).$$

$$d_{r3-2} = |d_3 - d_2| \leq 0,01 \cdot (h_3 - h_2).$$

dove si è assunto:

$d_1$  = spostamento calcolato allo SLD (assumendo  $\eta=1,00$ ) del piano posto all'altezza  $h_1$  dallo spicco delle fondazioni;

$d_2$  = spostamento calcolato allo SLD (assumendo  $\eta=1,00$ ) del piano posto all'altezza  $h_2$  dallo spiccato delle fondazioni;

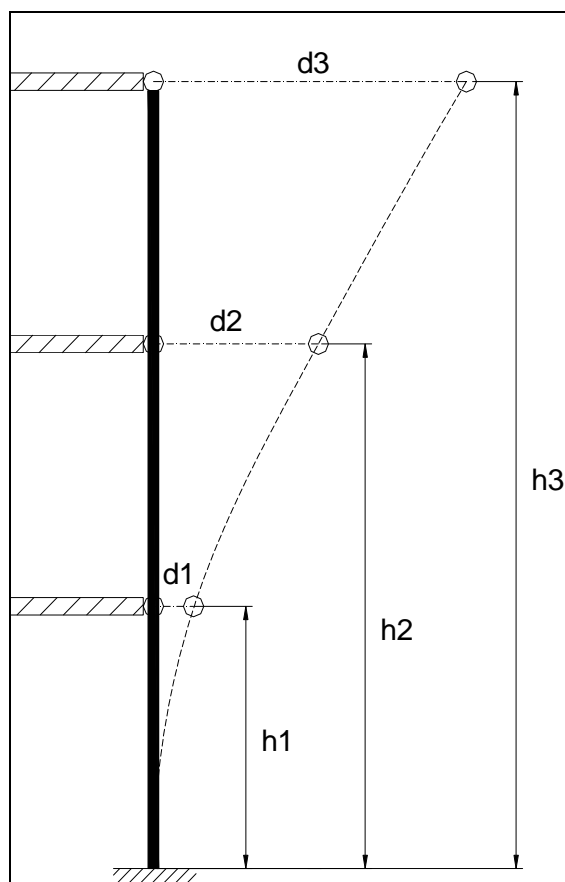


Figura 6-1.

$d_3$  = spostamento calcolato allo SLD (assumendo  $\eta=1,00$ ) del piano posto all'altezza  $h_3$  dallo spiccato delle fondazioni;

I valori degli spostamenti vanno considerati con il loro segno.

Le verifiche di cui sopra vanno condotte con gli spostamenti determinati per lo SLD da combinazione sismica.

#### Esempio 4 : edificio a 3 piani in classe d'uso III e IV

Nel caso di edificio in classe d'uso III oppure IV si procede analogamente all'esempio precedente con le verifiche relative allo SLO come di seguito riportate:

$$d_{r1} = |d_1| \leq 0,0067 \cdot h_1$$

$$d_{r2-1} = |d_2 - d_1| \leq 0,0067 \cdot (h_2 - h_1)$$

$$d_{r3-2} = |d_3 - d_2| \leq 0,0067 \cdot (h_3 - h_2)$$

dove si è assunto:

$d_1$  = spostamento calcolato allo SLO (assumendo  $\eta=1,00$ ) del piano posto all'altezza  $h_1$  dallo spiccato delle fondazioni;

$d_2$  = spostamento calcolato allo SLO (assumendo  $\eta=1,00$ ) del piano posto all'altezza  $h_2$  dallo spiccatto delle fondazioni;

$d_3$  = spostamento calcolato allo SLO (assumendo  $\eta=1,00$ ) del piano posto all'altezza  $h_3$  dallo spiccatto delle fondazioni;

Le verifiche di cui sopra vanno condotte con gli spostamenti determinati per lo SLO da combinazione sismica.

## 6.2 DIMENSIONAMENTO DEI GIUNTI STRUTTURALI.

Si fa riferimento alle prescrizioni dei paragrafi 7.2 "Criteri generali di progettazione e modellazione" e 7.2.2 "caratteristiche generali delle costruzioni" delle NTC.

### Distanza tra costruzioni contigue

La distanza  $d$  tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque deve essere:

$$d \geq |\eta_1| + |\eta_2|$$

dove:

$|\eta_1|$ : valore massimo dello spostamento dell'edificio 1 calcolato per lo SLV, in base a quanto riportato in 7.3.3 (analisi lineare) oppure 7.3.4 (analisi non lineare);

$|\eta_2|$ : valore massimo dello spostamento dell'edificio 2 calcolato per lo SLV, in base a quanto riportato in 7.3.3 (analisi lineare) oppure 7.3.4 (analisi non lineare).

