

Frattamaggiore gennaio 2007

La nuova normativa tecnica per le strutture in zona sismica

Criteri generali per la progettazione di edifici nuovi edifici in c.a.



Marisa Pecce

Dipartimento di Ingegneria

Università del Sannio

- Il sisma è un fenomeno naturale causato dal movimento di parti superficiali della crosta terrestre (**faglie**) così come riportato in **fig. 4.1** e caratterizzato da spostamenti (s) velocità (v) ed accelerazioni (a) con diversa ampiezza. Quest'ultima è funzione del tipo di terreno di fondazione (effetti di sito) e da fattori sismologici (intensità, meccanismi focali, distanza percorsa, etc.).

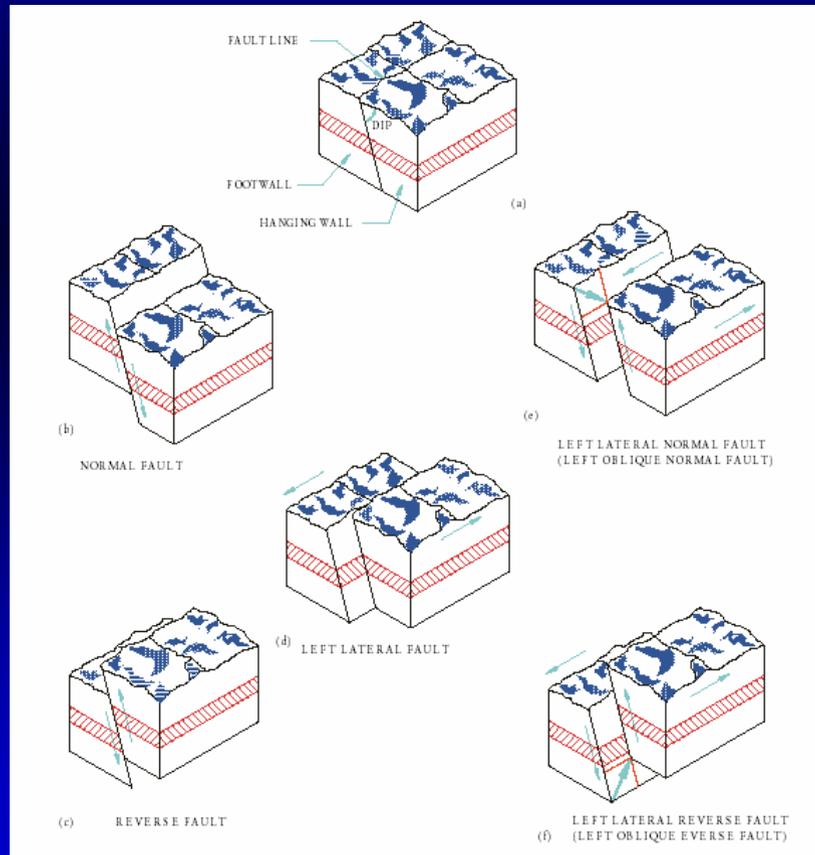


Figura 4.1. – Principali tipi di movimento di faglia.

- Il sisma si propaga per effetto di onde all'interno della superficie terrestre: onde di volume (P ed S) come in **fig. 4.2** e di superficie (Love e Rayleigh) come in **fig. 4.3**.

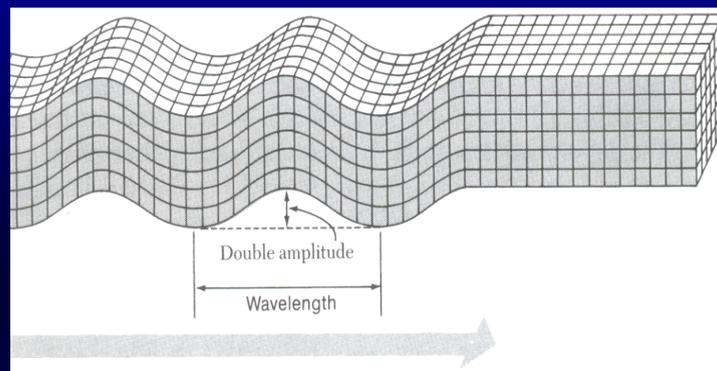
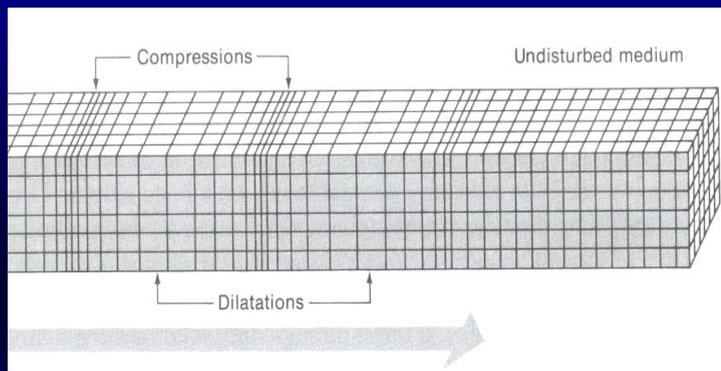


Figura 4.2. – Onde di volume: P (sinistra) e S (destra).

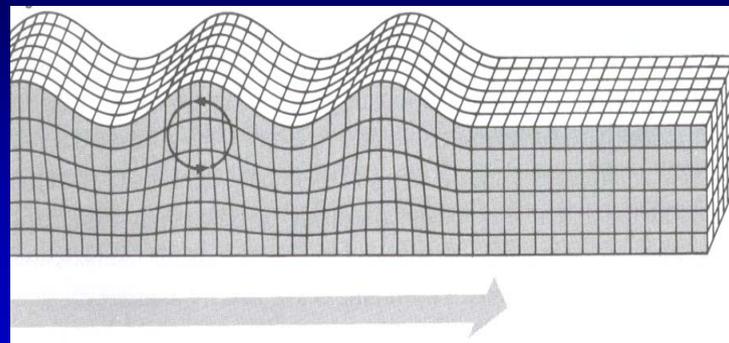
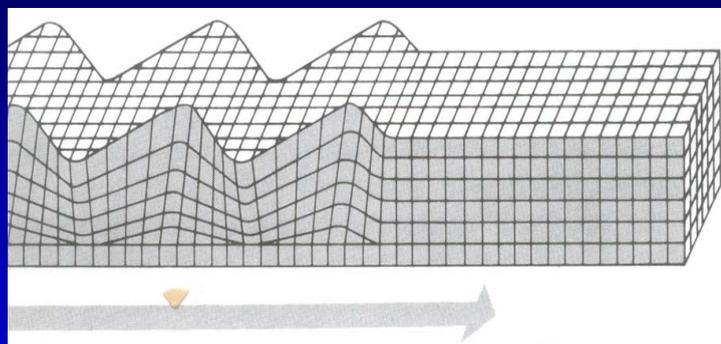


Figura 4.3. – Onde di superficie: Love (sinistra) e Rayleigh (destra).

4. Azioni Sismiche sugli Edifici

- Il punto in cui ha inizio la scossa sismica è detto 'fuoco' o 'ipocentro' del terremoto, mentre la proiezione del fuoco sulla superficie terrestre viene detta 'epicentro'. Le distanze dal fuoco e dall'epicentro del sito di riferimento sulla superficie terrestre sono dette rispettivamente 'distanza focale' e 'distanza epicentrale'. La **fig. 4.2** illustra le principali grandezze sismologiche utilizzate per caratterizzare un terremoto.

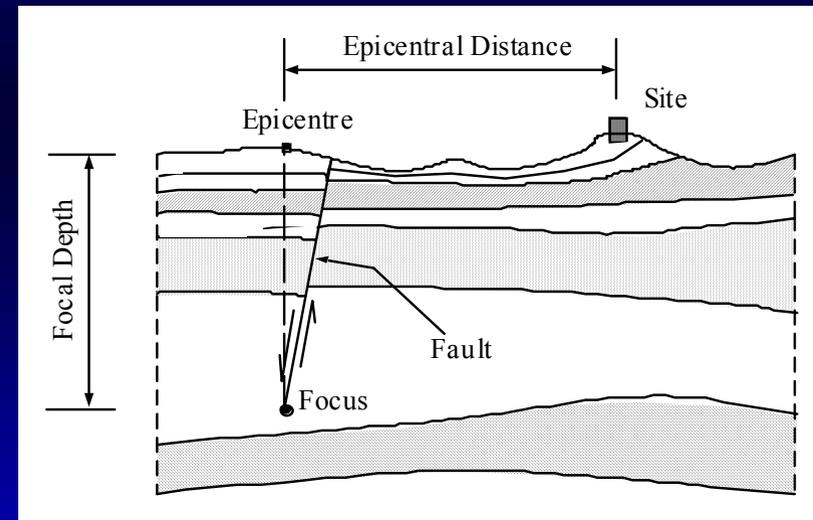
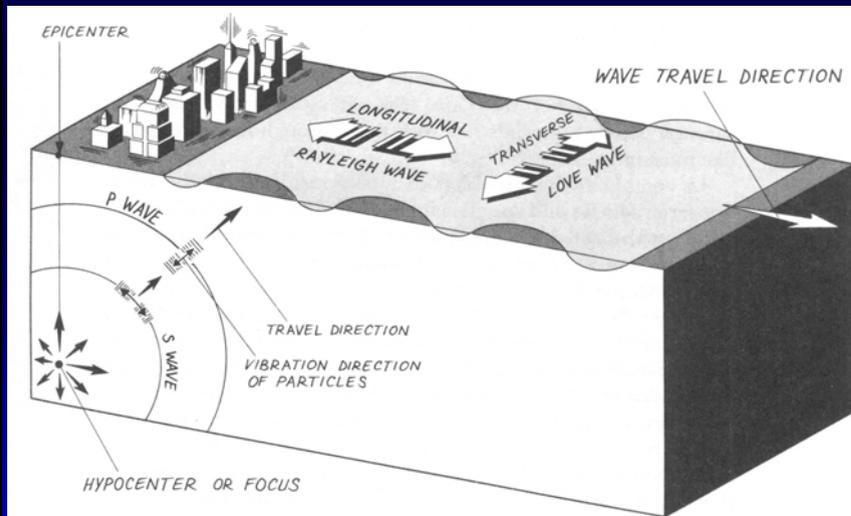


Figura 4.2. – Definizione delle principali grandezze sismologiche

- Durante un terremoto, l'energia sismica viene rilasciata a partire dal fuoco, da una limitata porzione della massa rocciosa circostante (regione o volume focale). Più grande è il terremoto, maggiore è il volume focale.

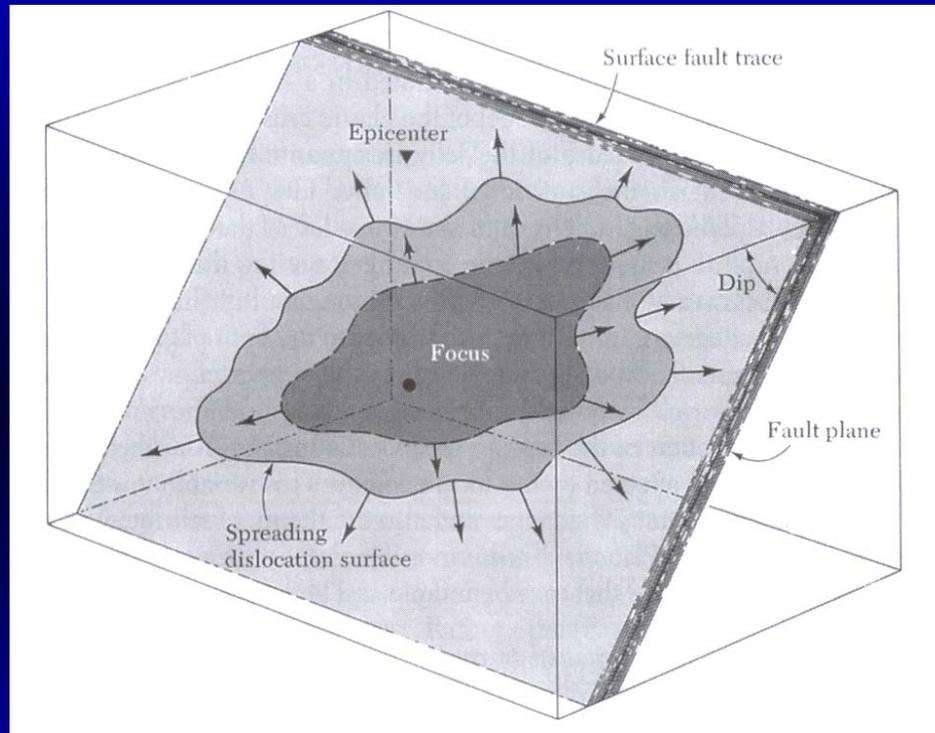


Figura 4.3. – Diffusione dell'energia sismica a partire dal fuoco.

- Per quantificare un sisma si adottano due scale: una quantitativa (magnitudine, M) e una qualitativa (intensità, I). Numerose correlazioni tra le due scale sono presenti in letteratura. Peraltro esistono molte scale di magnitudine; il loro utilizzo è anche funzione del tipo di terremoto.

4.1. Accelerazioni Orizzontali e Verticali

- Le grandezze cinematiche (s , v ed a) associate al sisma si possono decomporre secondo tre direzioni ortogonali: 2 componenti orizzontali – 1 componente verticale.
- In genere per la caratterizzazione delle azioni sismiche si considerano solo le componenti orizzontali (ondulatoria) e verticali (sussultoria) delle accelerazioni indotte dal terremoto.
- Le componenti delle accelerazioni orizzontali e verticali sono solitamente espresse attraverso diagrammi accelerazione-tempo (*accelerogrammi*). Si riporta in Fig. 4.4 l'accelerogramma relativo alla componente orizzontale sisma del Friuli (1976). Di solito la componente verticale è più bassa di quella orizzontale e si trascura nella valutazione delle azioni sismiche sugli edifici.

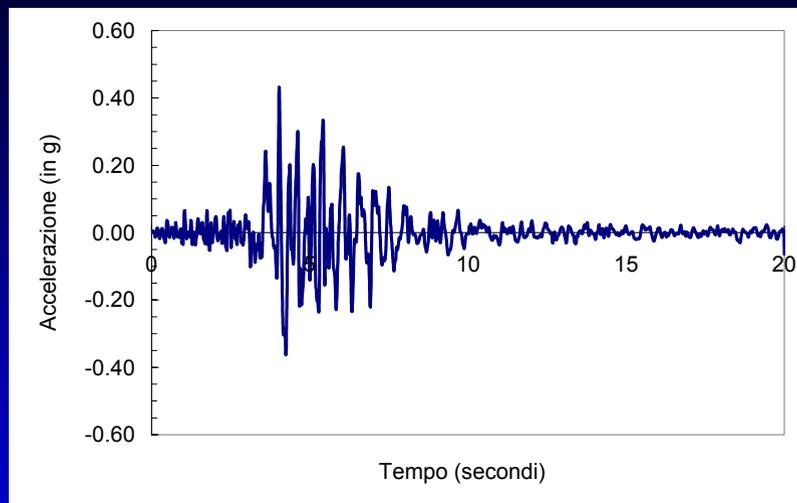


Figura 4.4. – Accelerogramma relativo al sisma del Friuli del 1976.

4.1. Accelerazioni Orizzontali e Verticali

- Le vibrazioni indotte dalle forze d'inerzia sulla struttura possono essere descritte attraverso la sovrapposizione di 'modi di vibrazione'. Ogni modo di vibrazione rappresenta una forma tipica secondo la quale la struttura oscilla (fig. 4.7). Sotto le azioni sismiche orizzontali un edificio ha un comportamento 'a mensola'.

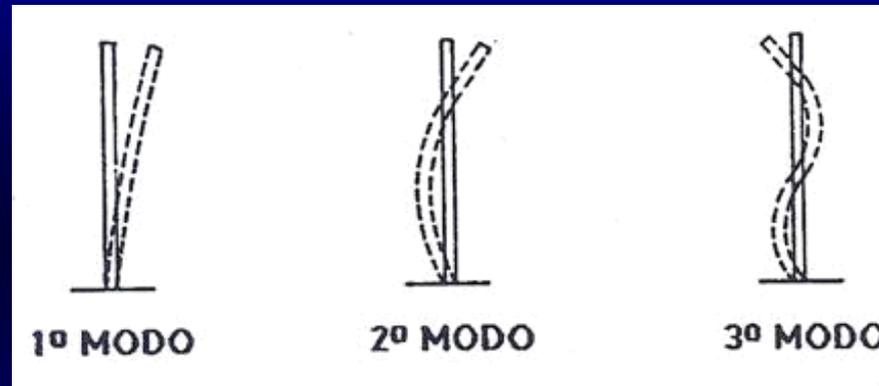
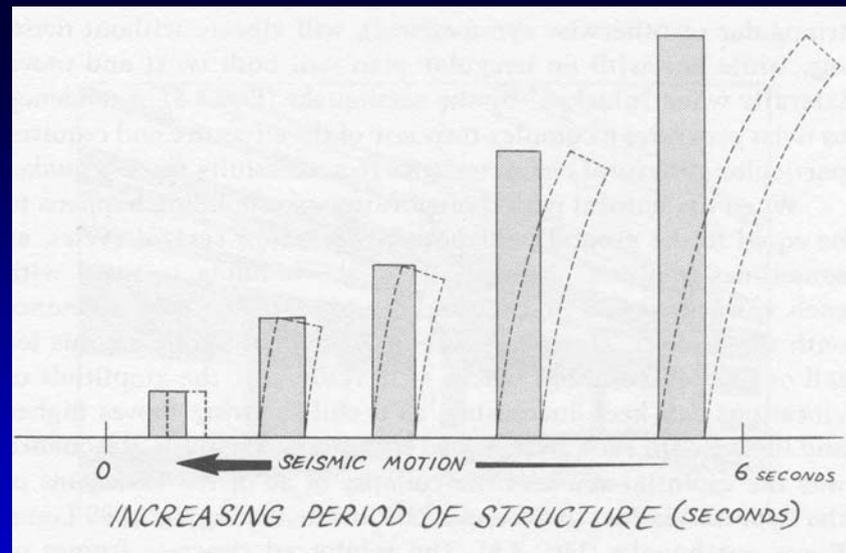
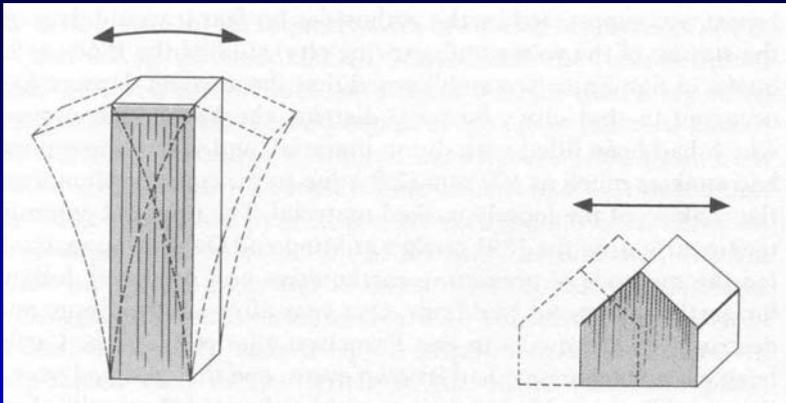
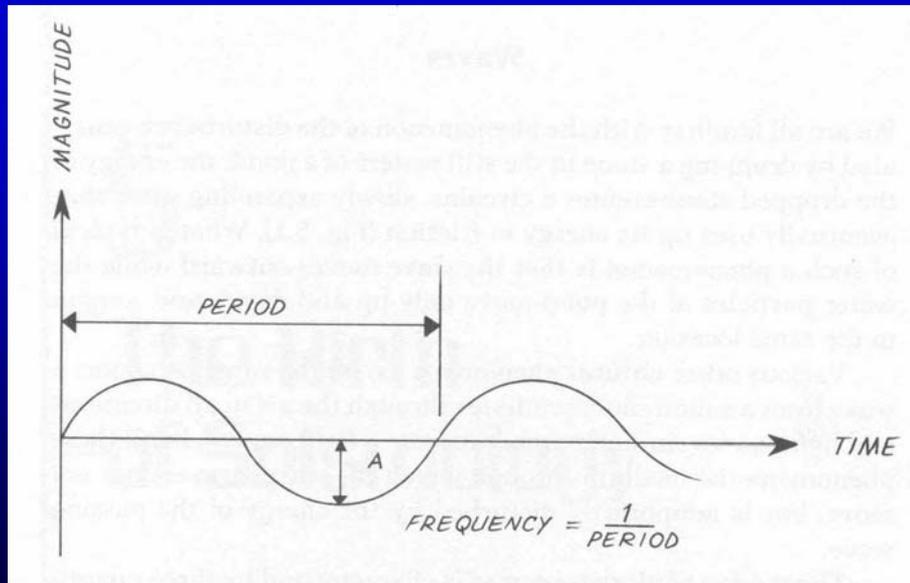


Fig. 4.7. – Modi di vibrazione tipici di edifici

- Nell'ambito dell'ingegneria sismica è particolarmente importante il 'periodo fondamentale' (T_0) di una struttura, ovvero il tempo richiesto da un'oscillazione completa relativa al I modo. Il periodo T_0 di una struttura, così come la forma del modo corrispondente, dipende dalla sua massa (m) e dalla sua rigidezza (k). Il periodo è dato infatti da:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

- Per edifici ordinari, il periodo risulta proporzionale al numero di piani della struttura.



