

# NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

## MODULO 8

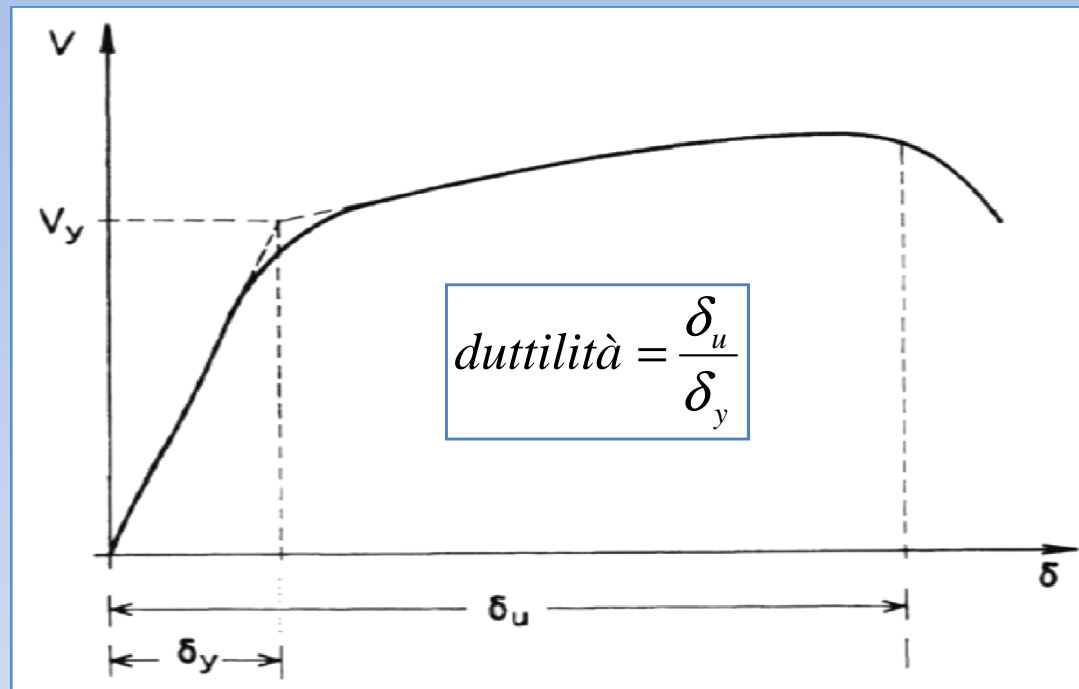
### - ***CRITERI DI PROGETTAZIONE SISMICA*** -

Relatore: Ing. Federico Carboni

Dottore di Ricerca in "Strutture e Infrastrutture"  
presso l'Università Politecnica delle Marche

# DUTTILITA'

Si consideri il seguente comportamento elasto-plastico in termini di forza-spostamento

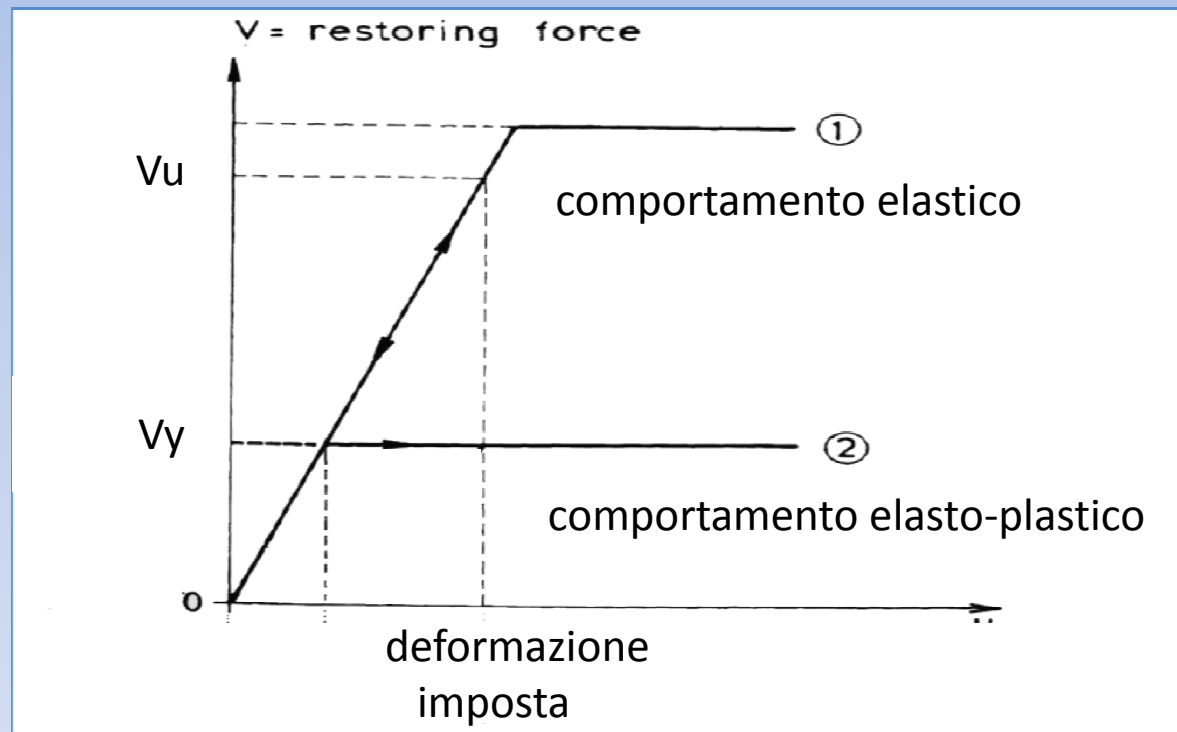


La duttilità esprime il rapporto tra la deformazione ultima a rottura  $\delta_u$  e la deformazione a snervamento  $\delta_y$  ed è strettamente correlata alla capacità di dissipare energia di una struttura

Un sistema strutturale può infatti resistere all'eccitazione sismica sviluppando elevate azioni di taglio e spostamenti in campo elastico oppure sfruttando la capacità del sistema di sviluppare deformazioni plastiche dissipando energia, **ossia sfruttando la propria duttilità**

# DUTTILITA' NECESSARIA

Lo spostamento massimo raggiunto da sistemi con comportamento elastico e non soggetti ad azione sismica, è approssimativamente della stessa grandezza, a causa dell'elevato smorzamento garantito dai fenomeni dissipativi in campo non lineare



Ciò porta alla possibilità di approcciare il problema imponendo sulla struttura una forza di progetto inferiore di quella riscontrabile in un sistema elastico, a condizione di garantire per la struttura una duttilità minima necessaria pari a

$$duttività_{\min} = \frac{V_u}{V_y}$$

# RICERCA DELLA DUTTILITA'

La ricerca di una duttilità elevata deve essere seguita attraverso tre fasi distinte, partendo dallo studio del particolare fino all'organizzazione dell'intera struttura

## Principi di base per l'ottenimento di strutture duttili

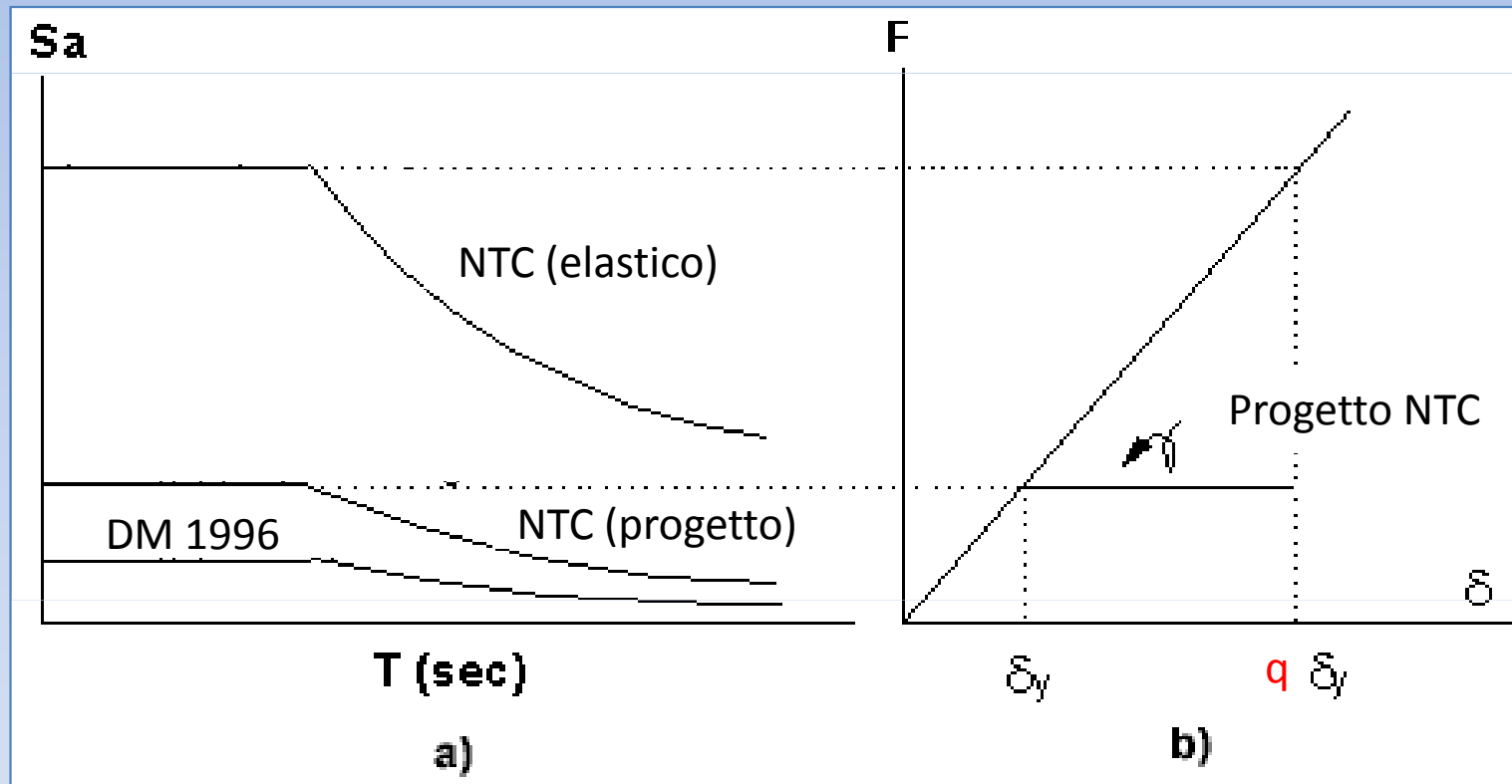
- Utilizzo di materiali duttili
- Utilizzo di sezioni duttili
- Rispetto dei criteri di organizzazione strutturale (gerarchia delle resistenze)

Nella norma la duttilità viene trattata per mezzo del **fattore di struttura  $q$** , presente nelle formule per la determinazione degli spettri di progetto per gli stati limite ultimi

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

# SPETTRO DI PROGETTO

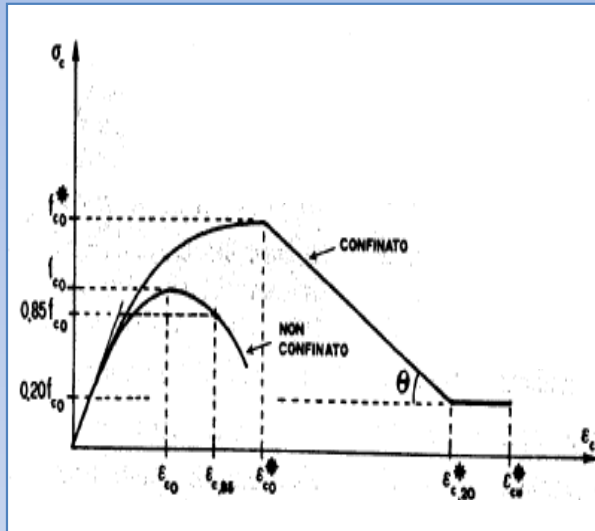
Quanto illustrato si traduce in un abbassamento dello spettro elastico per la determinazione di un nuovo spettro di progetto, legando la sopravvivenza della struttura alla sua capacità di sostenere senza perdita di integrità uno spostamento pari a  $q$  volte quello di snervamento



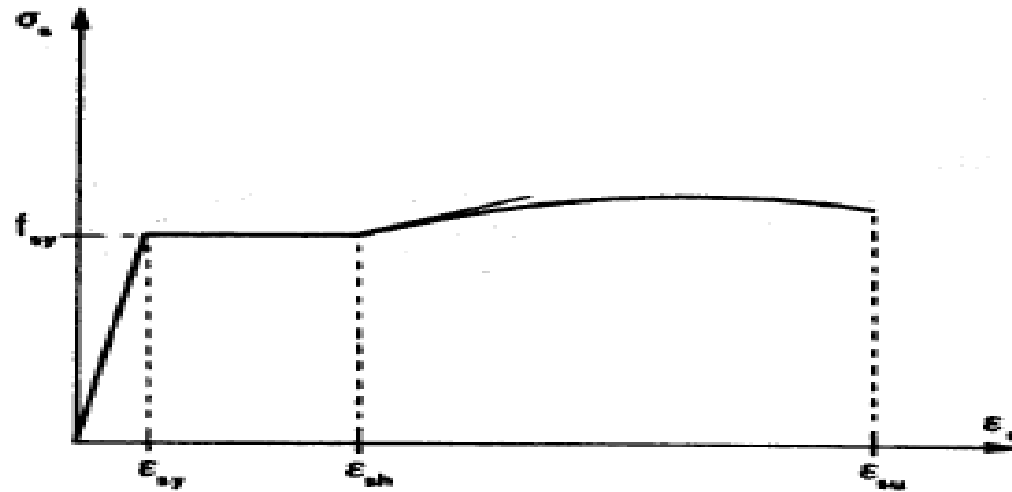
Se non si adottano le scelte ed i provvedimenti più efficaci ai fini della duttilità, le forze di progetto previste sono maggiori fino anche a più di tre o quattro volte di quelle ipotizzabili altrimenti

# DUTTILITA' DEI MATERIALI

Si osservino i legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio



Legame calcestruzzo



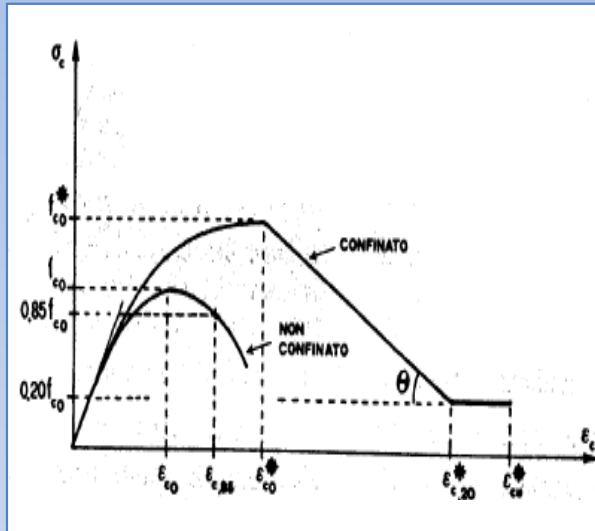
Legame acciaio

Come è possibile osservare la duttilità dell'acciaio è di molto superiore alla duttilità del calcestruzzo, il quale a sua volta risulta tanto più fragile (ossia poco duttile) quanto minore è il confinamento offerto dalle barre di armatura trasversali al taglio

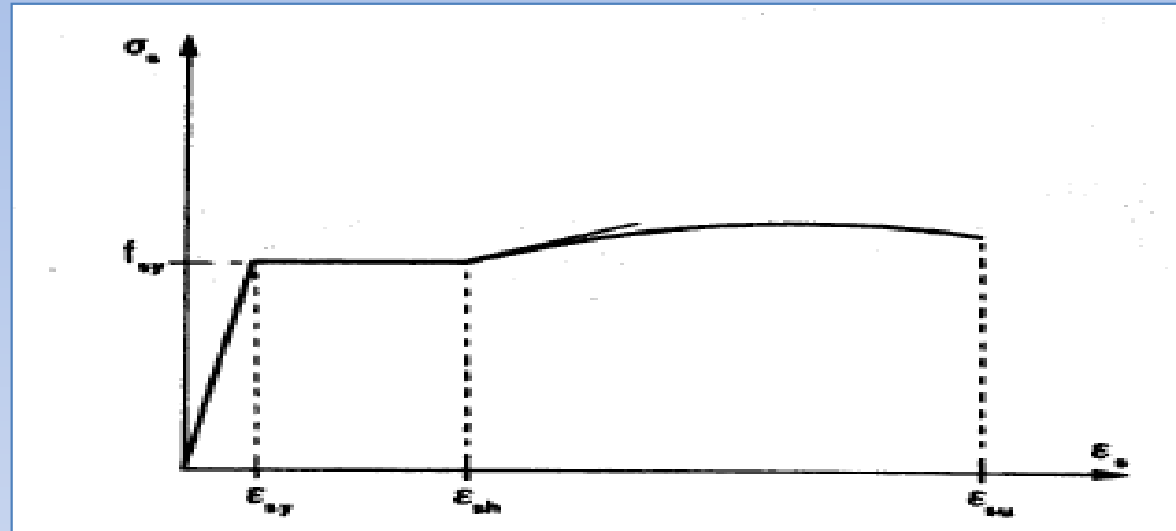
Per quanto osservato, è sempre bene realizzare sezioni che giungano a rottura delle barre di armatura piuttosto che a schiacciamento del calcestruzzo, requisito raggiunto creando per quanto possibile delle **sezioni povere in acciaio**

# DUTTILITA' DEI MATERIALI

Si osservino i legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio



Legame calcestruzzo



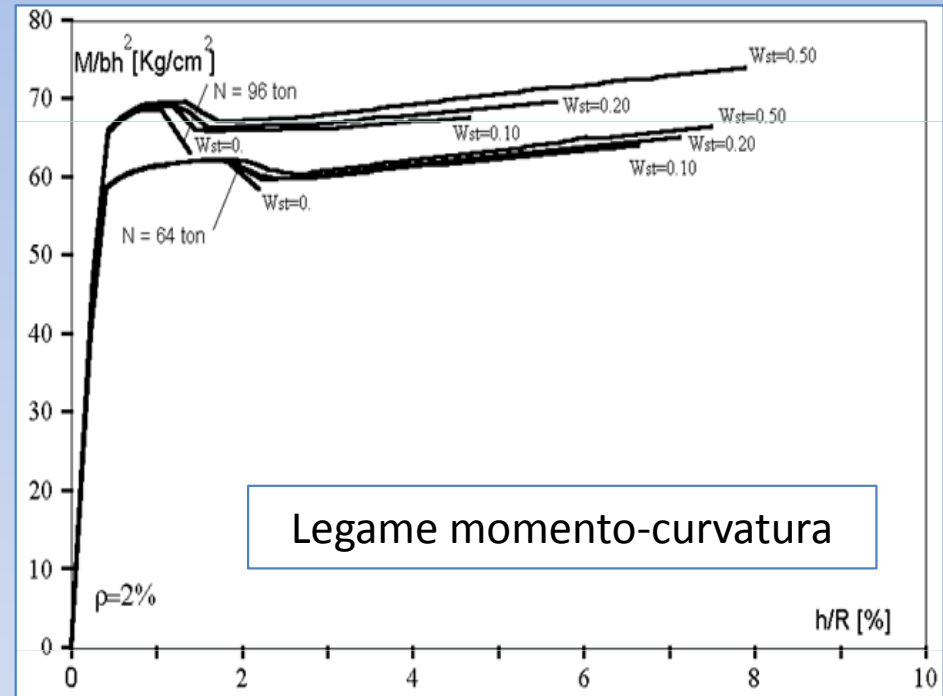
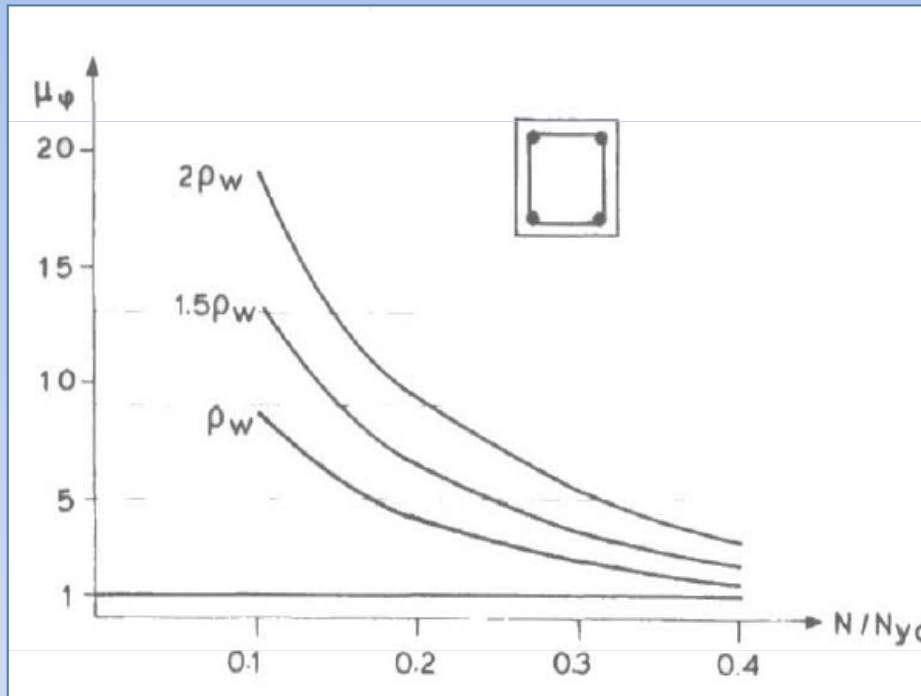
Legame acciaio

Come è possibile osservare la duttilità dell'acciaio è di molto superiore alla duttilità del calcestruzzo, il quale a sua volta risulta tanto più fragile (ossia poco duttile) quanto minore è il confinamento offerto dalle barre di armatura trasversali al taglio

Per quanto osservato, è sempre bene realizzare sezioni che giungano a rottura delle barre di armatura piuttosto che a schiacciamento del calcestruzzo, requisito raggiunto creando per quanto possibile delle **sezioni povere in acciaio**

# DUTTILITA' DI SEZIONE- FORZA ASSIALE

Si osservi la variazione di duttilità nella seguente sezione al variare dello sforzo normale e della quantità di armature trasversali