Nel caso di nuove costruzioni sussiste l'obbligo del calcolo degli spostamenti (punto C7.2.2 della Circolare 2 febbraio 2009, n°617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008), mentre per costruzioni esistenti nel caso in cui non sia possibile calcolarlo, lo spostamento massimo per una costruzione non isolata alla base può essere stimato con la relazione seguente:

$$\eta = (H/100) \times (a_g \cdot S) / (0.5 \cdot g)$$

in cui:

H: altezza della costruzione.

In ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano deve essere:

$$d \geq (h/100) \cdot (a_g \cdot S) / (0.5 \cdot g)$$

con:

- $h$ : quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione;
- $(a_g \cdot S) / (0.5 \cdot g) \leq 1.00$ ;
- $S = S_S \cdot S_T$  (vedi eq. 3.2.5 delle NTC).

Tale prescrizione può ad esempio diventare significativa nel caso di fabbricati estremamente rigidi per i quali i valori di  $|\eta_1|$  ed  $|\eta_2|$  calcolati sono molto piccoli.

**Esempio 5**

Nel caso di due edifici contigui per i quali si possono calcolare gli spostamenti (ad esempio mediante analisi lineare), si procede come segue:

spostamento edificio 1:  $\eta_1 = \mu_{d1} \cdot d_{Ee1}$

spostamento edificio 2:  $\eta_2 = \mu_{d2} \cdot d_{Ee2}$

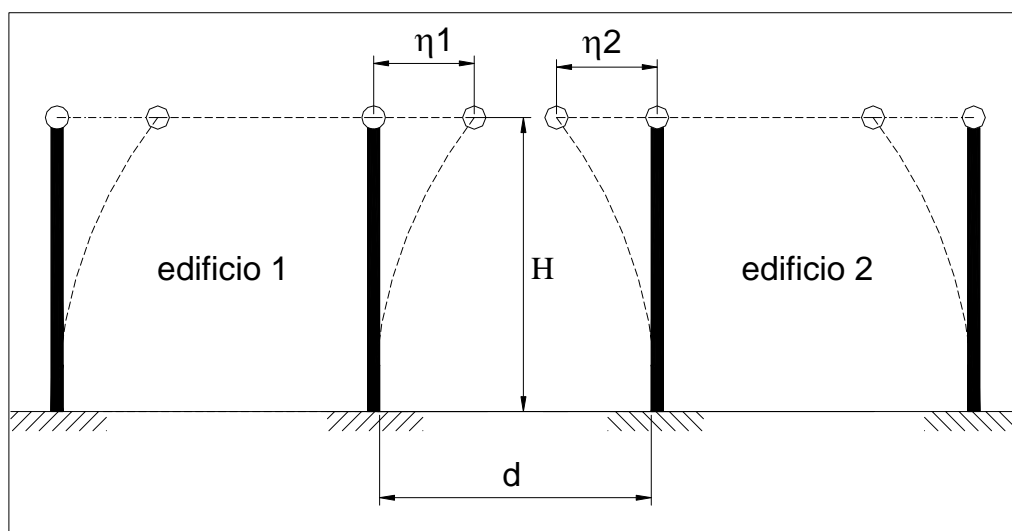
La distanza minima tra i due edifici dovrà essere:

$$d = \max [ (|\eta_1| + |\eta_2|); h/100 \cdot (a_g \cdot S)/(0.5 \cdot g) ].$$

Nel caso che uno dei due edifici (ad esempio l'edificio 2 di figura 6-2) sia esistente e sia tale per cui non è possibile calcolarne lo spostamento ( $\eta_2$ ), si assume per tale spostamento il valore  $|\eta_2| = H/100 \cdot (a_g \cdot S)/(0.5 \cdot g)$ .

Deve comunque essere verificata la relazione seguente:

$$d \geq |\eta_1| + h/100 \cdot (a_g \cdot S)/(0.5 \cdot g).$$



*Figura 6-2. Distanza tra edifici contigui.*

### 6.3 CONSIDERAZIONI RIGUARDANTI GLI APPOGGI SCORREVOLI

I collegamenti trave-pilastro schematizzabili come cerniere devono garantire la congruenza degli spostamenti verticali ed orizzontali ed il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. Con riferimento ad una trave, si ha che a un vincolo a cerniera posto in corrispondenza di una delle estremità, può accoppiarsi un vincolo scorrevole posto in corrispondenza dell'altra estremità della trave. L'ampiezza del piano di scorrimento del vincolo scorrevole deve essere commisurata al valore del massimo spostamento relativo dovuto all'azione sismica, in modo da evitare, in ogni caso, fenomeni di martellamento e di perdita di appoggio durante l'evento sismico.

I collegamenti di tipo scorrevole devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento pari a:

$$\Delta = (d_e^2 + d_r^2)^{1/2}$$

dove:

$d_e$ : spostamento relativo dovuto all'azione sismica tra le due parti della struttura collegate dal vincolo scorrevole; tale spostamento è calcolato come indicato al paragrafo 7.3.3 ed assumendo che le due parti oscillino in opposizione di fase;

$d_r$ : spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate dal vincolo scorrevole; tale spostamento è calcolato come indicato al paragrafo 3.2.5.2.