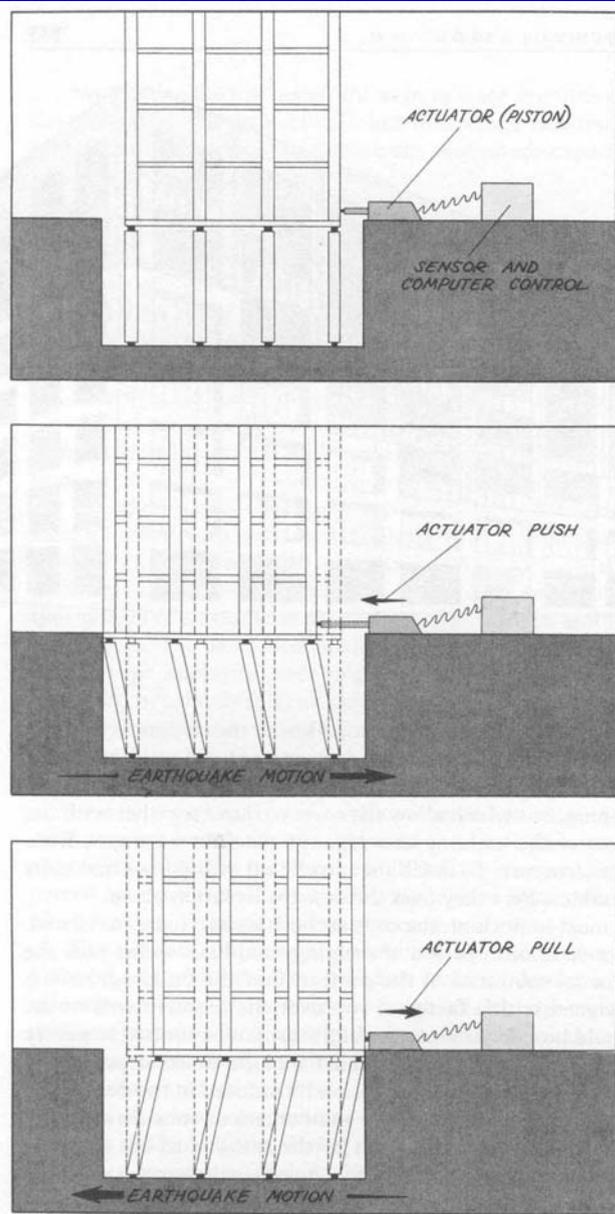


Fig. 12.11 Active Controls

4.1. Accelerazioni Orizzontali e Verticali

- Gli effetti del sisma su una struttura sono generalmente riportati in termini di un diagramma detto 'spettro di risposta' (Fig.4.5). Si tratta di un grafico nel quale è riportata in ascissa il periodo della struttura (T) ed in ordinata la massima risposta in termini di accelerazione (S_a). Le ordinate spettrali S_a decrescono al crescere dello smorzamento.

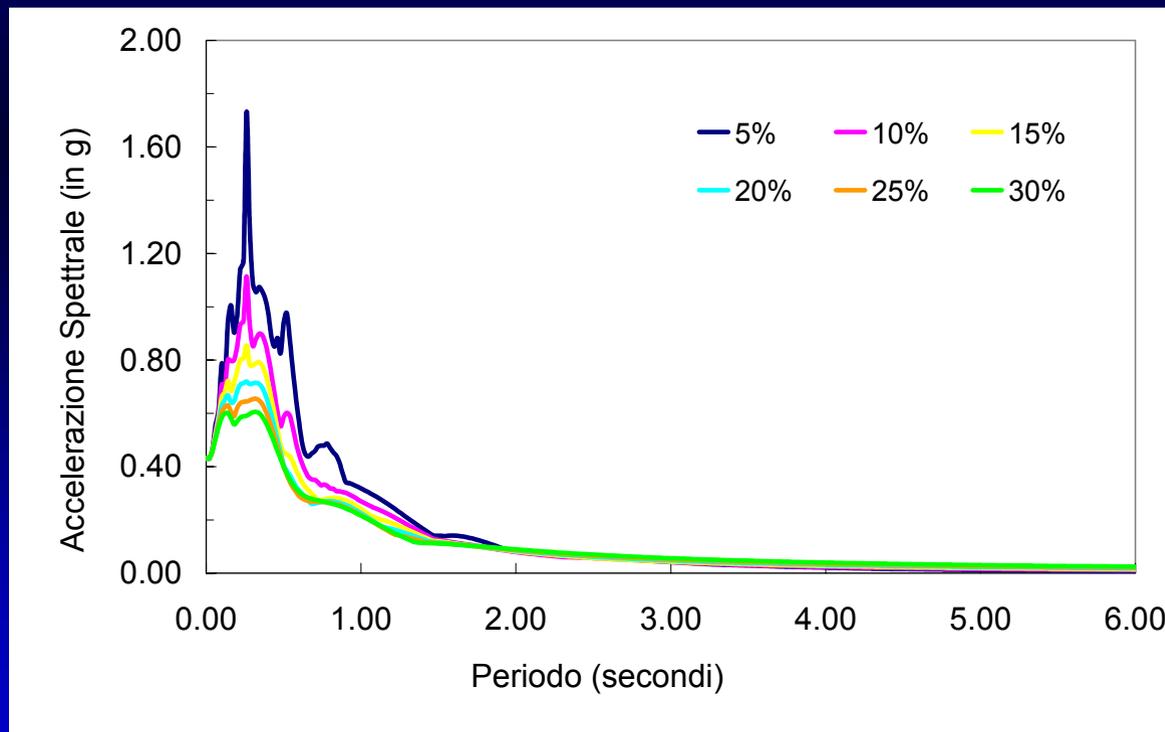


Fig. 4.5. – Spettro di risposta elastico (sisma del Friuli, 1976)

4.1. Accelerazioni Orizzontali e Verticali

- Lo spettro di risposta può essere elastico ovvero inelastico a seconda del comportamento che la struttura può avere sotto sisma. Se si ammettono fuoriuscite dal campo elastico (plasticizzazioni) si può far ricorso allo spettro inelastico; alternativamente, lo spettro elastico esprime la risposta di strutture che non subiscono danni e restano in campo elastico.

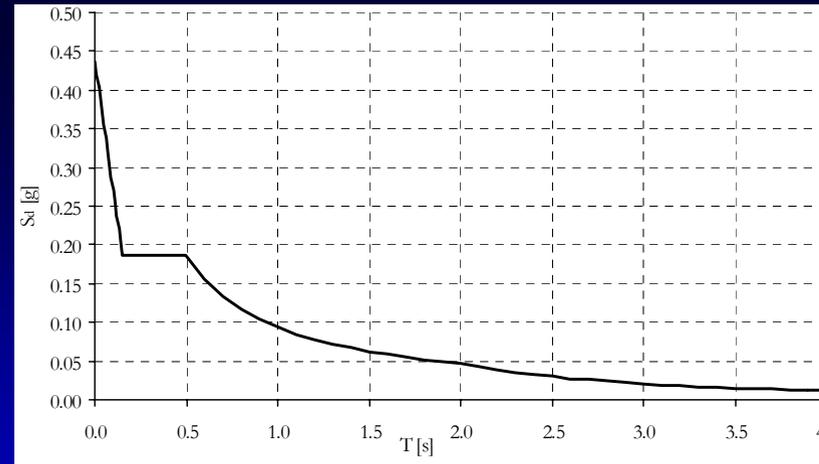
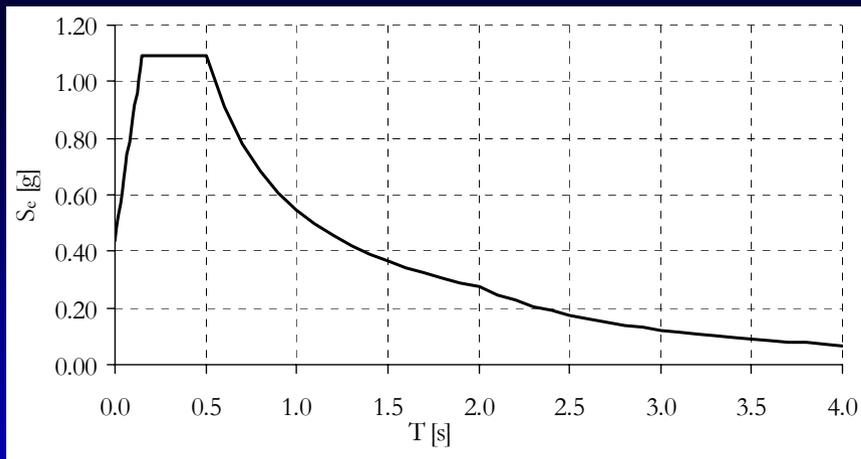


Fig. 4.6. – Spettro di risposta elastico (*sinistra*) ed inelastico (*destra*).

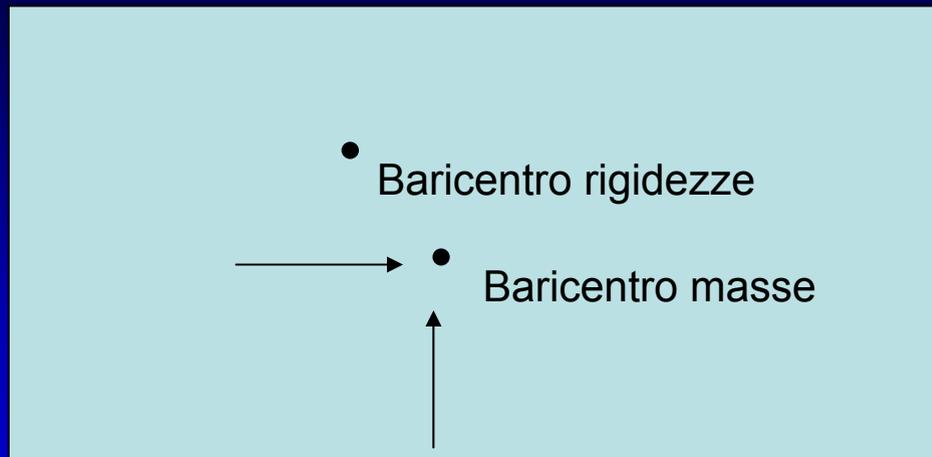
4.2. Masse Sismiche e Forze Inerziali

➤ Le accelerazioni impresse dal sisma in fondazione alla struttura producono nell'edificio delle forze di inerzia (forze sismiche). E' noto che la legge fondamentale della dinamica stabilisce che:

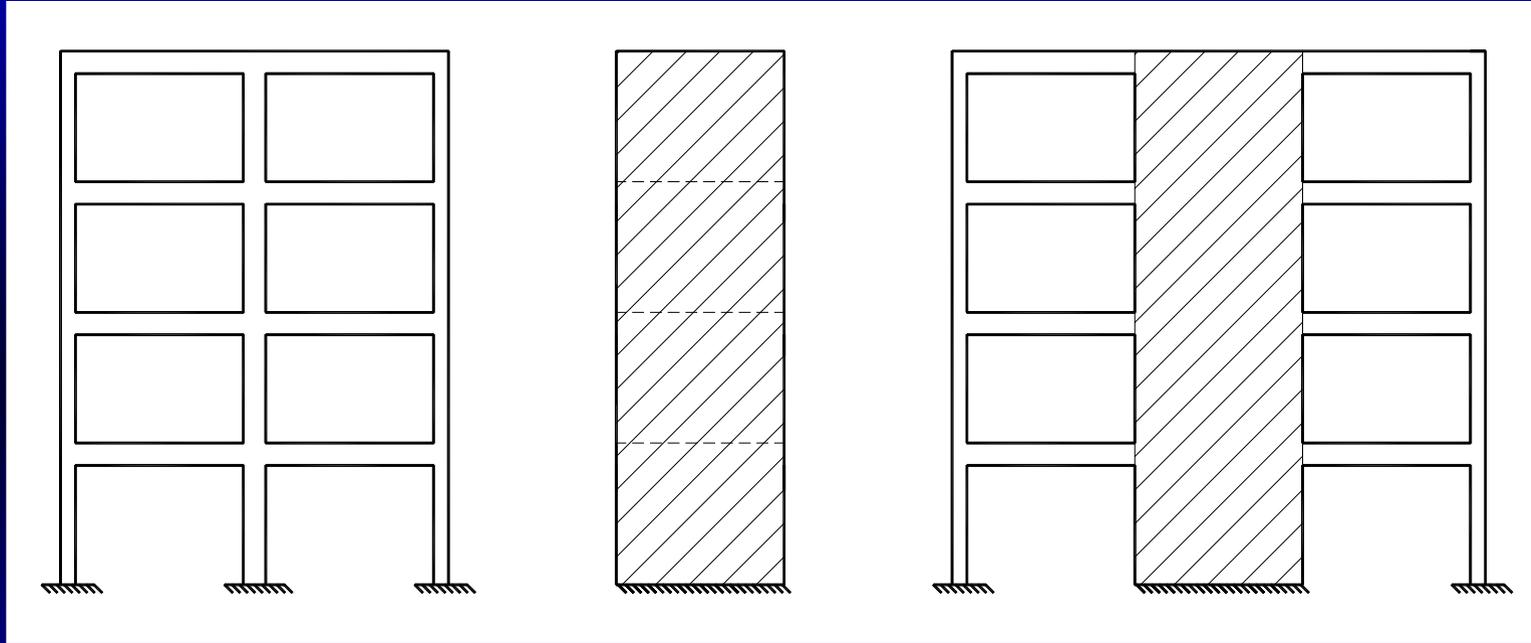
$$F = m * a$$

- Pertanto le forze sismiche (F) dipendono sia dalla massa (m) che dall'accelerazione alla base (a). Per una prefissata massa, le forze sismiche crescono proporzionalmente con l'accelerazione alla base. Viceversa, per una data accelerazione, le forze sismiche crescono proporzionalmente alla massa strutturale.
- Ai fini delle forze di inerzia indotte dai terremoti, non occorre considerare tutte le masse presenti ad ogni piano di un edificio. Infatti considerato che la probabilità che tutti i sovraccarichi siano presenti sulla struttura quando questa è colpita da sisma è solitamente bassa e che in genere le masse portate non sono direttamente fissate alla struttura, si ha che le forze d'inerzia che nascono in un edificio per effetto del sisma sono quelle dovute alle masse dei carichi permanenti e quota parte degli accidentali.

- Le forze di inerzia sono applicate in corrispondenza degli impalcati dove si concentra la maggior parte della massa degli edifici in c.a.
- Le forze di inerzia si possono considerare applicate nel baricentro delle masse mentre le reazioni esercitate dagli elementi strutturali sono applicate nel baricentro delle rigidezze
- Quando baricentro delle masse e delle rigidezze non coincidono nascono delle azioni torcenti sulla struttura



5: TIPOLOGIE STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO

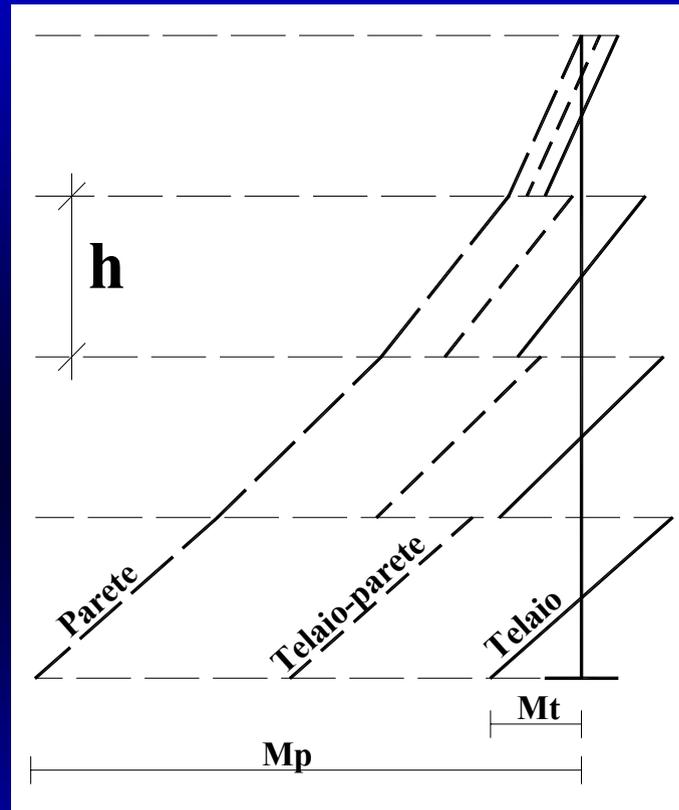


TELAIO

PARETE

TELAIO-PARETE

Andamento dei momenti flettenti lungo l'altezza

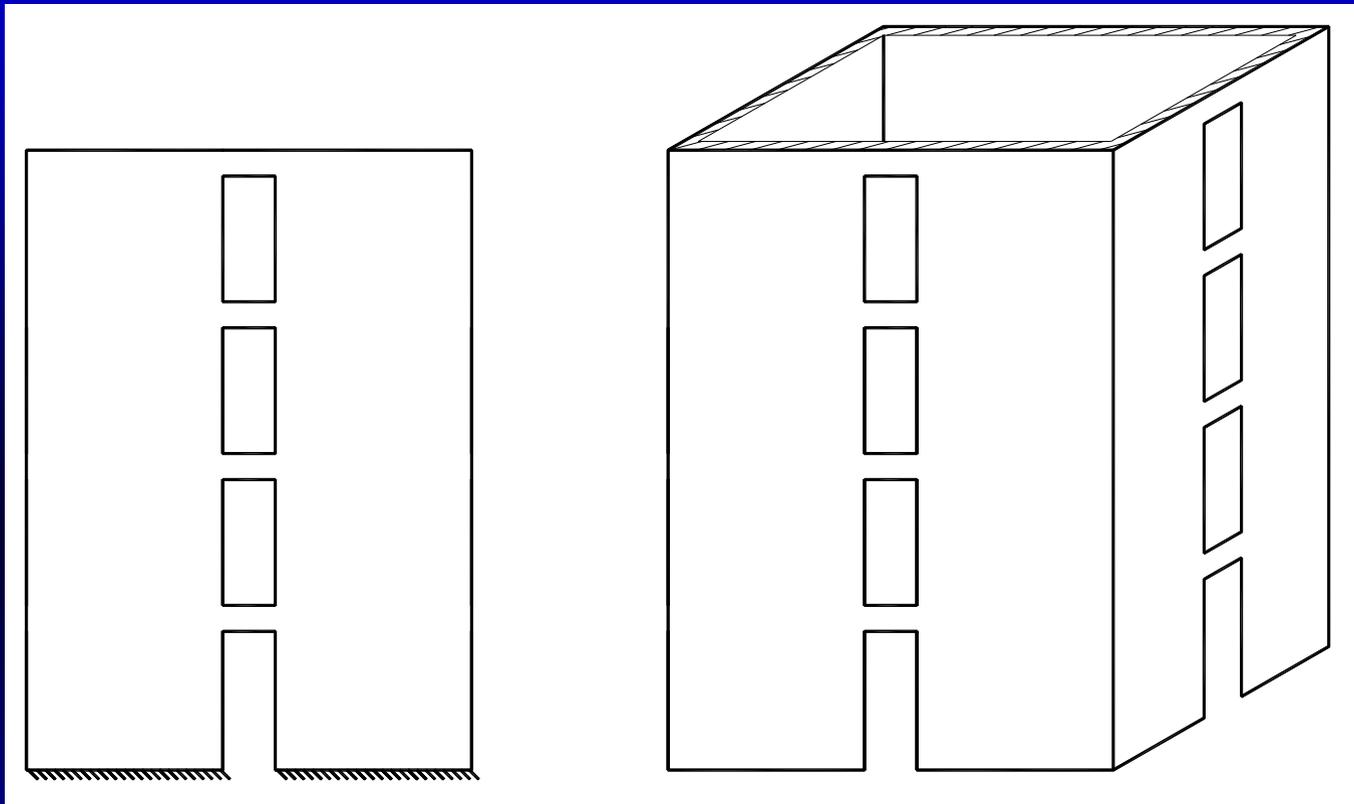


$$M_p = C \cdot n \cdot W_i \cdot \frac{2}{3} \cdot n \cdot h$$

$$M_t = C \cdot n \cdot W_i \cdot \frac{h}{2}$$

$$\frac{M_p}{M_t} = \frac{4}{3} \cdot n$$

Schermi idonei ad assorbire azioni orizzontali



Pareti accoppiate

Nucleo

Pareti accoppiate quando il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato per almeno il 20% dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dall'azione sismica.

Progetto basato sulla prestazione richiesta (Performance Base Design)

- Un obiettivo prestazionale rappresenta il tipo di risposta strutturale desiderato (assenza di danno, danno solo ad elementi secondari, danni strutturali limitati o gravi, assenza di collasso) per ciascun livello di azione sismica attesa.
- L'obiettivo prestazionale deve essere fissato sulla base del tipo di utilizzo del manufatto, dell'importanza delle funzioni, considerazioni economiche, costo connesso alla riparazione del danno ed alla interruzione del servizio, ecc.

4.11 VERIFICHE DI SICUREZZA

4.11.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le verifiche allo stato limite ultimo dovranno essere effettuate per l'azione sismica di progetto (Spettro di 3.2.5)

4.11.2 STATO LIMITE DI DANNO

Per l'azione sismica di progetto (Spettro di 3.2.6) dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio.