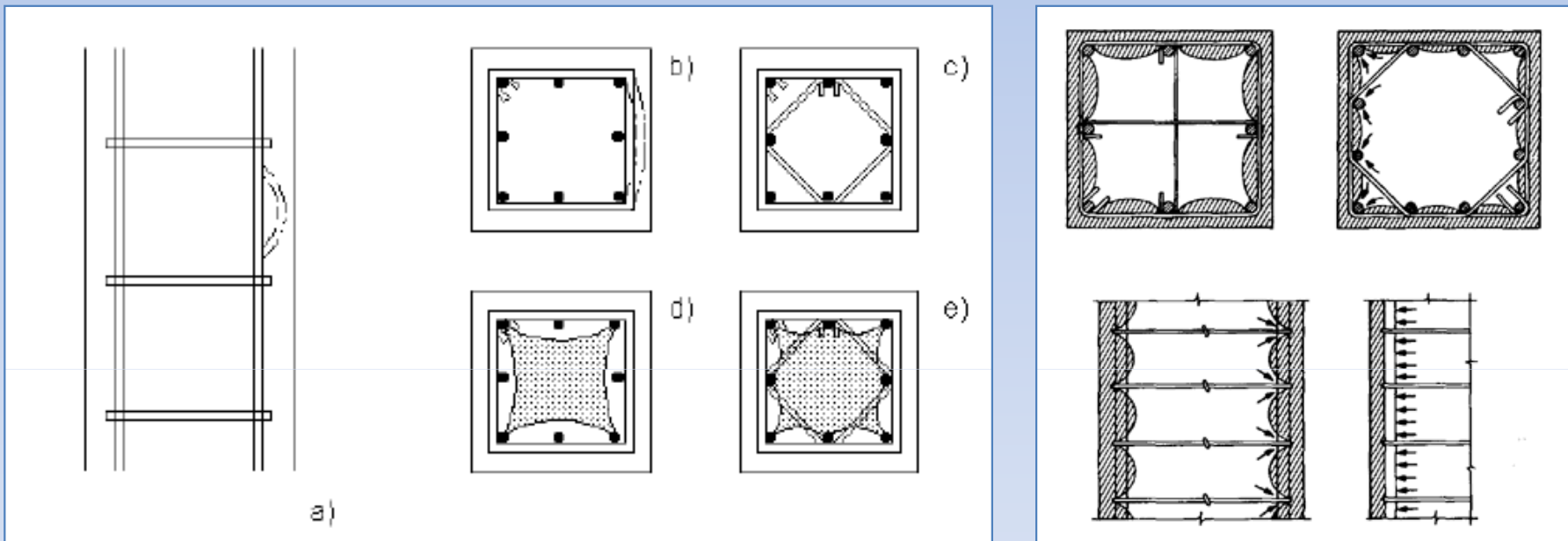
Come è possibile osservare la duttilità  $\mu$  della sezione aumenta con la percentuale di armatura a taglio  $\rho_w$  (o  $w_{st}$ ) e diminuisce invece all'aumentare del carico assiale di compressione  $N$

Per quanto osservato, è sempre bene indirizzare le plasticizzazioni sulle travi piuttosto che sui pilastri, oltre che staffare adeguatamente la sezione per il confinamento di barre e calcestruzzo

# DUTTILITA' DI SEZIONE - STAFFATURA

Il raffittimento delle staffe nelle zone critiche in prossimità dei nodi produce diversi benefici:

1. **Maggiore confinamento del calcestruzzo e quindi maggiore duttilità dello stesso**
2. **Maggiore contenimento ai fenomeni di instabilizzazione delle barre di armatura compresse**
3. **Maggiore probabilità di evitare fenomeni di rottura fragile a taglio**



In tal senso la staffatura multipla, oltre a ridurre il problema dell'instabilità nelle armature longitudinali centrali, consente di incrementare la zona di calcestruzzo confinato

# RAFFITTIMENTO DELLE STAFFE

Il raffittimento delle staffe è imposto in funzione del grado di duttilità che si desidera raggiungere

**Duttilità Bassa: CD "B"**  
**(Classe di Duttilità Bassa)**

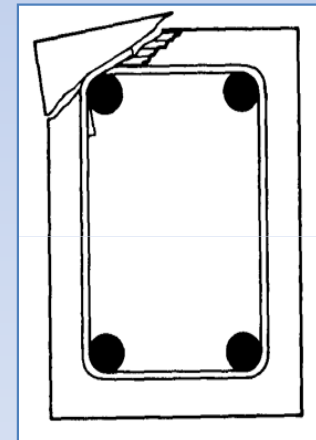
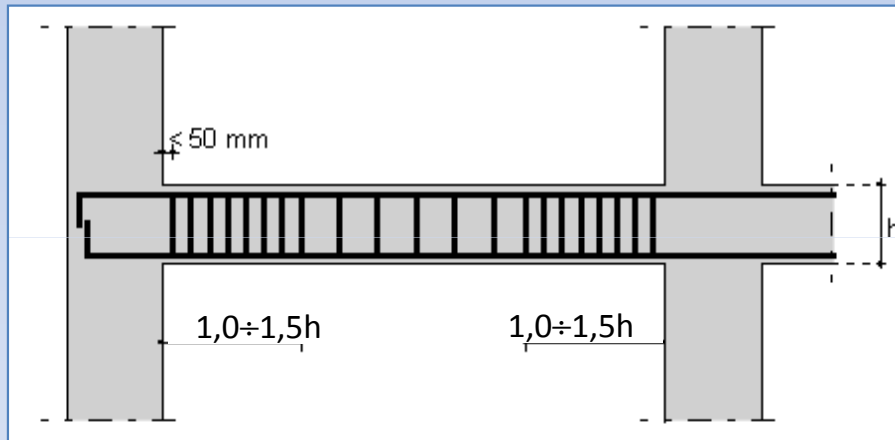
Lunghezza di raffittimento:  $1,0h$

Passo massimo staffe:  
 $\min\{ h/4 ; 225\text{mm} ; 8\phi_l ; 24\phi_w \}$

**Duttilità Alta: CD "A"**  
**(Classe di Duttilità Alta)**

Lunghezza di raffittimento:  $1,5h$

Passo massimo staffe:  
 $\min\{ h/4 ; 175\text{mm} ; 6\phi_l ; 24\phi_w \}$

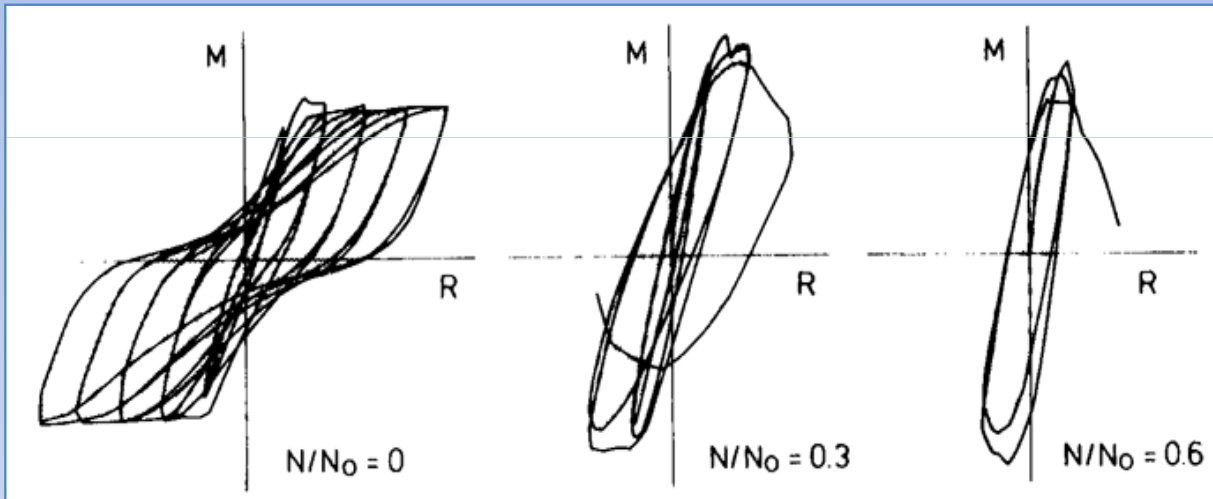


Si evidenzia inoltre come una piegatura a  $90^\circ$  risulti del tutto insufficiente a fronteggiare l'azione indotta dal sisma

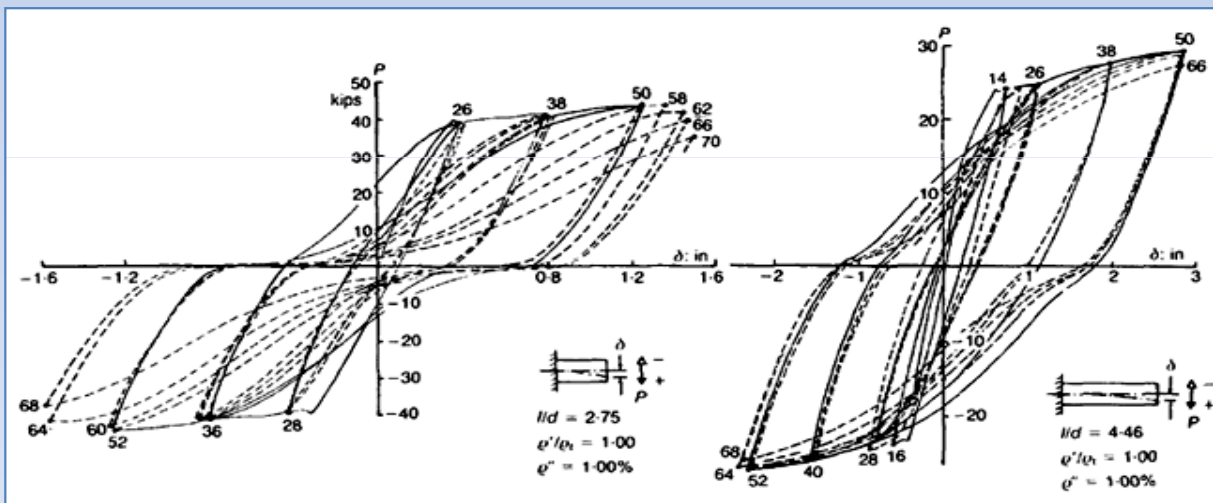
In ogni caso, al fine di evitare l'instabilizzazione delle barre compresse, si consigliano passi di staffatura non superiori a  $5 \div 6$  volte il diametro delle barre longitudinali  $\phi_l$

# DISSIPAZIONE DI ENERGIA

Quanto osservato in precedenza è riscontrabile anche osservando i cicli di isteresi, rappresentando l'area racchiusa tra le curve l'energia totale dissipata dal sistema



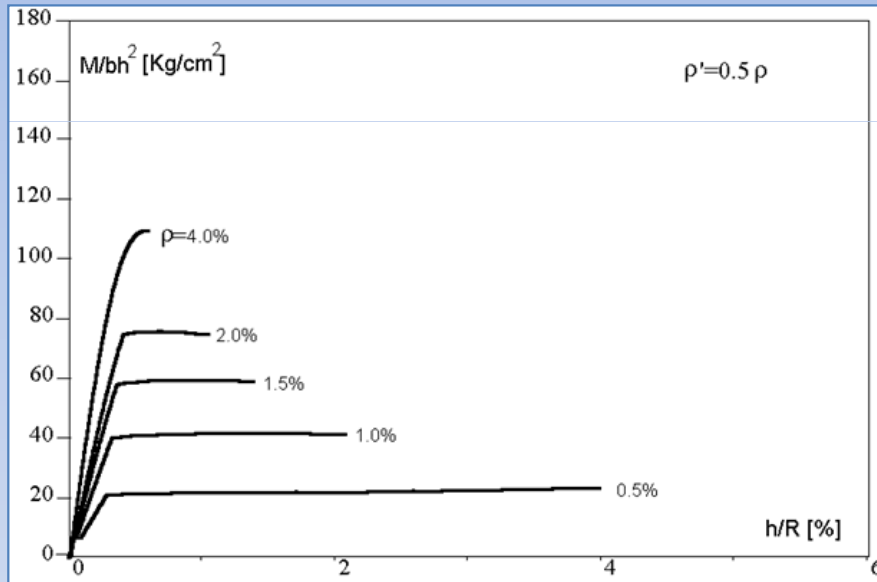
Le curve dei legami momento-curvatura si assottigliano all'aumentare del carico assiale mostrando una diminuzione della dissipazione di energia



Le curve dei legami momento-curvatura si assottigliano all'aumentare del carico di taglio mostrando una diminuzione della dissipazione di energia

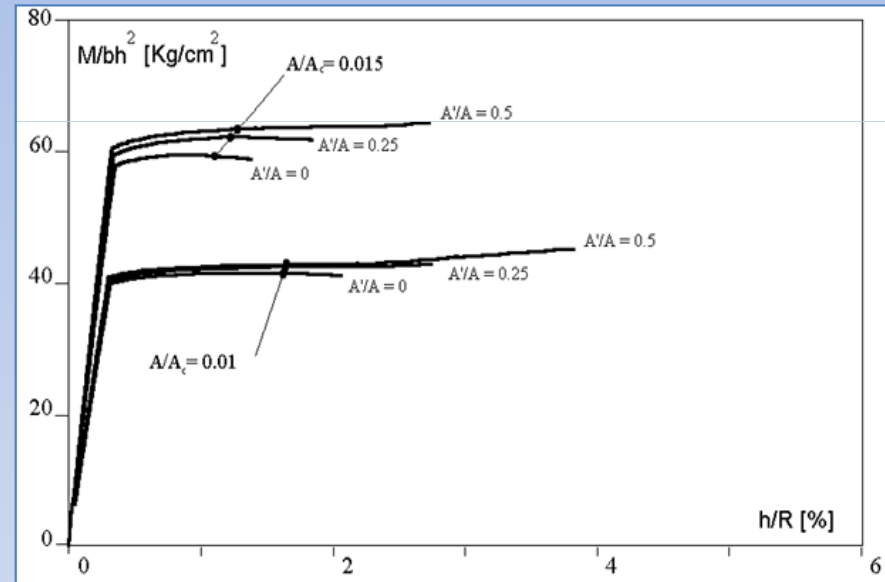
# DUTTILITA' DI SEZIONE - ARMATURA

Poiché il comportamento di una sezione in c.a. è duttile quando la rottura è governata dall'acciaio teso snervato, la percentuale di armatura longitudinale incide profondamente sulla duttilità



Legami momento-curvatura al variare di  $\rho$

All'aumentare della percentuale di armatura tesa  $\rho$ , aumenta la resistenza massima della sezione, ma ne diminuisce drasticamente la duttilità



Legami momento-curvatura al variare di  $A'$

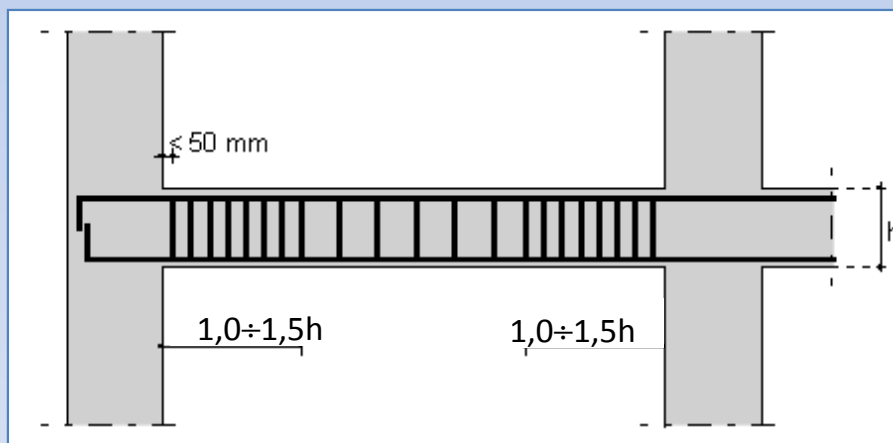
All'aumentare della percentuale di armatura compressa  $A'$ , sebbene la resistenza della sezione risulti circa immutata, ne aumenta tuttavia la duttilità

# ARMATURA LONGITUDINALE

In ogni trave, il rapporto geometrico di armatura deve essere compreso nel seguente intervallo

$$0,31\% < \rho_{As} < \rho_{As'} + 0,77\%$$

Avendo indicato con  $\rho_{As}$  la percentuale di armatura tesa rispetto alla sezione in calcestruzzo e con  $\rho_{As'}$  la percentuale di armatura compressa, dovendo essere quest'ultima pari almeno al 50% di  $\rho_{As}$  in corrispondenza delle zone critiche e pari almeno al 25% di  $\rho_{As}$  nelle zone centrali rimanenti

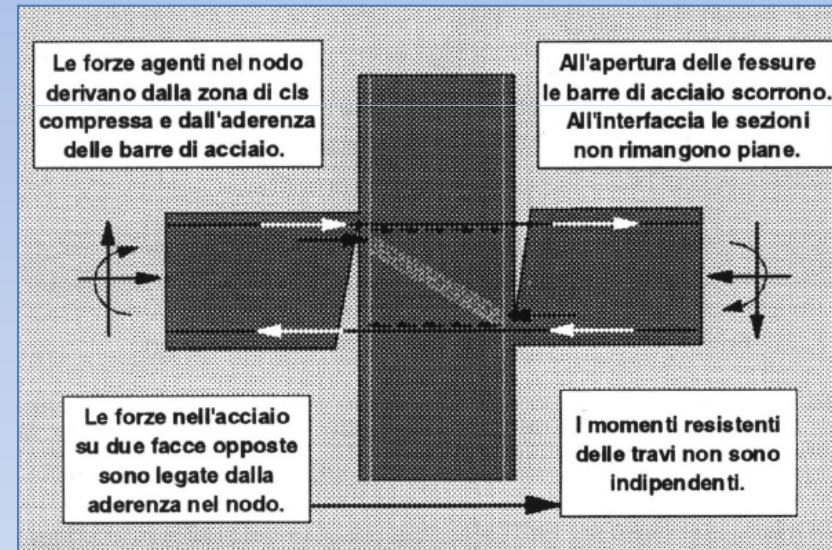
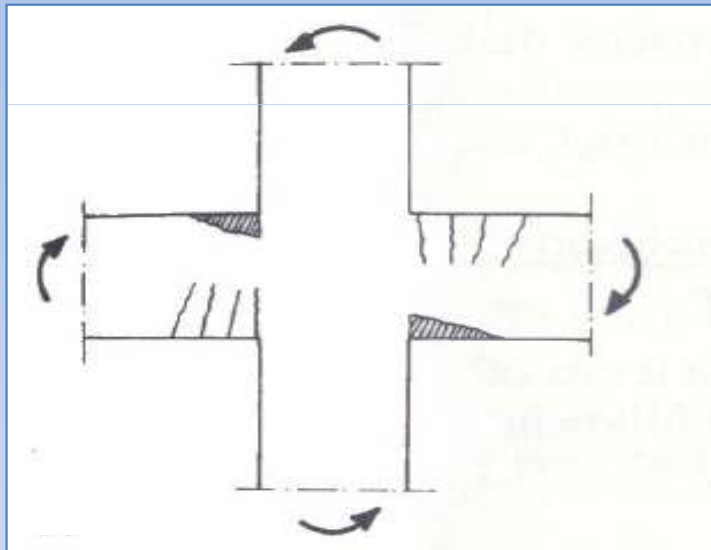


In ogni caso l'armatura longitudinale minima deve essere composta da almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm

Inoltre almeno il 25% dell'armatura superiore massima all'appoggio deve essere mantenuta per tutto lo sviluppo della trave, garantendo un'armatura compressa minima in campata

# ANCORAGGIO DELLE ARMATURE

Durante il fenomeno sismico, le barre longitudinali delle travi sono sottoposte ad azioni che potrebbero indurre lo sfilamento stesso della barra dal nucleo di calcestruzzo



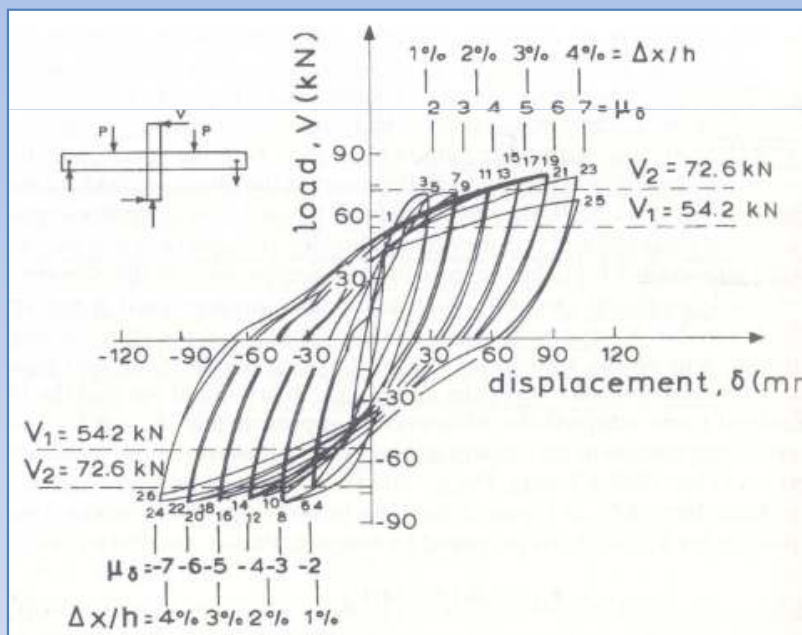
Superata la resistenza a scorrimento tra acciaio e calcestruzzo tuttavia, la ciclicità dell'azione indurrebbe una traslazione alterna della barra verso l'una o l'altra direzione

**Ne consegue un notevole danneggiamento del nucleo in calcestruzzo a causa dell'effetto "lima" prodotto dallo scorrimento della barra che di fatto "gratterebbe" il calcestruzzo**

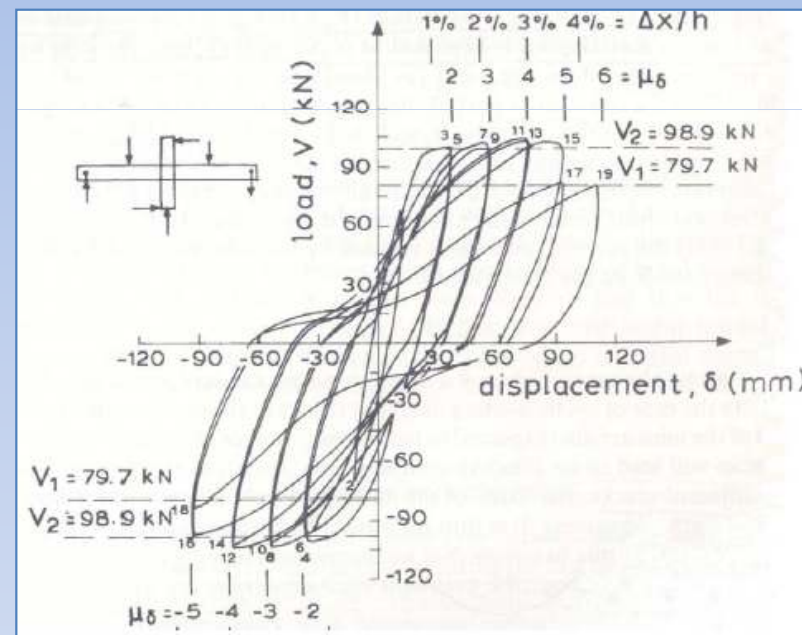
Questo effetto è altamente lesivo della duttilità del sistema

# DISSIPAZIONE DI ENERGIA

Anche in tal caso l'effetto di danneggiamento prodotto dalle barre è riscontrabile osservando i cicli di isteresi, rappresentando l'area racchiusa tra le curve l'energia totale dissipata dal sistema