Nel caso in cui le fondazioni siano collegate tra di loro da un reticolo di travi o da una piastra in grado di assorbire le forze assiali che si generano (rif. par. 7.2.5.1 NTC), si assume  $d_r=0.00$ .

### Esempio 6

In riferimento a quanto indicato in figura 6-3, la dimensione minima del piano di scorrimento è ricavata dalla relazione:

$$L_{\min} = L_{\text{app}} + a + 2 \cdot \Delta.$$

essendo:

$a$ : termine comprensivo di tolleranza di montaggio (di posizionamento e di verticalità), tolleranze di costruzione e di un "ragionevole franco";

$L_{\text{app}}$ : distanza minima tra bordo esterno dell'appoggio e bordo della struttura ;

$|\eta_1|$ : valore massimo dello spostamento dell'edificio 1 calcolato per lo SLV;

$|\eta_2|$ : valore massimo dello spostamento dell'edificio 2 calcolato per lo SLV;

$\Delta$ : spostamento relativo massimo tra i due edifici (calcolato in riferimento allo SLV) =  $|\eta_1| + |\eta_2|$ ;

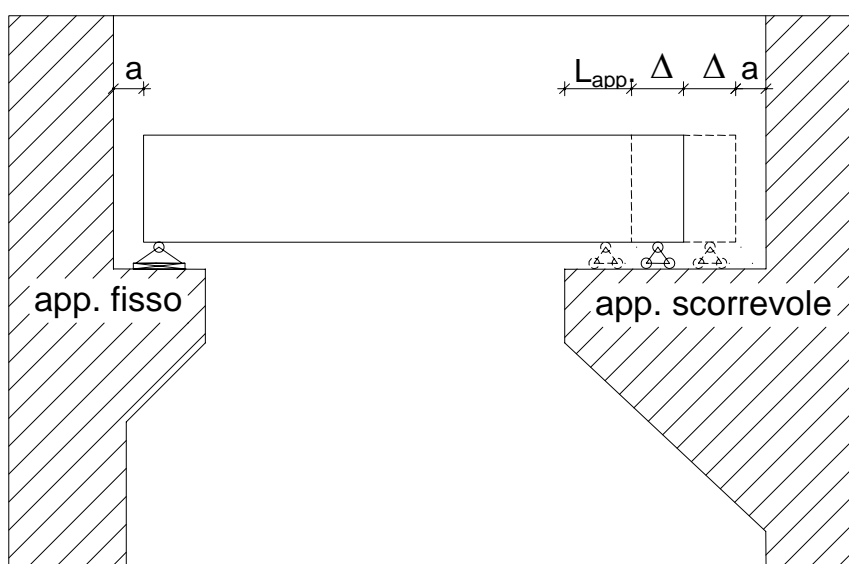


Figura 6-3. Dimensionamento giunto strutturale in caso di appoggio scorrevole

Si fa notare che in ogni caso deve essere  $\Delta + a \geq (h/100) \cdot (a_g \cdot S)/(0.5 \cdot g)$ .

## 7 SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE

Le sollecitazioni N, M, V al piede dei pilastri per il progetto delle fondazioni riguardano due situazioni progettuali distinte: la situazione non-sismica (vento, carroponete, ecc.) e la situazione sismica.

### 7.1 SITUAZIONE NON-SISMICA

Nella situazione non-sismica i valori delle sollecitazioni vanno calcolati per gli Stati Limite Ultimi (SLU) e per gli Stati Limite di Esercizio (SLE).

#### 7.1.1 Stati Limite Ultimi

Per gli SLU il DM 14/01/08 (NTC) prevede che il progettista possa scegliere fra due approcci progettuali distinti e alternativi per la verifica delle fondazioni (vedi NTC par. 6.2.3):

approccio 1 - *combinazione 1* per le verifiche strutturali, adoperando i coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_F$  del gruppo **A1**  
 - *combinazione 2* per le verifiche geotecniche, adoperando i coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_F$  del gruppo **A2**

approccio 2 - *una sola combinazione* valida sia per le verifiche strutturali sia per le verifiche geotecniche adoperando i coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_F$  del gruppo **A1**

Nelle verifiche strutturali è compresa quella degli elementi di fondazione (plinti, travi rovesce, ...). Le verifiche geotecniche riguardano la resistenza del terreno (compresa la portanza dei pali di fondazione).