STATO LIMITE ULTIMO

I meccanismi duttili si devono attivare prima di quelli fragili

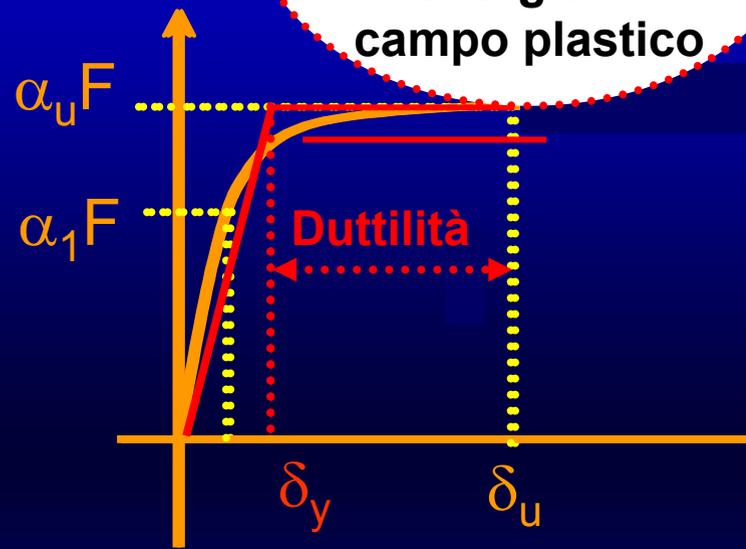
Gerarchia delle resistenze
dettagli costruttivi, duttilità dei materiali, regolarità strutturale, sovraresistenza

duttilità locale, tipo di meccanismo globale

fattore di struttura q
Capacità di dissipare energia in campo plastico

riduzione delle azioni sismiche

Capacità di dissipare energia in campo plastico



-Duttilità

-Gerarchia delle Resistenze

q - FATTORE DI STRUTTURA

$$q \propto \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

SOVRARESISTENZA

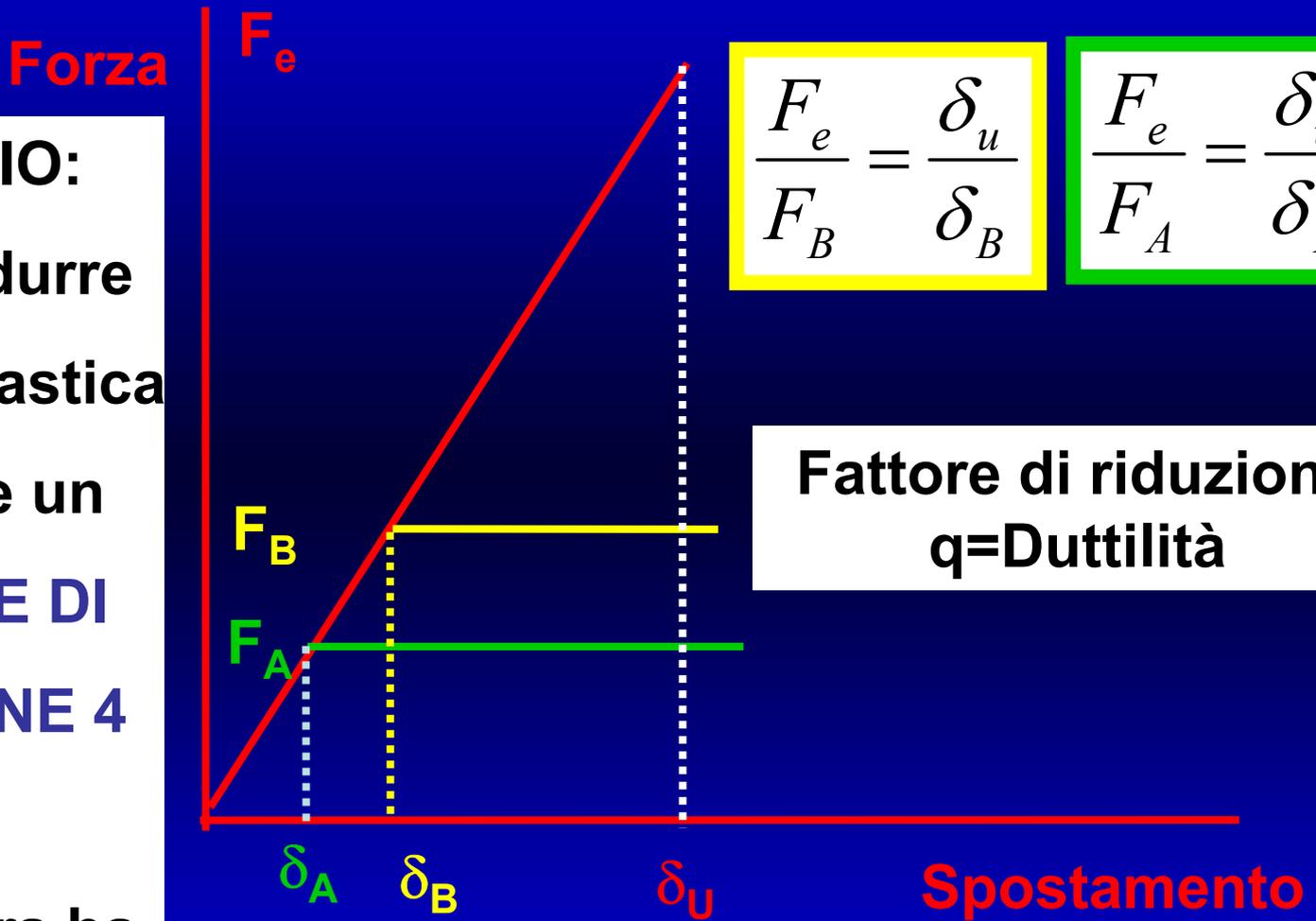
Ulteriore risorsa in campo plastico

Comportamenti sismicamente equivalenti



Comportamenti strutturalmente equivalenti

ESEMPIO:
Si può ridurre l'azione elastica mediante un **FATTORE DI RIDUZIONE 4** SE la struttura ha **DUTTILITA' 4**



gerarchia delle resistenze

(materiali, dettagli costruttivi, regolarità, sovraresistenza)

1- si devono amplificare le resistenze relative a crisi di tipo fragile per avere sempre modalità di crisi duttili

es. la resistenza a taglio deve essere maggiore della resistenza a flessione

2- si devono amplificare le resistenze di alcuni elementi strutturali per ottenere un meccanismo globale di collasso con molte zone di plasticizzazione

es. nelle strutture a telaio la resistenza dei pilastri deve essere amplificata per indurre la plasticizzazione delle travi

duttilità

(materiali, dettagli costruttivi, regolarità)

- 1- utilizzare materiali con specifici requisiti di duttilità
- 2- progettare le sezioni in modo da ottenere una rottura di tipo duttile dovuta all'acciaio
- 3 - curare i dettagli costruttivi in modo da incrementare la duttilità locale
- 4 - ottenere un meccanismo globale di crisi con una elevata duttilità globale

Il fattore di struttura q

$$q = K_D K_R q_0$$

tipologia strutturale  q_0

duttilità  K_D

regolarità  K_R

Valori di q_0

Dipendono dalla tipologia di struttura e dal rapporto α_u / α_1

Strutture a telaio $q_0 = 4.5 \alpha_u / \alpha_1$

Strutture a parete $q_0 = 4.0 \alpha_u / \alpha_1$

Strutture miste telaio-parete $q_0 = 4.0 \alpha_u / \alpha_1$

Strutture a nucleo $q_0 = 3.0$

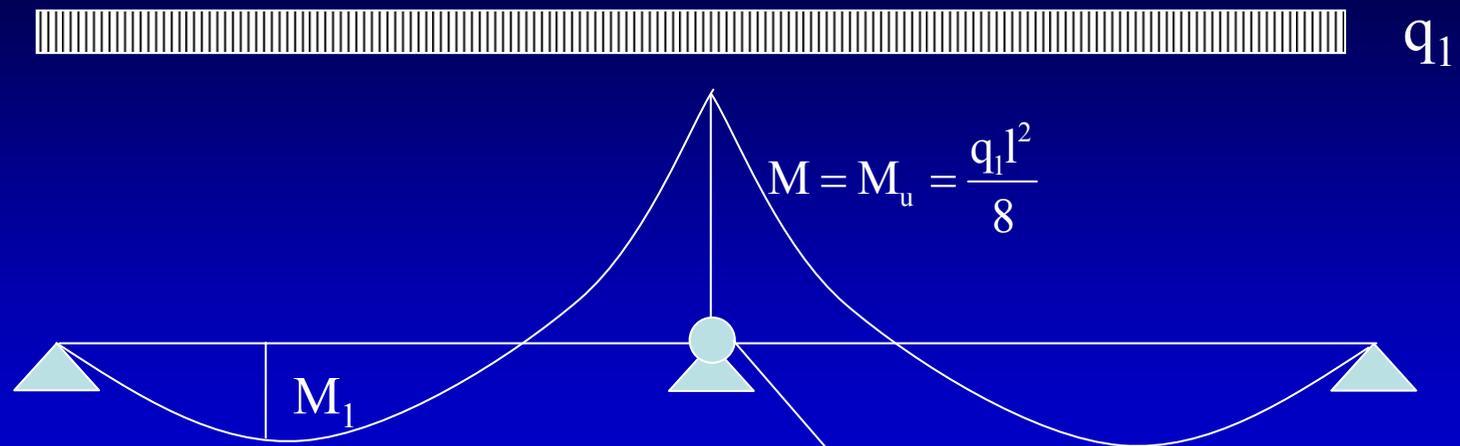
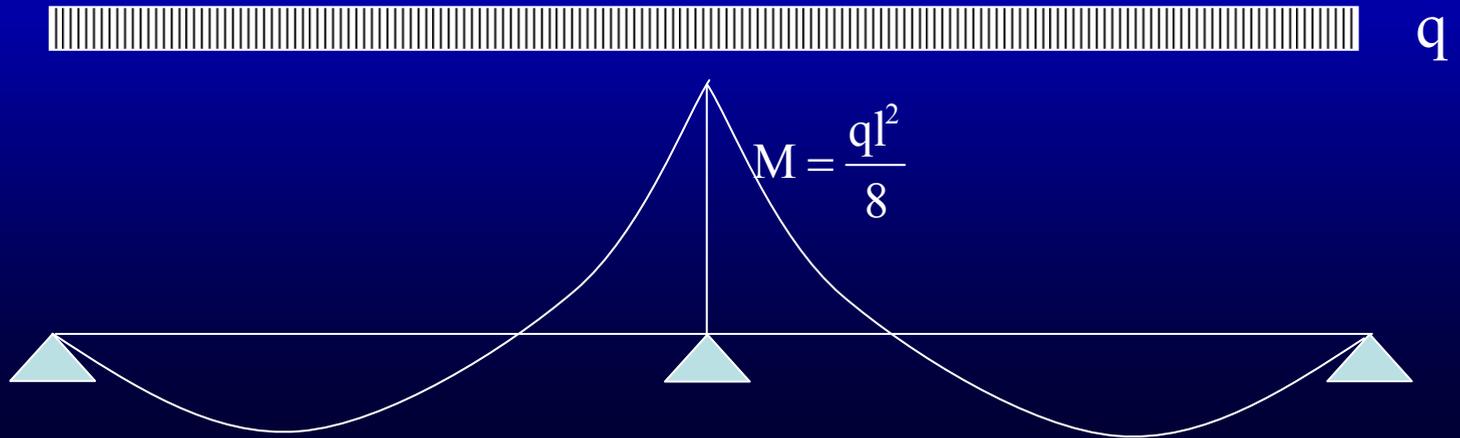
Valori di q_0

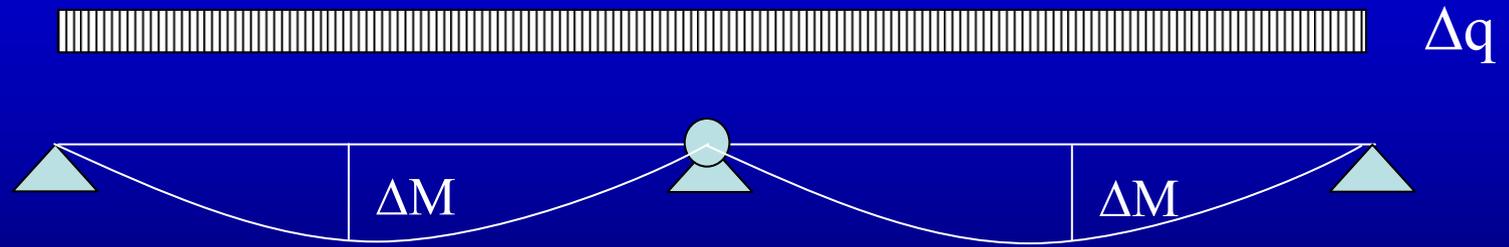
Il valore di base del fattore di struttura può essere valutato con metodologia *osservazionale*, e cioè sull'osservazione di molti decenni relativa ad edifici che hanno resistito ai terremoti, con metodologia *teorico-numerica*.

Analizzando moltissimi studi numerici con accurate analisi non lineari, e con metodologia *sperimentale* che la comunità scientifica ha sviluppato tanto su edifici in scala con tavole vibranti quanto su elementi strutturali e su edifici in scala reale mediante prove pseudodinamiche.

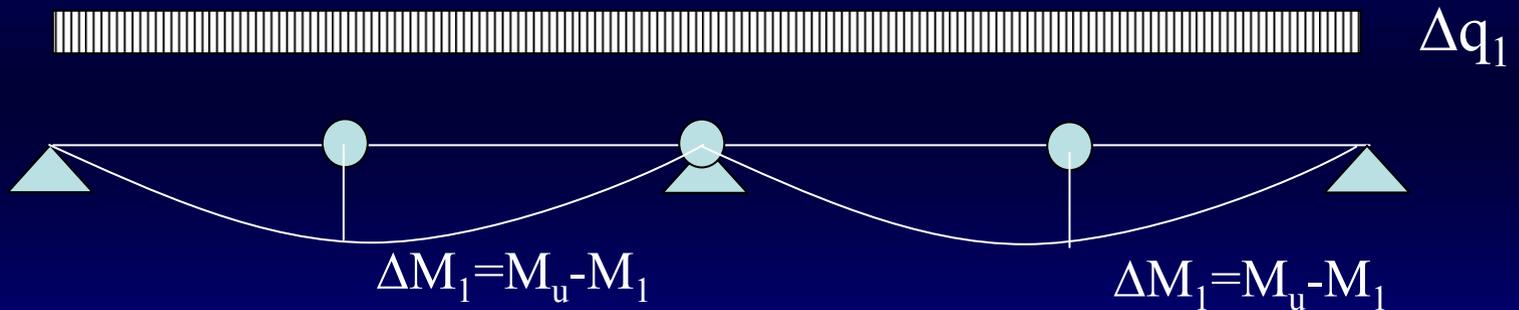
Tutti i metodi confermano che per un telaio regolare ed adeguatamente progettato in termini di duttilità, si può sicuramente fare riferimento a riduzioni dell'ordine di 4 o 5.

Comportamento non lineare





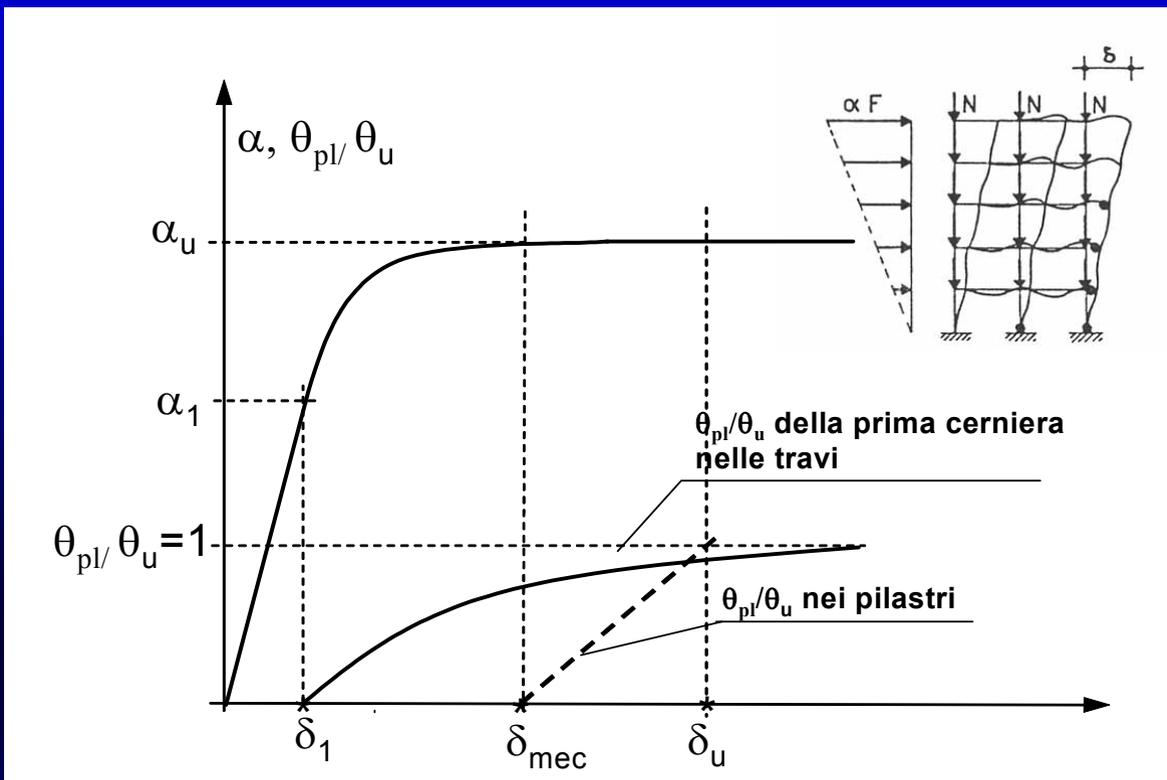
meccanismo



se la cerniera centrale può ruotare (duttilità disponibile)
 se la sezione di campata può resistere sufficientemente

$$q_u = q_1 + \Delta q_1$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = q_u / q_1$$



- Fino a α_1 il comportamento è lineare a meno della fessurazione, poi si forma prima plasticizzazione. Poiché il telaio è fortemente iperstatico, le forze sismiche possono incrementarsi fino al valore α_u , plasticizzando altre sezioni
- Al valore α_u corrisponde la formazione del meccanismo plastico.
- La rotazione plastica della sezione più esposta plasticamente, necessaria per ottenere la sovreresistenza α_u/α_1 , si deve sviluppare nelle travi che sono elementi duttili: in tal caso le strutture conservano un comportamento globale duttile.
- Si ha il meccanismo quando si formano cerniere plastiche anche nei pilastri.
- Il collasso della struttura corrisponde al raggiungimento della rotazione plastica e al collasso nel pilastro più cementato.

Comportamento degli elementi

Marisa Pecce – La progettazione di edifici in c.a.



Elevata duttilità



Meccanismo locale



Figura 8.13. – Tipico collasso dovuto a ridotta iperstaticità (telai solo di perimetro).

Northridge, USA (1994)

- L'analisi strutturale può condursi in campo elastico lineare purché il progettista controlli che per effetto dei carichi verticali e dell'azione sismica di progetto la struttura sia ancora in campo elastico.
- Sono consentite le analisi lineari, sia quella statica del *punto 4.5.2* sia quella dinamica modale del *punto 4.5.3* – che è il metodo di riferimento. Naturalmente la norma consente metodi più dettagliati come l'analisi statica non lineare, che corrisponde alla procedura descritta nella Fig. 1.1, e l'analisi dinamica non lineare (*punti 4.5.4 e 4.5.5*).

- **E' concettualmente poco significativo verificare le strutture in zona sismica con il metodo delle tensioni ammissibili. E' invece più corretto adottare un'azione sismica di progetto maggiore (forze orizzontali più grandi) e verificare le strutture con il metodo degli stati limite: questa situazione infatti è certamente vicina a quella che corrisponde all'entrata in campo non lineare della struttura. E' questo il motivo per cui l'Ordinanza impone il calcolo allo stato limite, per flessione e taglio (travi, pareti), pressoflessione e taglio (pilastri).**
- ***Se la struttura è snella, e dunque sensibile agli effetti della non linearità geometrica, il massimo della curva $\alpha - \delta$ si raggiunge prima della formazione del meccanismo ed in particolare quando gli sforzi normali N agenti eguagliano il carico critico globale sul telaio reso meno iperstatico dalle cerniere formatesi per plasticizzazione; dopo il massimo la curva ha un ramo decrescente come effetto della non linearità geometrica e solo su tale ramo si forma il meccanismo strutturale. Questo tipo di comportamento raramente si verifica nei telai in cemento armato, mentre è tipico dei telai in acciaio.***

Valori di α_u / α_1

α_1 è il moltiplicatore della azione sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale

α_u è il moltiplicatore della azione sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile

α_u / α_1 è calcolato con un'analisi non lineare e comunque non può essere superiore a 1,5

Qualora non si calcoli si può assumere

Telaio monopiano: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$

Telaio pluripiano, monocampata: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

Telaio pluripiano, pluricampata: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

Pareti non accoppiate: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$

Pareti accoppiate o miste telaio-pareti: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

Fattore di regolarità K_R

Gli edifici devono avere quanto più possibile caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità e regolarità.

Si definisce regolare un edificio che rispetti sia i criteri di regolarità in pianta sia i criteri di regolarità in altezza.

$K_R=1.0$ Edifici regolari in altezza

$K_R=0.8$ Edifici irregolari in altezza

Per strutture irregolari si ha una diminuzione del fattore di struttura del 20% e dunque un aumento delle forze di progetto del 25%.