In assenza di scorrimento delle barre  
 la trave riesce a mantenere  
 praticamente inalterata per i primi cicli  
 la propria resistenza e le proprie  
 capacità dissipative

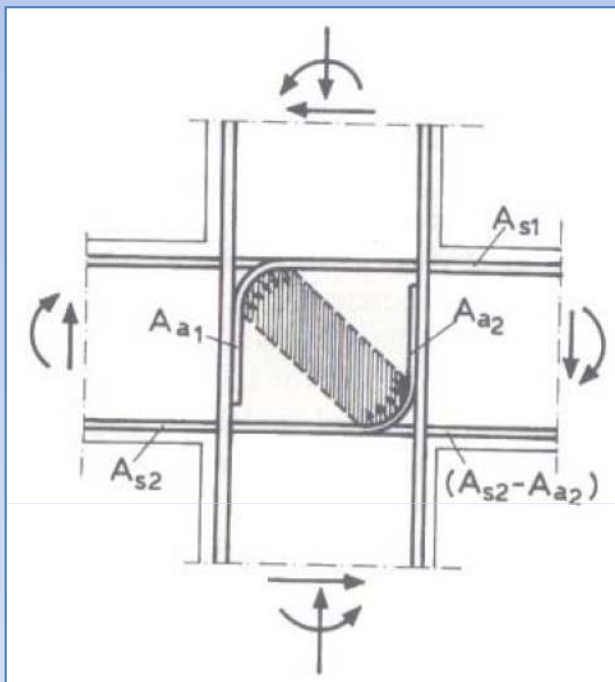


In presenza di scorrimento delle barre  
 la trave presenta un degrado della  
 rigidezza e della resistenza molto  
 pronunciato giungendo a rottura per  
 deterioramento dell'ancoraggio

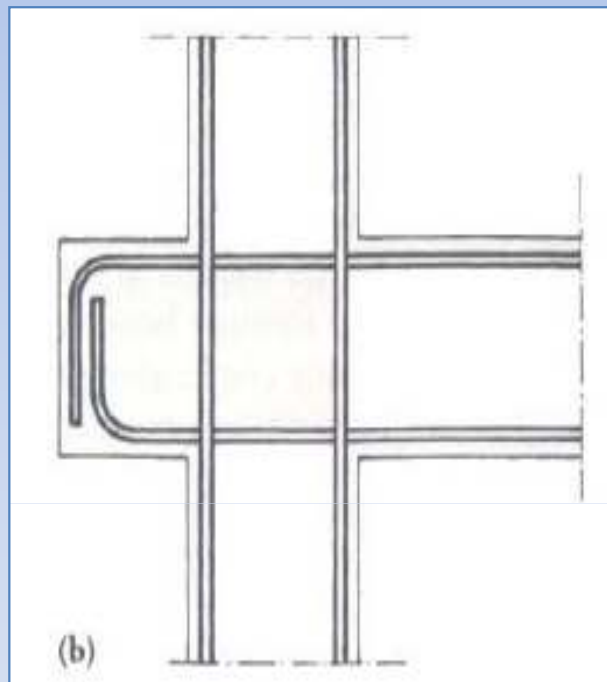
# SISTEMI DI ANCORAGGIO

Per quanto detto in precedenza, le armature longitudinali delle travi devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi

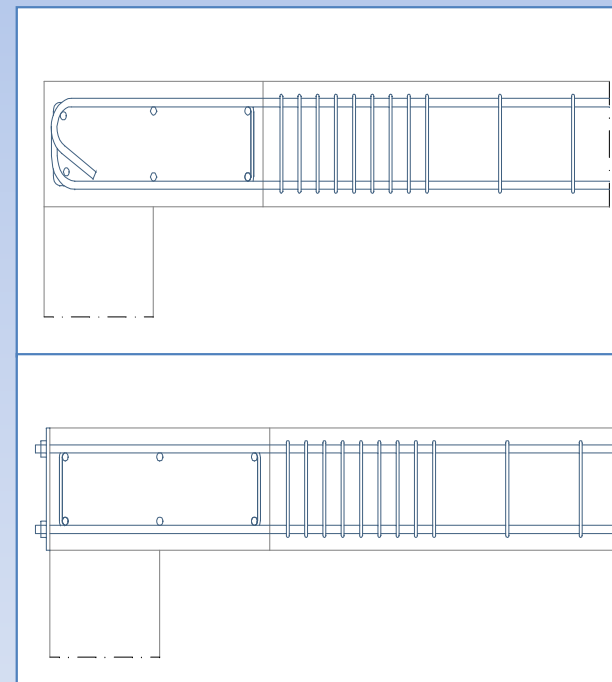
Quando ciò non risulti possibile, alcune possibili soluzioni progettuali sono illustrate nel seguito



Barre rivoltare verticalmente a contenimento del nodo



Prolungamento della trave oltre il pilastro



Ancoraggio barre su armatura trasversale o piastre saldate

# ANCORAGGIO MINIMO

In merito all'ancoraggio delle armature longitudinali, le norme tecniche prevedono 2 possibilità

## Ancoraggio oltre il nodo

Le barre vanno ancorate oltre la faccia del nodo consentendo di sviluppare una tensione nelle barre pari a  $1,25 f_{yk}$  terminando oltre la zona critica

Ricordando per classi di calcestruzzo non superiore a C50/60 la validità di

$$f_{bd} = \frac{2.25 \cdot \eta \cdot 0,70 \cdot (0,30 \cdot f_{ck}^{2/3})}{1,50^2}$$

Per cls C25/30 si ottiene la seguente lunghezza minima oltre il nodo

$$L > \begin{cases} \max\{73\phi; 1,5 \cdot h\} & CD" A" \\ \max\{73\phi; 1,0 \cdot h\} & CD" B" \end{cases}$$

## Ancoraggio interno al nodo

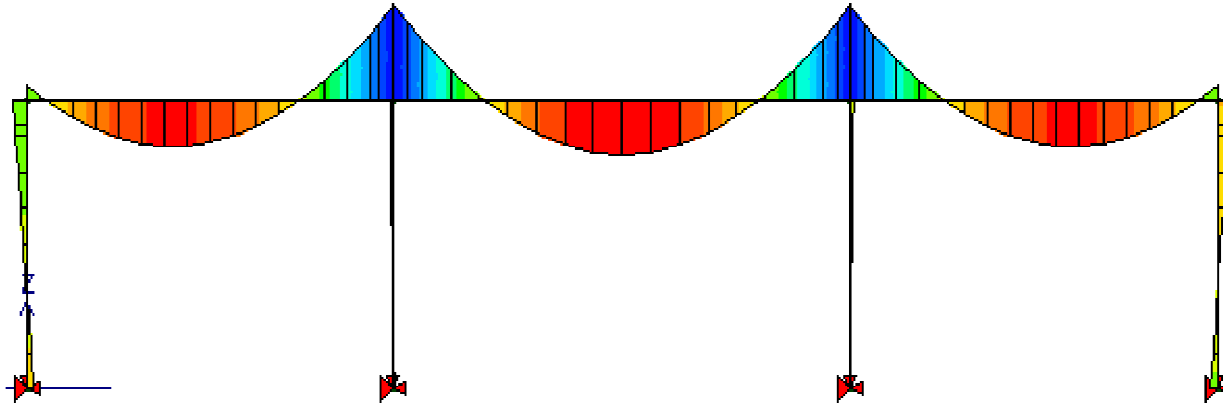
Le barre vanno ancorate rivoltandole verticalmente in corrispondenza della faccia opposta del nodo ed internamente alle staffe del pilastro

Il diametro delle barre inoltre deve inoltre essere inferiore a  $\alpha_{bL}$  volte la sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & n.cent. \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) & n.est. \end{cases}$$

Che per pilastri di lato 300mm e cls C25/30, in assenza di compressione fornisce diametri massimi di circa 14mm

# RIPARTIZIONE DEI MOMENTI



Andamento dei momenti in un telaio per **solli carichi gravitazionali**



Andamento dei momenti in un telaio per **solli carichi sismici**

Come si può osservare, nel caso di forze sismiche deve necessariamente assicurarsi il trasferimento dei momenti flettenti tra travi e pilastri

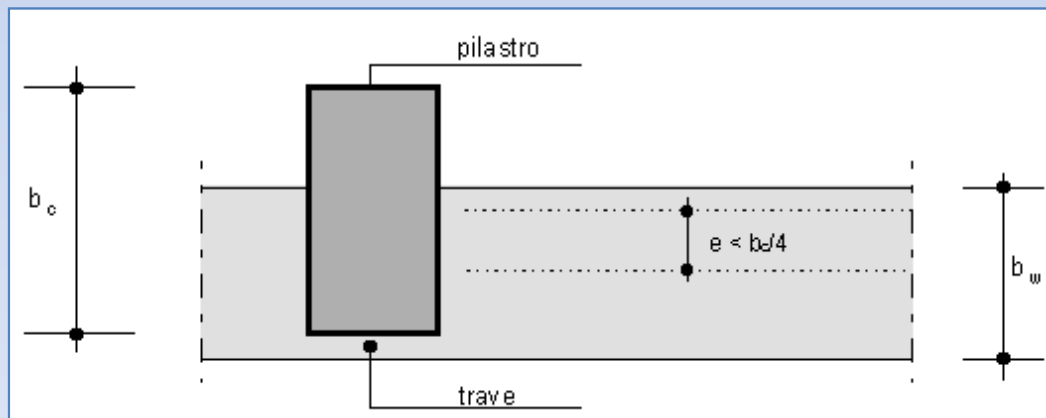
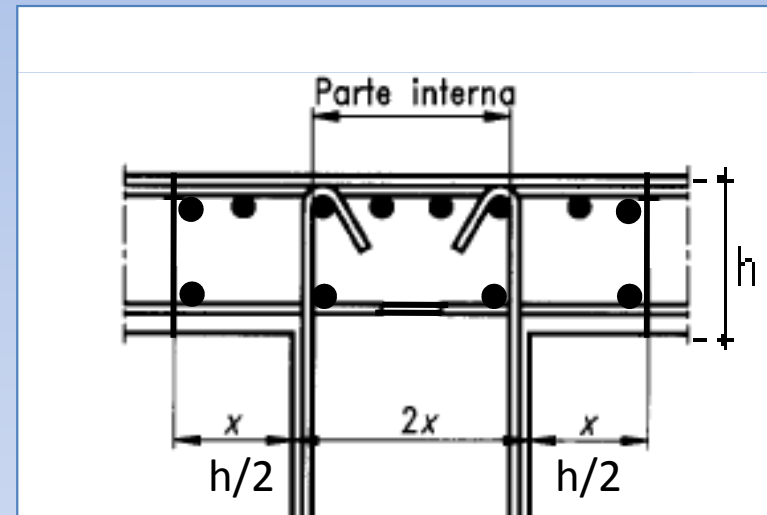
Ciò è possibile riportando le armature longitudinali delle travi all'interno dei pilastri ad esse adiacenti

Le dimensioni delle travi devono pertanto non devono essere eccessivamente maggiori delle corrispondenti dimensioni dei pilastri cui queste si connettono

# LIMITAZIONI GEOMETRICHE DELLE TRAVI

Al fine di assicurare il trasferimento dei momenti flettenti tra travi e pilastri, la normativa impone le seguenti prescrizioni in termini di limitazioni geometriche e di armatura

1. Le travi a spessore non devono sporgere dal pilastro più del valore minimo tra l'altezza della trave  $h$  e la larghezza del pilastro ortogonale alla trave  $2x$
2. Le travi devono avere almeno il 75% dell'armatura superiore contenuto entro la larghezza dell'anima



Sono da evitarsi eccentricità tra trave e pilastro superiori a  $1/4$  della larghezza del pilastro

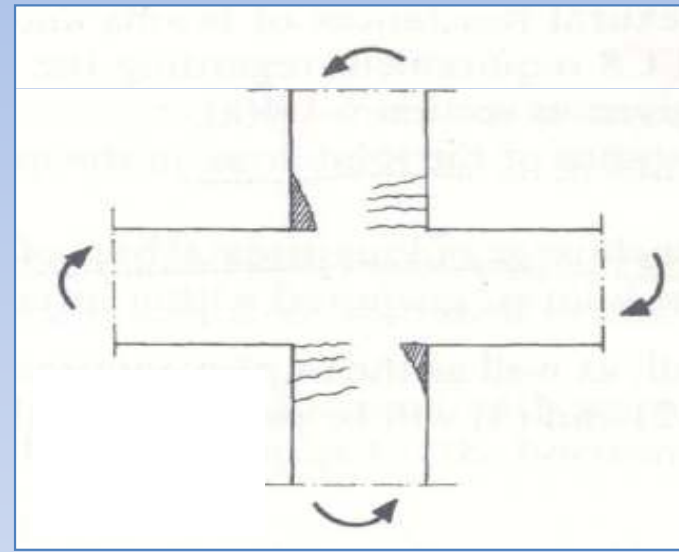
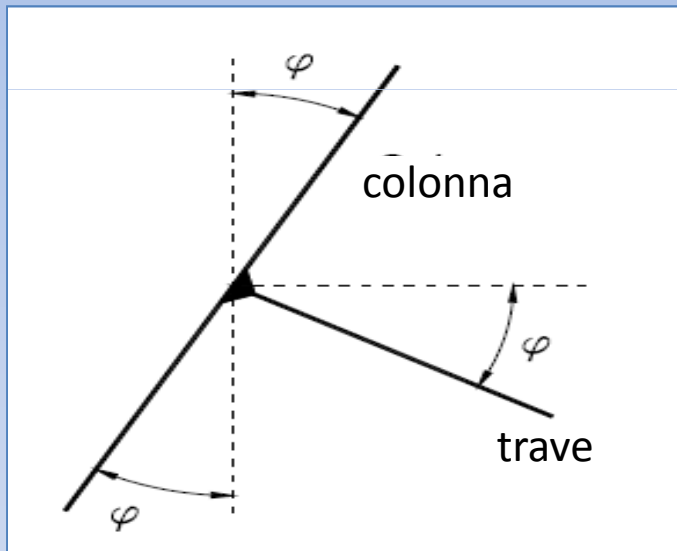
Al fine di evitare fenomeni di instabilità trasversale inoltre

$$b \geq 20cm$$

$$b/h \geq 0,25$$

# UTILIZZO DI TRAVI A SPESSORE

Le travi a spessore, oltre a presentare i limiti evidenziati precedentemente nel trasferire efficacemente i momenti ai pialstri, esibiscono un comportamento inadatto alle azioni sismiche



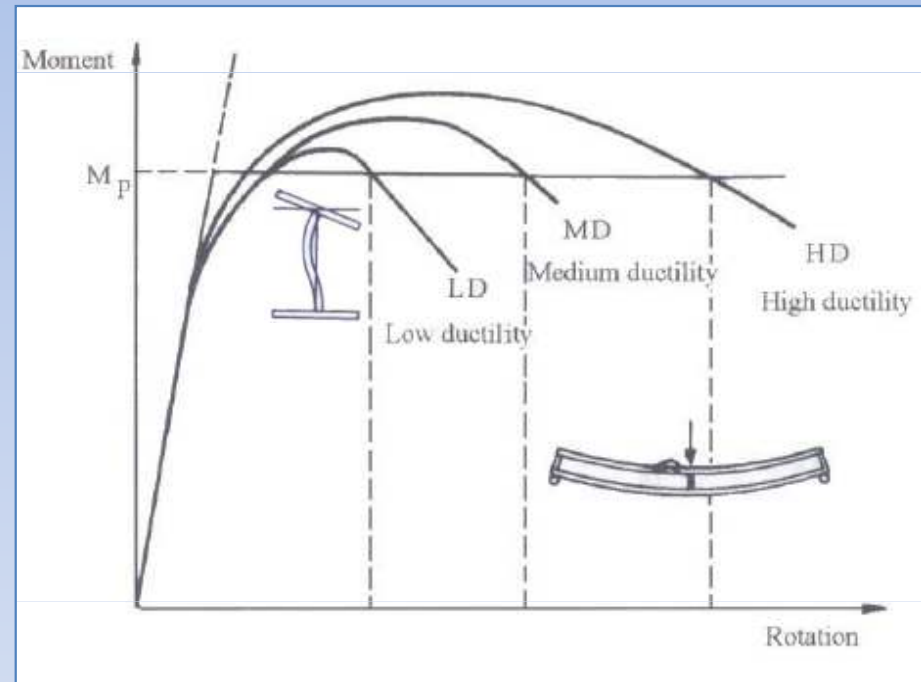
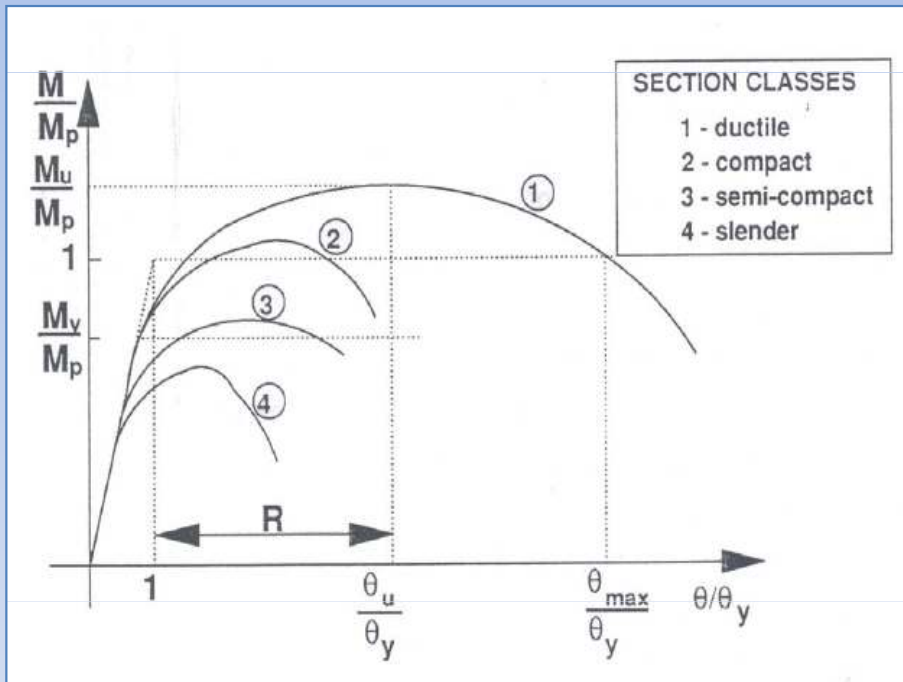
Il sisma impone infatti sulla struttura non una forza, bensì uno spostamento che si esplica nella fattispecie con una traslazione e una rotazione impressa nei nodi della struttura

Imponendo la medesima rotazione in corrispondenza di un nodo, avendo travi eccessivamente deformabili come lo sono le travi a spessore, la rottura si indirizzerebbe probabilmente sui pilastri piuttosto che sulle travi, con un meccanismo evolutivo tutt'altro che duttile

**Per quanto detto le strutture che presentino anche lungo una sola delle direzioni principali delle travi a spessore vengono identificate dalla normativa come strutture a Bassa Duttività (CD" B")**

# DUTTILITA' DELLE SEZIONI IN ACCIAIO

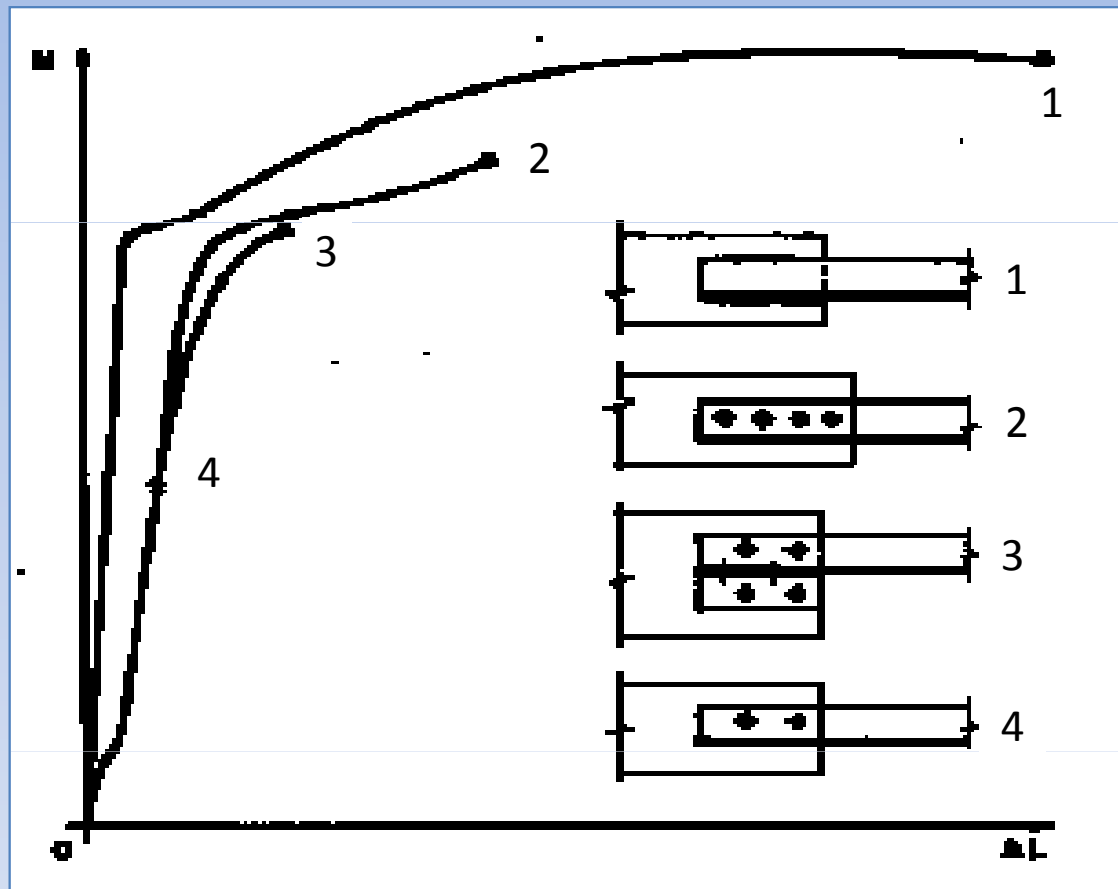
Nonostante la buona duttilità del materiale, le sezioni in acciaio risultano possedere in genere una duttilità ridotta per causa della forma altamente specializzata e snella della sezione



In tal caso le scelte progettuali dovrebbero vertere quando possibile all'adozione di forme più duttili come quella tubolare circolare (ossia sezioni in cui la massa risulti meno centrifugata)