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

A titolo di esempio si riporta il calcolo delle sollecitazioni in fondazione per un pilastro su cui agiscono carichi permanenti e variabili, questi ultimi dovuti a neve, carroponete e vento. Si ipotizzano i seguenti valori caratteristici delle sollecitazioni e dei coefficienti di combinazione  $\psi_0$  :



Azioni	N (kN)	M (kNm)	V (kN)	$\psi_0$
Permanenti	250,00	7,50	2,20	
Neve	150,00	0,00	0,00	0,5
Carroponte	180,00	90,00	4,50	0,7
Vento	0,00	160,00	20,00	0,6

Si vogliono calcolare, ad esempio, i valori di N, M, V per la combinazione che rende massima l'azione assiale, abbinata al massimo momento associato ( $N_{max}$  con  $M_{max}$  associato)

Adoperando i coefficienti  $\gamma_F$  del gruppo **A1**, validi per la combinazione 1 dell'approccio 1 e per la combinazione dell'approccio 2, risulta:

$$\begin{aligned}
 N &= 1,3 \times 250,00 + 1,5 \times 150,00 + 1,5 \times 0,7 \times 180,00 + \quad / \quad = 739,00 \text{ kN} \\
 M &= 1,3 \times 7,50 + \quad / \quad + 1,5 \times 0,7 \times 90,00 + 1,5 \times 0,6 \times 160,00 = 248,25 \text{ kNm} \\
 V &= 1,3 \times 2,20 + \quad / \quad + 1,5 \times 0,7 \times 4,50 + 1,5 \times 0,6 \times 20,00 = 25,58 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Adoperando i coefficienti  $\gamma_F$  del gruppo **A2**, validi per la combinazione 2 dell'approccio 1, risulta:

$$\begin{aligned}
 N &= 1 \times 250,00 + 1,3 \times 150,00 + 1,3 \times 0,7 \times 180,00 + \quad / \quad = 608,80 \text{ kN} \\
 M &= 1 \times 7,50 + \quad / \quad + 1,3 \times 0,7 \times 90,00 + 1,3 \times 0,6 \times 160,00 = 214,20 \text{ kNm} \\
 V &= 1 \times 2,20 + \quad / \quad + 1,3 \times 0,7 \times 4,50 + 1,3 \times 0,6 \times 20,00 = 21,89 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Adottando l'*approccio 1* occorre fornire i valori di N, M, V nelle due combinazioni viste sopra.

Adottando l'*approccio 2* invece è sufficiente la prima combinazione.

In generale si può adottare l'approccio 2, che presenta una sola combinazione, tranne nei casi in cui sia necessario effettuare verifiche di stabilità globale (ad es. fondazioni in prossimità di pendii).

(si ricorda che ai due approcci vengono associati diversi valori dei coefficienti parziali correlati ai parametri di resistenza del terreno ed al modello)

In ogni caso, ove possibile, il tipo di approccio andrebbe concordato con il progettista delle fondazioni o con il geotecnico.

Qualsiasi sia l'approccio scelto i valori delle sollecitazioni vanno forniti per le varie combinazioni che rendono massime o minime le sollecitazioni alle quali sono più sensibili, volta per volta, le verifiche da effettuare.

In generale si possono individuare 8 combinazioni per ogni direzione principale X e Y:

$N_{min}$ , con  $M_{min}$  associato e V congruente

$N_{min}$ , con  $M_{max}$  associato e V congruente

$N_{max}$ , con  $M_{min}$  associato e V congruente

$N_{max}$ , con  $M_{max}$  associato e  $V$  congruente

$M_{min}$ , con  $N_{min}$  associato e  $V$  congruente

$M_{min}$ , con  $N_{max}$  associato e  $V$  congruente

$M_{max}$ , con  $N_{min}$  associato e  $V$  congruente

$M_{max}$ , con  $N_{max}$  associato e  $V$  congruente

Alcune di queste combinazioni possono essere uguali fra di loro.

In molti casi usuali, con un approccio semplificato, si possono ridurre le combinazioni da esaminare. Ad esempio, quando si ritiene accettabile progettare la fondazione con il massimo momento in valore assoluto assunto con segno positivo e negativo (fondazione simmetrica), possono essere sufficienti le combinazioni seguenti:

$N_{min}$ , con  $M_{max}$  associato e  $V$  congruente

$N_{max}$ , con  $M_{max}$  associato e  $V$  congruente

$M_{max}$ , con  $N_{max}$  associato e  $V$  congruente

$M_{max}$ , con  $N_{min}$  associato e  $V$  congruente

### 7.1.2 Stati Limite di Esercizio

Per gli SLE vanno forniti i valori nelle combinazioni di esercizio ( $\gamma_F = 1$ ), solitamente per la sola combinazione rara.

In situazioni particolari potrebbero essere necessarie verifiche nella combinazione permanente o quasi-permanente (ad esempio controllo dei cedimenti). Queste o altre esigenze particolari dovrebbero però essere avanzate dal geotecnico o dal progettista delle fondazioni.

Anche per lo Stato Limite di Esercizio i valori delle sollecitazioni vanno forniti nelle varie combinazioni viste in precedenza ( $N_{min}$ ,  $N_{max}$ , ecc.).