Regolarità in pianta

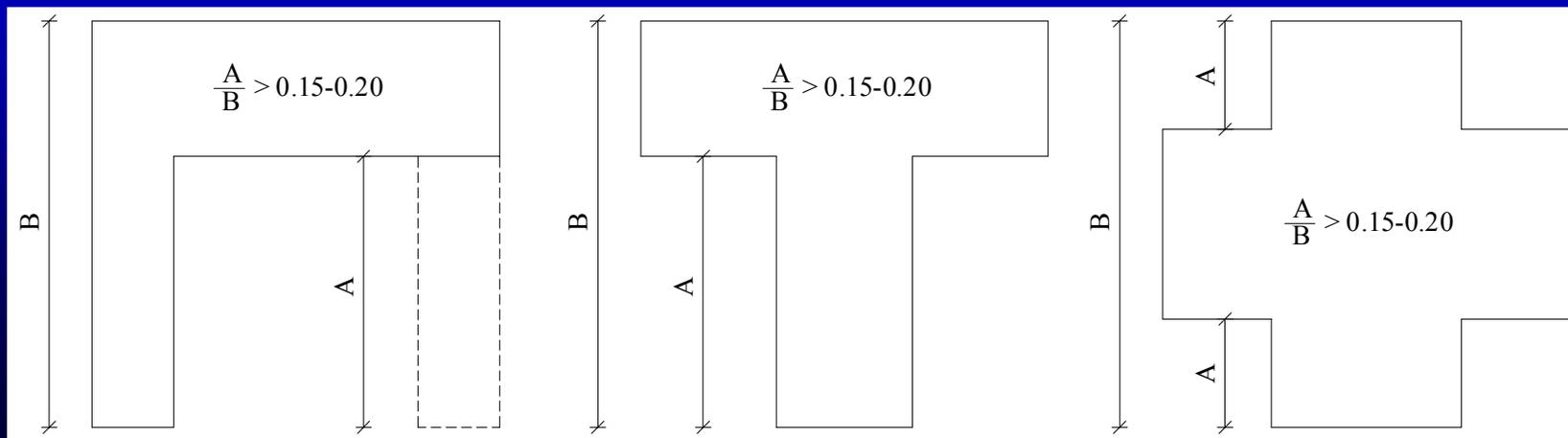


Figura 7.4. – Limiti per irregolarità in pianta di edifici.

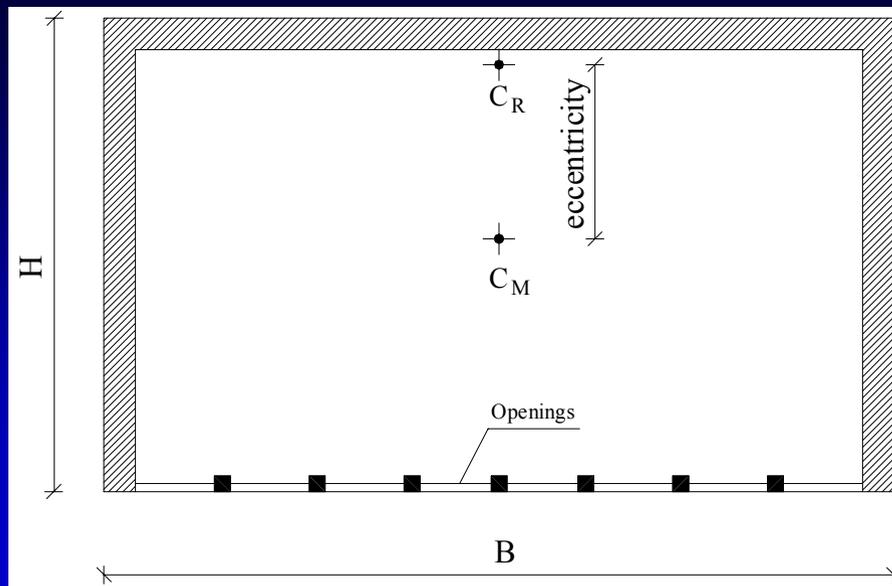


Figura 7.5. – Irregolarità in pianta dovuta alla discontinuità di elementi strutturali sismo-resistenti.

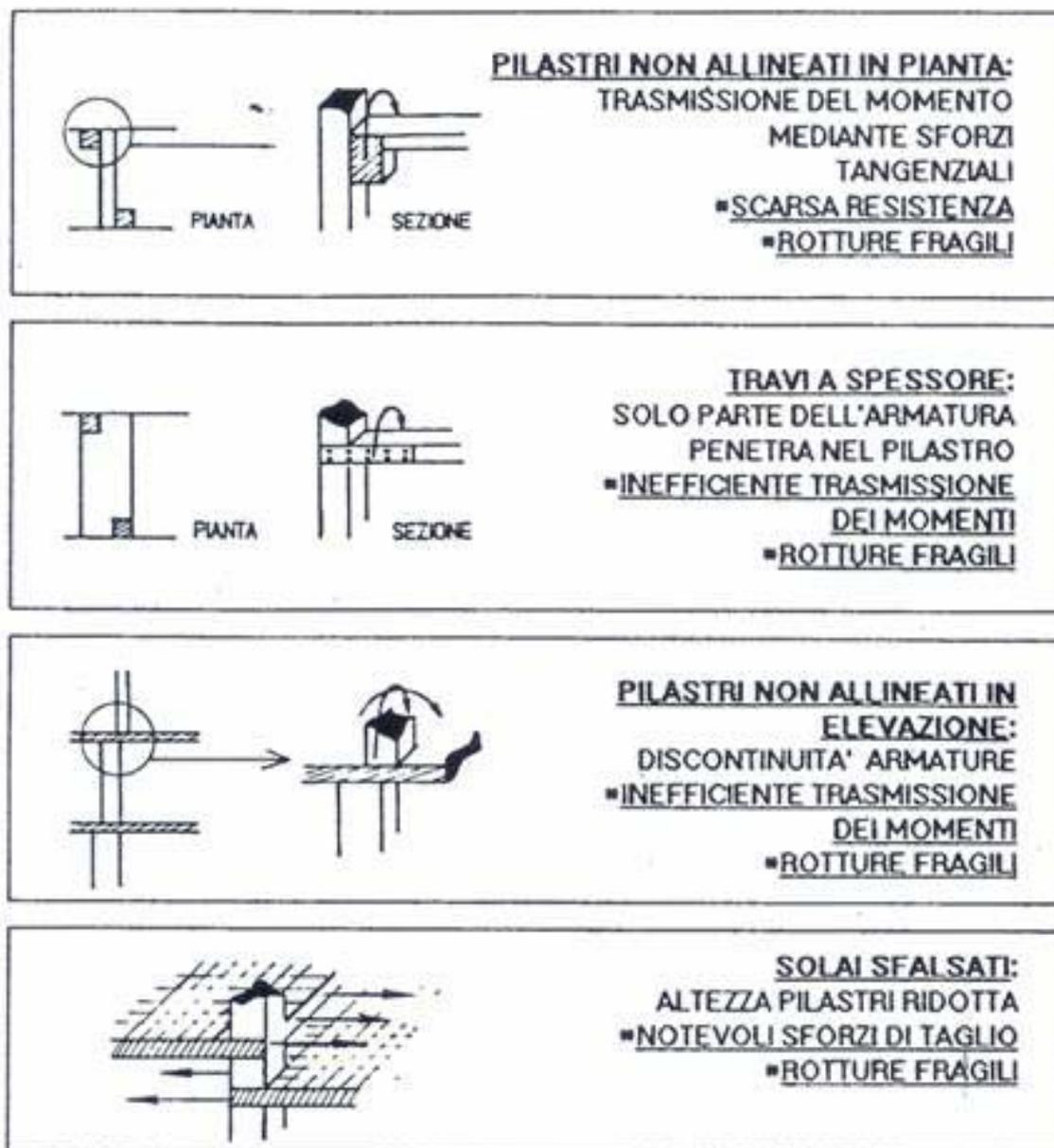


Fig. 10 - Effetti della mancanza di continuità ed allineamento degli elementi strutturali

4.3.1 Regolarità

Un edificio è **REGOLARE IN PIANTA** se sono rispettate tutte le seguenti condizioni:

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

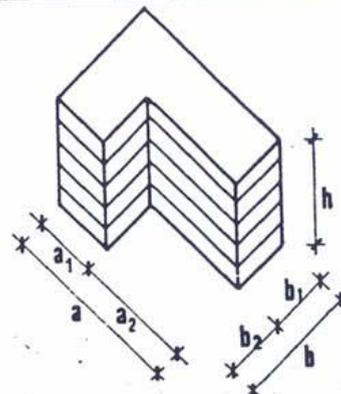
Regolarità in altezza



Figura 7.1. – Piramidi egiziane, moderne a Indianapolis e piramidi invertite a Dallas negli USA.

- DIMENSIONI CARATTERISTICHE

- | | | | |
|-----------|------------|---|----------------------------------|
| ASSOLUTE: | GLOBALI | - | a, b, h |
| | RIENTRANZE | - | a_2, b_2, h |
| | SPORGENZE | - | a_1, a_2, b_1, b_2, h |
| RELATIVE: | GLOBALI | - | $a/b, h/b$ |
| | RIENTRANZE | - | $a_2/a, b_2/b$ |
| | SPORGENZE | - | $b_1/a_2, a_2/b_1, h/a_1, h/b_1$ |



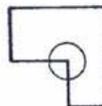
- COMPORAMENTO D'INSIEME

**IN GENERALE CENTRI DI MASSA E DI RIGIDEZZA NON COINCIDONO
PEGGIORA ALL'ACCENTUARSI DELLE RIENTRANZE**

- PROBLEMI

OLTRE A QUELLI VISTI PER LE FORME SEMPLICI CON RAPPORTI DIMENSIONALI ESASPERATI:

- * CONCENTRAZIONI DI TENSIONI NELLE ZONE D'ANGOLO DEI DIAFRAMMI



- * EFFETTI TORSIONALI

- SOLUZIONI

- * RIDUZIONE DELLE RIENTRANZE



- * SUDDIVISIONE IN CORPI DI FORMA SEMPLICE MEDIANTE GIUNTI



- * ADOZIONE DI STRUTTURE PERIMETRALI RIGIDE

4.3.1 Regolarità

Un edificio è **REGOLARE IN ALTEZZA** se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) Tutti i sistemi resistenti dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio
- b) Massa e rigidità rimangono costanti o si riducono gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni da un piano all'altro non superano il 20%) **(sono considerate regolari pareti uguali per tutta l'altezza)**
- c) Il rapporto fra la resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diversa per piani diversi (minore del 20%) **(solo per classe di duttilità B e si fa eccezione per l'ultimo piano di edifici di almeno tre piani)**
- d) Eventuali restringimenti della sezione dell'edificio avvengono in modo graduale, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 10% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. **(esclusi ultimi piani di edifici di 4 piani)**

Le irregolarità sia in pianta che in elevazione non consentono una uniforme distribuzione del danno e quindi un corretto sfruttamento delle risorse (resistenza e duttilità) della struttura

Marisa Pecce – La progettazione di edifici in c.a.



1999 Kocaeli, Turkey



1999 North Athens, Greece

Fattore di duttilità K_D

$K_D = 1,0$ per classe di duttilità A

$K_D = 0,7$ per classe di duttilità B

La classe di duttilità alta (A) prevede che sotto l'azione sismica di progetto la struttura si trasformi in un meccanismo dissipativo ad elevata capacità

La classe di duttilità bassa (B) prevede che gli elementi inflessi abbiano una duttilità minima

Strutture con telai resistenti all'azione sismica con travi a spessore, anche in una sola delle direzioni devono essere progettate per classe di duttilità B

Fattore di duttilità K_D

- Mediante la scelta della classe di duttilità, la norma consente al progettista di puntare più sulla resistenza o più sulla duttilità.
- Se il progettista sceglie la classe di duttilità B, utilizzando un fattore di struttura di base ridotto del 30%, le forze sismiche che conducono alla prima plasticizzazione aumentano del 43%. Conseguentemente l'edificio ha necessità di una minore capacità di dissipazione plastica e il progettista può seguire un livello meno coercitivo di regole di progetto che forniscono la duttilità.
- Se il progettista sceglie la classe di duttilità A, ottiene una riduzione delle forze di progetto maggiore e deve dunque garantire, con adozione di regole più severe, un'adeguata duttilità strutturale. In particolare sono molto più restrittive le regole sulla *gerarchia delle resistenze*.

CLASSE DI DUTTILITA' A e B

Ai fini dello Stato Limite Ultimo, le due progettazioni sono equivalenti e cioè conducono, in media, alla stessa sicurezza strutturale. Naturalmente le strutture sono invece diverse per terremoti con periodo di ritorno diverso da 475 anni, ed in particolare già per lo Stato Limite di Danno si hanno conseguenze progettuali differenziate.

Si osserva che il progetto in classe di duttilità B viene condotto con modalità di calcolo molto simili a quello della preesistente normativa italiana DM 1996, qualora si adotti l'opzione di calcolo agli Stati Limite e i dettagli costruttivi suggeriti dalla Circolare n° 65 del 10.04.1997 *"Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*.

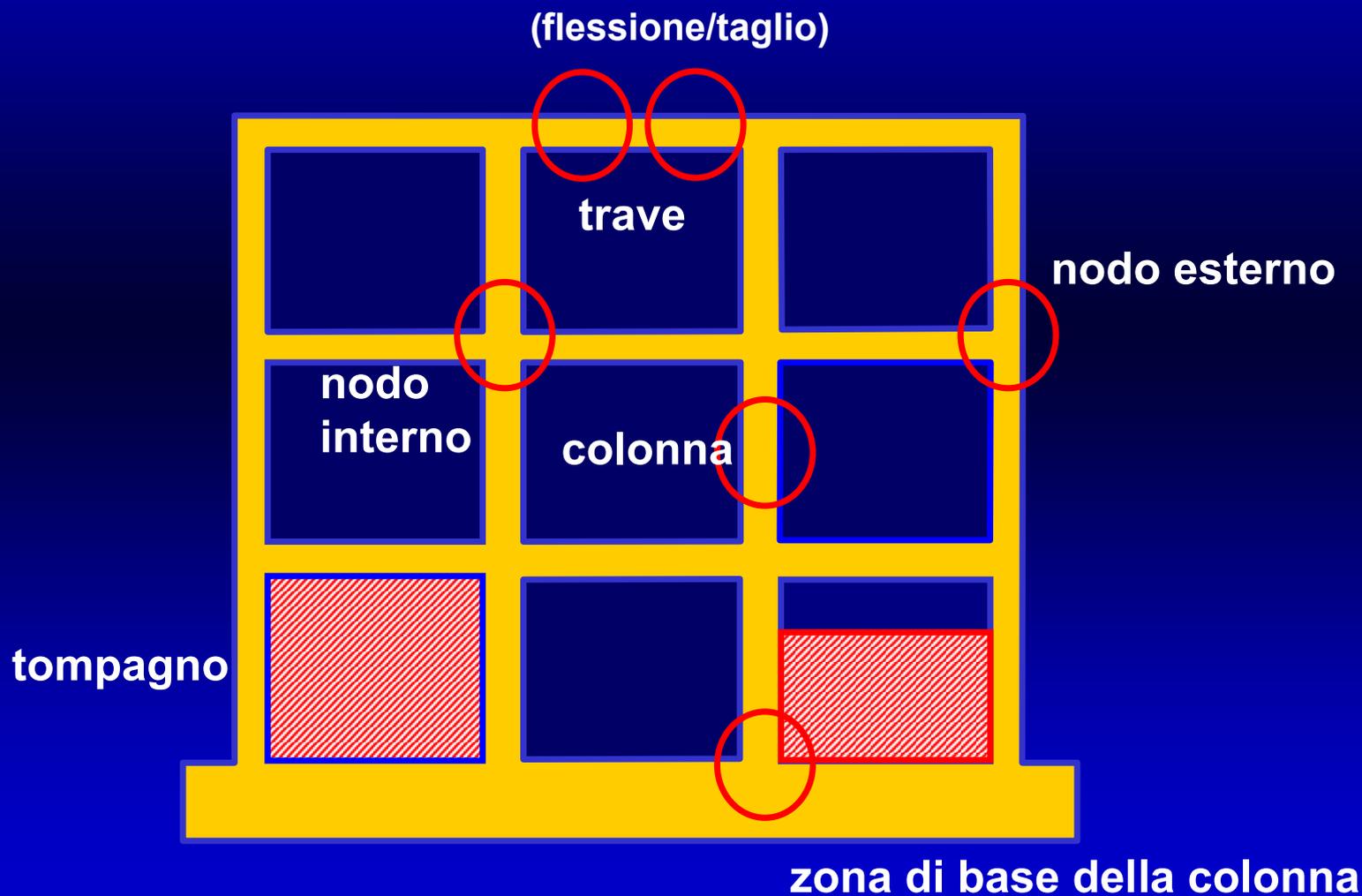
CLASSE DI DUTTILITA' A e B

- In generale si osserva che progettando in classe di duttilità A si adoperano azioni inferiori, conseguentemente gli elementi hanno dimensioni ridotte e dunque la struttura può essere condizionata dalla verifica di deformabilità allo Stato Limite di Danno. Tale osservazione non è però generale, in quanto il rispetto della gerarchia delle resistenze travi/pilastri porta inevitabilmente a sovradimensionare i pilastri; ciò può comportare una riduzione della deformabilità laterale della struttura.

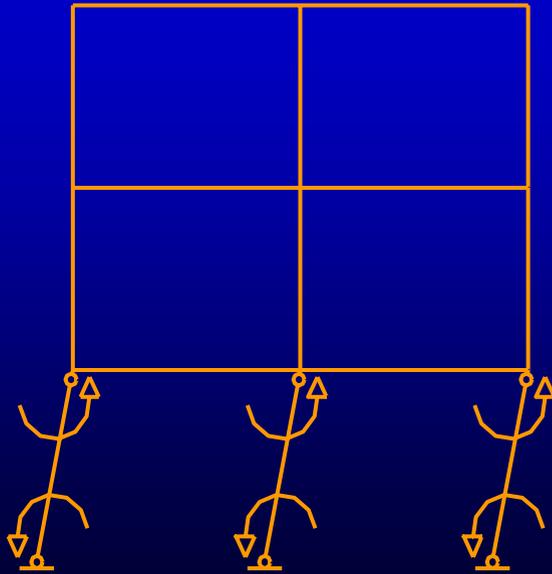
CLASSE DI DUTTILITÀ A e B

- La classe di duttilità B viene necessariamente adottata nel caso di travi a spessore, ed in tal caso le azioni aumentano del 43%; si ha però, contemporaneamente, anche un aumento della deformabilità complessiva, che può condurre ad ordinate spettrali minori specie nei casi di suolo di fondazione A, B, C o E. Ciò comporta, a parziale compensazione, la riduzione delle azioni che in definitiva possono ridiventare simili a quelle della classe di duttilità A. In tal caso diviene però decisiva, stante la maggiore deformabilità, la verifica allo Stato Limite di Danno, che dunque può fortemente condizionare i telai di classe B con travi a spessore.
- Se invece si adotta la classe di duttilità B con travi rigide, la struttura risulta in genere sovradimensionata rispetto alla classe di duttilità A e pertanto meno sensibile allo SLD.

La duttilità globale dipende dalla duttilità locale che può essere concentrata in zone critiche dove si formano quindi le cosiddette cerniere plastiche, la cui duttilità è legata alla capacità rotazionale in campo plastico.



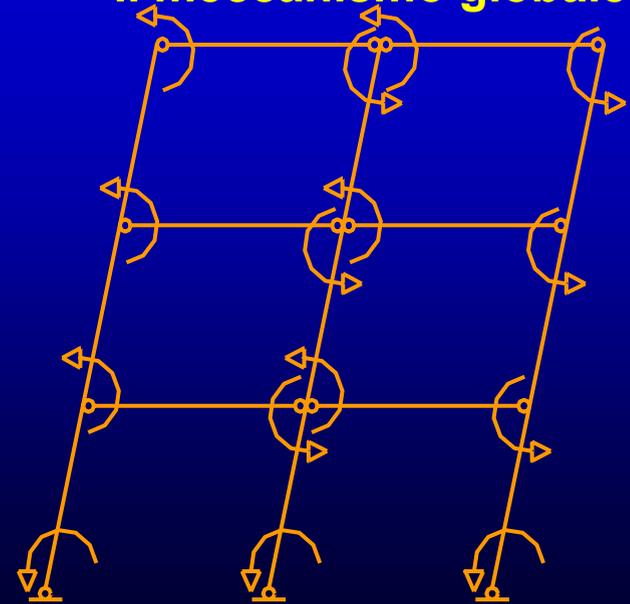
Il meccanismo di piano



presenta un numero limitato di zone plasticizzate e un minore rapporto α_u/α_1 (sovraresistenza)

Le cerniere dei pilastri hanno generalmente una minore capacità di rotazione per la presenza di sforzo normale che può essere incrementata mediante confinamento (staffatura)

Il meccanismo globale



presenta un numero elevato di zone plasticizzate e un elevato rapporto α_u/α_1 (sovraresistenza)

Le cerniere delle travi hanno generalmente una elevata capacità di rotazione soprattutto se sono snelle (elevato rapporto Momento/taglio) e con sezioni deboli armatura

meccanismi di piano

Marisa Pecce – La progettazione di edifici in c.a.



Terremoto di Kobe - 1995

Marisa Pecce – La progettazione di edifici in c.a.



Il concetto di *gerarchia delle resistenze* è nuovo per il progettista italiano e va dunque ben espresso. In sintesi, qualora sussista la possibilità di rotture alternative, deve sempre avvenire prima quella con meccanismo duttile; in altri termini il progettista deve innalzare opportunamente la soglia di resistenza delle possibili rotture caratterizzate da meccanismi fragili. In questo modo il comportamento della struttura è governato dal meccanismo duttile, in quanto il meccanismo fragile, ancora lontano dalla soglia di resistenza, non si può attivare. Ciò garantisce complessivamente un comportamento duttile.

Per focalizzare meglio il concetto si consideri una struttura elementare, in particolare una semplice catena costituita da due anelli, il primo duttile (e quindi con notevole capacità di escursione in campo plastico) ed il secondo fragile (e quindi con rottura improvvisa sul ramo elastico). La catena deve sopportare uno sforzo di trazione crescente, evidentemente uguale nei due anelli. Se l'anello duttile è progettato in modo da avere resistenza inferiore di quello fragile, al crescere dello sforzo di trazione l'anello fragile rimane sul ramo elastico e si ha un comportamento complessivamente duttile. Se avviene il contrario e cioè l'anello fragile è meno resistente di quello duttile, il comportamento è condizionato dall'anello fragile e dunque al crescere del carico si verifica una rottura improvvisa della catena.