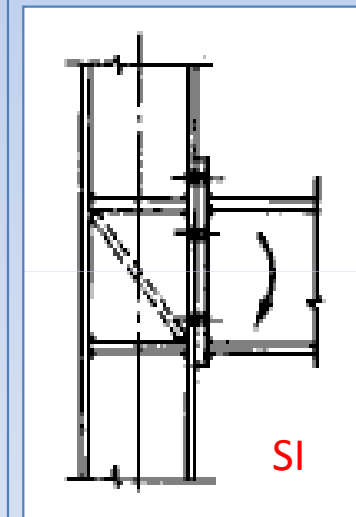
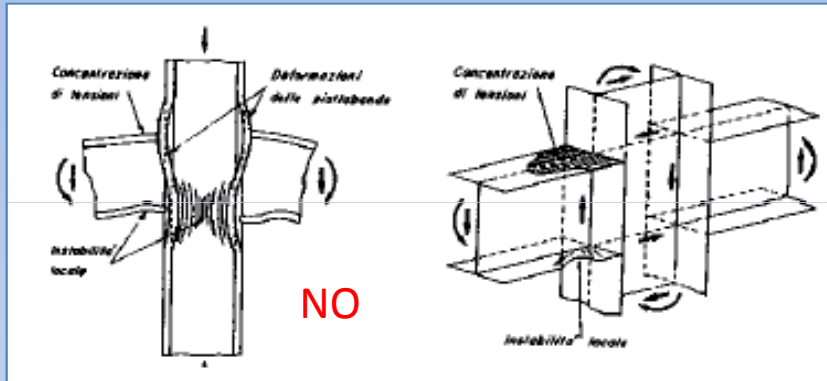
**In ogni caso si ritiene opportuna l'adozione di sezioni compatte di Classe 1 o Classe 2**

# GIUNZIONE DI ASTE TESE

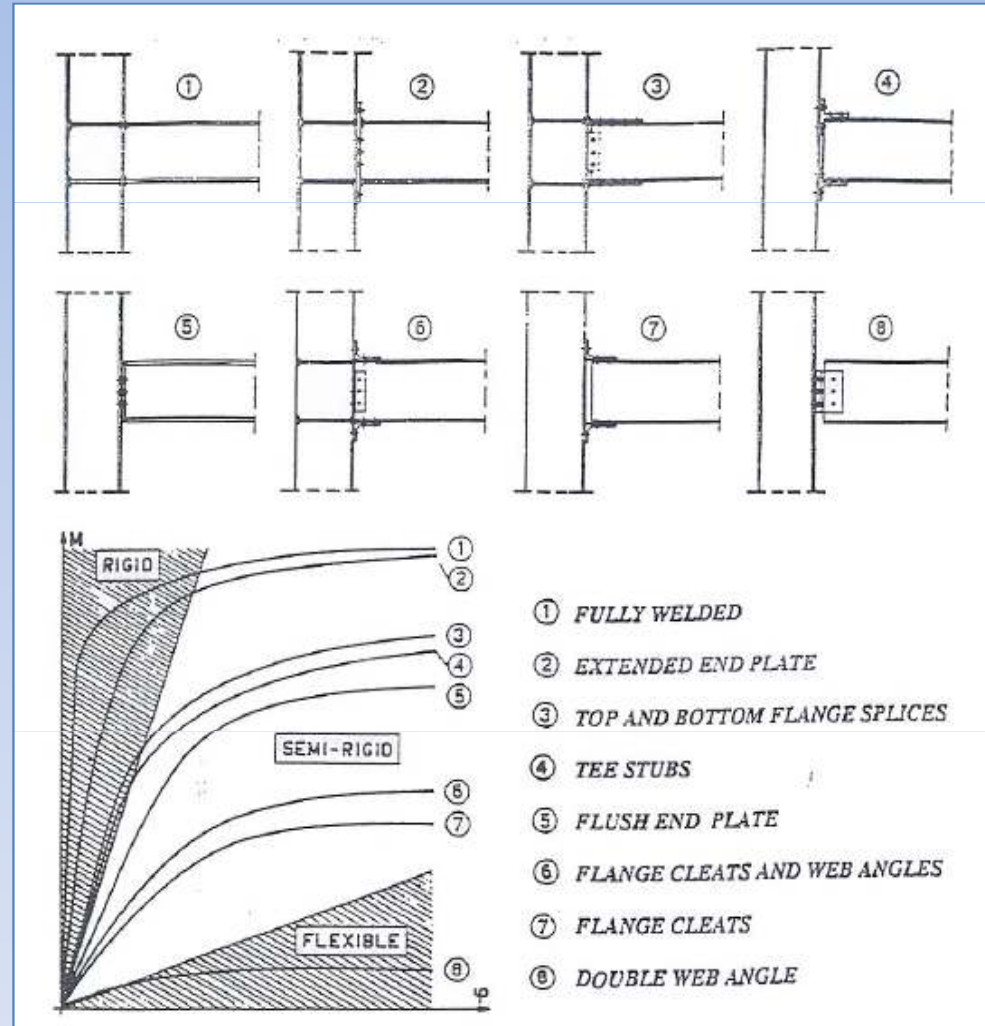


L'evidenza sperimentale mostra come il conseguimento della duttilità possa ottenersi attraverso la realizzazione di giunti saldati a completo ripristino, in modo da consentire a tutte le sezioni degli elementi di evolvere in campo plastico senza rotture fragili degli ancoraggi

# GIUNTI DI ASTE INFLESSE

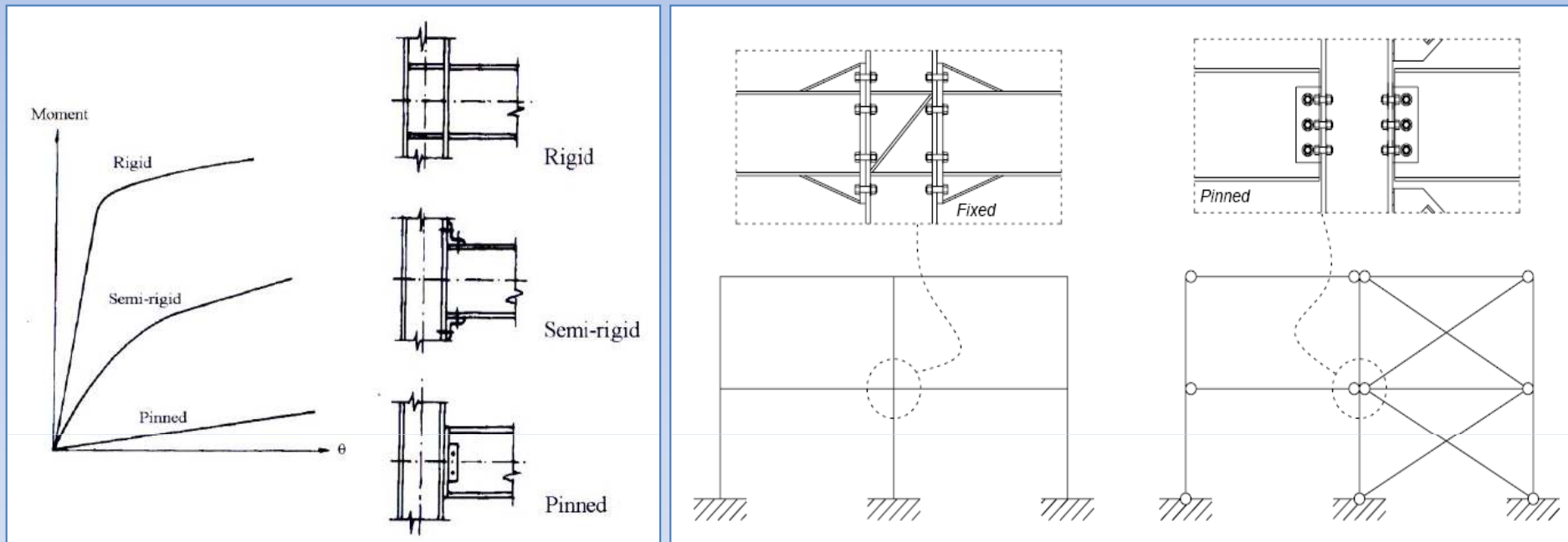


Nel caso di strutture in acciaio, particolare attenzione va posta nell'evitare che l'instabilizzazione del nodo non consenta lo sviluppo della plasticizzazione delle sezioni



# MODELLAZIONE DEI NODI

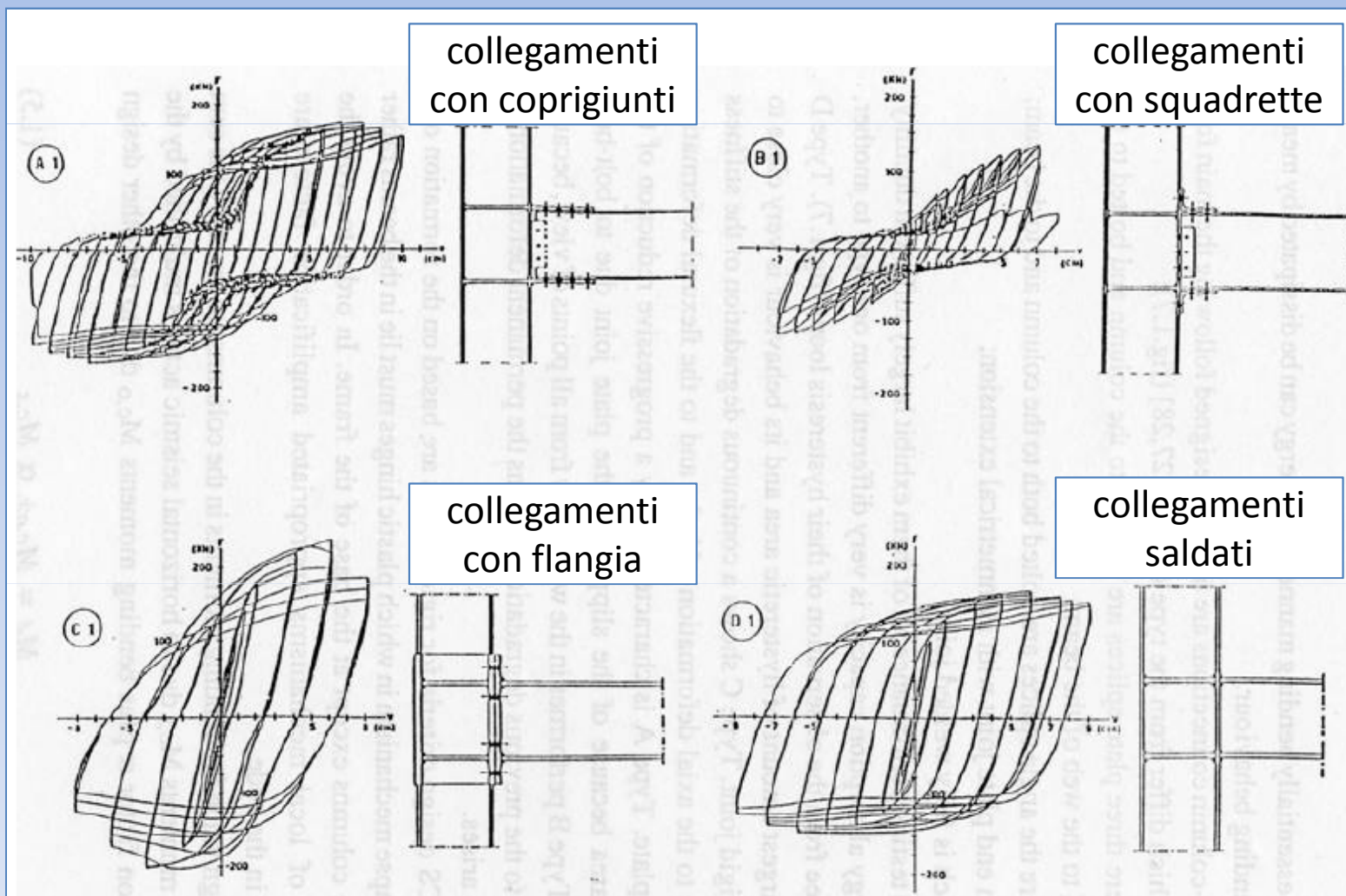
La modalità di realizzazione del nodo, incidendo direttamente sulla pendenza del legame momento-curvatura, incide di fatto anche sulla rigidezza del nodo e quindi sulla scelta da adoperare nella schematizzazione della struttura in fase di calcolo



In presenza di nodi non opportunamente irrigiditi infatti, risulta più corretto effettuare la modellazione inserendo delle cerniere in sostituzione del vincolo di continuità

# DISSIPAZIONE DI ENERGIA

I grafici mostrano come, causa le deformazioni e gli scorrimenti in corrispondenza dei fori e dei bulloni, le unioni saldate consentano di raggiungere una maggiore dissipazione e stabilità dei cicli



# REGOLARITA' STRUTTURALE

Adottati dei materiali e delle sezioni duttili, la duttilità della struttura può quindi garantirsi attraverso un'opportuna organizzazione della struttura che consenta il conseguimento della

1. **REGOLARITA' IN PIANTA**
2. **REGOLARITA' IN ALTEZZA**

Oltre ad uno sviluppo del danno tale da avvenire

1. **SULLE TRAVI PIUTTOSTO CHE SUI PILASTRI**
2. **A PARTIRE DALL' ALTO VERSO IL BASSO**
3. **SENZA MOBILITAZIONE DI FENOMENI FRAGILI A TAGLIO**

Il soddisfacimento di tutti i requisiti anzidetti avviene attraverso lo studio della **gerarchia delle resistenze**, attraverso la quale ci si prefigge non tanto di evitare il danneggiamento, ma piuttosto di far sì che esso avvenga in posizioni adatte a consentire la dissipazione dell'energia sismica mantenendo comunque la salvaguardia nei confronti del collasso globale della struttura

# REGOLARITA' IN PIANTA

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 identificano come costruzioni regolari in pianta quelle costruzioni che rispettino tutte le seguenti condizioni minime

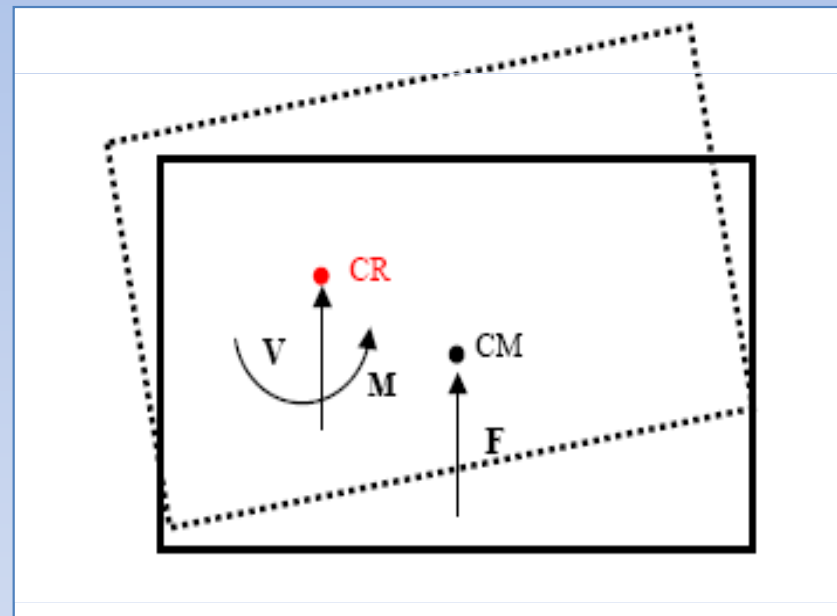
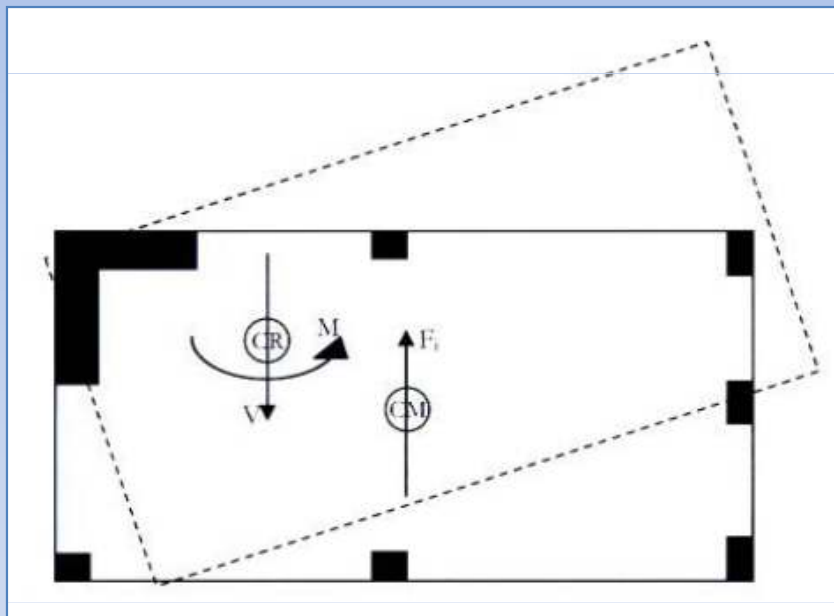
## REGOLARITA' IN PIANTA

- Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali in relazione alla distribuzione di massa e rigidzze
- Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta inferiore a 4
  - Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze superiore al 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione
  - Orizzontamenti infinitamente rigidi nel loro piano e sufficientemente resistenti

La mancata adozione delle regole sopra esposte comporta una diminuzione del fattore di struttura  $q$  di circa il 5÷15%, oltre alla eventuale necessità di raddoppiare l'eccentricità accidentale di piano

# REGOLARITA' IN PIANTA (1)

**Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali in relazione alla distribuzione di massa e rigidezze**

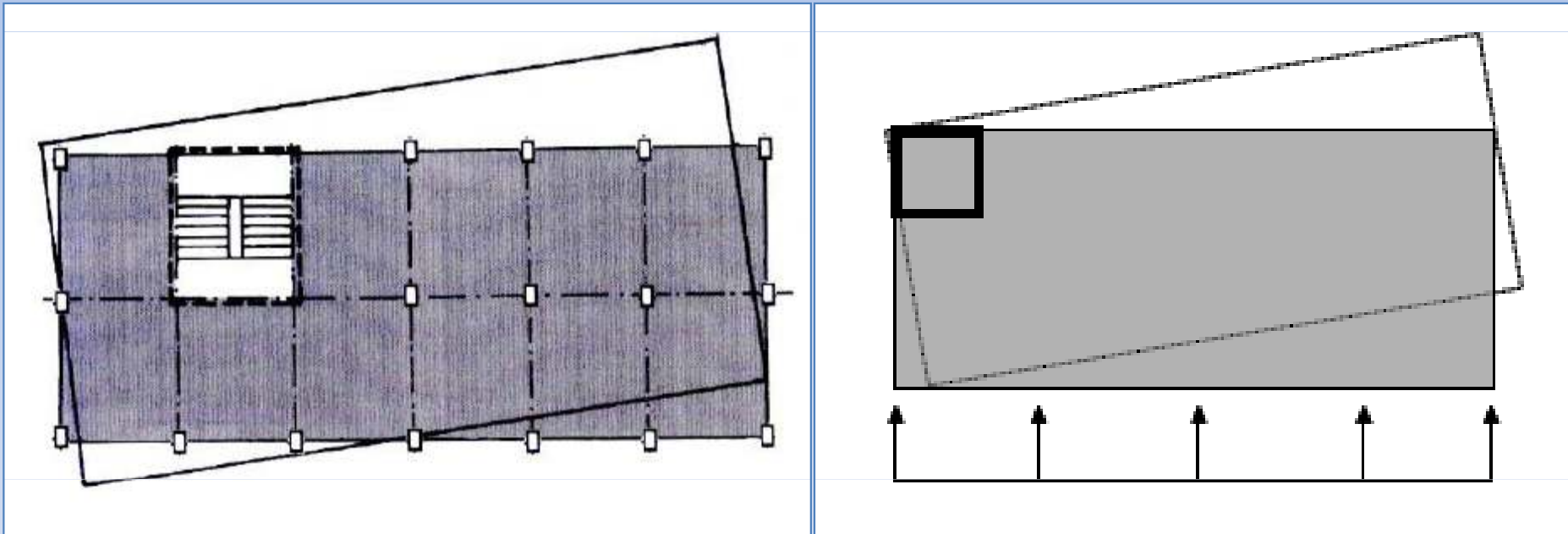


In presenza di irregolarità nella distribuzione di masse e rigidezze, durante il sisma viene a crearsi una torsione dell'edificio che comporta uno spostamento non uniforme degli elementi verticali

**Ciò comporta un danneggiamento localizzato negli elementi soggetti a deformazione maggiore (elementi lontani dal centro di rigidezza), con collasso precoce per avvitemento della struttura**

# REGOLARITA' IN PIANTA (1)

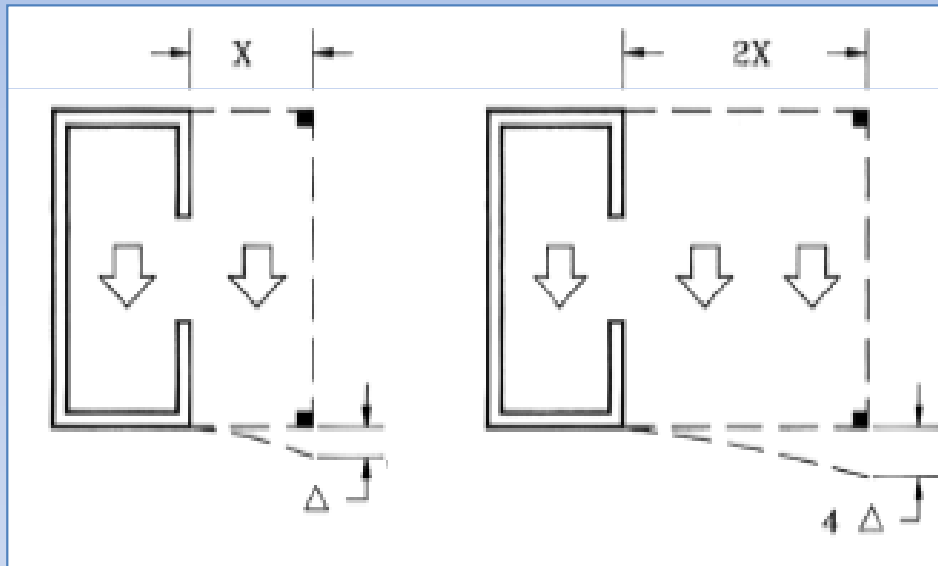
**Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali in relazione alla distribuzione di massa e rigidezza**



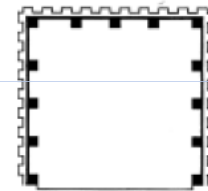
Nell'ottica della distribuzione simmetrica delle rigidezza grande importanza è assunta dalla definizione in sede progettuale della posizione di eventuali nuclei scala e ascensore

# REGOLARITA' IN PIANTA (1)

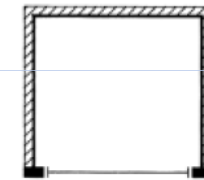
**Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali in relazione alla distribuzione di massa e rigidezze**



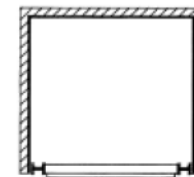
Come si osserva, la deformazione è concentrata sul fronte ove è presente l'apertura



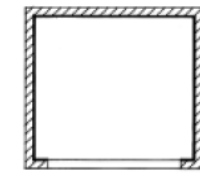
Telaio leggero  
(attenzione ai tamponamenti)