## 7.2 SITUAZIONE SISMICA

I criteri con cui vanno calcolate le sollecitazioni in fondazione sono diversi per gli edifici ricadenti in zona 1, 2, 3 rispetto agli edifici ricadenti in zona 4; per questi ultimi sono previste procedure semplificate.

Per la definizione delle zone sismiche, in assenza di delibere in materia da parte delle Regioni, vedi i "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche" allegati all' OPCM 3274.

### 7.2.1 Edifici in zona 1, 2, 3

I valori delle sollecitazioni vanno calcolati per lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) e per lo Stato Limite di Esercizio di Danno (SLD).

### 7.2.1.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Per lo SLV vanno condotte le verifiche strutturali e le verifiche geotecniche con i due approcci progettuali visti in precedenza, assumendo sempre  $\gamma_F = 1$  per gli effetti dell'azione sismica allo SLV, a sua volta combinata con le azioni  $G_k + \psi_2 Q_k$ .

Le sollecitazioni allo SLV sono quindi identiche per i due approcci di cui al punto 7.1.1.

Le sollecitazioni vanno calcolate separatamente per il sisma in direzione X e in direzione Y e combinate successivamente con le espressioni  $E_x + 0,3 E_y$  ;  $0,3 E_x + E_y$ , ottenendo 8 possibili combinazioni per ogni coppia sisma X / sisma Y:

$+E_x + 0,3 E_y$	$+0,3 E_x + E_y$
$+E_x - 0,3 E_y$	$+0,3 E_x - E_y$
$-E_x + 0,3 E_y$	$-0,3 E_x + E_y$
$-E_x - 0,3 E_y$	$-0,3 E_x - E_y$

L'eccentricità accidentale della posizione del centro di massa ( $\pm e_a$ ) a sua volta dà luogo a 4 possibili coppie sisma X / sisma Y:

$X (+e_a)$	;	$Y (+e_a)$
$X (+e_a)$	;	$Y (-e_a)$
$X (-e_a)$	;	$Y (+e_a)$
$X (-e_a)$	;	$Y (-e_a)$

In generale si hanno quindi  $4 \times 8 = 32$  combinazioni possibili.

Nella pratica quotidiana, e in molti casi usuali, condizioni di regolarità e di simmetria dell'edificio possono ridurre il numero delle combinazioni da esaminare.

Le sollecitazioni in fondazione, in linea di principio, andrebbero fornite in forma completa (tutte le combinazioni esaminate, al limite 32) in modo da dare al progettista delle fondazioni la possibilità di effettuare consapevolmente tutte le scelte progettuali e le relative verifiche.

Le sollecitazioni possono però essere fornite anche in forma semplificata, con un numero ridotto di combinazioni, quando risulti possibile individuare chiaramente quali siano le combinazioni più gravose per le varie verifiche da effettuare.

In ogni caso, ove possibile, la forma (completa o semplificata) con cui trasmettere i dati andrebbe concordata con il progettista delle fondazioni.

### 7.2.1.2 Stato Limite di Danno

Le verifiche allo SLD, in particolare quelle relative al controllo degli spostamenti e dei cedimenti, vanno condotte assumendo  $\gamma_F = 1$  per gli effetti dell'azione sismica allo SLD., a sua volta combinata con le azioni  $G_k + \psi_2 Q_k$ .

Anche qui i valori delle sollecitazioni vanno forniti per le varie combinazioni e con le modalità viste precedentemente per lo SLV.

### 7.2.1.3 Verifica delle fondazioni

La verifica delle fondazioni va condotta assumendo come sollecitazioni di progetto  $S_d$  le resistenze dei pilastri. Più precisamente, la forza assiale  $N_d$  derivante dalla combinazione sismica ( $G_k + \psi_2 Q_k + E$ ) va associata al concomitante valore del momento resistente  $M_{Rd}(N_d)$  e del taglio  $V(M_{Rd})$ .

In ogni caso, le sollecitazioni  $S_d$  non devono risultare maggiori di quelle derivanti da un'analisi elastica della struttura con un fattore di struttura  $q = 1$ , né di quelle ottenute dall'analisi sismica  $S_E$  amplificate per 1,1 in CD"B" e per 1,3 in CD"A".

Nota - Sembra opportuno aumentare questi coefficienti di amplificazione, specie il valore 1,1 in CD "B". A tal proposito si osserva che l'EC8 al paragrafo. 4.4.2.6 (8) introduce un criterio simile all'amplificazione delle sollecitazioni  $S_E$ , con un coeff. pari a 1,4 sia in CD"B" che in CD"A".