Nelle strutture la gerarchia delle resistenze va garantita a tutti i livelli strutturali: dei materiali, delle sezioni, degli elementi e dell'intera struttura; ad ogni livello va verificato quale sia il meccanismo duttile e quale quello fragile, e la progettazione deve condurre al sovradimensionamento dei meccanismi fragili.

Gerarchia delle resistenze e duttilità

Materiali

Sezioni

Elementi

Strutture

5.5 Particolari costruttivi

Sono importanti per ottenere la duttilità sia per la classe A sia per la classe B

1 LIMITI GEOMETRICI

2 ARMATURE LONGITUDINALI

3 ARMATURE TRASVERSALI

5.5.2 Travi

5.5.3 Pilastri

5.5.4 Nodi trave-pilastro

5.5.5 Pareti

- La risposta meccanica dei materiali da costruzione è in genere espressa in termini di legami tensioni-deformazioni (σ - ε).
- Se la prova di caratterizzazione è svolta con carico sempre crescente si definisce il legame monotono.

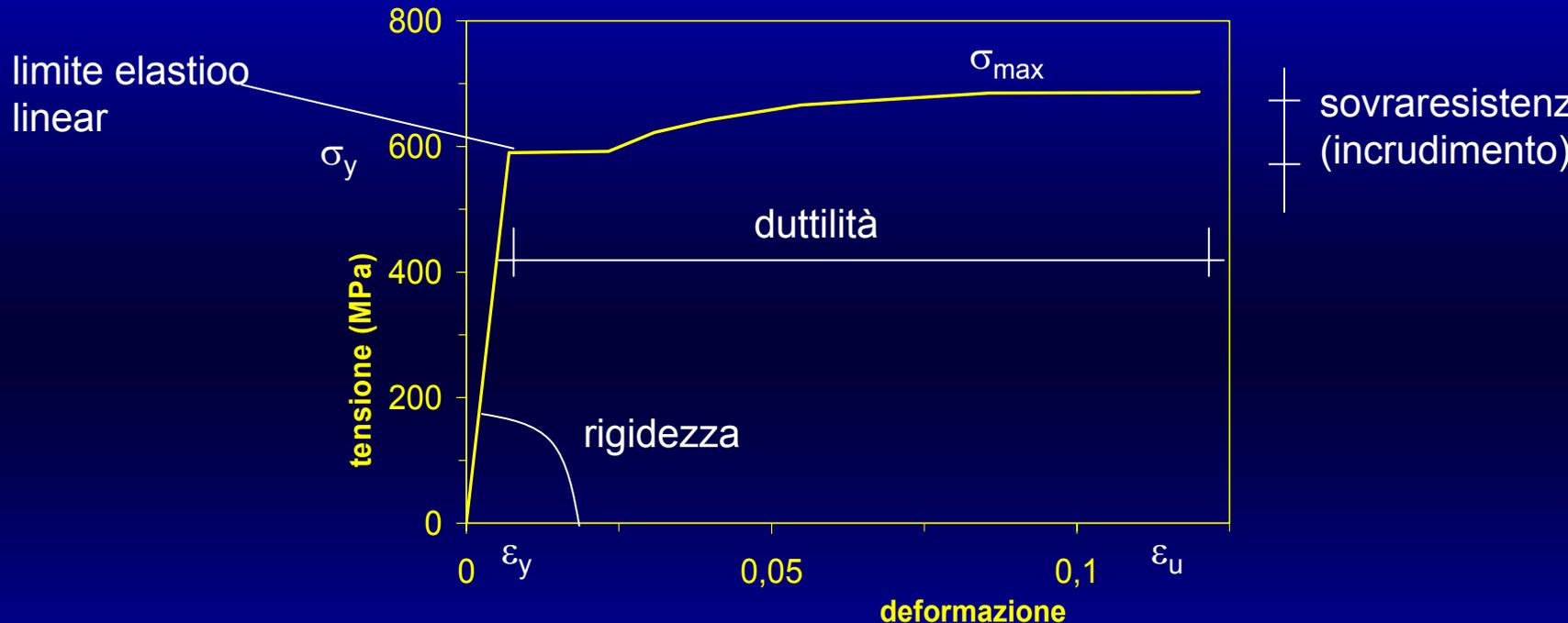


Fig. 2.1. - Diagramma monotono tensione-deformazione σ - ε .

Rigidezza: è espressa dalla pendenza del tratto iniziale lineare (E);

Resistenza: è espressa dal valore terminale del tratto elastico (σ_y);

Sovreresistenza: è espressa dal rapporto del valore massimo (σ_{max}) della tensione e di quella (σ_y).

Duttilità: è espressa dal rapporto ($\varepsilon_u/\varepsilon_y$) tra la deformazione corrispondente a σ_y e della deformazione ultima (ε_u).

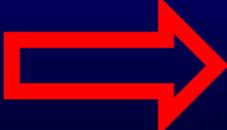
ACCIAIO, par. 5.2.2: Duttività

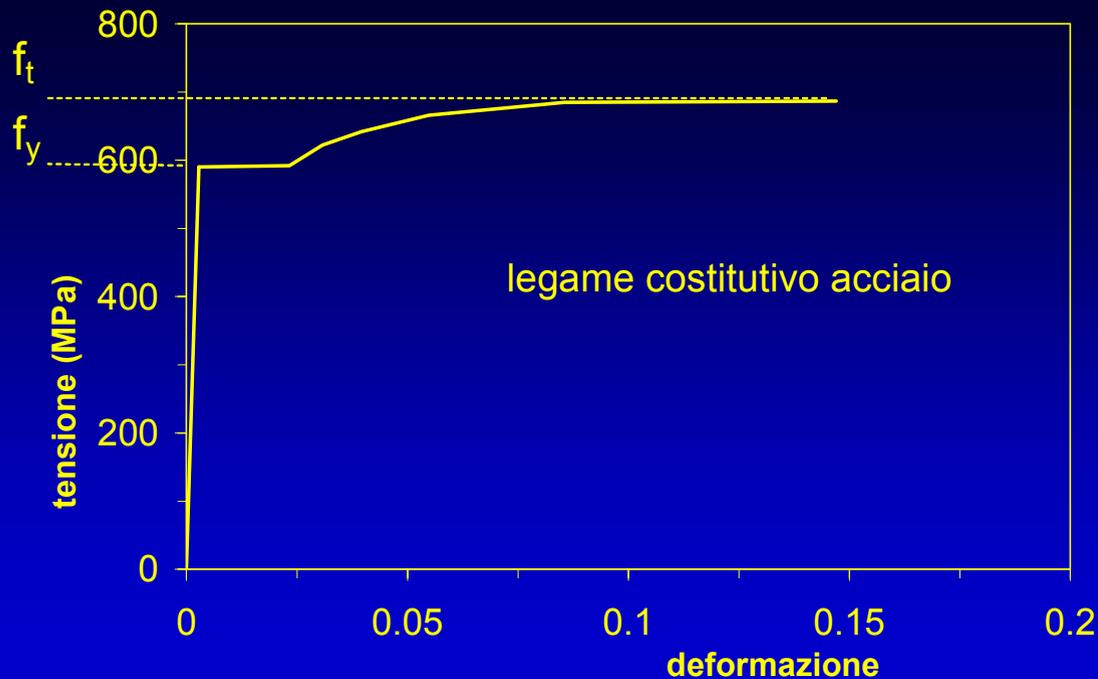
DUTTILITÀ

L'acciaio deve avere un adeguato allungamento a rottura:

$$\varepsilon_{su,k} > 8\%$$

L'acciaio deve avere un adeguata rapporto di incrudimento (per diffondere la plasticizzazione):


$$f_t / f_y > 1.15$$



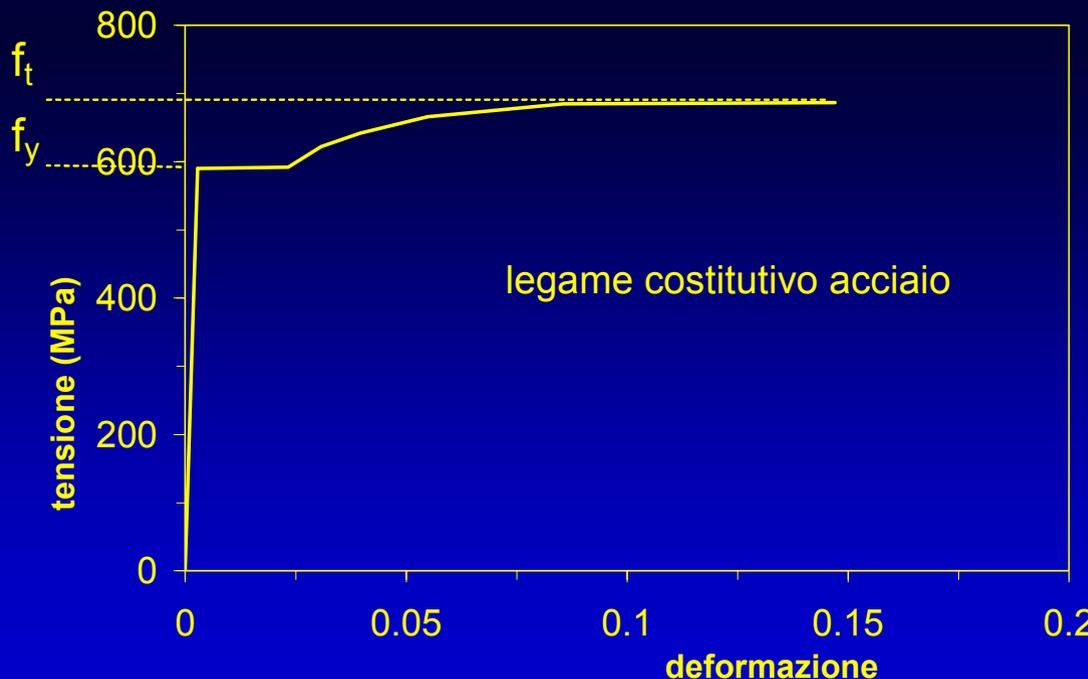
GERARCHIA DELLE RESISTENZE

L'acciaio non deve avere un eccessivo rapporto di incrudimento:

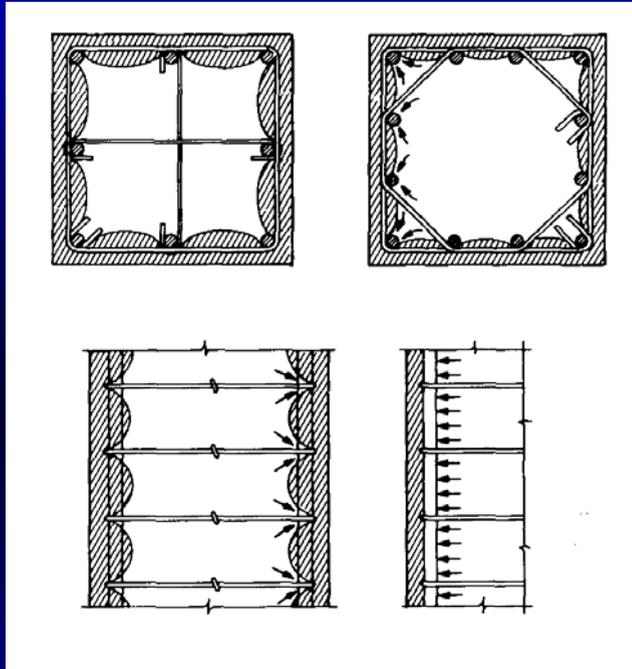
$$\Rightarrow f_t / f_y < 1.35$$

Non deve avere tensione di snervamento effettiva troppo maggiore di quella nominale, in media:

$$f_{y,nom} / f_{y,eff} < 1.25$$



La duttilità del calcestruzzo è governata dall'effetto di confinamento esercitato dall'armatura trasversale

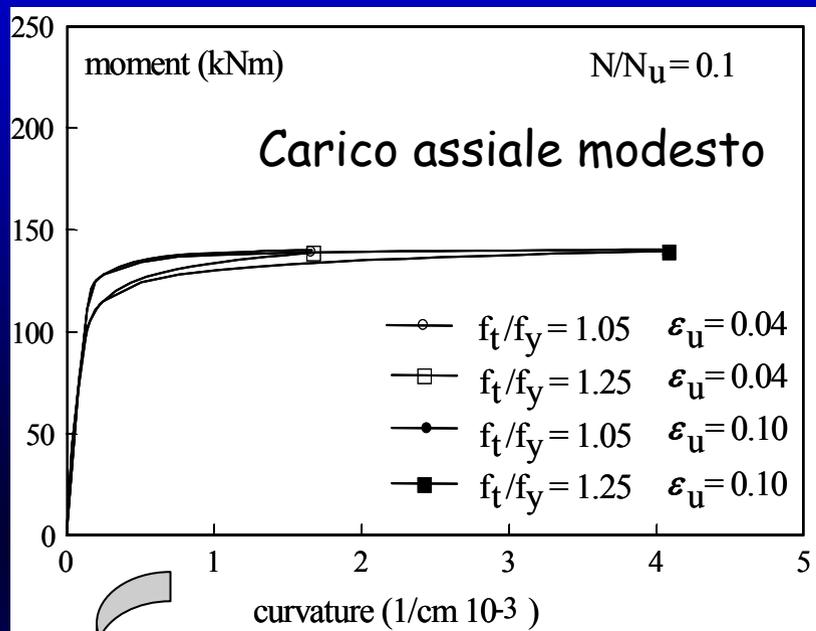


L'efficacia del confinamento dipende da passo e diametro delle staffe ma anche dalla disposizione delle armature longitudinali

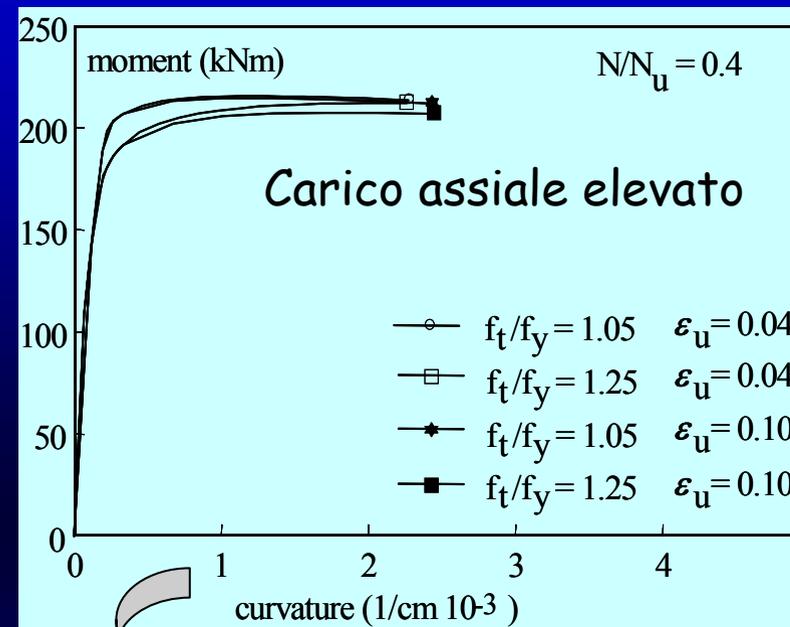
Duttività sezioni ed elementi

Duttilità sezione Momento – curvatura in presenza di sforzo normale

Marisa Pecce – La progettazione di edifici in c.a.



Crisi per acciaio

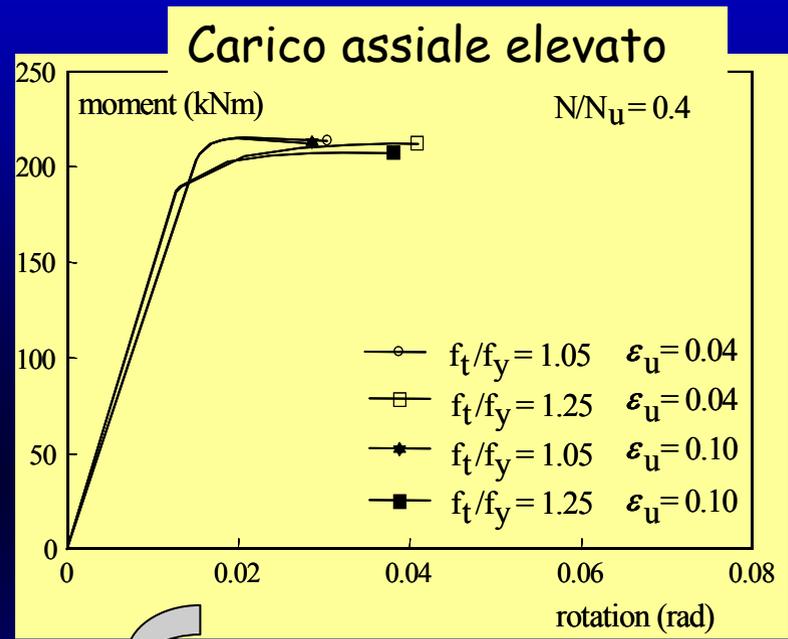
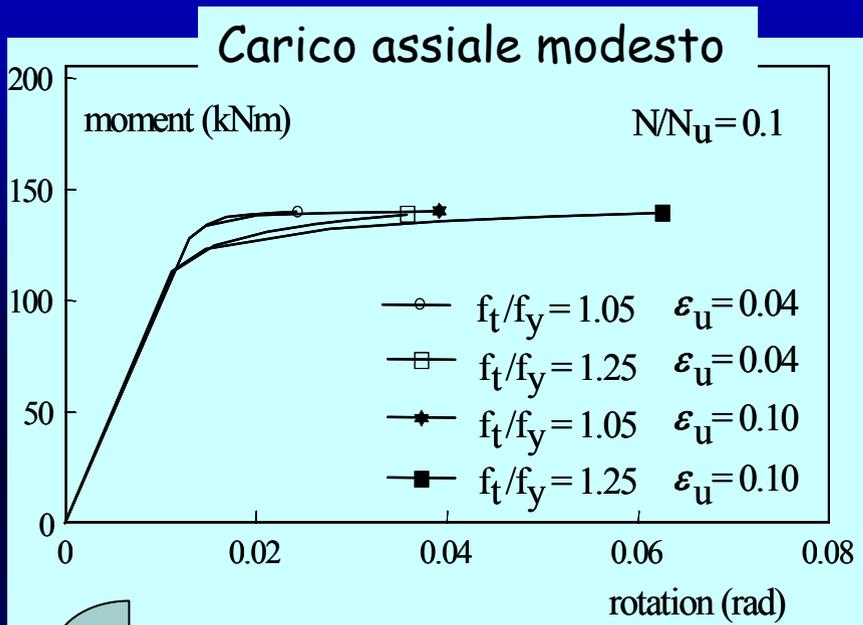


Crisi per calcestruzzo

- la curvatura ultima dipende dalla deformazione ultima dell'acciaio
- il rapporto di incrudimento modifica la forma

- la curvatura ultima diminuisce rispetto al caso di rottura per acciaio
- Curvatura ultima indipendente dalle proprietà dell'acciaio

Duttilità elemento Capacità di rotazione in presenza di sforzo normale



Crisi per acciaio

- la rotazione ultima è influenzata dalla deformazione ultima e dall'incrudimento dell'acciaio

Crisi per calcestruzzo

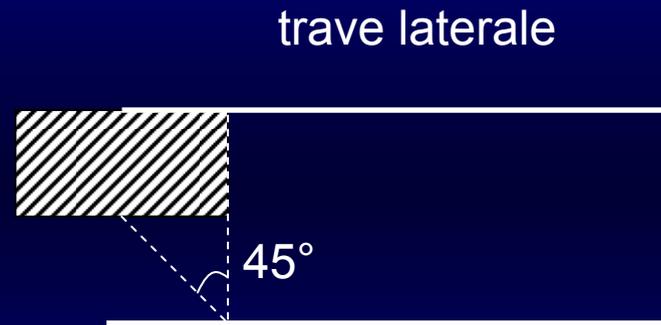
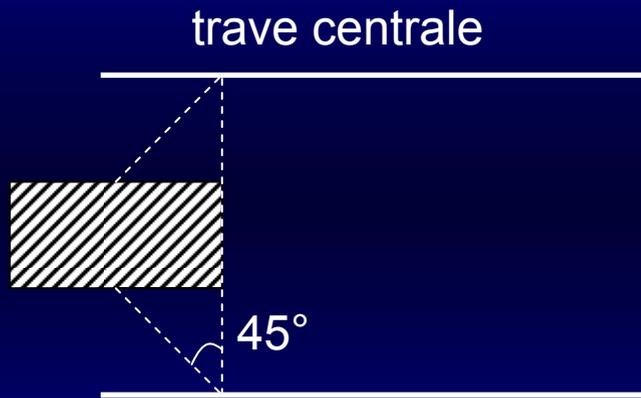
- basso rapporti f_t/f_y \rightarrow ridotta capacità di rotazione
- Influenza trascurabile della deformazione ultima

Travi

5.4 Particolari costruttivi

5.5.2.1 LIMITI GEOMETRICI

La larghezza della trave non deve essere minore di 20 cm e, per le travi a spessore, non deve essere maggiore della larghezza del pilastro aumentata da ogni lato di metà della sezione trasversale del pilastro. b/h non deve essere minore di 0.25.



Pilastri

5.5.3.1 LIMITI GEOMETRICI

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 30 cm. Il rapporto tra i lati minimo e massimo della sezione trasversale non deve essere inferiore a 0.3. In caso contrario l'elemento sarà assimilato alle pareti portanti.