Pareti irrigidenti nel fronte aperto



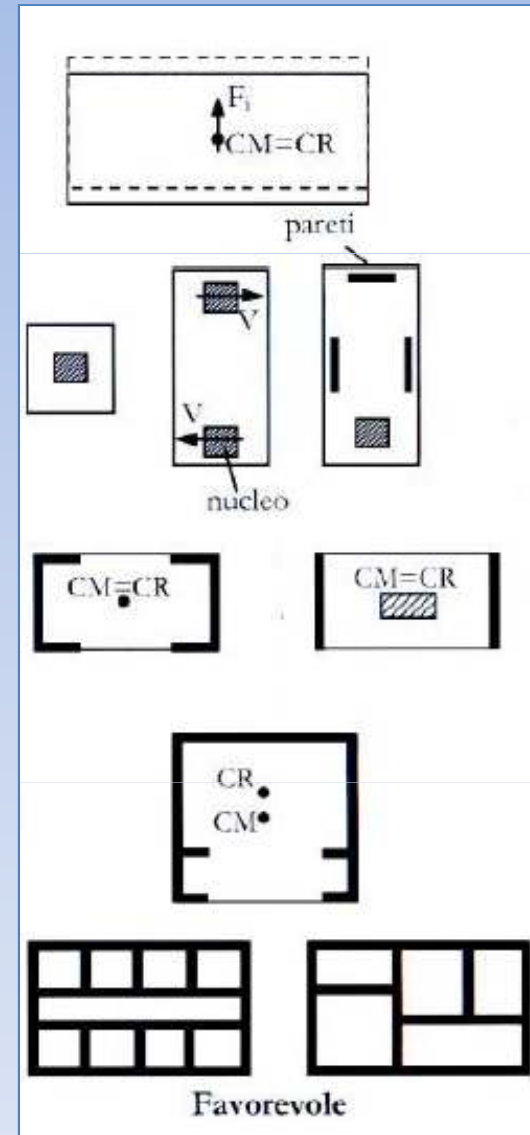
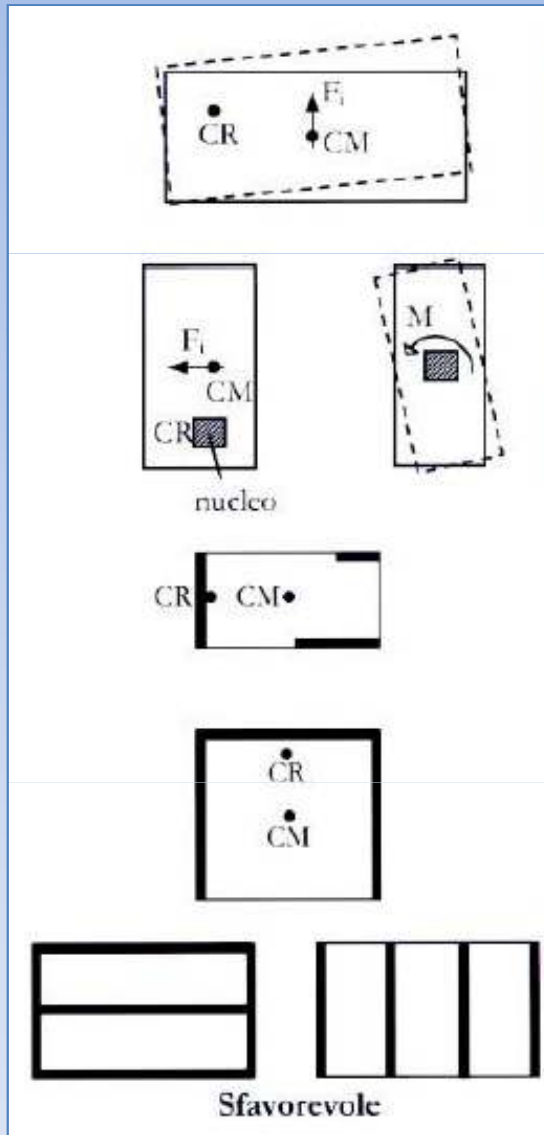
Telaio controventato in acciaio



Progettare l'edificio per sostenere la torsione, e' possibile solo in edifici piccoli

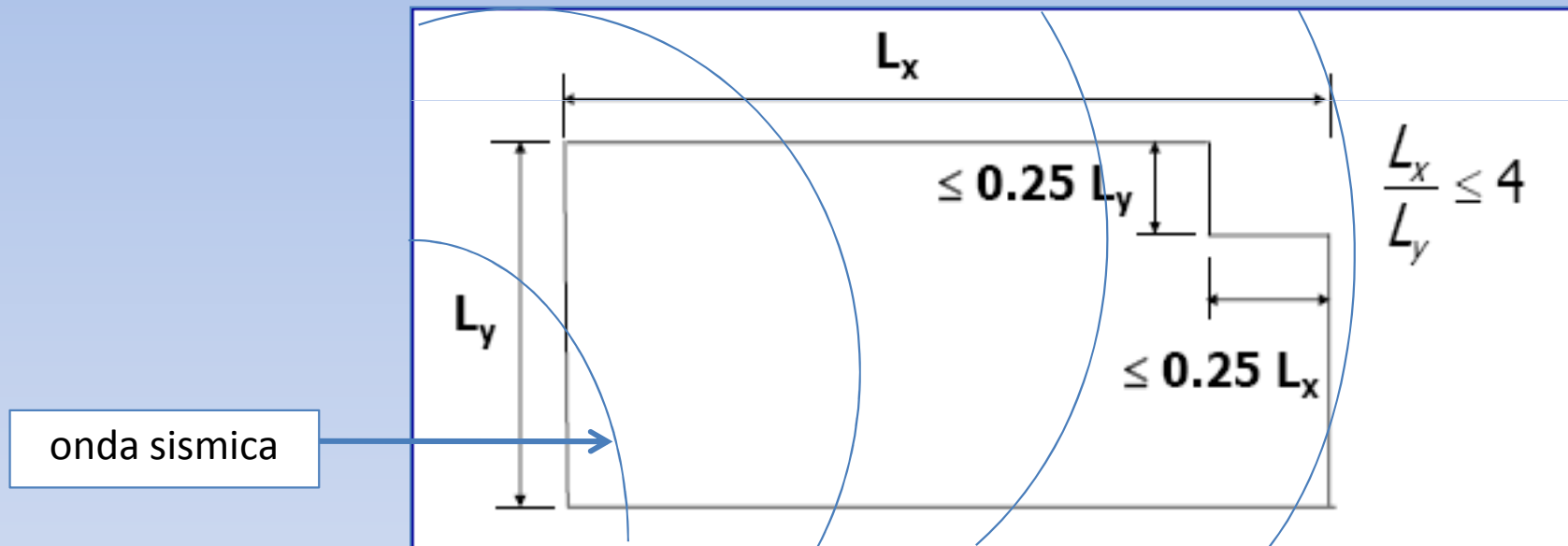
Nell'ottica della distribuzione simmetrica delle rigidezza grande importanza è assunta infine dai locali parzialmente interrati (con un lato chiuso contro terra e un lato aperto) e dai locali con una delle facciate aperta per dar luogo a vetrine, edifici commerciali o similari

# REGOLARITA' IN PIANTA (1)



## REGOLARITA' IN PIANTA (2)

**Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta inferiore a 4**

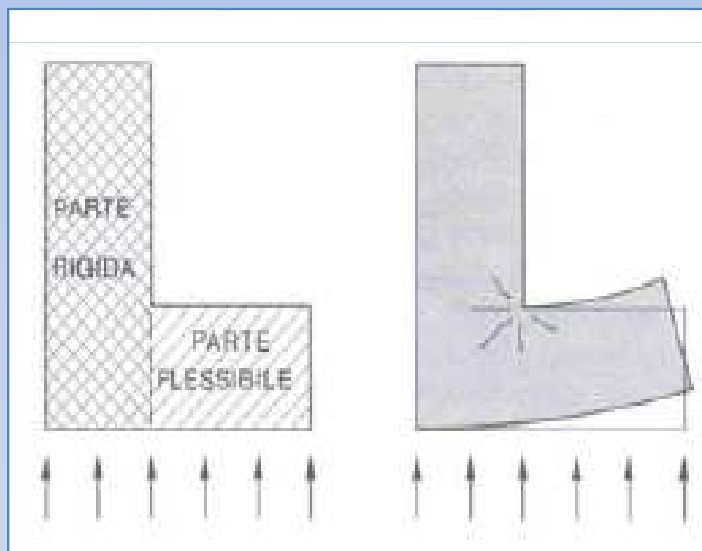
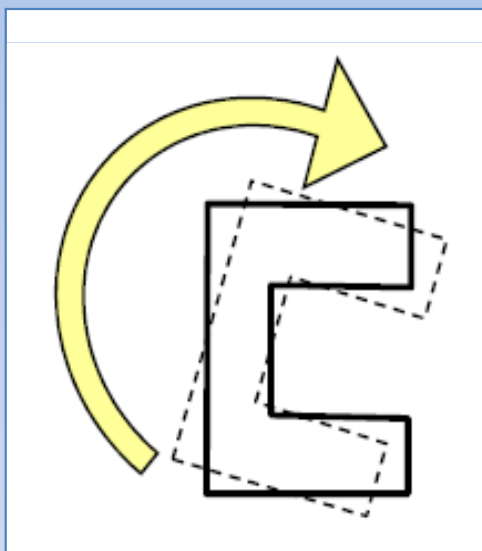


In presenza di costruzioni eccessivamente allungate il moto sismico potrebbe indurre accelerazioni differenti su porzioni distanti della fondazione e quindi della struttura

**Tale sfasamento dell'onda sismica potrebbe portare a pericolosi fenomeni non previsti**

## REGOLARITA' IN PIANTA (3)

**Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze superiore al 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione**
















La presenza di angoli rientranti tende ad allontanare il centro di rigidezza dal centro di massa, inducendo sulla costruzione effetti torsionali e fungendo oltretutto da zona debole della costruzione a causa delle accentuate diversità di rigidezza tra le parti della stessa struttura

**Ciò comporta stati deformativi differenziati a cui spesso segue l'innescio del collasso**

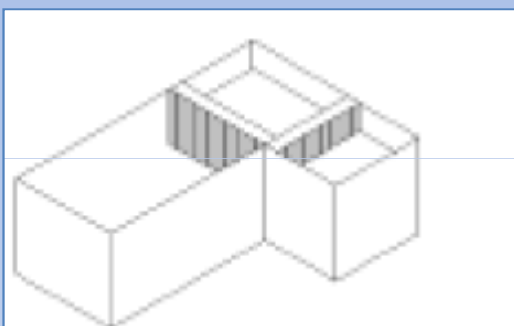
# REGOLARITA' IN PIANTA (3)

In figura sono riportate una sequenza di possibili forme planimetriche, contrassegnate da un "fattore di rischio", crescente con il livello di pericolosità associato all'uso di tale forma

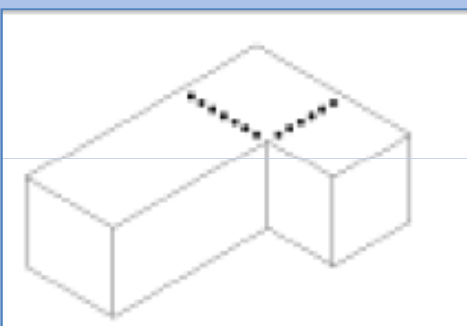
No.	Floor Plan	Remarks	$fr_2$	No.	Floor Plan	Remarks	$fr_2$
2.1		Symmetrical lay-out. If no other aggravating factors are found the risk belongs to the best category.	1,0	2.8		H-type plan with higher damage probability in the corner regions.	2,0
2.2		Although this building is by itself regular, the non-uniform arrival of earthquake energy can lead to problems in long buildings.	1,2	2.9		Complex floor plan. The more wings are interconnected to a -back-bone- building the more likely becomes damage in general and at places of intersection.	2,2
2.3		Buildings with angles different from rectangular ones are sometimes found at street corners. Such plans invite torsional shaking.	1,3	2.10		Floor plan for halls, auditoriums, theatres, etc. which increases the risk of torsional shaking.	1,3
2.4		Buildings with a yard in the center or a patio may increase damage probability if differential shaking between the limbs may cause dangerous distortions in the corner sections.	1,3 2,0	2.11		Cylindrical buildings have become fashionable with some architects. If one of the towers is not stiffer or softer (special elevators or their arrangement), symmetry is good.	1,1
2.5		L-type floor plan with an enhanced risk of damage in the corner region.	1,3	2.12		Example of an asymmetric connection of circular floor plans leading to torsional problems.	1,3
2.6		T-type plan with increased damage probability at both sides of the intersection.	1,5	2.13		Curved buildings are asymmetric and in addition often long, both features increase exposure.	1,2
2.7		U-type plan which leads to an enhanced exposure in both corners.	1,8				

# REGOLARITA' IN PIANTA (3)

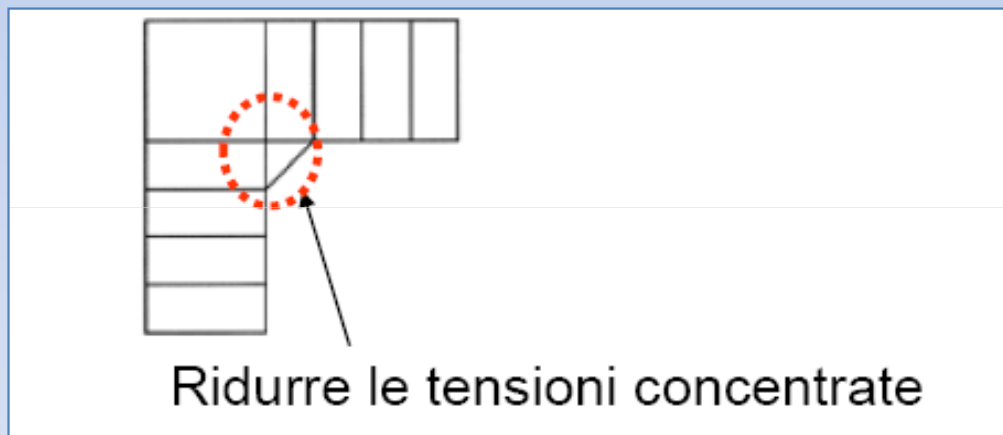
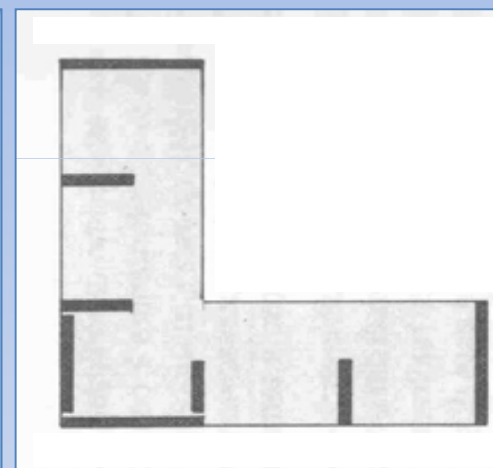
Di seguito si illustrano una serie di accorgimenti per alleviare l'effetto delle zone d'angolo



Aggiungere pareti a taglio centrali



Aggiungere cordoli irrigidenti



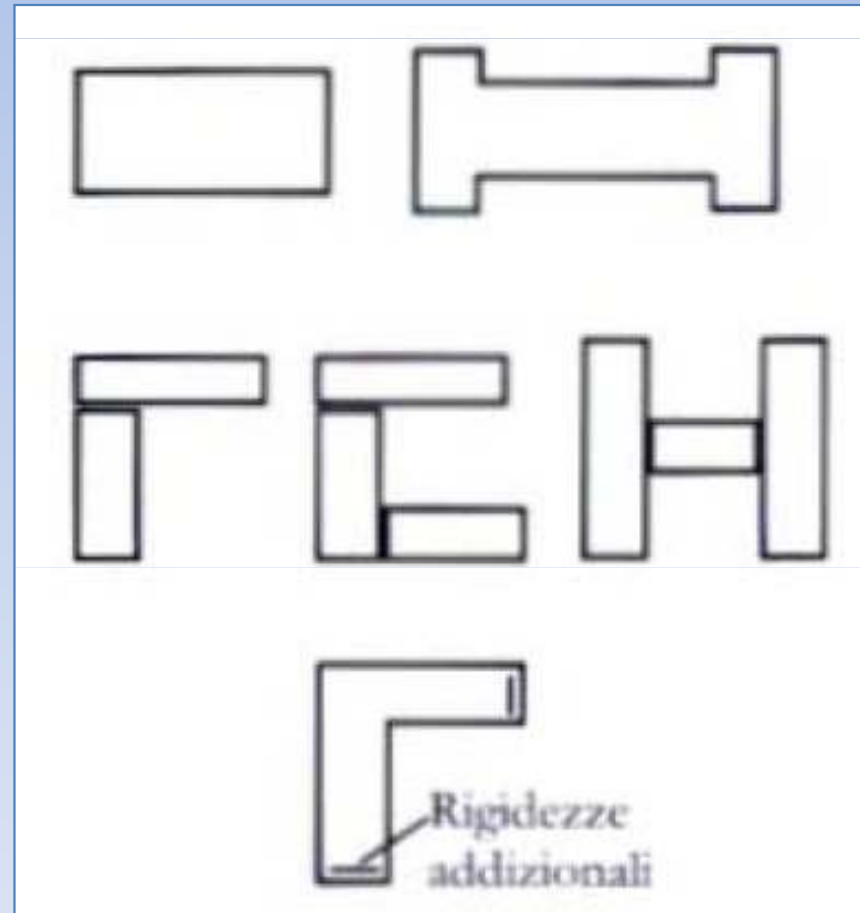
Ridurre le tensioni concentrate



Dove gli interventi sono finalizzati prevalentemente all'irrigidimento della zona d'angolo

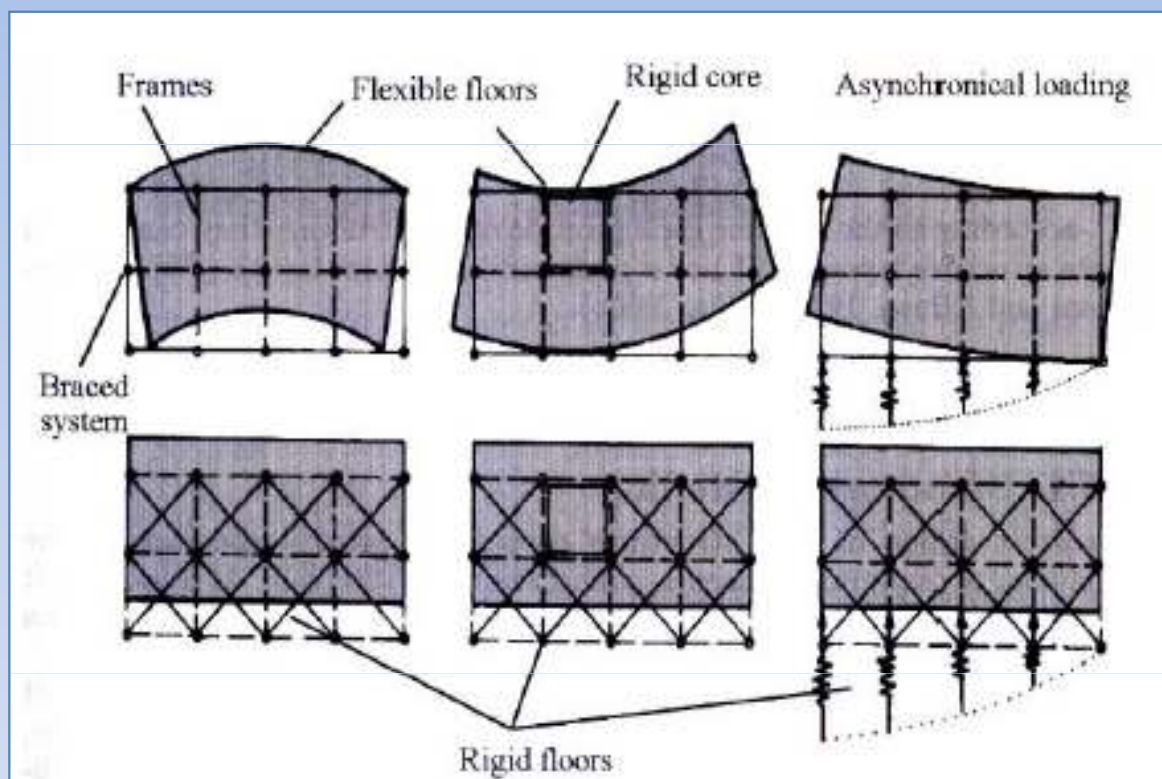
# REGOLARITA' IN PIANTA (3)

Tuttavia gli interventi volti alla distribuzione di elementi irrigidenti tale da uniformare lo stato deformativo della costruzione o alla suddivisione del complesso strutturale mediante giunti di separazione sono da prediligersi, garantendo questi una maggiore duttilità della struttura



# REGOLARITA' IN PIANTA (4)

**Orizzontamenti infinitamente rigidi nel loro piano e sufficientemente resistenti**



Se i solai non fossero sufficientemente rigidi da garantire un'efficace ed uniforme distribuzione dell'azione sismica fra gli elementi verticali resistenti, si verificherebbero spostamenti non uniformi con conseguente danneggiamento localizzato e comportamento poco duttile

## REGOLARITA' IN PIANTA (4)

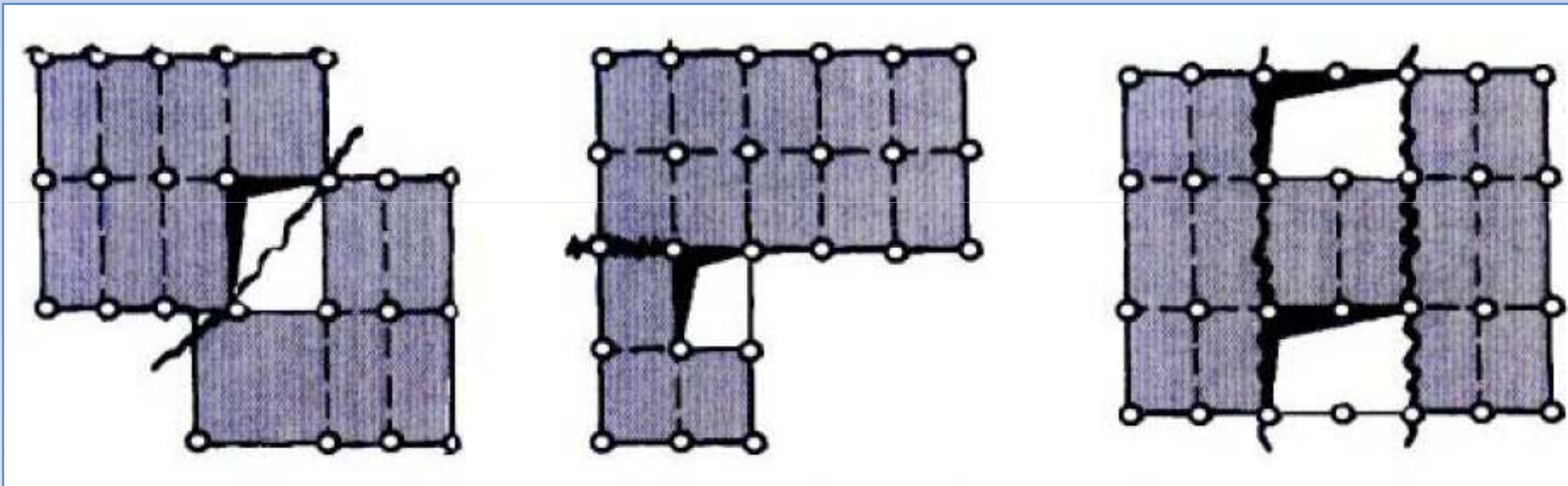
In tal senso, la normativa chiarisce che possono considerarsi infinitamente rigidi nel loro piano