### 7.2.1.4 Verifica del vincolo di incastro

Per quanto riguarda il vincolo di incastro al piede del pilastro (plinto a pozzetto o altri sistemi di continuità strutturale), questo va considerato un collegamento di tipo b come definito nelle NTC par 7.4.5.2 : *"collegamento situato nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionato in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue situate all'interno degli elementi."*

Il vincolo di incastro al piede del pilastro va calcolato, con i criteri della gerarchia delle resistenze, per un momento resistente amplificato pari a  $\gamma_{Rd} M_{Rd}$  e per il taglio associato ( $\gamma_{Rd} = 1,2$  in CD"B" e  $\gamma_{Rd} = 1,35$  in CD"A").

In ogni caso le sollecitazioni di calcolo non devono risultare maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura con un fattore di struttura  $q = 1$ .

### 7.2.1.5 Considerazioni sui carichi al piede dei pilastri

Tenendo presente quanto sopra scritto, si deduce che i carichi in fondazione dovranno essere forniti come di seguito indicato.

- Sollecitazioni allo SLU per la situazione non sismica. E' da tenere presente che queste sollecitazioni, qualora si scelga l'approccio 1 del punto 7.1.1, vanno fornite nelle due combinazioni relative alle verifiche strutturali ( $\gamma_F$  del gruppo **A1**) ed alle verifiche geotecniche ( $\gamma_F$  del gruppo **A2**);
- Sollecitazioni allo SLE per la situazione non sismica;
- Sollecitazioni allo SLU (salvaguardia della vita) per la situazione sismica;
- Sollecitazioni allo SLE (danno) per la situazione sismica;
- Sollecitazioni necessarie per la verifica del vincolo d'incastro di cui al punto precedente.

## 7.2.2 Edifici in zona 4

I valori delle sollecitazioni in fondazione vanno calcolati per la combinazione ( $G_k + \psi_2 Q_k + E$ ) applicando, in due direzioni ortogonali X e Y, un sistema di forze statiche equivalenti come definito nel par. 7.3.3.2 (analisi lineare statica).

La quantificazione di tali forze va fatta assumendo un'accelerazione spettrale pari a  $S_d(T_1) = 0,07$  g per tutti i tipi di struttura. Le sollecitazioni così calcolate sono allo SLU e ad esse si applicano i fattori  $\gamma_F = 1$  in entrambi gli approcci progettuali definiti nel capitolo. 6 delle NTC.

Le azioni sismiche in direzione X e Y vanno considerate agenti in modo indipendente e non vanno quindi combinate fra di loro.

La verifica delle fondazioni e dei collegamenti (incastro al piede del pilastro) va fatta con le sollecitazioni derivanti dall'analisi, senza alcuna applicazione delle regole della gerarchia delle resistenze.

Per edifici in zona 4 non è richiesta la verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLD).

Si ricorda che per fabbricati ricadenti in zona 4 e di Classe d'uso I e II (cioè non "strategici" né "rilevanti") è ammesso anche il metodo alle tensioni ammissibili (T.A.). Se si sceglie di adottare il metodo alle T.A. le verifiche delle strutture e del terreno devono fare riferimento alle normative precedenti (D.M. 14/02/92 per le strutture, D.M. 11/03/88 per la geotecnica, D.M. 16/01/95 per la sismica e relativa circ. min. n.65 del 10/04/97) tranne per i materiali, le azioni ed il collaudo.

### 7.3 CONSIDERAZIONI SULLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI E TAGLIANTI

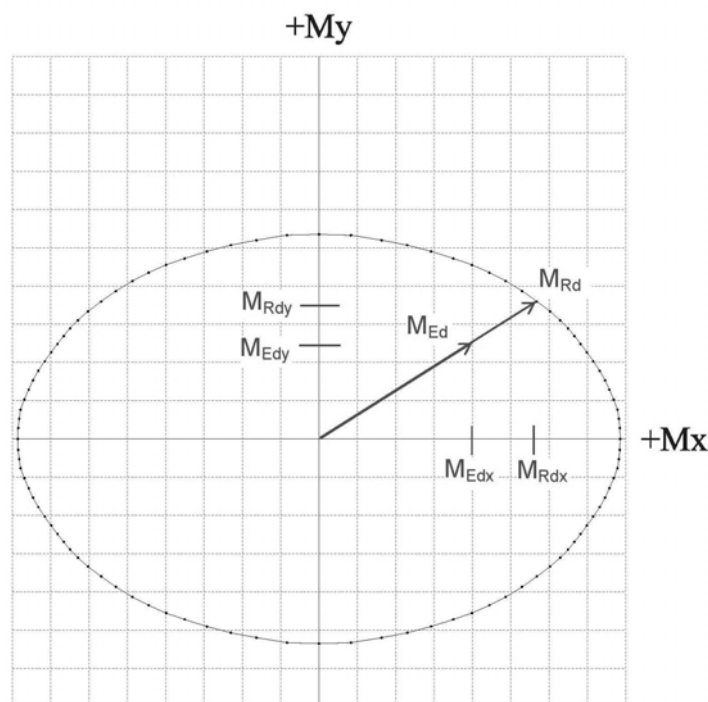
Definiamo :  $M_x$  momento attorno all'asse X  
 $V_y$  taglio in direzione Y

$M_y$  momento attorno all'asse Y  
 $V_x$  taglio in direzione X

Per la situazione non-sismica le sollecitazioni vengono a volte fornite sotto forma di pressoflessione retta, cioè con le sollecitazioni  $M_x$  e  $V_y$  agenti indipendentemente da  $M_y$  e  $V_x$ .