5.5.2.2 ARMATURE LONGITUDINALI

In ogni sezione della trave, il rapporto d'armatura ρ , superiore inferiore, devono essere compresi fra i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{\text{comp}} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

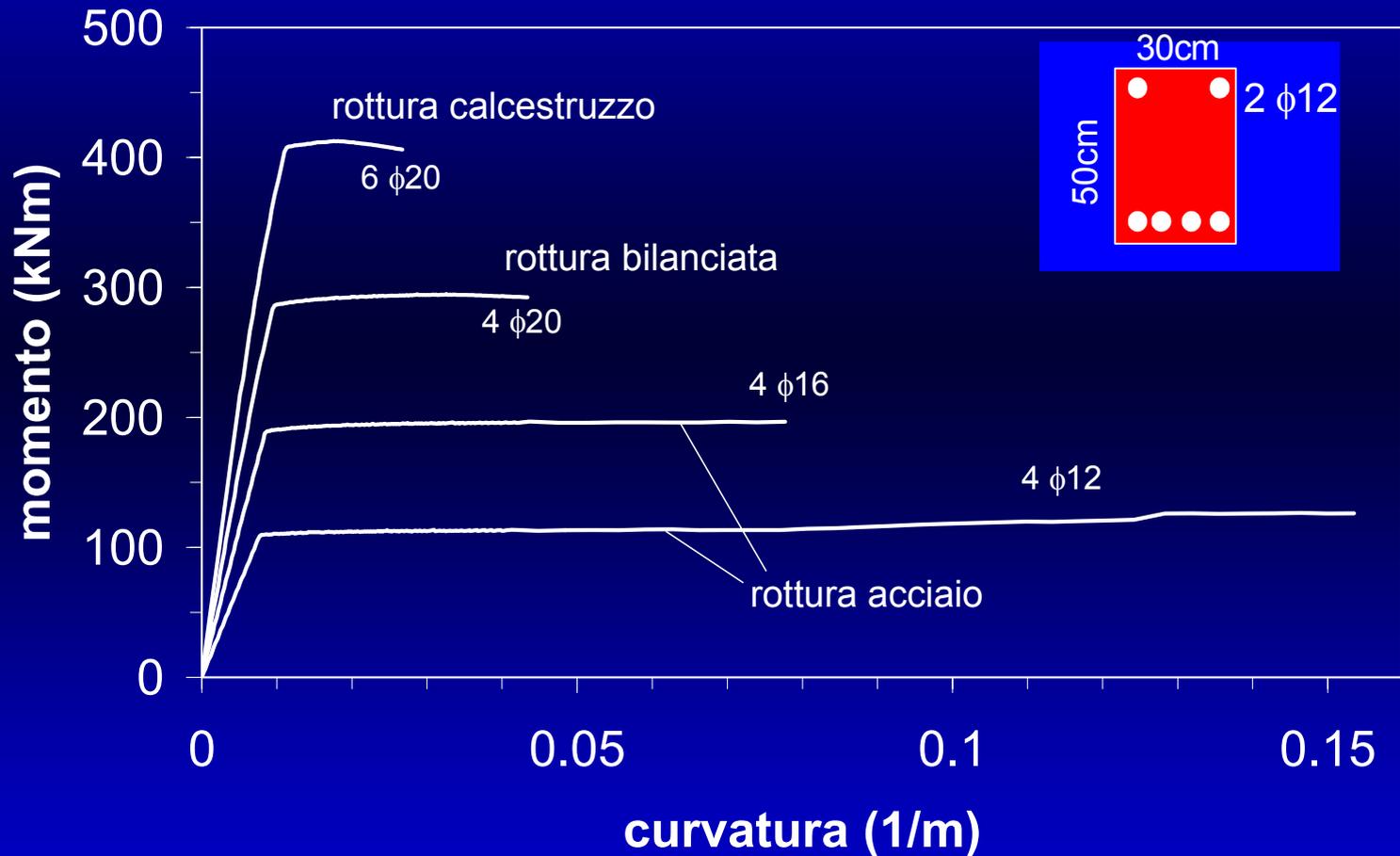
Per acciaio Fe b 44 k si ha

$$3,3 \cdot 10^{-3} < \rho$$

In particolare con il limite inferiore si vuole evitare la rottura fragile che potrebbe instaurarsi con la fessurazione della sezione a debolissima armatura; con il limite superiore si vuole prevenire la rottura fragile tipica delle sezioni fortemente armate. In sostanza la (1.9) individua un intervallo nel quale il comportamento della sezione è accettabile sotto l'aspetto della capacità rotazionale.

Duttilità della sezione

Influenza della percentuale di armatura tesa



5.5.2.2 ARMATURE LONGITUDINALI

L'armatura superiore per il momento negativo alle estremità delle travi deve essere contenuta per almeno il 75% entro la larghezza dell'anima e comunque entro una fascia di soletta pari rispettivamente alla larghezza del pilastro o alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a secondo che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale

L'armatura deve trasferire gli sforzi prevalentemente al pilastro

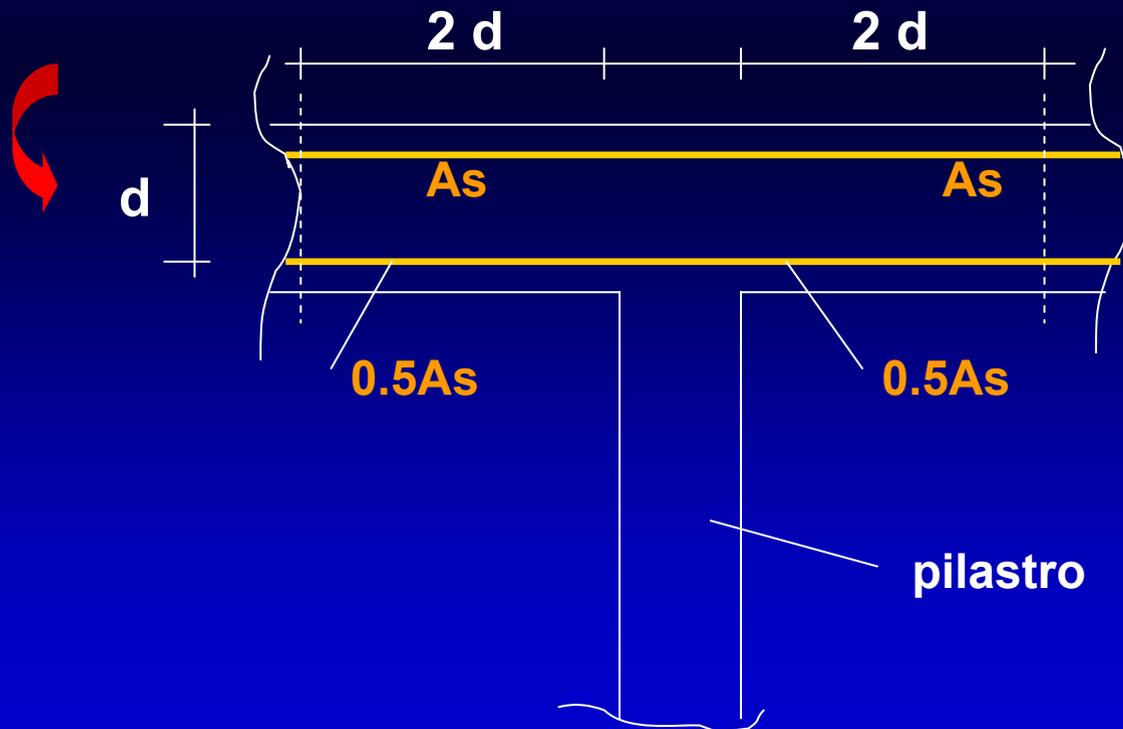
Attenzione alle travi a spessore

Almeno due barre sia inferiori che superiori di diametro minimo 12mm

Il diametro delle barre non deve essere troppo piccolo per ridurre i problemi di instabilità in caso di compressione

5.5.2.2 ARMATURE LONGITUDINALI

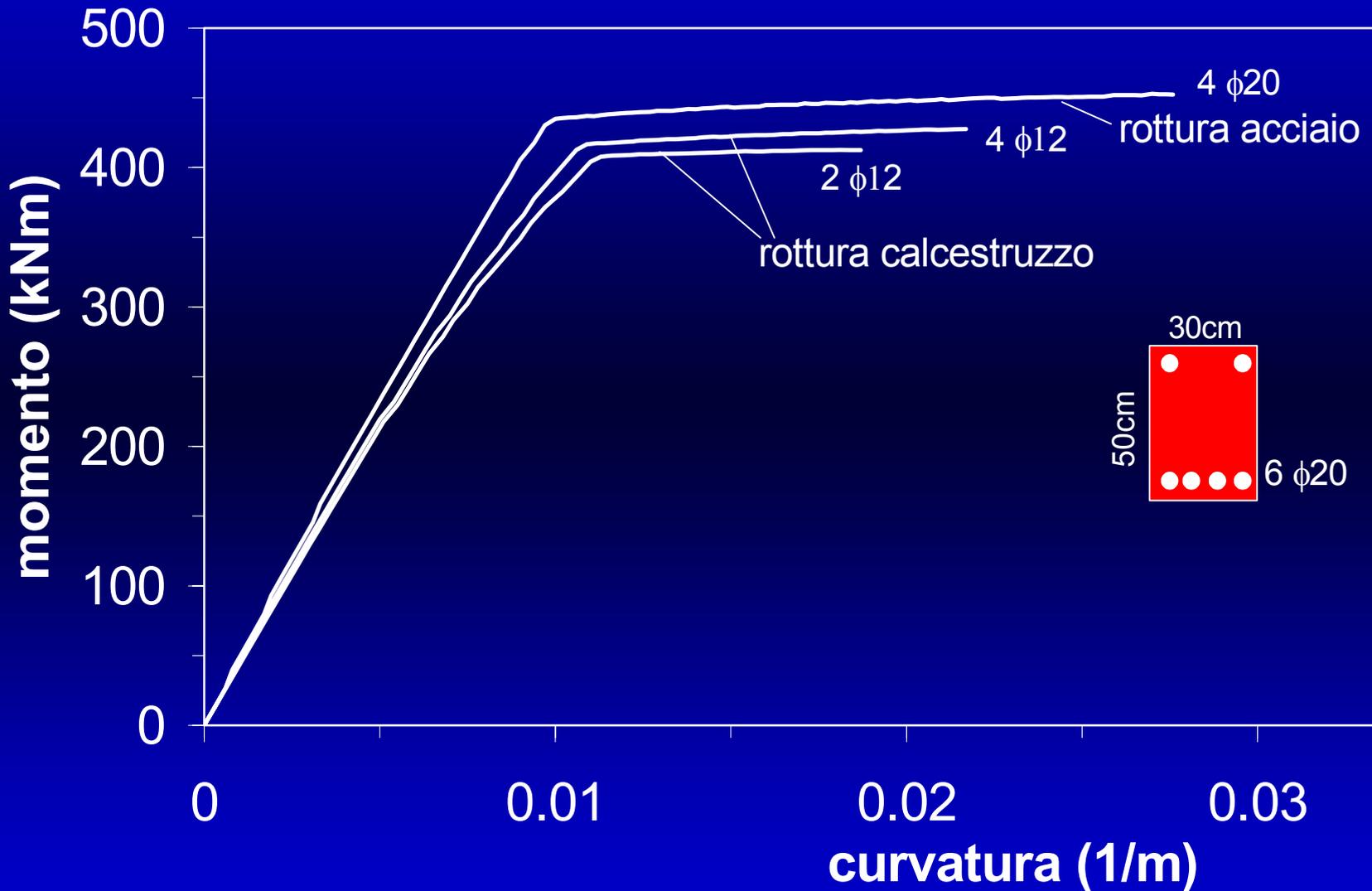
A ciascuna estremità collegata con pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, la percentuale di armatura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa (incremento di duttilità)



Duttilità della sezione

Influenza della percentuale di armatura compressa

Marisa Pecce – La progettazione di edifici in c.a.



L'ARMATURA COMPRESSA INCREMENTA LA DUTTILITA'

Pilastri

5.5.3.2 ARMATURE LONGITUDINALI

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa fra 1% e 4%.

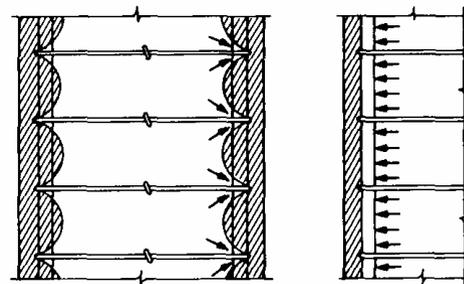
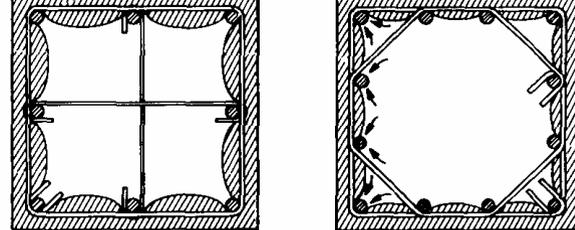
Attualmente il minimo è 0.3% → i pilastri diventano più resistenti in generale

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Le barre longitudinali contribuiscono ad una buona efficienza del confinamento della staffe quindi non devono essere troppo distanti

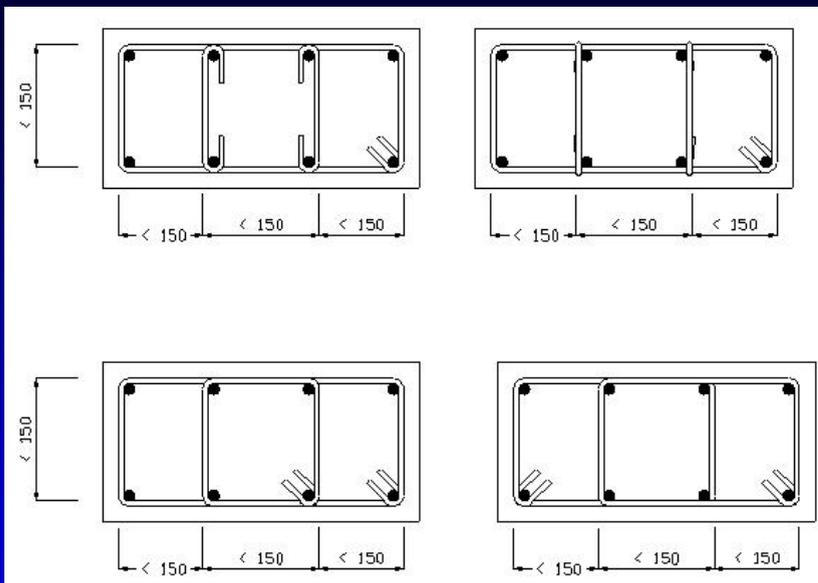
**Effetto benefico
armatura trasversale:**

**Confinamento e Staffe
chiuse con legature**



L'effetto dipende anche dall'interasse
delle barre longitudinali

**IL CONFINAMENTO
aumenta la RESISTENZA e
soprattutto la DUTTILITA'
del calcestruzzo**



5.4 Particolari costruttivi

Travi

5.5.3.3 ARMATURE TRASVERSALI

Nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale per CD "A" e una volta per CD "B", devono essere staffe di contenimento con passo non maggiore di:

- Un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale (CD "A" e "B")**
- 15 cm (CD "A" e "B")**
- Sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali (solo CD "A")**

Pilastrì

5.5.2.3 ARMATURE TRASVERSALI

per entrambi i livelli CD “A” e “B”, alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza maggiore di:

- il lato maggiore della sezione trasversale
- un sesto dell'altezza netta del pilastro

45 cm

... Almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature ...

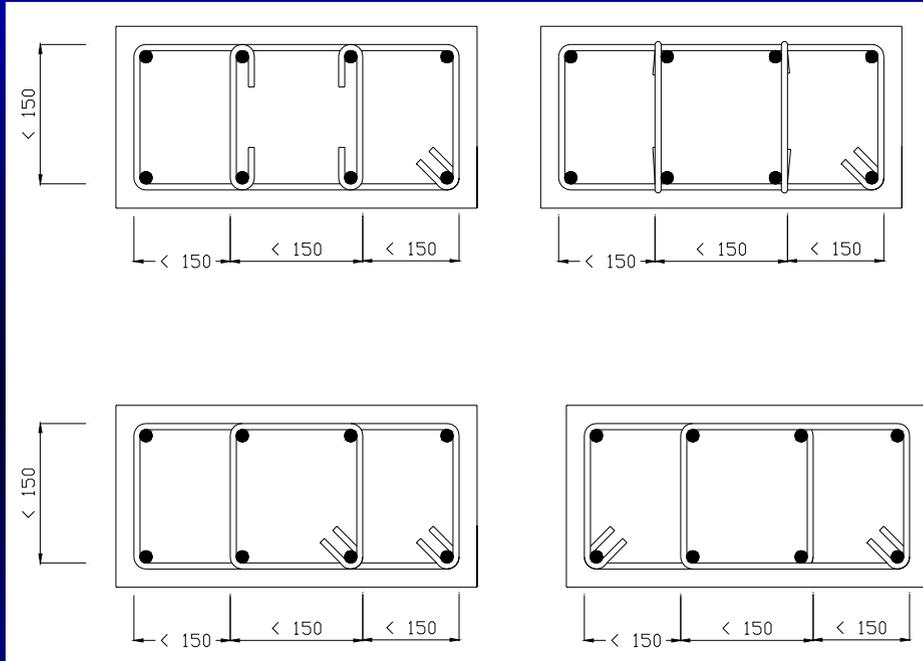
... REGOLE SULLE LEGATURE, DIFFERENZIATE FRA LE CLASSI DI DUTTILITA' “A” E “B” ...

Instabilità
barre
compresse

attenzione legature: le barre devono fissate
devono trovarsi al massimo ad una distanza
di 15 cm

Importanza delle legature

Instabilità barre compresse

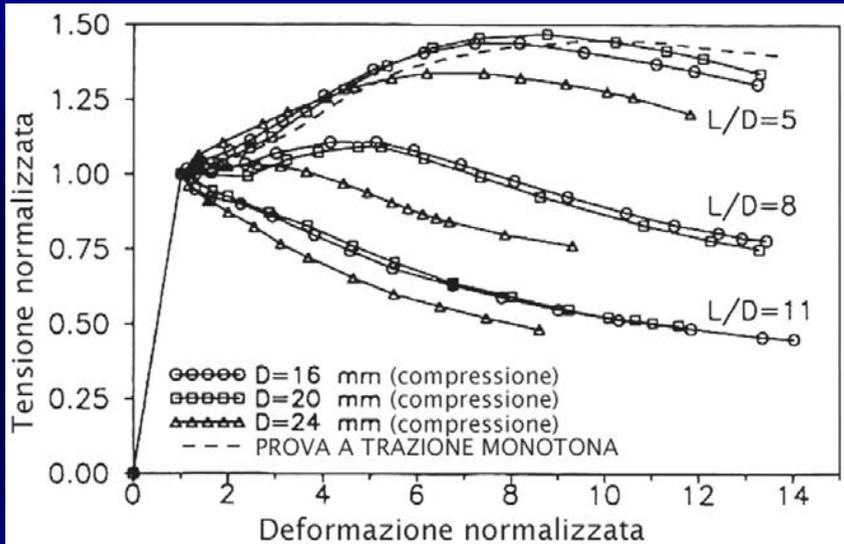


**attenzione legature: le barre devono fissate
devono trovarsi al massimo ad una distanza
di 15 cm**



Pilastrì

IMPORTANZA ARMATURE TRASVERSALI

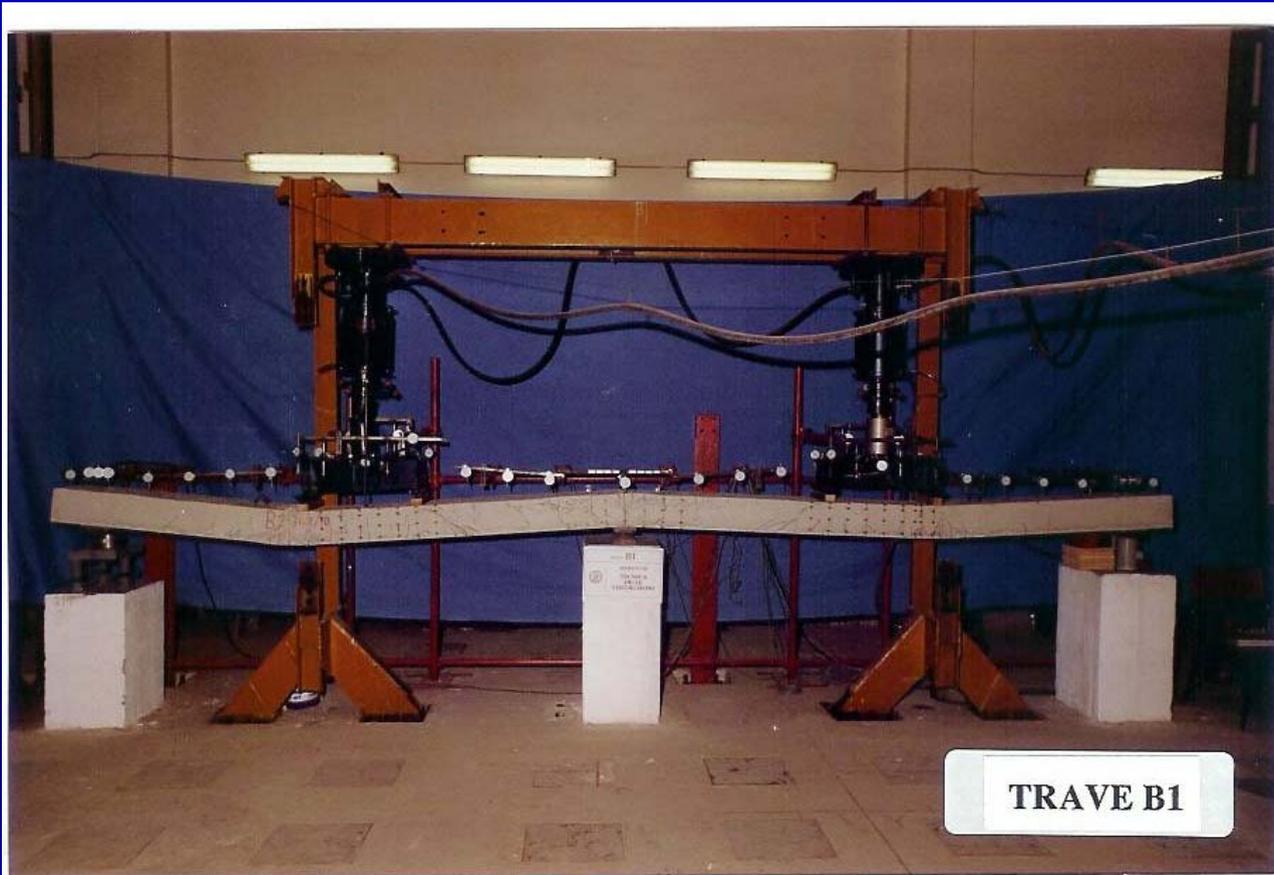


L = passo staffe D= diametro staffe
adimensionalizzazione rispetto al tipo di acciaio
è importante la snellezza della barra longitudinale e non il diametro in assoluto

Gerarchia delle resistenze

Tipo di rottura fragile più resistente di quella duttile (flessione/Taglio)

Tipo di elemento pilastro più resistente di trave (trave/pilastro, pilastro/nodo)



TRAVE B1



TRAVE B2



- zona critica nel nodo trave-colonna
- Sistema colonna debole-trave forte
- Zona critica nella colonna



Turchia, Agosto 1999

Marisa Pecce – La progettazione di edifici in c.a.