Solai in calcestruzzo armato

Solai in latero-cemento con  
soletta in c.a. di 40mm

Solai in struttura mista  
soletta in c.a. di 50mm

Inoltre particolare attenzione dovrà porsi nell'evitare che le aperture orizzontali per il passaggio di ascensori o scale non provochino riduzioni di rigidezza o rotture lungo linee di minor resistenza



# REGOLARITA' IN ALTEZZA

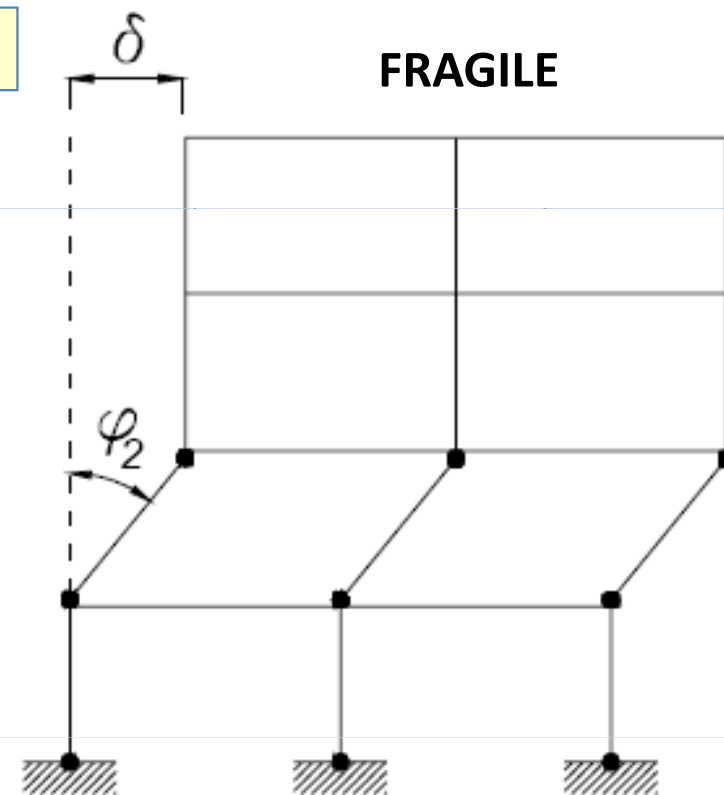
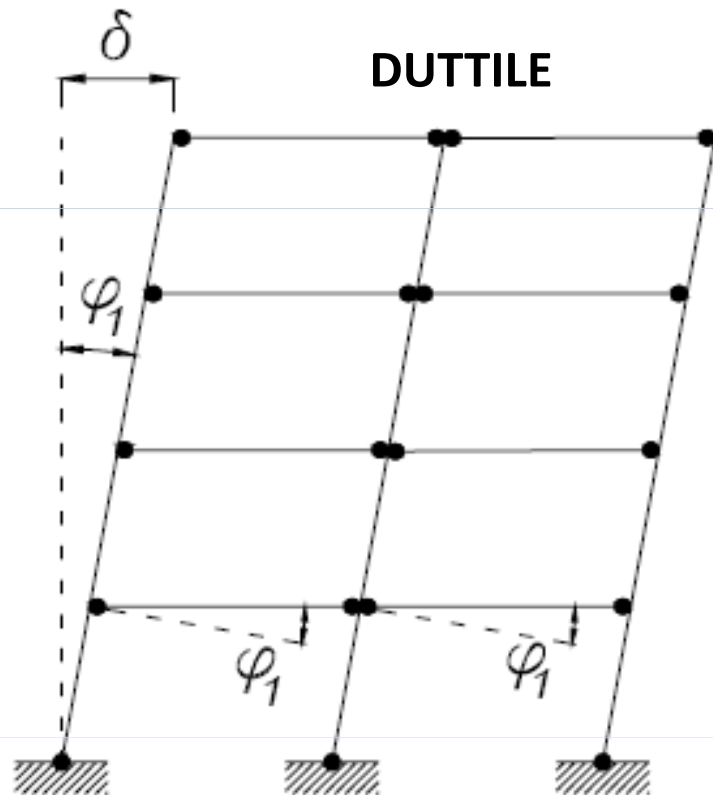
Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 identificano come costruzioni regolari in altezza quelle costruzioni che rispettino tutte le seguenti condizioni minime

## REGOLARITA' IN ALTEZZA

- Estensione di tutti i sistemi resistenti verticali per tutta l'altezza della costruzione
  - Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione
- Rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo non significativamente diverso per orizzontamenti diversi di strutture intelaiate a Bassa Duttività
- Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione gradualmente da un orizzontamento al successivo, con variazioni non superiori del 30% rispetto al piano terra e del 20% rispetto al piano sottostante

La mancata adozione delle regole sopra esposte comporta una diminuzione del fattore di struttura  $g$  di circa il 25%, oltre alla eventuale necessità di incrementare l'azione di piano del 40%

# REGOLARITA' IN ALTEZZA



## Meccanismo di collasso GLOBALE

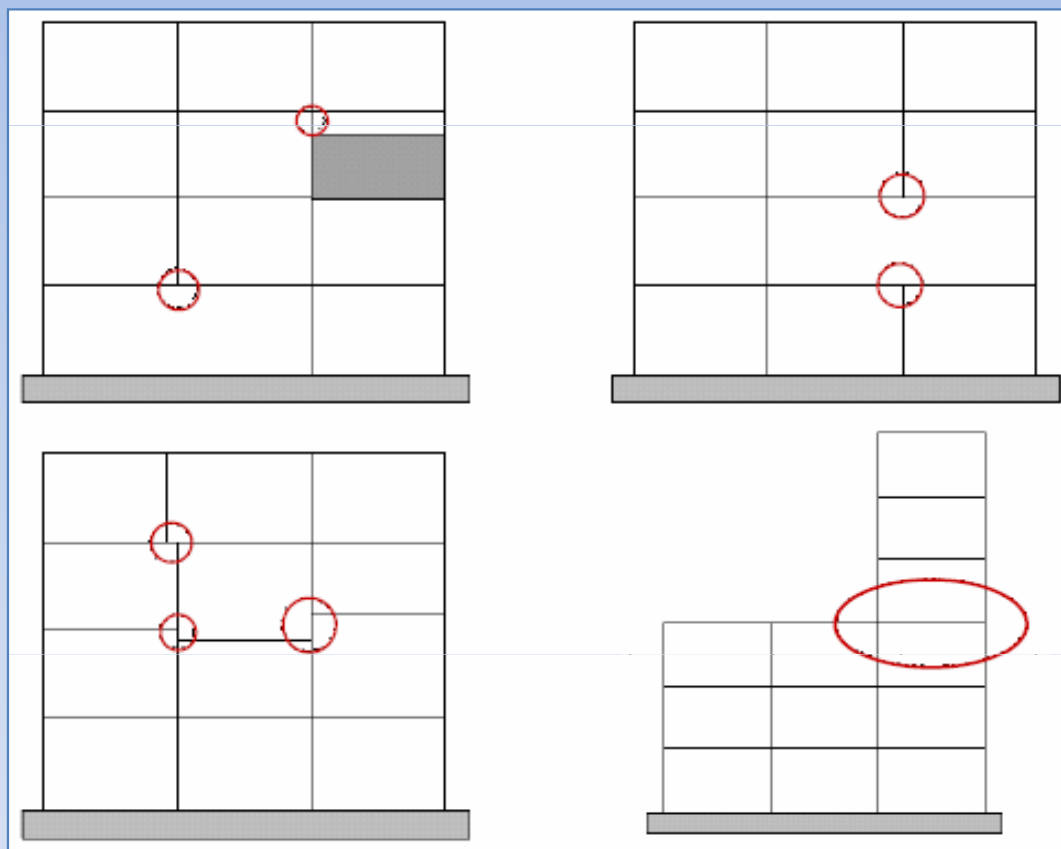
Danneggiamento di un numero elevato di elementi, con elevata dissipazione di energia

## Meccanismo di collasso LOCALE

Danneggiamento di un numero ridotto di elementi, con ridotta dissipazione di energia

# REGOLARITA' IN ALTEZZA (1)

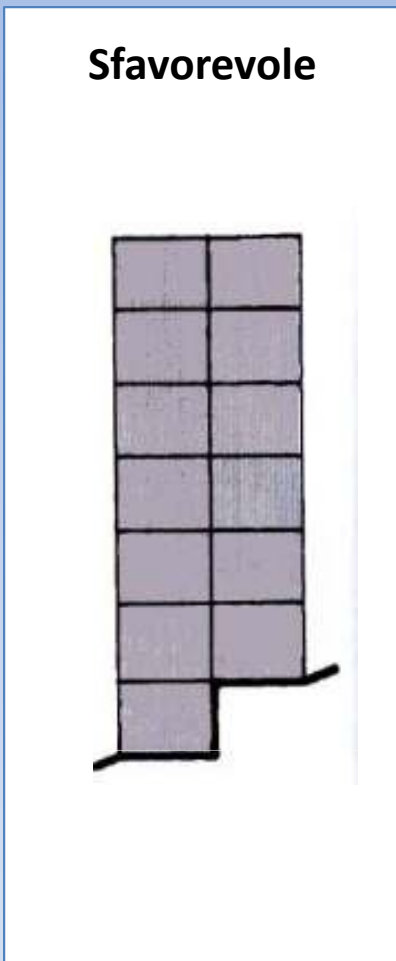
**Estensione di tutti i sistemi resistenti verticali per tutta l'altezza della costruzione**



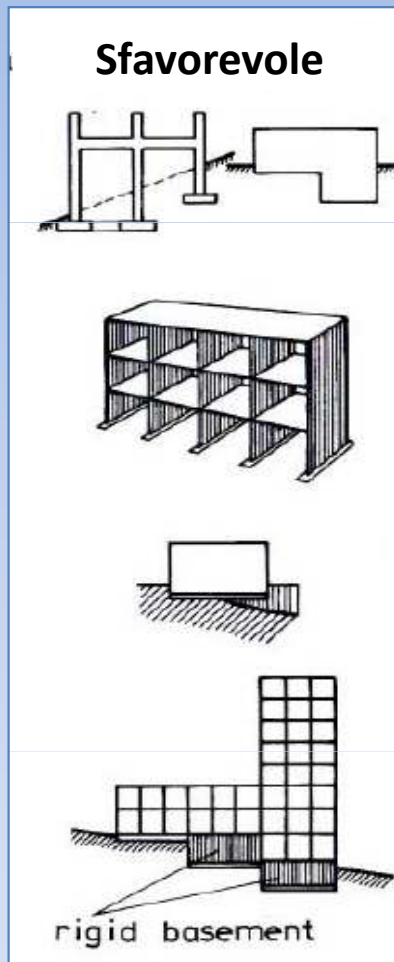
La presenza di interruzione dei sistemi resistenti verticali, così come il loro non corretto allineamento, può generare piani deboli soggetti a collasso precoce

# REGOLARITA' IN ALTEZZA (1)

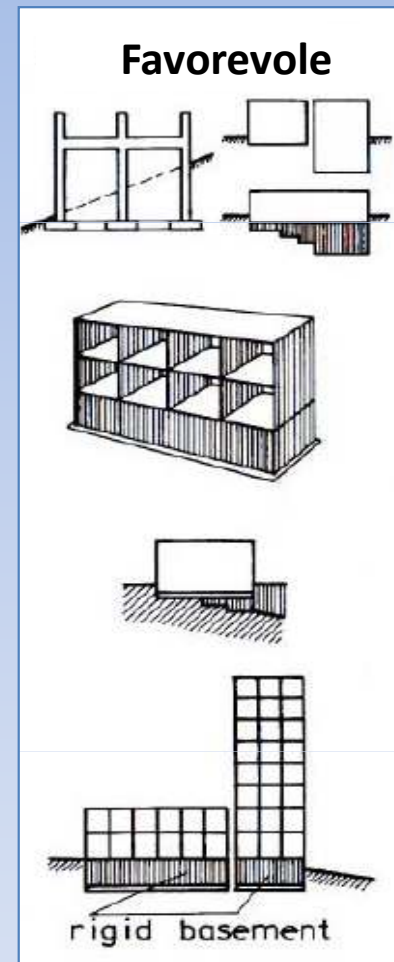
Sfavorevole



Sfavorevole



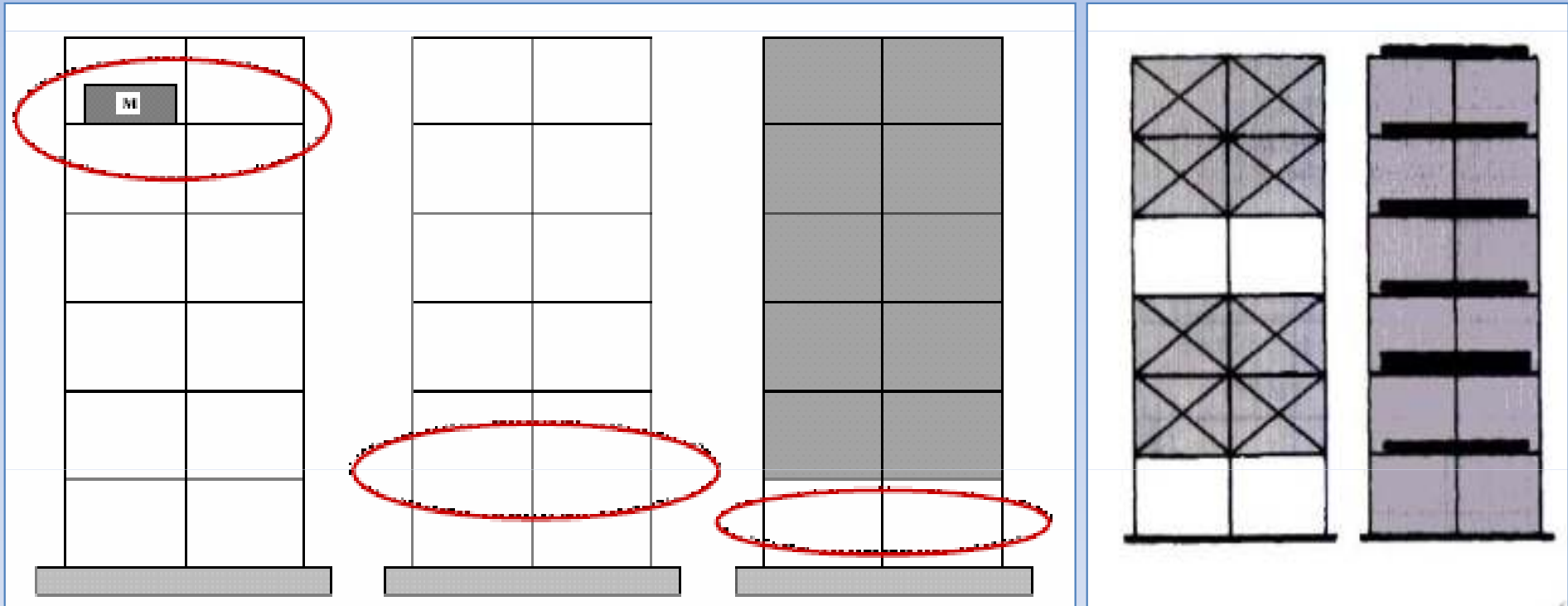
Favorevole



La necessità di rispettare l'estensione degli elementi verticali per l'ottenimento di una struttura regolare vale ovviamente anche in fondazione

## REGOLARITA' IN ALTEZZA (2)

**Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione**

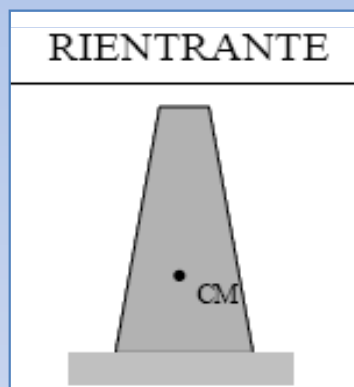


La presenza di irregolarità nella massa e/o nella rigidezza, fa sì che le deformazioni imposte in alcuni piani possano risultare maggiori che negli altri, con localizzazione dei danneggiamenti

# REGOLARITA' IN ALTEZZA (2)

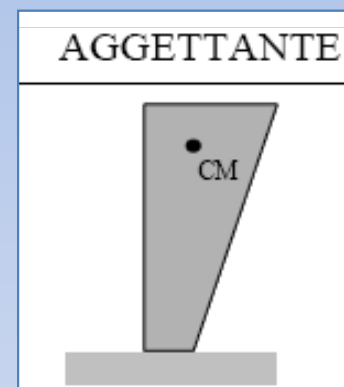
La distribuzione della massa lungo l'altezza dell'edificio risulta fondamentale in quanto ad essa è strettamente correlata l'entità dell'azione sismica impressa ai diversi piani

Inoltre si considerino le seguenti tipologie morfologiche



Tale configurazione produce un abbassamento del baricentro delle masse e quindi una sensibile riduzione del momento ribaltante

La resistenza e la rigidezza alla base risultano generalmente maggiori

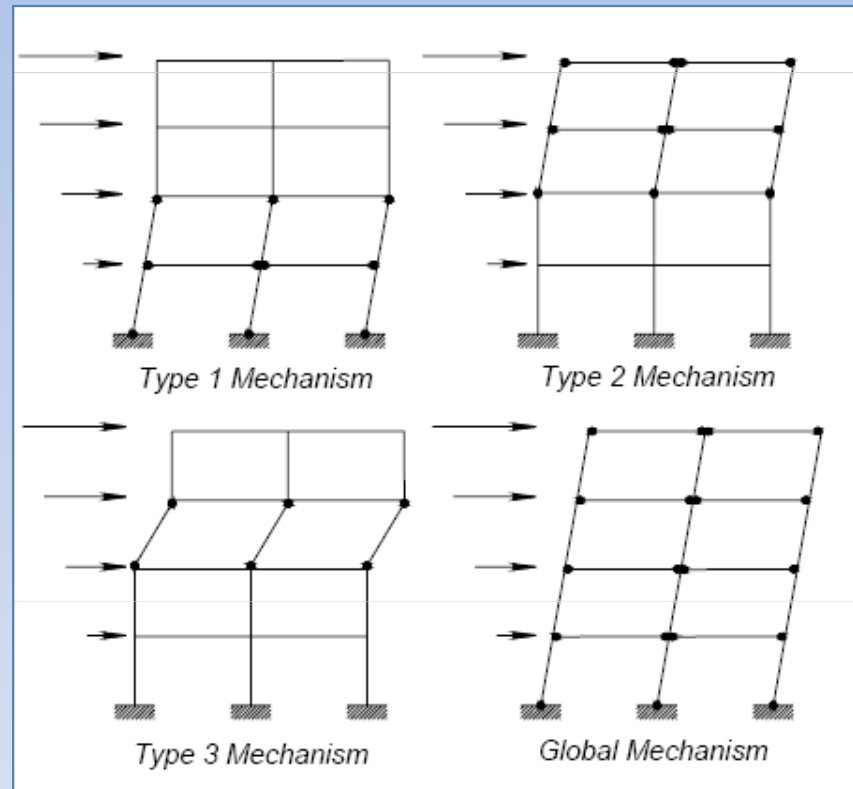


Tale configurazione produce un innalzamento del baricentro delle masse e quindi un sensibile aumento del momento ribaltante

La resistenza e la rigidezza alla base risultano generalmente minori

# REGOLARITA' IN ALTEZZA (3)

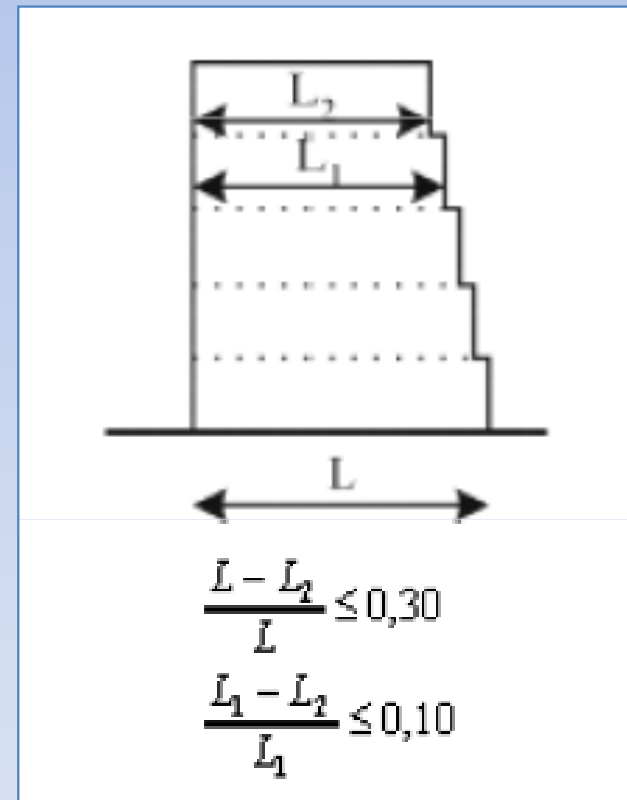
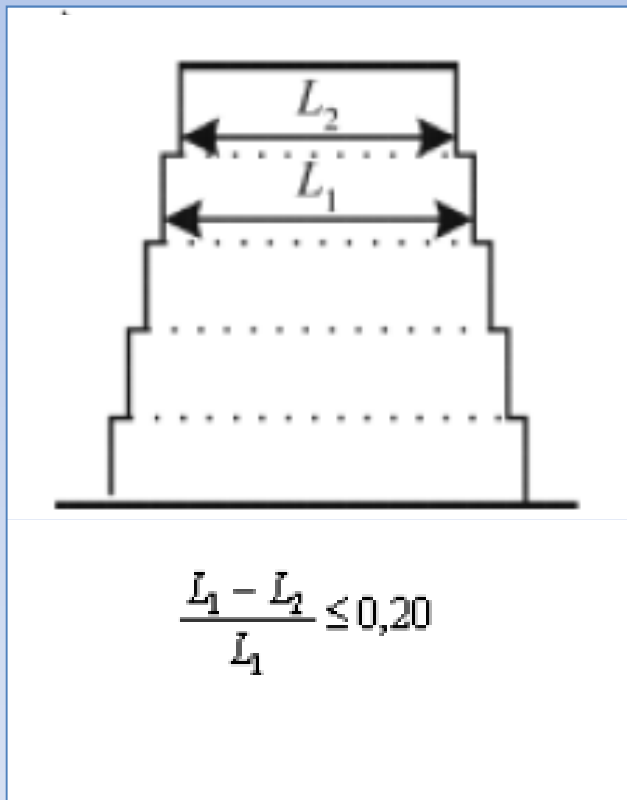
**Rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo non significativamente diverso per orizzontamenti diversi di strutture intelaiate a Bassa Duttilità**