Per la situazione sismica in zona 1, 2, e 3 le sollecitazioni sono sempre di pressoflessione deviata, cioè il momento ed il taglio si presentano con le due componenti ( $M_x$ ,  $M_y$ ) e ( $V_x$ ,  $V_y$ ) agenti contemporaneamente.

E' quindi da tenere presente che, quando le sollecitazioni in fondazione sono date sotto forma di resistenza, il momento resistente  $M_{Rd}$  va calcolato nel piano del momento sollecitante  $M_{Ed}$ , e quindi è un momento resistente deviato, con le due componenti  $M_{Rdx}$  e  $M_{Rdy}$  ( $M_{Rd}^2 = M_{Rdx}^2 + M_{Rdy}^2$ ).



Le sollecitazioni sono quindi fornite sotto forma di  $M_{Rdx}$  e  $V_y$ ,  $M_{Rdy}$  e  $V_x$  agenti simultaneamente.

Nelle tabelle dei carichi in fondazione occorre quindi precisare se i valori  $M_x$ ,  $V_y$  e  $M_y$ ,  $V_x$  agiscono indipendentemente (pressoflessione retta) o simultaneamente (pressoflessione deviata).

#### 7.4 COLLEGAMENTI TRA FONDAZIONI ISOLATE (PAR. 7.2.5.1)

Nella progettazione della struttura occorre tenere conto degli effetti indotti dai possibili spostamenti relativi fra le fondazioni. Tali spostamenti relativi vanno calcolati secondo le indicazioni fornite nelle NTC par. 3.2.5.2

Gli spostamenti relativi fra le fondazioni sono ritenuti nulli se le fondazioni sono collegate tra di loro da un reticolo di travi o da una piastra in grado di assorbire le forze assiali, di trazione e di compressione, che si generano.

Le azioni assiali di progetto nelle travi di collegamento vengono quantificate secondo le indicazioni date nelle NTC par. 7.2.5.1

$$F_d = \pm C N_{Ed} a_g S / g ;$$

$C = 0,3$  per terreno tipo B; /  $0,4$  per terreno tipo C / e  $0,6$  terreno per terreno tipo D  
 $N_{Ed}$  = valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati  
 $a_g$  = accelerazione orizzontale max massima su suolo rigido  
 $S$  = coefficiente di amplificazione di suolo

Il collegamento fra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici tipo A (suolo rigido) né per fabbricati in zona 4.

Le travi o le piastre di collegamento devono essere realizzate ad una distanza non superiore ad 1 m dall'intradosso della fondazione o dalla testa dei pali.

Si fa presente che solitamente i pavimenti industriali non possono essere considerati come elementi di collegamento in quanto distanti, in generale, più di 1 m dall'intradosso della fondazione. Inoltre spesso fra pavimento e pilastro si realizza un giunto che non rende possibile la continuità strutturale fra le fondazioni e la piastra che dovrebbe collegarle.

Si raccomanda che tali travi di collegamento siano progettate con un livello minimo di rigidità assiale, anche al fine di evitare eccessivi allungamenti delle travi stesse.

## **8 VERIFICHE PER EDIFICI RICADENTI IN ZONA 4**

Con l'entrata in vigore delle NTC, tutte le costruzioni devono essere progettate per azioni sismiche, indipendentemente dalla *zona sismica* in cui ricadono.

Le NTC consentono comunque, per alcune strutture ricadenti in zona 4, l'utilizzo di metodi semplificati e/o del metodo delle tensioni ammissibili. Per l'identificazione della zona sismica in cui ricade ciascun comune o porzione di esso occorre fare riferimento alle disposizioni emanate (delibere regionali) ai sensi dell'art. 83 comma 3 del DPR 6.6.2001, n. 380 (§ C2.7).

La zona sismica in cui ricade un comune ha pertanto effetti solo su:

- metodologia di calcolo da applicare;
- iter procedurale della pratica

Il valore dell'accelerazione di progetto da utilizzarsi in zona 4, nel caso in cui il progettista decida di eseguire un'analisi completa agli stati limite in applicazione alle prescrizioni del Capitolo 7 delle NTC, va ricavato in funzione delle coordinate geografiche del sito di costruzione ed in base ai valori del reticolo sismico riportati negli allegati A e B delle NTC.