5.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture in Classe di Duttività “B” gli sforzi di taglio da utilizzare per il relativo dimensionamento o verifica si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di taglio prodotto dai momenti flettenti di calcolo delle sezioni di estremità

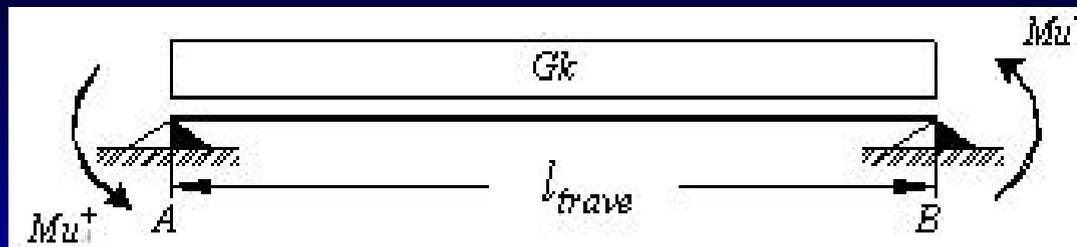
Per le strutture in Classe di Duttività “A”, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di **TAGLIO PRODOTTO DAI MOMENTI RESISTENTI** delle sezioni di estremità, amplificati del fattore $\gamma_{Rd}=1,20$

GERARCHIA DELLE RESISTENZE

La resistenza a TAGLIO deve essere amplificata rispetto a quella a FLESSIONE

amplificazione del taglio nelle travi per la classe di duttilità A

Per le travi il taglio di progetto non è quello che discende dall'analisi strutturale bensì il massimo possibile sulla trave. Quest'ultimo è dato dal carico distribuito sulla trave e dai momenti di plasticizzazione delle sezioni di estremità della trave, amplificati da un coefficiente $\gamma_{Rd}=1.20$ che copre dalle incertezze esistenti sui materiali.



$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$

5.4.1 TRAVI

5.4.1.1 Verifiche di resistenza

In ogni sezione

$M_{resistente} \geq M_{sollecitante}$ (flessione)

$V_{resistente} \geq V_{sollecitante}$ (taglio)

Per la classe di duttilità A si deve considerare che:

- il contributo alla resistenza a taglio del calcestruzzo si trascura
- se il taglio supera in valore assoluto $V_{R1} = 10 \cdot \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d$ la resistenza deve essere affidata ad armature inclinate a 45°
- in ogni caso il taglio massimo non può superare $V_{R1} = 15 \cdot \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d$

5.4.1.2 Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture in Classe di Duttività “B” le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per il dimensionamento o verifica dei pilastri sia a pressoflessione che a taglio, sono date dalla più sfavorevole situazione ottenuta dall’analisi globale della struttura

5.4.2 PILASTRI

5.4.1.2 Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture in Classe di Duttività "A", i momenti flettenti di calcolo si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per il fattore di amplificazione α .

$$\alpha = 1.20 \frac{\sum M_{Rt}}{\sum M_p} \quad \gamma_{Rd} = 1,20$$

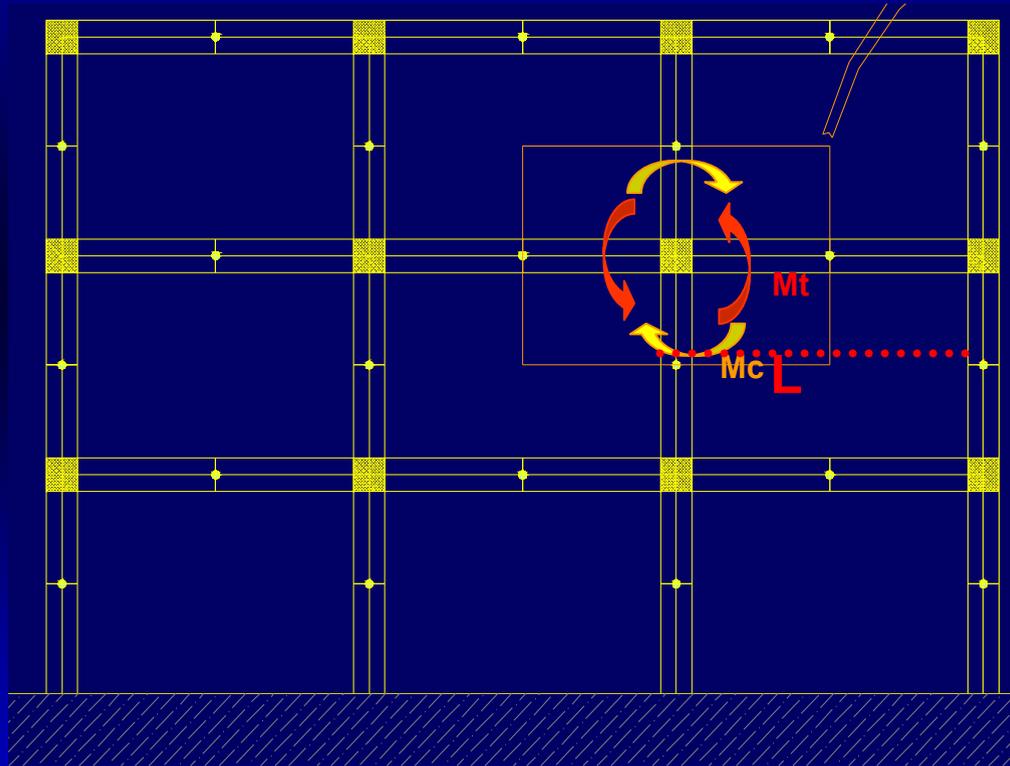
dove il numeratore è la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti nel nodo, con verso concorde, ed il denominatore è la somma dei momenti nei pilastri al di sopra e al di sotto

Il fattore di amplificazione deve essere calcolato in entrambe le direzioni sismiche; per la sezione di base si considera il maggior tra il momento calcolato e quella alla sommità ottenuta dall'amplificazione.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi dovuti al taglio, gli sforzi di taglio nei pilastri da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio nel pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità

**Telai ad Alta duttilità: gerarchia delle resistenze
plasticizzazione trave prima della colonna
crisi per flessione prima di quella per taglio**

I momenti flettenti nelle colonne si amplificano rispetto a quelli delle travi



Nodi interamente confinati

quando ognuna delle quattro facce si innesta una trave in confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno i $3/4$ della larghezza del pilastro, e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i $3/4$ dell'altezza

Nodi non interamente confinati tutti quelli non appartenenti alla categoria precedente

- quando da un lato la trave è emergente e dall'altro è a spessore
- nodi laterali
- nodi di angolo
- ...

5.4.2 NODI-TRAVE-PILASTRI

5.4.1.1 Verifiche di resistenza

I nodi confinati sono automaticamente verificati

Per nodi non confinati deve essere verificata sia per la classe A sia per la B la condizione

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq c \cdot \frac{R_{ck}}{f_y}$$

n_{st} = numero di braccia delle staffe orizzontali nel nodo

A_{st} = area di ciascuna barra

i = interasse delle staffe

\bar{b} = larghezza utile del nodo

$c=0,05$

il nodo deve essere più resistente della trave e della colonna



8. Esempi di Danni su Edifici con Struttura in C.A.

Nodi Esterni



Figura 8.10. – Tipico collasso di nodi esterni senza staffatura di telai in c.a.

Kocaeli, Turchia (1999)

8. Esempi di Danni su Edifici con Struttura in C.A.

Nodi



Figura 8.10. – Tipico modo di collasso di un nodo interno di un telaio in c.a.

Kocaeli, Turchia (1999)

Diaframmi orizzontali

Verificare che siano in grado di trasmettere nel loro piano le forze derivanti dall'analisi dell'edificio amplificate del 30%

- Il comportamento prevalente dei diaframmi è a trave appoggiata (fig. 7.8) con una dimensione prevalente e con due sottostrutture alle estremità (pareti o telai tompagnati) molto più rigide di quelle intermedie.

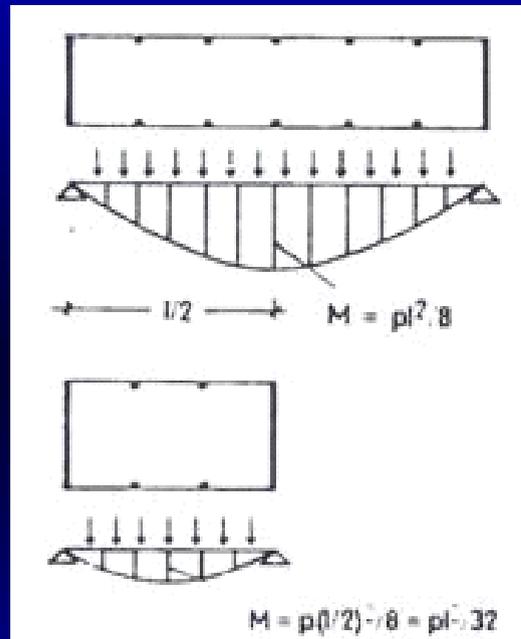


Figura 7.8. – Comportamento prevalente degli impalcati di edifici.

- Dalle relazioni fondamentali della flessione (formula monomia $\sigma=M/W$) emerge che il valore delle massime tensioni cresce con il quadrato della dimensione principale (l) del diaframma. Onde prevenire rotture localizzare, si dispongono in genere armature nei solai e nelle travi perimetrali.

Impalcati Rigidi

- La presenza di aperture nell'impalcato può dar luogo a delle rotture localizzate. Tale circostanza è ben evidenziata dall'analogia della trave riportata in **fig. 7.9**.

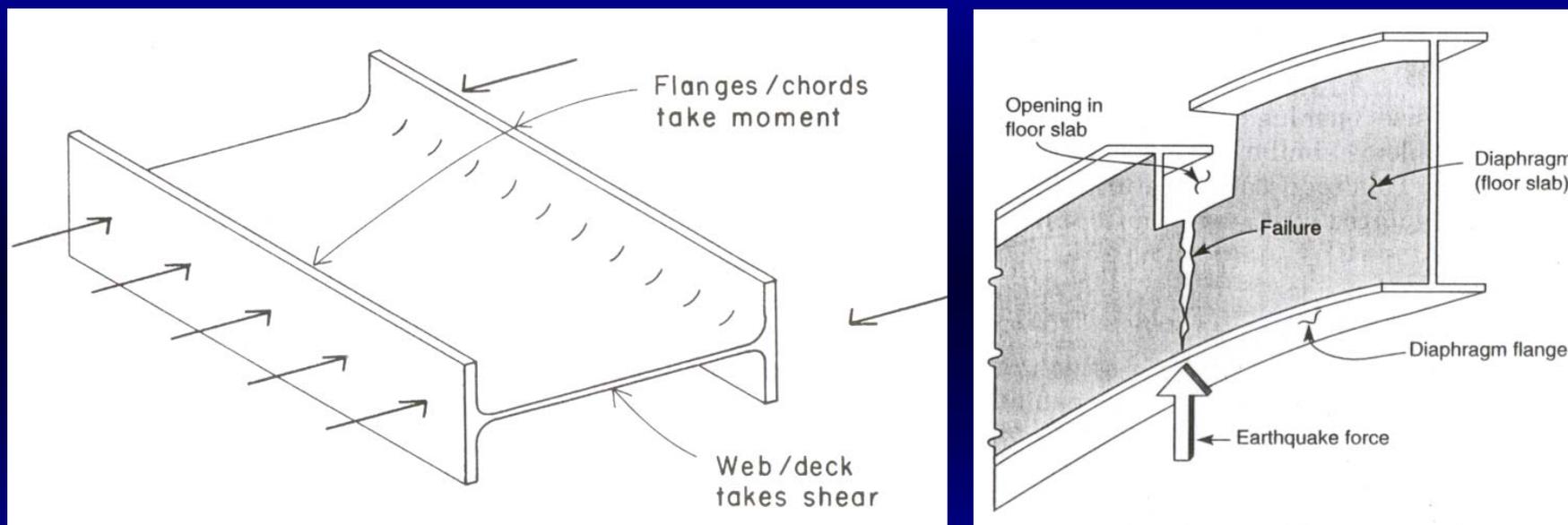


Figura 7.9. – Analogia della trave per impalcati: con (sinistra) e senza (destra) fori e/o aperture.

- Le forze orizzontali agenti nell'anima della trave in **fig. 7.9** corrispondono a forze sismiche agenti negli impalcati degli edifici in c.a.

Impalcati Rigidi

- Nella **fig. 7.10** sono riassunti alcuni possibili effetti dovuti alla forma degli impalcati

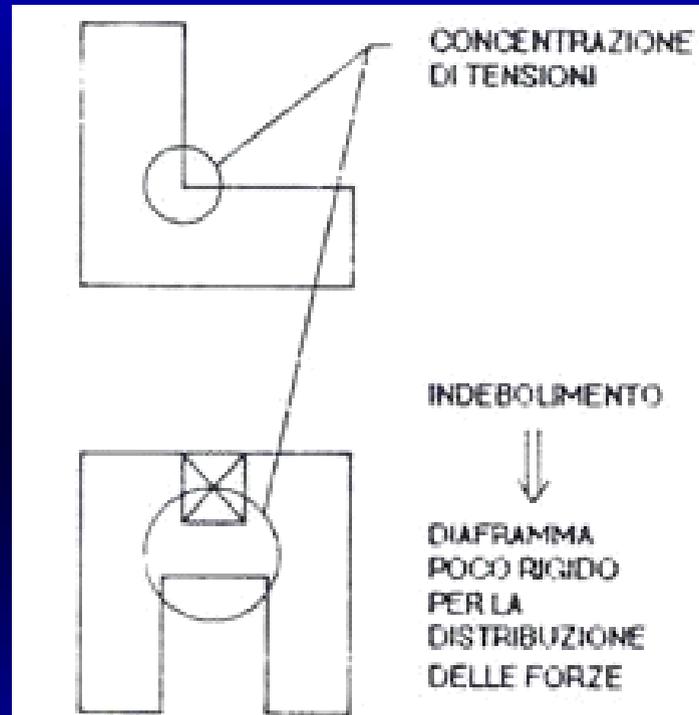


Figura 7.10. – Alcuni effetti dovuti alla forma dei diaframmi

- Le zone di indebolimento sono localizzate in corrispondenza degli angoli e delle riduzioni di sezioni dovuti alla presenza di nuclei scala e/o ascensori.

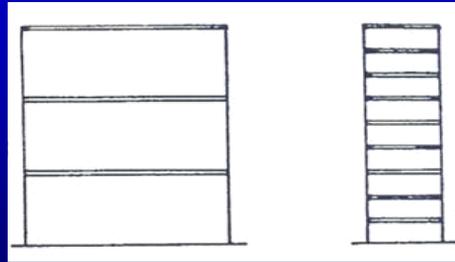
Pareti

Si amplificano gli sforzi di taglio sollecitanti per ottenere la crisi flessionale

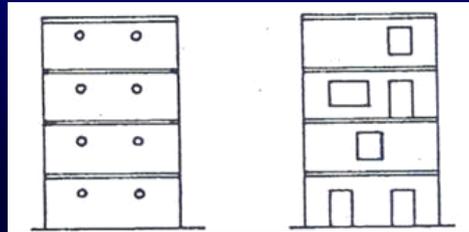
Opportune verifiche delle travi di collegamento

Tipologie Strutturali con pareti

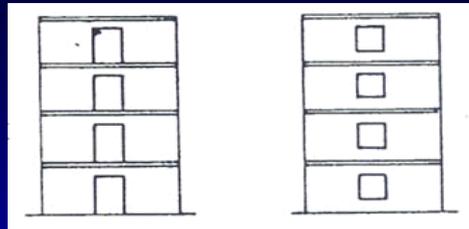
Pareti



Pareti Indipendenti

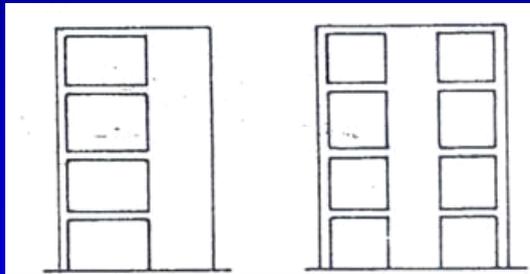


Pareti Forate



Pareti Accoppiate

Pareti-Telai



Edifici con pareti

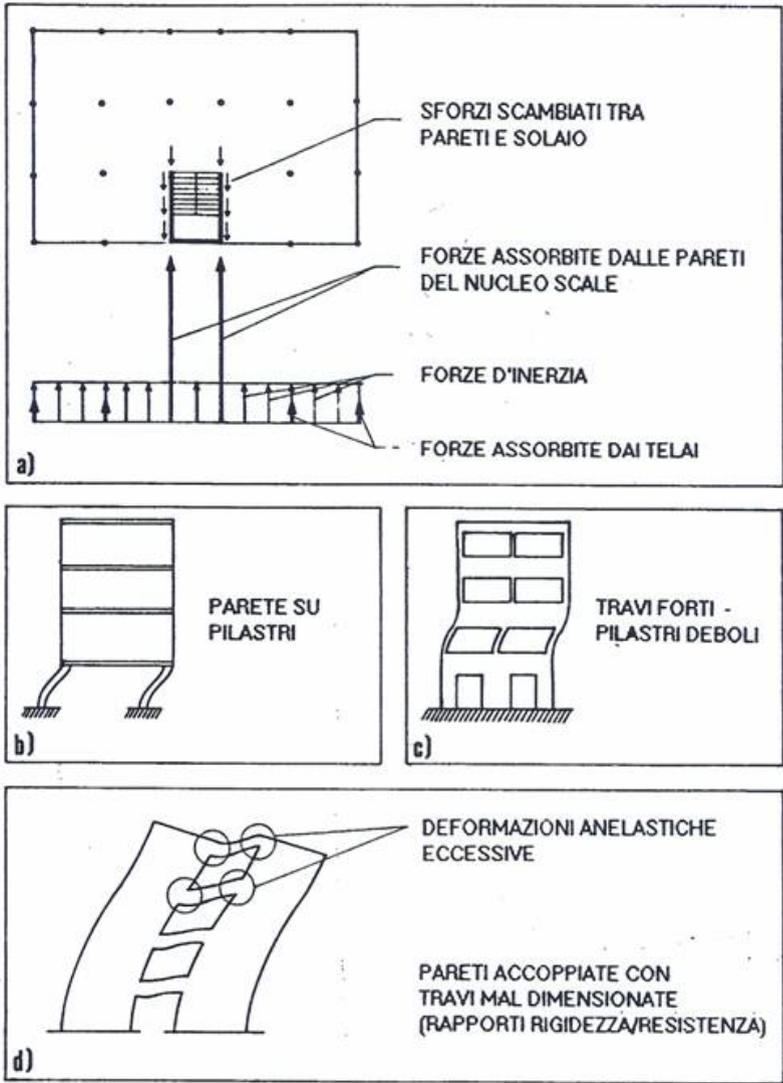
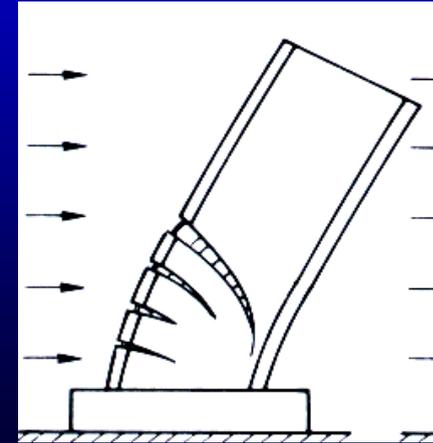
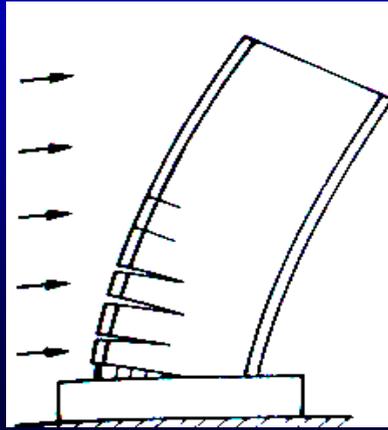


Fig. 8 - Effetti della distribuzione della rigidità tra i vari elementi strutturali

Edifici con Strutture a Pareti

Marisa Pecce – La progettazione di edifici in c.a.