Anche in assenza di irregolarità evidenti, in presenza di piani particolarmente deboli potrebbero innescarsi rotture che comprometterebbero la possibilità di sviluppo di un meccanismo globale

# REGOLARITA' IN ALTEZZA (4)

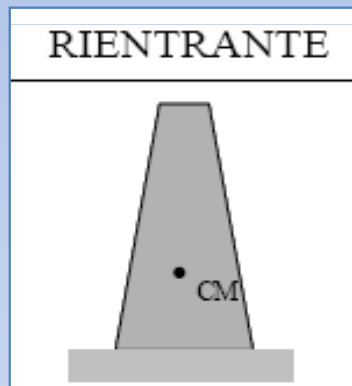
**Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione gradualmente da un orizzontamento al successivo, con variazioni non superiori del 30% rispetto al piano terra e del 20% rispetto al piano sottostante**



# REGOLARITA' IN ALTEZZA

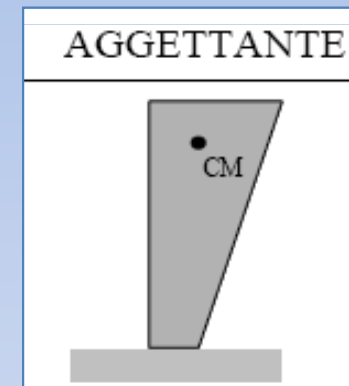
La distribuzione della massa lungo l'altezza dell'edificio risulta fondamentale in quanto ad essa è strettamente correlata l'entità dell'azione sismica impressa ai diversi piani

Inoltre si considerino le seguenti tipologie morfologiche



Tale configurazione produce un abbassamento del baricentro delle masse e quindi una sensibile riduzione del momento ribaltante

La resistenza e la rigidezza alla base risultano generalmente maggiori




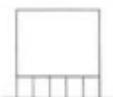

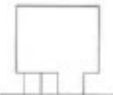




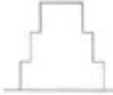

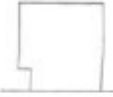


Tale configurazione produce un innalzamento del baricentro delle masse e quindi un sensibile aumento del momento ribaltante

La resistenza e la rigidezza alla base risultano generalmente minori

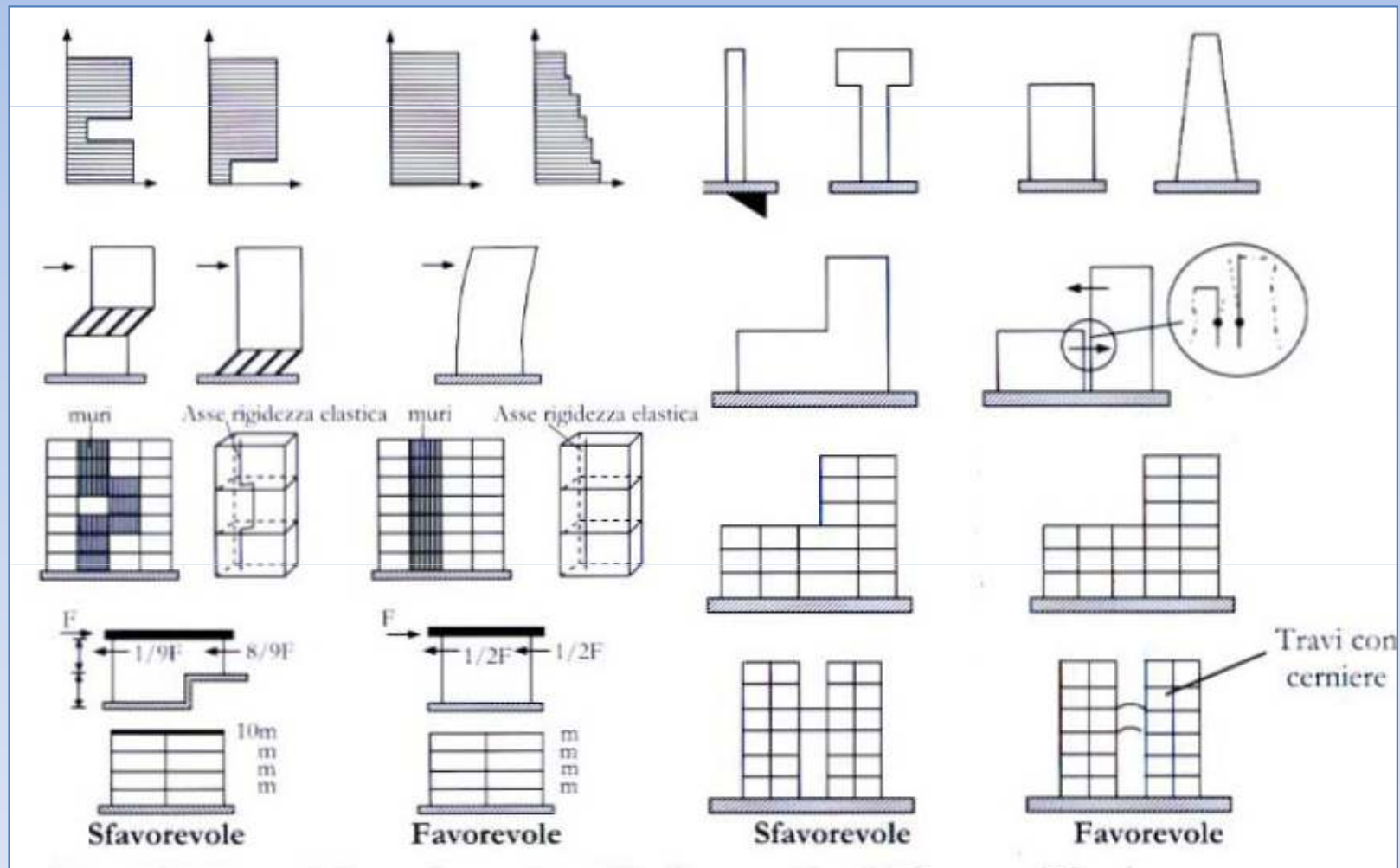
# REGOLARITA' IN ALTEZZA

In figura sono riportate una sequenza di possibili forme altimetriche, contrassegnate da un "fattore di rischio", crescente con il livello di pericolosità associato all'uso di tale forma

No.	Elevation	Remarks	$fr_1$	No.	Elevation	Remarks	$fr_1$
1.1		Both views are absolutely regular and symmetrical. If this holds for the entire building's structure and important non-structural parts, and foundations the risk is best.	1,0	1.8		Soft first floor on one side, more stiff on other one where walls fill space between columns. Depending on amount of irregularity this design can be dangerous.	1,5 5,0
1.2		Building in the shape of a pyramid for one or both elevations. If symmetry is observed in all other aspects, risk is similar to 1.1, one even slightly better.	1,0 0,8	1.9		Mostly free-standing columns on ground floor resulting in soft storey there and stiff, top-heavy structure on top. Dangerous design. Very dangerous in case of resonance.	3,0 10,0
1.3		Inverted pyramid, sometimes with vertical walls for the ground floor. This structure is top-heavy and therefore not the best risk.	1,3	1.10		Free standing columns on one side, protruding upper storeys on other one. Considerable asymmetry results in substantial exposure. Dangerous to very dangerous design.	3,0 10,0
1.4		L-shaped elevation which results in an elevation of exposure in the transition zone, particularly where the lower section is attached.	1,3	1.11		Building on sloping ground. Considerable asymmetry results high risk of collapse.	5,0 10,0
1.5		Building of the shape of an inverted T. Enhanced exposure at the regions where the lower parts meet the tower.	1,5	1.12		Design found in halls, theatres, and the like. Substantial asymmetry can make serious failures of members quite probable.	3,0 10,0
1.6		Building with several setbacks leading to transitions of masses, stiffness, and damping at various floors and higher exposure there.	1,8	1.13		Sport stadiums are sometimes of this shape. If an earthquake occurs when they are packed to capacity, the risk is substantial.	5,0 10,0
1.7		Upper floor protruding. Frequent in rainy tropical regions for commercial buildings to cover part of the footwalk. Depending on relative importance of upper section risk may be increased quite substantially.	1,5 3,0				

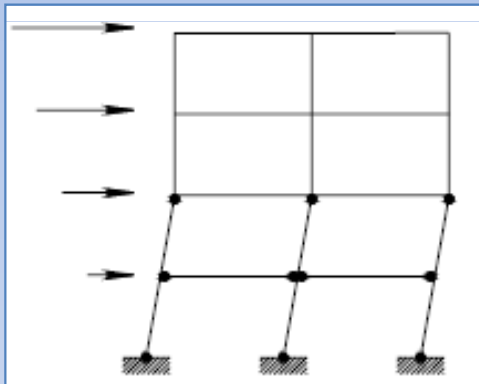
# REGOLARITA' IN ALTEZZA

Di seguito si illustrano una serie di situazioni progettuali favorevoli e sfavorevoli per una corretta risposta nei confronti dell'azione sismica

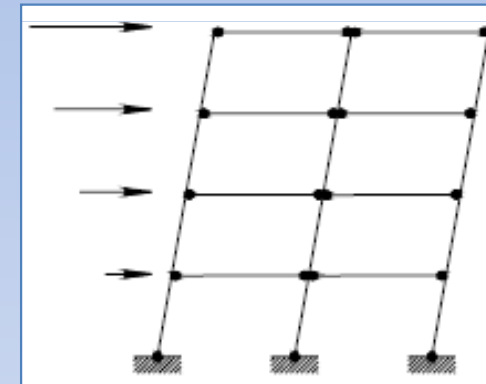


# SVILUPPO DEL DANNO

In realtà, al fine di conseguire la situazione ideale di collasso per meccanismo globale della struttura, oltre a rispettare i principi di regolarità in elevazione è necessario far sì che **il danneggiamento delle travi si sviluppi a partire dall'alto verso il basso della struttura**



Se le travi si danneggiano prima ai piani bassi, **le azioni sismiche non verrebbero trasmesse efficacemente ai piani superiori** localizzando di fatto le rotture ai piani bassi e mandando in crisi i pilastri

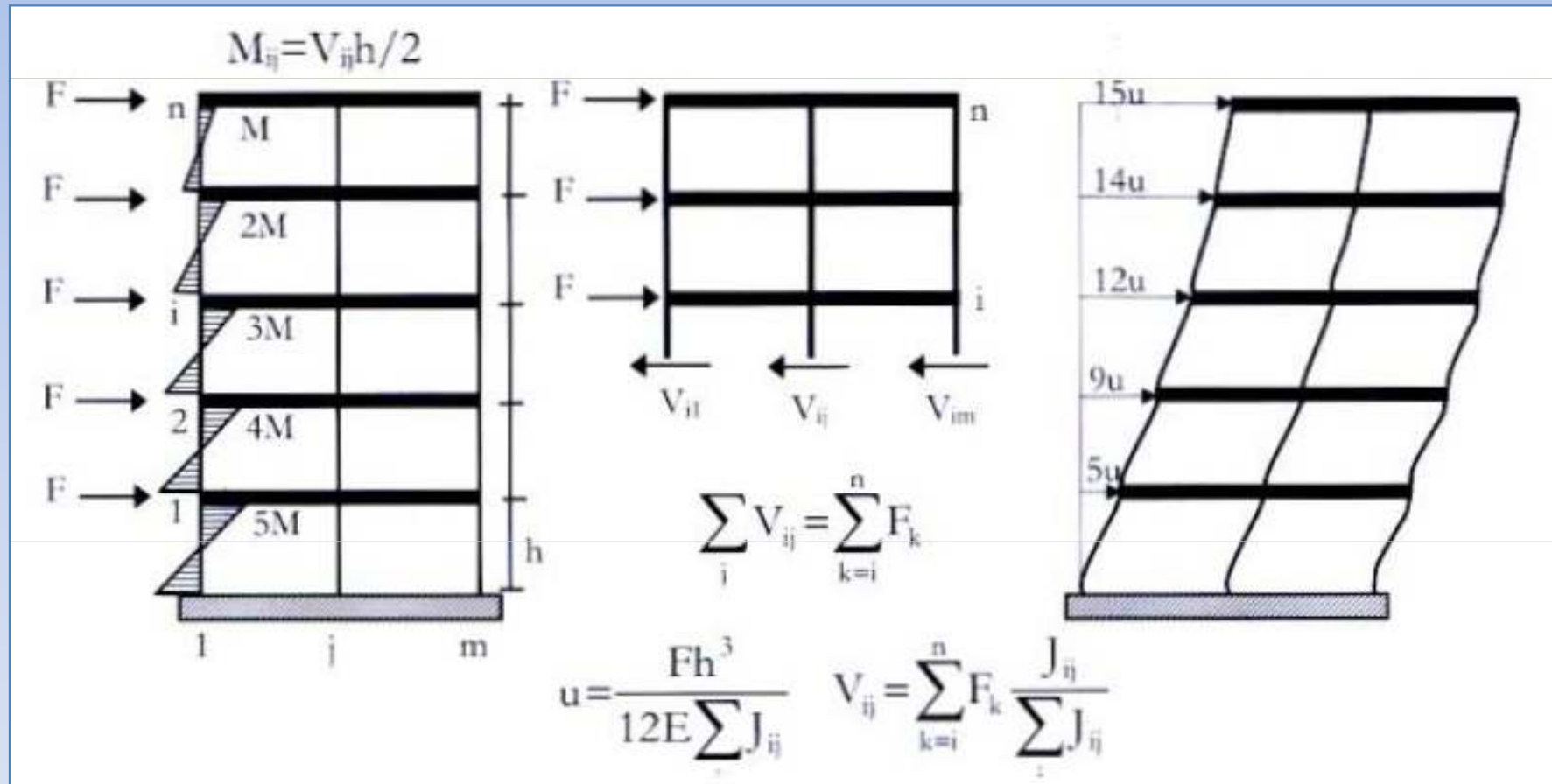


Meccanismo ricercato: **tutte le travi si danneggiano prima del danneggiamento dei pilastri**

**Tale obiettivo è perseguibile assortendo opportunamente nella struttura degli elementi a telaio con degli elementi a mensola quali nuclei ascensori o pareti**

# COMPORTAMENTO A TELAIO

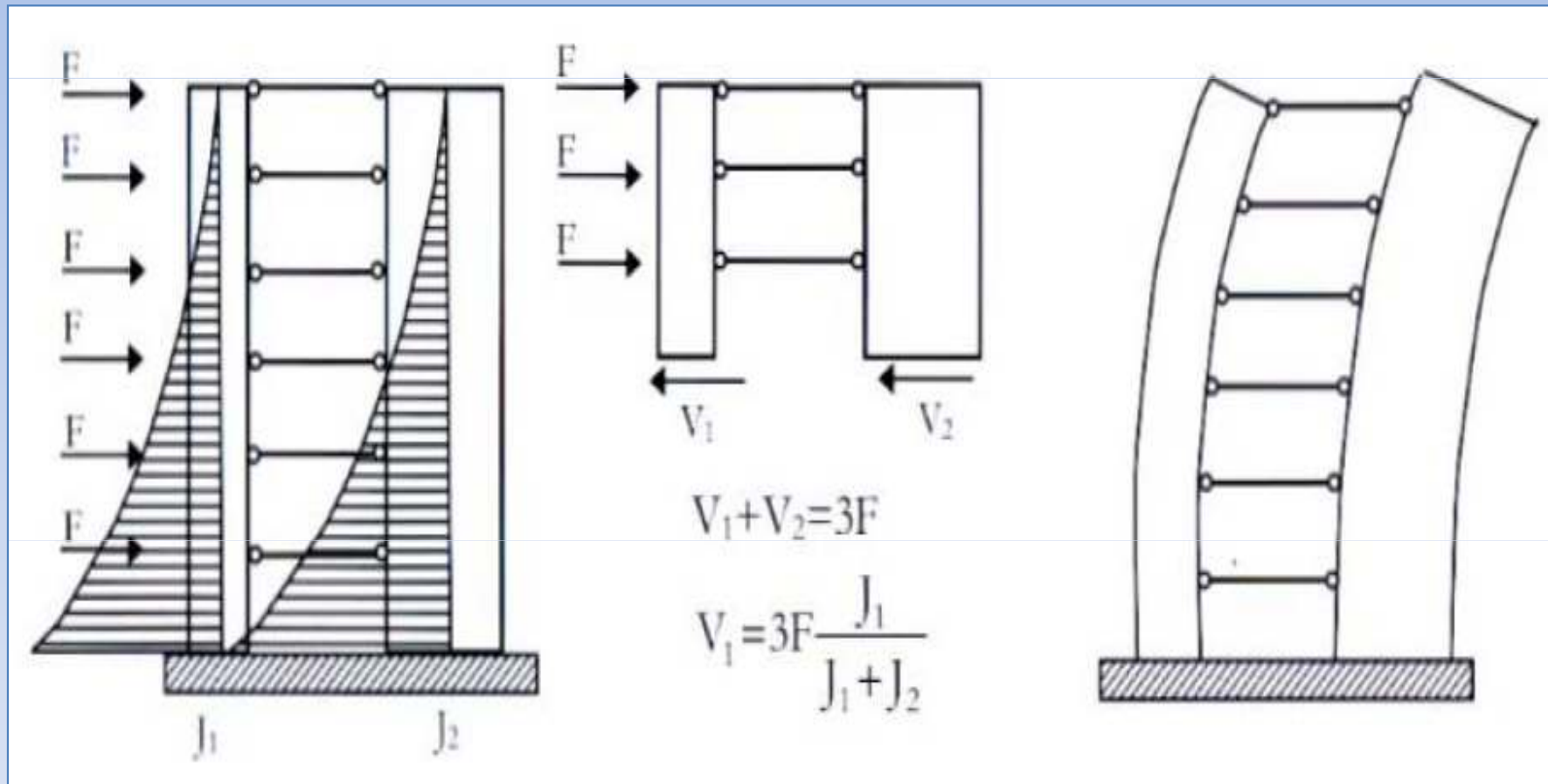
In un elemento a telaio, generalmente le azioni di taglio, i momenti e le deformate dei pilastri sono maggiori ai piani bassi, potendo attendere quindi in essi le prime rotture



Il comportamento evidenziato è tanto marcato quanto più è rigida la trave rispetto al pilastro

# COMPORIAMENTO A PARETE

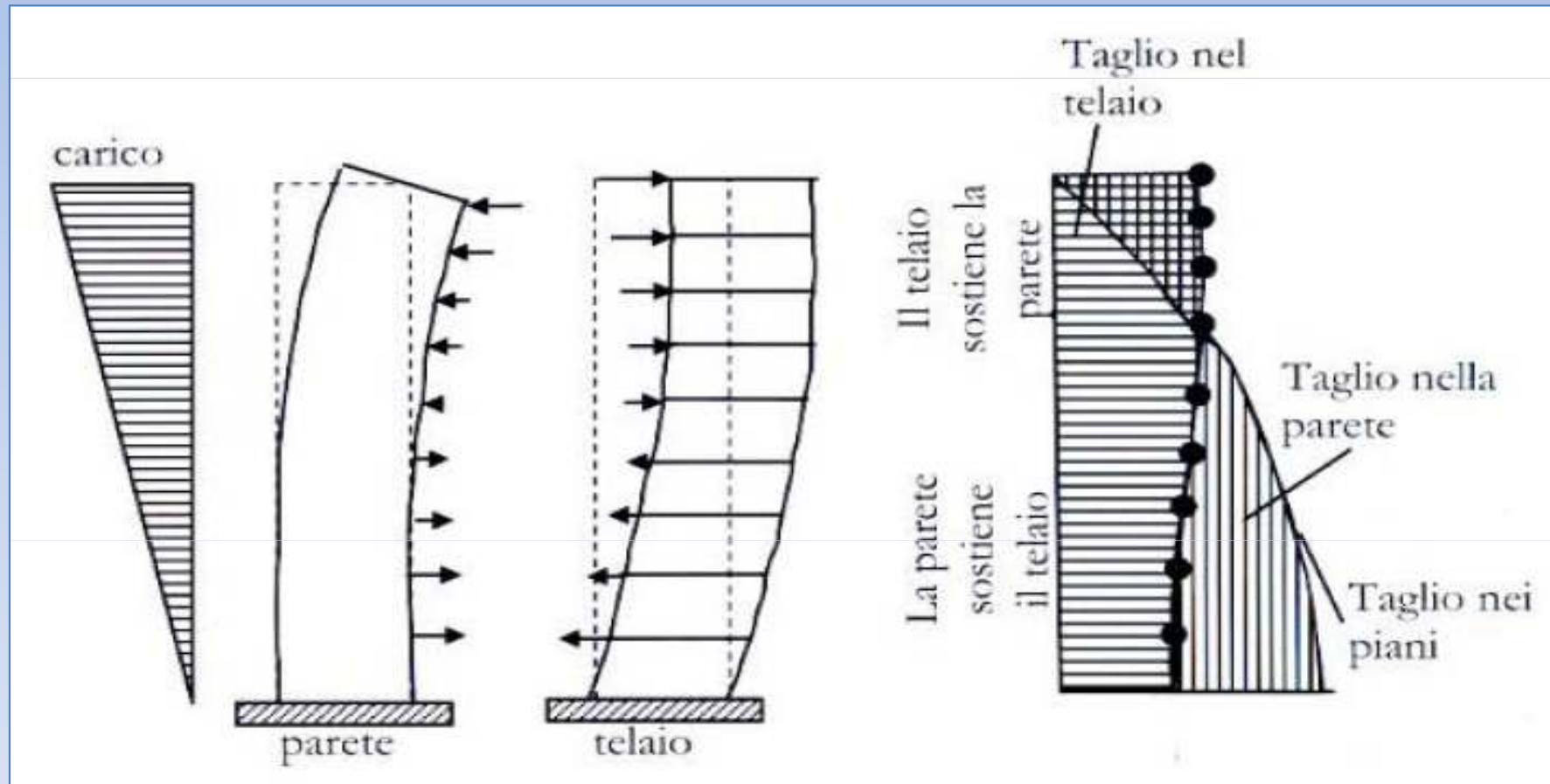
In un elemento a parete si ha un comportamento di tipo mensola, con le azioni di taglio e i momenti maggiori ai piani bassi, ma con deformate tuttavia maggiori ai piani alti



Il comportamento evidenziato è riscontrabile anche in telai con pilastri molto più rigidi delle travi