Si osserva che alcuni comuni ricadenti in zona 4 sono caratterizzati da accelerazioni ( $a_g$ ) superiori a 0,05g, valore utilizzato dall'O.P.C.M. 3274/2003 per definire la zona 4.

Il calcolo delle strutture ricadenti in zona 4 è affrontato dalle NTC al § 2.7 ed al capitolo 7; in tali punti delle NTC non si fa menzione della classificazione del sito, che è di pertinenza esclusiva delle regioni. In accordo a tali punti della norma, le strutture ricadenti in zona 4 possono essere progettate utilizzando uno dei metodi nel seguito descritti.

- **METODO GENERALE (Capitolo 7)** - il valore di accelerazione di progetto è ricavato dagli abachi allegati alle NTC in corrispondenza delle coordinate geografiche del sito e dello stato limite di riferimento. Il calcolo degli effetti dell'azione sismica viene effettuato in accordo alle prescrizioni del Capitolo 7 utilizzando il metodo agli stati limite.
- **METODO SEMPLIFICATO 1 (§ 2.7)** - Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e di classe d'uso I e II, le verifiche di sicurezza possono essere condotte alle tensioni ammissibili. Per le verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL.PP. 14.02.1992 per le strutture in calcestruzzo e in acciaio e al D.M. LL.PP. 11.03.88 per le opere ed i sistemi geotecnici. Tali norme devono essere applicate integralmente, esclusi i materiali, i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle NTC. Le azioni sismiche devono essere valutate in accordo al D.M. LL. PP. 16.01.1996 ed alla Circolare LL. PP. 10.04.97 n. 65/AA.GG. assumendo pari a 5 il grado di sismicità S.
- **METODO SEMPLIFICATO 2 (Capitolo 7)** - Per tutti i tipi di costruzione e le classi d'uso, le verifiche di sicurezza nei confronti dello SLV possono essere condotte per una forza di progetto calcolata assumendo uno spettro di progetto costante e pari a 0,07g, ed ammettendo implicitamente un possibile danneggiamento delle strutture, corrispondente ad un fattore di struttura di valore pari a 2,15. Tale metodo, per essere applicato, deve soddisfare i seguenti tre requisiti:



- 1) ai fini della ripartizione delle sollecitazioni sismiche tra gli elementi strutturali resistenti gli orizzontamenti devono essere assimilabili a diaframmi rigidi, ossia ad elementi infinitamente rigidi nel loro piano § C7.2.6;
- 2) gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni geometriche, i quantitativi d'armatura e i dettagli costruttivi previsti per la classe di duttilità bassa CD "B" al punto §7.4.6;
- 3) per le verifiche agli stati limite si utilizza la combinazione delle azioni definita al punto § 3.2.4.

Con riferimento al metodo semplificato 2 si precisa quanto nel seguito indicato.

1. I diaframmi orizzontali possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con una soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore. Le aperture presenti nell'orizzontamento non devono ridurne significativamente la rigidezza

Si ricorda che gli orizzontamenti sono assimilabili a diaframmi rigidi solo se, modellandone la deformabilità nel piano, gli spostamenti orizzontali massimi dei nodi in condizioni sismiche non superano, per più del 10%, quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido..

2. Le verifiche allo SLV devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni,  $G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$  (formula 3.2.16), applicando in due direzioni

ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni  $F_i = \frac{F_h \cdot z_i \cdot W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$  (formula

7.3.6). Le sollecitazioni derivanti dalle analisi devono poi essere amplificate con il fattore  $\delta = 1 + \frac{0,6 \cdot x}{L_e}$  (formula 7.3.7), essendo  $x$  la distanza dell'elemento considerato dal

baricentro geometrico del piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata ed  $L_e$  la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo. Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente, allo stato limite ultimo nelle due direzioni.

3. La gerarchia delle resistenze non si applica
4. I valori delle sollecitazioni in fondazione vanno calcolati per la combinazione  $(G_k + \psi_2 Q_k + E)$  applicando, in due direzioni ortogonali X e Y, un sistema di forze statiche equivalenti come definito nel § 7.3.3.2. La quantificazione di tali forze va fatta assumendo una accelerazione spettrale pari a  $S_d(T_1) = 0,07g$  per tutti i tipi di struttura. Le sollecitazioni così calcolate sono allo SLV e ad esse si applicano i fattori  $\gamma_F = 1$  in entrambi gli approcci progettuali definiti nel capitolo 6. La verifica delle fondazioni e dei collegamenti (incastro al piede del pilastro) va fatta con le sollecitazioni derivanti dalla analisi, senza alcuna applicazione delle regole della gerarchia delle resistenze.
5. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

Si ricorda inoltre che in costruzioni ricadenti in zona 4 non sono necessari collegamenti orizzontali tra strutture di fondazione. Analogamente, non deve essere considerata la componente verticale del sisma.