Modo di Collasso



Risposta Ciclica

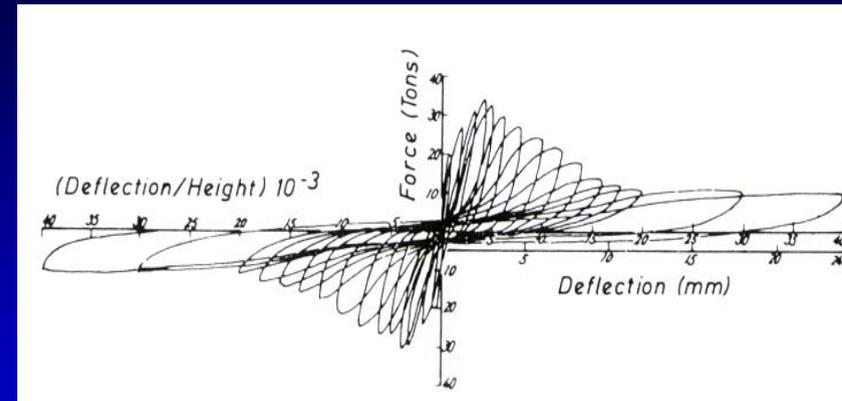
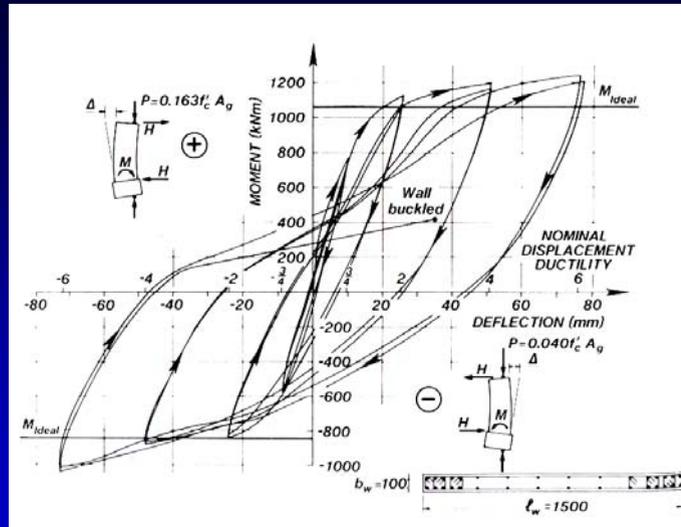


Figura 9.1. – Comportamento sismico di pareti in regime flessionale (*sinistra*) e tagliante (*destra*)

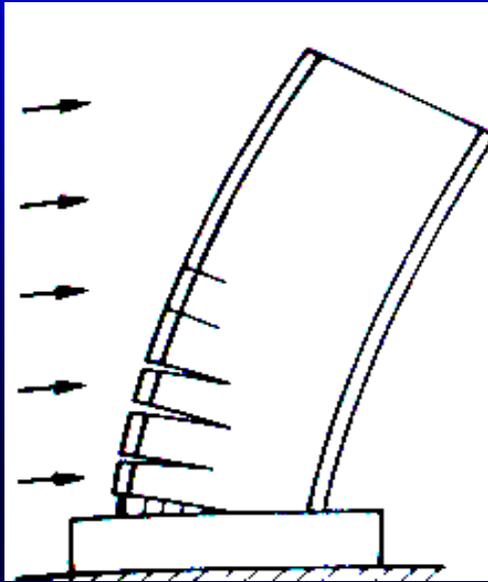
Per le strutture in CD"B", la distribuzione dei momenti flettenti e degli sforzi di taglio lungo l'altezza delle pareti è quella derivante dall'analisi dell'edificio per le combinazioni di carico di cui al punto 3.3.

Per le pareti delle strutture in CD"A" vale quanto segue.

- Il diagramma dei momenti di calcolo si ottiene linearizzando dapprima il diagramma dei momenti ottenuti dall'analisi (congiungendo i punti estremi), e poi traslando verticalmente il diagramma linearizzato per una distanza pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).

Il taglio si amplifica del rapporto tra momento resistente e sollecitante e di un coefficiente 1,2.

Pareti



classe B

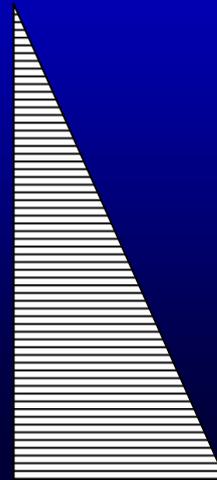


diagramma del momento reale

classe A

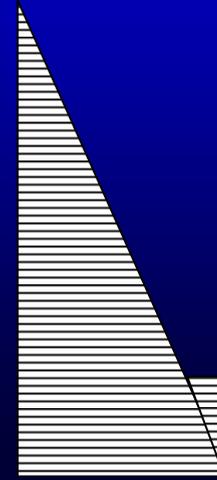


diagramma del momento di calcolo

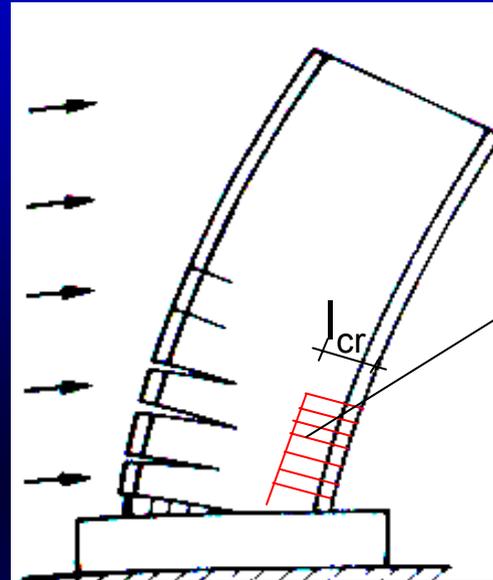


h_{cr}

altezza della zona inelastica

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori di: l'altezza della sezione di base della parete (l), un sesto dell'altezza dell'edificio (H); l'altezza critica da assumere non deve essere comunque maggiore dell'altezza del piano terra nel caso di edificio con numero di piani non superiore a 6 e due volte l'altezza del piano terra per edifici con oltre 6 piani, e non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

Pareti



zona confinata

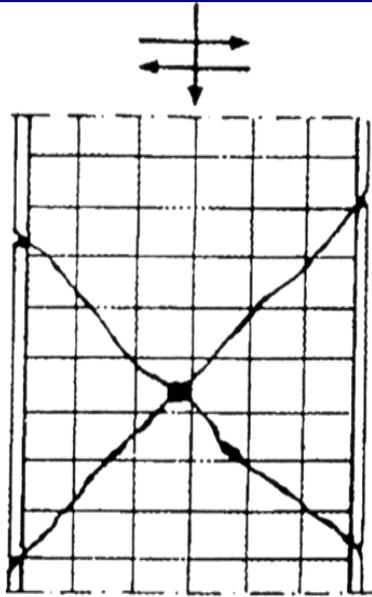
h_{cr}

altezza della zona
inelastica

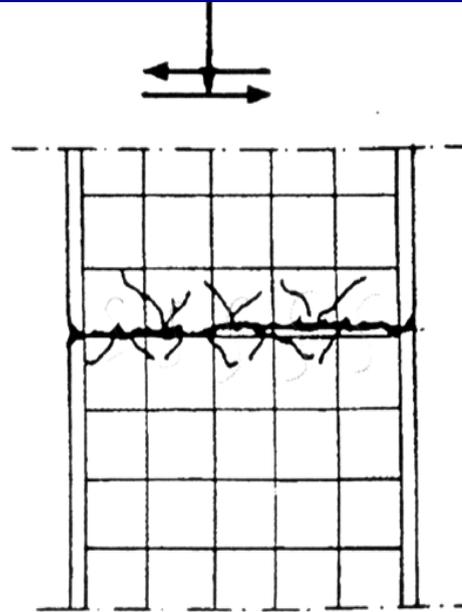
Nell'altezza della zona inelastica di base h_{cr} , si definisce una zona “confinata” costituita dallo spessore della parete e da una lunghezza “confinata” l_{cr} pari al 20% della lunghezza in pianta della parete stessa e comunque non inferiore a 1.5 volte lo spessore della parete.

Pareti – verifiche a taglio

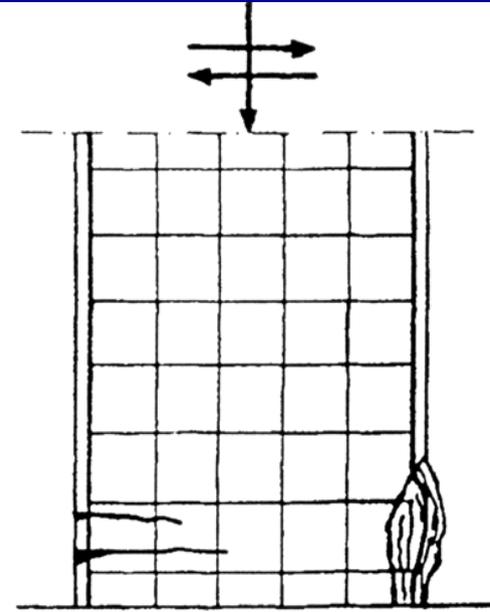
Tipologia di meccanismi di collasso



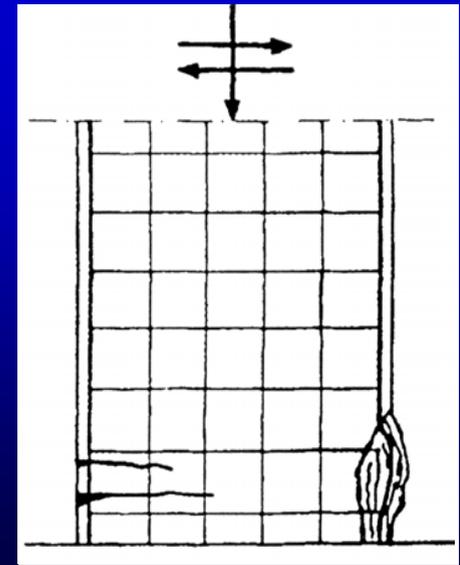
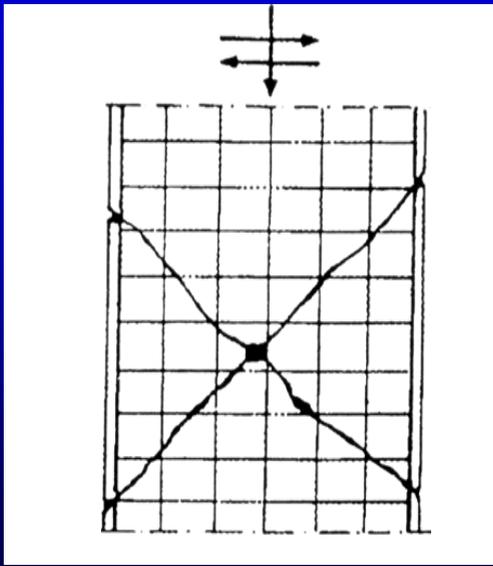
taglio



scorrimento



flessione



- Verifica dell'anima a compressione

Deve essere verificata la condizione

$$V < VRd2 \quad (5.8)$$

nella quale: $VRd2 = 0,4 (0,7 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd} b_o z$ (5.9)

con f_{ck} espresso in MPa e non superiore a 40 MPa

b_o = spessore dell'anima della parete

z = braccio delle forze interne

- Verifica del meccanismo resistente a trazione

Deve essere verificata la condizione:

$$V < VRd3 = V_{cd} + V_{wd} \quad (5.10)$$

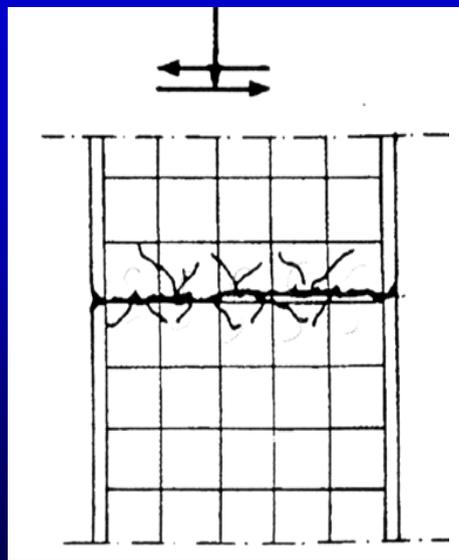
nella quale V_{cd} e V_{wd} rappresentano rispettivamente il contributo del conglomerato e dell'armatura, e sono da valutare con le espressioni valide per le situazioni non sismiche nelle sezioni al di fuori dell'altezza h_{cr} , mentre nelle zone critiche valgono le espressioni:

– sforzo normale di trazione: $V_{cd} = 0$

– sforzo normale di compressione: $V_{cd} = \tau_{Rd}(1.2 + 0.4\rho) b_o z$ (5.11)

dove ρ è il rapporto geometrico dell'armatura longitudinale espresso in ‰

Verifiche a taglio



- Verifica a scorrimento lungo piani orizzontali

Deve essere verificata la condizione

$$V < VR_{d,s} = V_{dd} + V_{fd} + V_{id} \quad (5.12)$$

nella quale V_{dd} e V_{fd} V_{id} rappresentano rispettivamente il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, e V_{fd} il

contributo della resistenza per attrito ed il contributo delle armature inclinate presenti alla base, e sono dati dalle

espressioni:

$$V_{dd} = 0,25 f_{yd} \sum A_{si}$$

$$V_{fd} = 0,25 f_{cd} \cdot \xi / b_0$$

$$V_{id} = \sum A_{si} f_{yd} \cos \varphi$$

essendo $\sum A_{si}$ la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano, e ξ / l l'altezza della parte compressa della

sezione, A_{si} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano, con angolo di inclinazione φ .

8. Esempi di Danni su Edifici con Struttura in C.A.

Esempi Danni Locali in Pareti



Figura 8.18. – Rottura per taglio



Figura 8.19. – Rottura giunto di collegamento

travi di collegamento pareti

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini del collegamento.

La verifica delle travi di collegamento è da eseguire con i procedimenti contenuti in 5.4.1.2 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;**
- lo sforzo di taglio di calcolo risulta:**

$$V_d \leq 4bd\tau_{rd} \quad (5.13)$$

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte lo sforzo di taglio deve venire assorbito da armature ad X, con sezione pari ad A_s per ciascuna diagonale, che attraversano diagonalmente la trave e si ancorano nelle pareti adiacenti, in modo da soddisfare la relazione:

$$V_d \leq 2A_s f_{yd} \cdot \sin \alpha$$

essendo α l'angolo tra le diagonali e l'asse orizzontale.

In ogni caso deve risultare: $V_d < 15 b d \tau_{rd}$.

Travi di collegamento pareti



Armature a X



Rottura a taglio trasversi di collegamento



IMPORTANZA DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI

**sfilamento armatura
ancoraggi insufficienti**

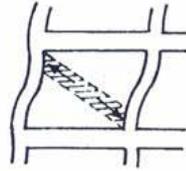


1999 North Athens, Greece

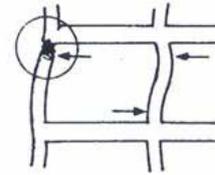
Effetti delle tamponature

- Irregolarità in pianta  incremento eccentricità accidentale
- Irregolarità in altezza  incremento delle sollecitazioni negli elementi trave e pilastro ai piani dove la tamponatura si riduce
- Effetti locali per tamponature che non si stendono per tutta l'altezza del pilastro
 disposizione di opportuna armatura
- Limitazione dei danni alle tamponature che possono essere espulse

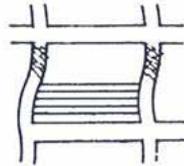
Effetto tompagni



FUNZIONAMENTO A PUNTONE DELLA TAMPONATURA

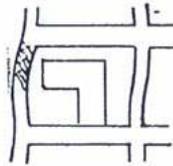


- * FORTE TAGLIO ALLE ESTREMITA' DEI PILASTRI
- * ROTTURA PER SCORRIMENTO SULLA RIPRESA DI GETTO



TAMPONATURA PARZIALE

- * RIDUZIONE DELLA LUNGHEZZA DEI PILASTRI
- * AUMENTO DELLA RIGIDEZZA
- * AUMENTO DELLE FORZE ASSORBITE
- * ROTTURA FRAGILE A TAGLIO



CONTATTO NON UNIFORME TAMPONATURA-PILASTRO

- * RIDUZIONE DELLA LUNGHEZZA DEI PILASTRI
- * AUMENTO DELLA RIGIDEZZA
- * AUMENTO DELLE FORZE ASSORBITE
- * ROTTURA FRAGILE A TAGLIO
- * PLASTICIZZAZIONI IN ZONE NON PREVISTE

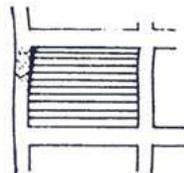


Fig. 12 - Effetti negativi dell'interazione telai - tamponature



crisi per taglio poco duttile

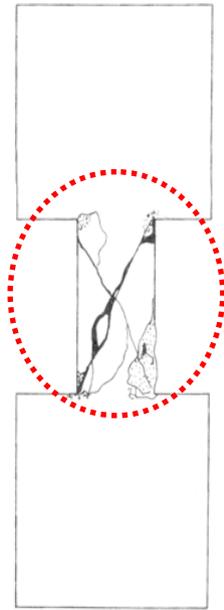
Colonne tozze



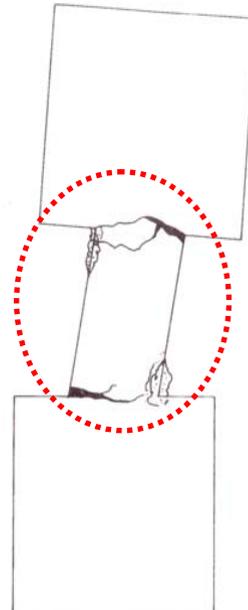
1999 Kocaeli,
Turkey

8. Esempi di Danni su Edifici con Struttura in C.A.

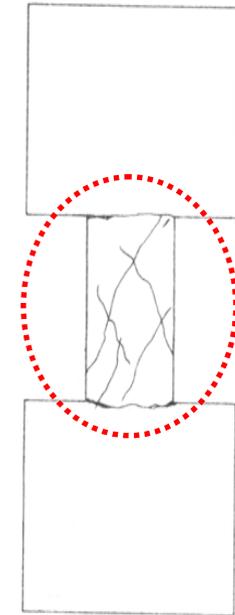
Pilastrì



*a. Conventional steel reinforcement:
hoops and longitudinal bars*



*b. Cross-inclined steel
reinforcement*



*c. Multiple cross-inclined (truss)
reinforcement*

Figura 8.5. – Tipici modi di collasso di pilastri in c.a.

L'effetto di pilastro tozzo a volte è dovuto alla modalità di realizzazione dei compagni



1998 Adana-Ceyhan, Turkey

Importanza della distanza tra gli edifici Effetti di martellamento



1999 Kocaeli, Turkey

Strutture prefabbricate

Strutture a telaio

$$q_0=5$$

Strutture a pilastri isostatici

$$q_0=3.5$$

Indicazioni sui collegamenti:

per diverse tipologie ci sono indicazioni sui dettagli costruttivi e sui requisiti di resistenza

Meccanismo elementi prefabbricati



Figura 8.14. – Tipico collasso dovuto a collegamenti inadeguati.

Kocaeli, Turchia (1999)

Verifica allo stato limite di danno

La verifica dello Stato Limite di Danno (SLD) è riferita al terremoto che ha il 50% di probabilità di essere superato in 50 anni (periodo di ritorno circa 72 anni). La progettazione deve garantire la piena agibilità della struttura dopo tale tipo di terremoto, limitando i danni alle parti strutturali ed a quelle non strutturali. In particolare lo spettro di progetto si ottiene da quello elastico, relativo al periodo di ritorno 475 anni, diviso per il fattore 2,5 .

Con tali azioni va calcolato il massimo spostamento relativo di piano d_r e deve risultare:

$$d_r \leq 0,005 b$$

a) Per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r < 0.005h$$

b) Per edifici con tamponamenti collegati elasticamente alla struttura:

$$d_r < 0.0075h$$

c) Per edifici con struttura portante in muratura ordinaria:

$$d_r < 0.003h$$

d) Per edifici con struttura portante in muratura armata:

$$d_r < 0.005h$$

con h altezza del piano

Verifica allo stato limite di danno

- ❖ **Tale verifica può condizionare la progettazione e cioè essere più vincolante di quelle dello Stato Limite Ultimo (SLU).**
- ❖ **In linea di principio non è possibile prevedere a priori quale sia la verifica più gravosa; in generale si può affermare che quanto più la struttura è deformabile, tanto più sarà penalizzante lo SLD.**
- ❖ **Ciò è confermato dai tre casi che si presentano: la verifica dello SLD è largamente verificata nel caso del capitolo 4, in cui la resistenza sismica è affidata a rigide pareti sismiche; è invece fortemente penalizzante nel caso presentato nel capitolo 3, in cui la struttura possiede un significativo numero di travi a spessore.**
- ❖ **Si osservi ancora che la verifica allo SLD, per evidenti motivi probabilistici, viene condotta con masse sismiche diverse da quelle considerate nello SLU; ciò conduce alla necessità di dover sviluppare due distinte analisi dinamiche dell'edificio. Gli esempi sviluppati dimostrano che, in realtà, le differenze sono minime. In definitiva in questo caso rimane nella libertà del progettista la decisione di non effettuare calcoli diversi se ritenuti tecnicamente inessenziali.**

La duttilità e la corretta progettazione del meccanismo di collasso sono una grande risorsa

Marisa Pecce – La progettazione di edifici in c.a.