# INTERAZIONE TRA TELAI E PARETI

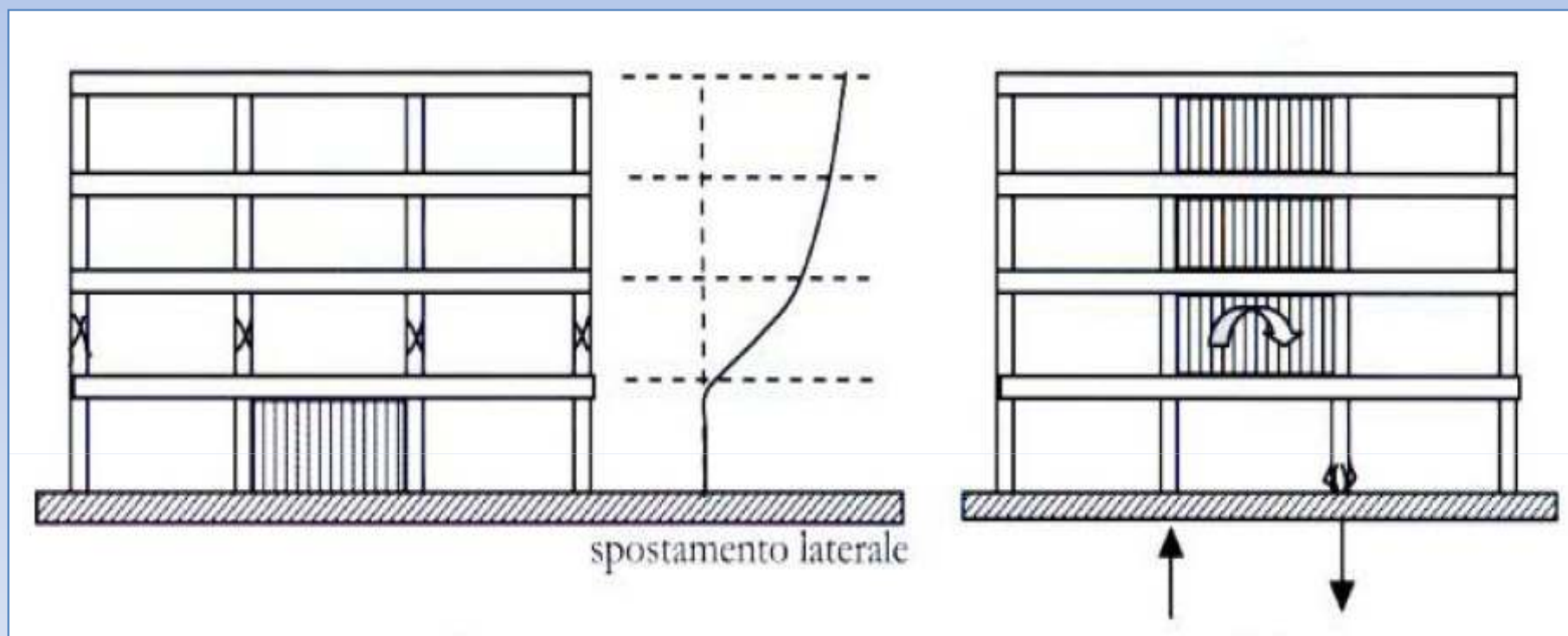
Inserendo all'interno di una struttura sia elementi a telaio che a parete, si riescono ad ottenere deformate complessive uniformi ovvero in grado di apportare la rottura dall'alto verso il basso



Le azioni scambiate tra gli elementi consentono di mantenere sollecitazioni più omogenee

# ELEMENTI NON STRUTTURALI

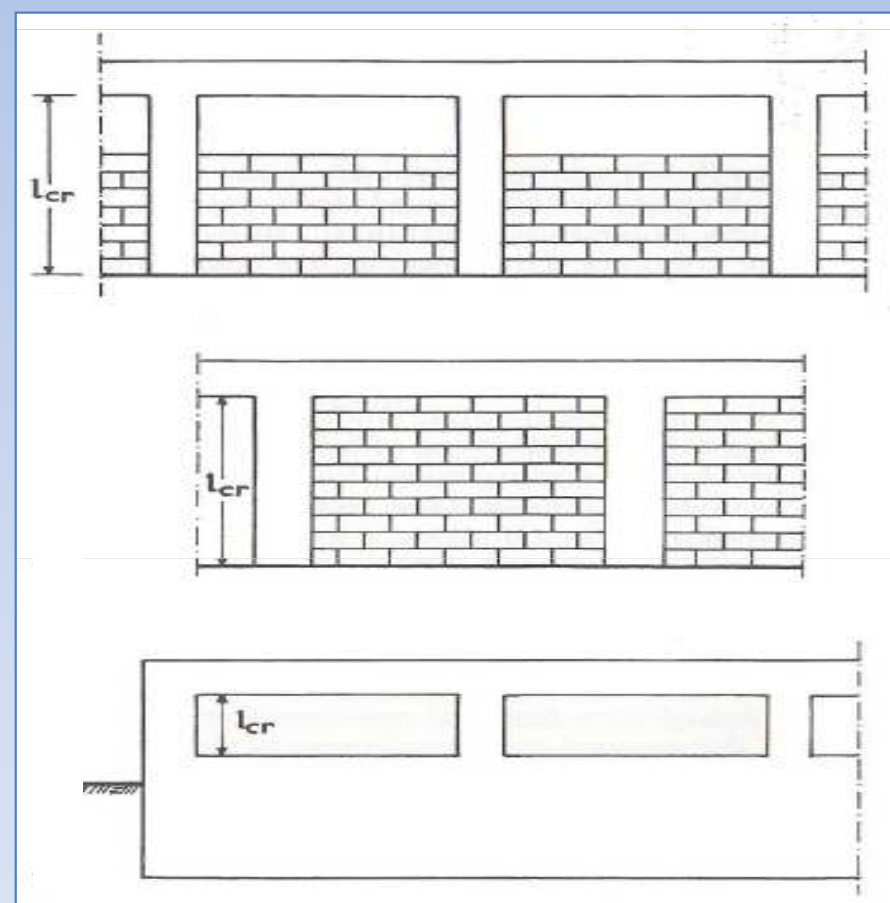
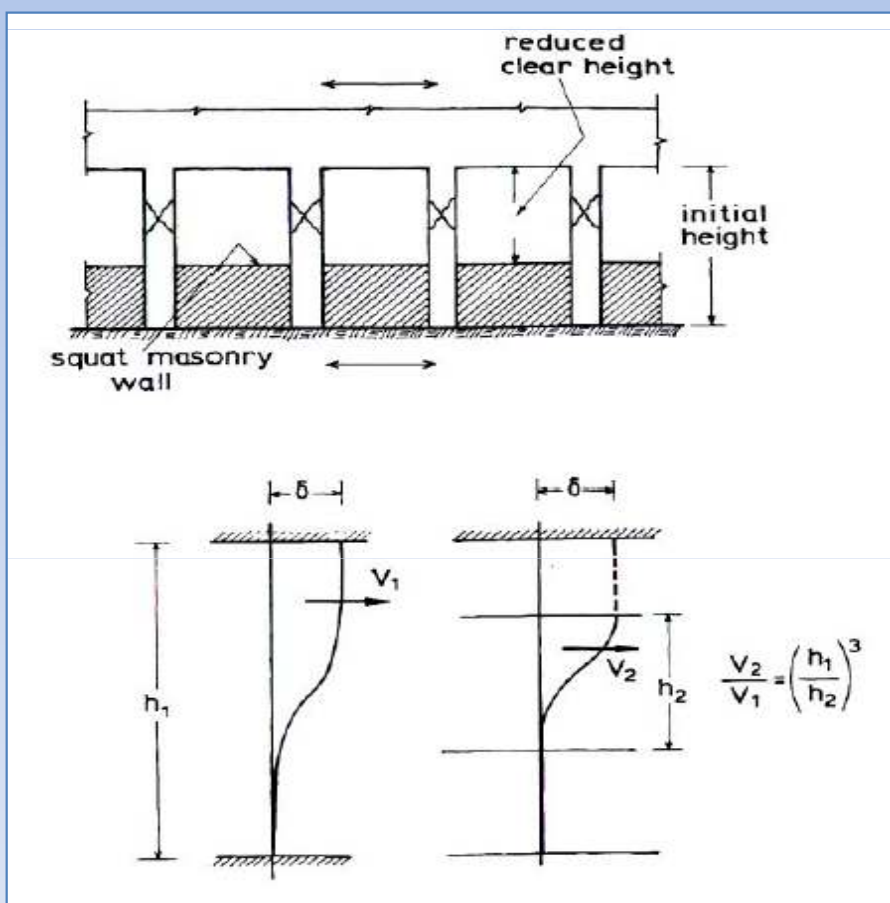
Va precisato che i principi di regolarità sono da applicarsi tanto per gli elementi strutturali quanto per gli elementi non strutturali, in quanto questi ultimi incidono in maniera anche sensibile sul comportamento e sulla rigidezza della struttura



Esempio di alcune irregolarità causate dagli elementi non strutturali

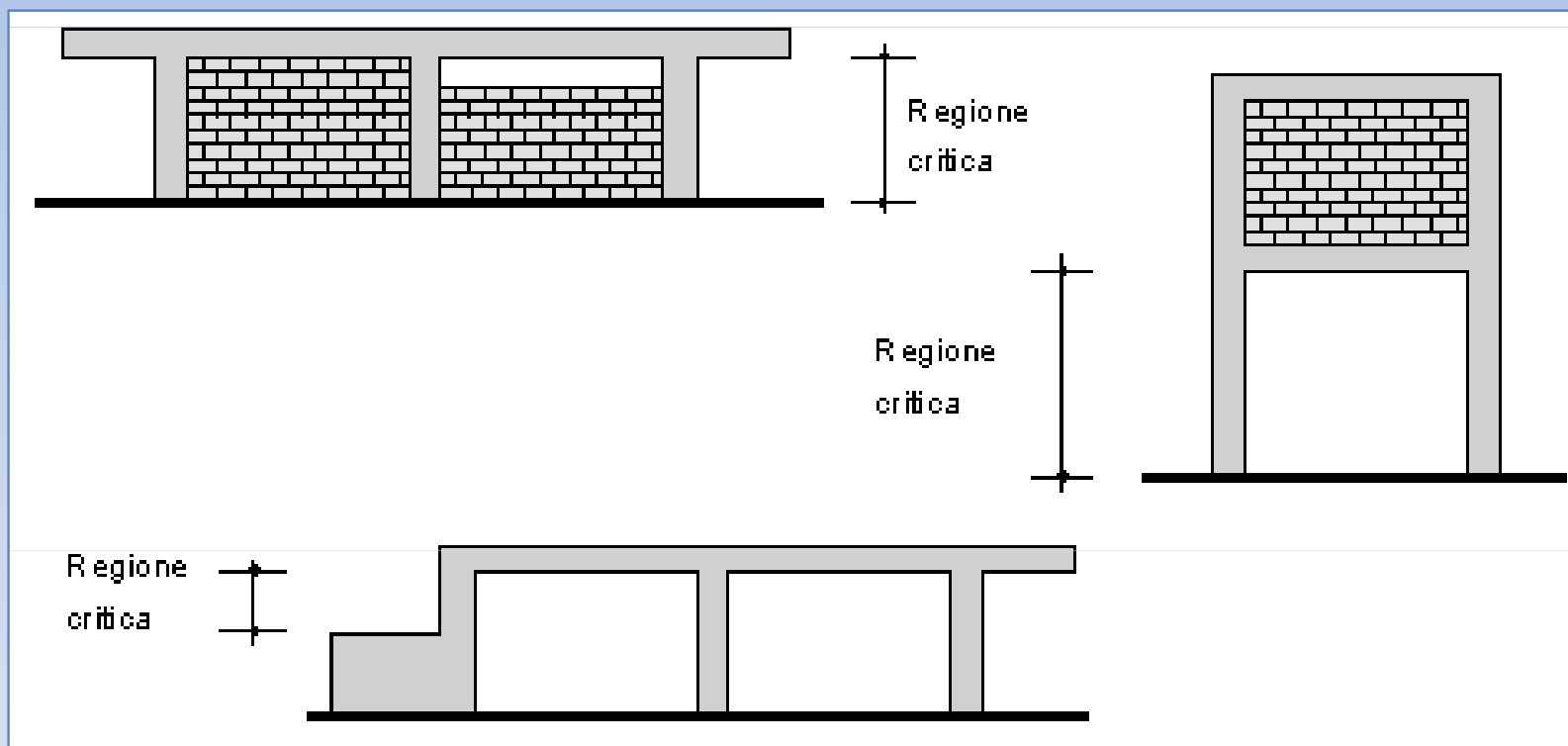
# PILASTRI TOZZI

Sempre in riferimento agli elementi non strutturali della tamponatura, particolarmente sconsigliabile è la realizzazione di finestre a nastro, le quali indurrebbero un pericoloso incremento delle azioni di taglio con conseguente rottura fragile dei pilastri



# ZONE CRITICHE PER PILASTRI

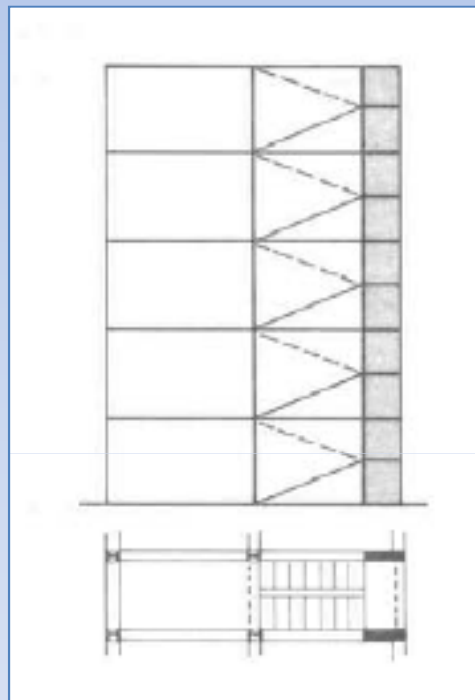
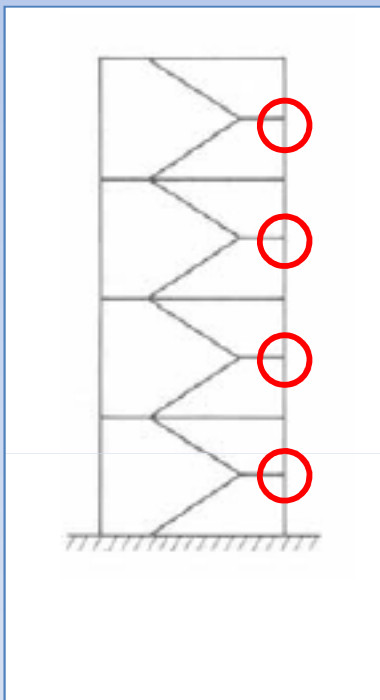
In relazione ai problemi evidenziati in precedenza, l'estensione della zona critica in cui effettuare un raffittimento della staffatura è estendibile anche all'intera lunghezza del pilastro, adottando oltretutto azioni amplificate per tener conto della mancanza di duttilità del sistema



L'amplificazione suggerita dalla normativa tuttavia si dimostra non sufficientemente cautelativa e appare consigliabile evitare l'adozione di tali soluzioni progettuali

# LE SCALE

Oltre al problema della corretta localizzazione per evitare le irregolarità in pianta e l'indebolimento degli orizzontamenti, le scale pongono il problema della possibilità di una rottura fragile a taglio del pilastro che contiene la trave di interpiano

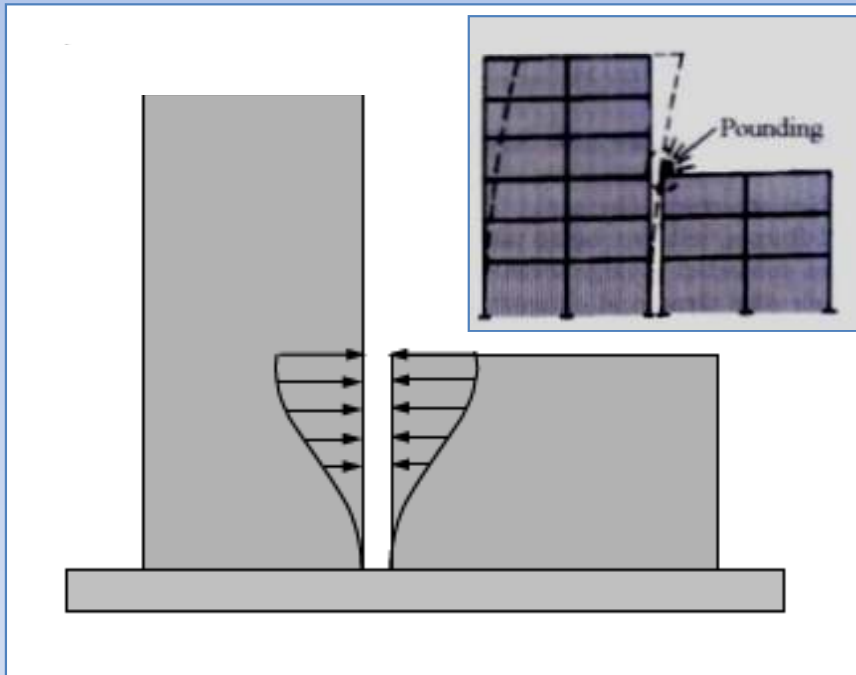


Alcune soluzioni potrebbero consistere in tal senso nel:

- Realizzare una coppia di pareti in c.a. in corrispondenza del pianerottolo di interpiano
- Realizzare la rampa come due mensole tra loro indipendenti
- Realizzare la rampa ad elica attorno al nucleo ascensore, se presente

# DISTANZA TRA COSTRUZIONI CONTIGUE

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento che possa dar luogo a danneggiamento delle parti a contatto e condurre comunque alla formazione di momenti ribaltanti nei confronti degli elementi perimetrali



In assenza di calcoli specifici per la determinazione degli spostamenti allo SLV, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata può essere stimato con la formula

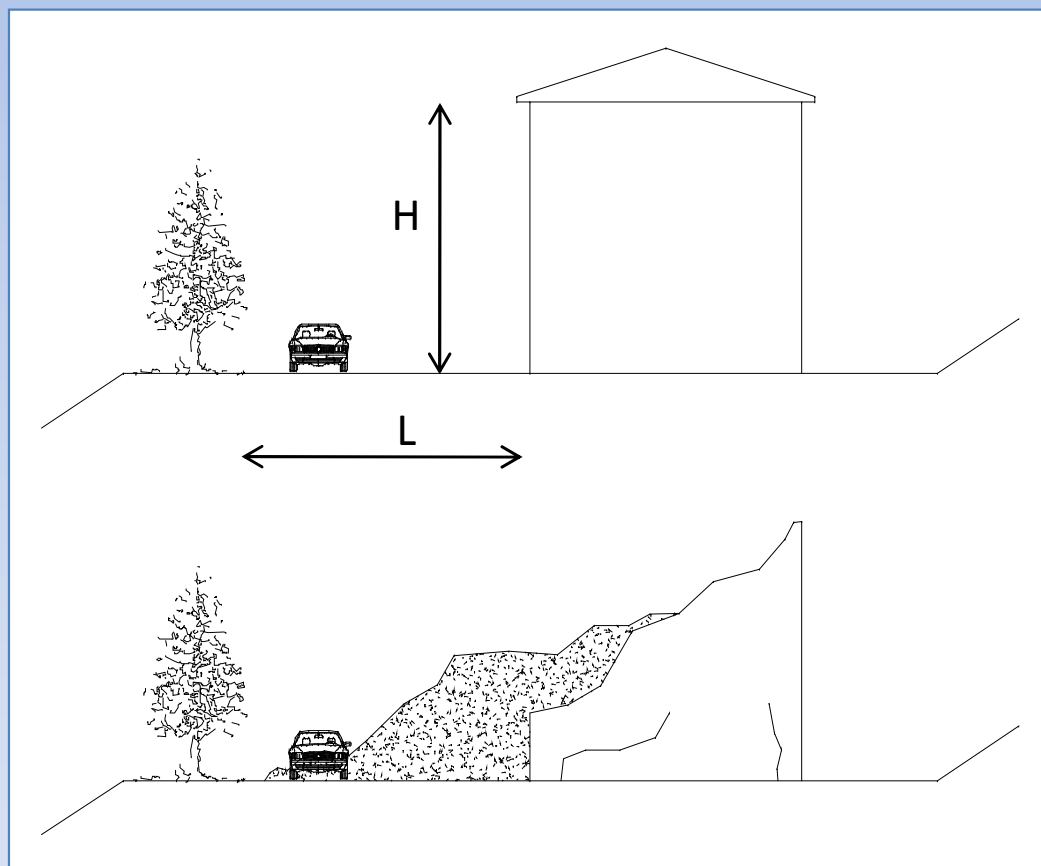
$$\Delta_{\max} = \frac{H}{100} \cdot \frac{a_g \cdot S}{0,5g}$$

Dovendosi garantire tale spostamento per ciascuno degli edifici contigui è possibile osservare come i valori di distacco minimo, calcolabili raddoppiando la formula sovrastante, si attestino per le più comuni applicazioni attorno al valore già imposto dal Decreto Ministeriale del 1996 di

**H/100**

# LIMITAZIONE DELL'ALTEZZA

La necessità di regolamentare l'altezza degli edifici limitandola in funzione della larghezza della sede stradale scaturisce dall'esigenza di garantire il mantenimento e l'efficienza delle vie di comunicazione nel caso in cui si renda necessario fronteggiare delle emergenze



L'attuale Decreto Ministeriale 1996 prevede in tal senso:

- per  $L \leq 3$   $\Rightarrow H = 3$
- per  $3 < L \leq 11$   $\Rightarrow H = L$
- per  $L > 11$   $\Rightarrow H = 11 + 3(L-11)$

Avendosi espresso in metri le misure

Le nuove norme tecniche rimandano invece ai regolamenti e alle norme tecniche di attuazione degli strumenti urbanistici locali

# ELEMENTI NON STRUTTURALI

In generale, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale ma il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere concepiti per poter fronteggiare l'azione sismica

Rientrano tra tali elementi, ad esempio:

*Parapetti*

*Camini e antenne*

*Tamponamenti interni di spessore superiore a 100mm*

*Tamponature esterne*

*Ancoraggi di armadi e librerie*

Eventuali componenti a rischio di ribaltamento, come ad esempio degli armadi o librerie, non dovrebbero essere vincolati alla costruzione contando sull'effetto dell'attrito, bensì dovrebbero essere collegati ad essa con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili

**I tubi per la fornitura del gas, al passaggio dal terreno alla costruzione, debbono essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi costruzione-terreno dovuti all'azione sismica di progetto, limitando il rischio di fuoriuscite incontrollate di gas anche mediante l'utilizzo di appositi dispositivi di interruzione automatica della distribuzione**

# BIBLIOGRAFIA

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008

Circolare applicativa del D.M. 14 gennaio 2008

Commentario al D.M. 16.01.1996 e alla Circ. n. 65/AA.GG. del 10.04.1997

UNI EN 1998-1

"Criteri di Progettazione Antisismica", IUSS Press

"Sistemi Sismoresistenti e Morfologia Strutturale", di Maria Pia Repetto

"Costruzioni in Zona Sismica – Criteri Generali e Regolarità", di Spacone E.

"La progettazione strutturale antisismica", di Walter Salvatore