

Corso di: Progettazione Strutturale - Costruzioni in zona sismica

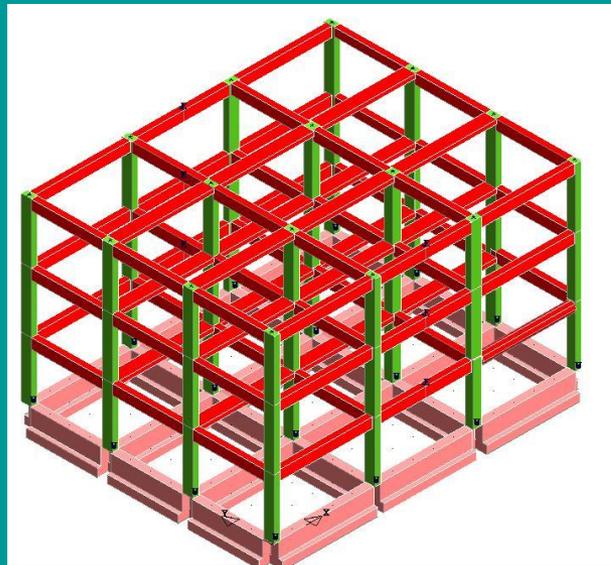
# ***GERARCHIA DELLE RESISTENZE***

Prof. Ing. Camillo Nuti – Università Roma Tre

# ***D.M. 14 Gennaio 2008***

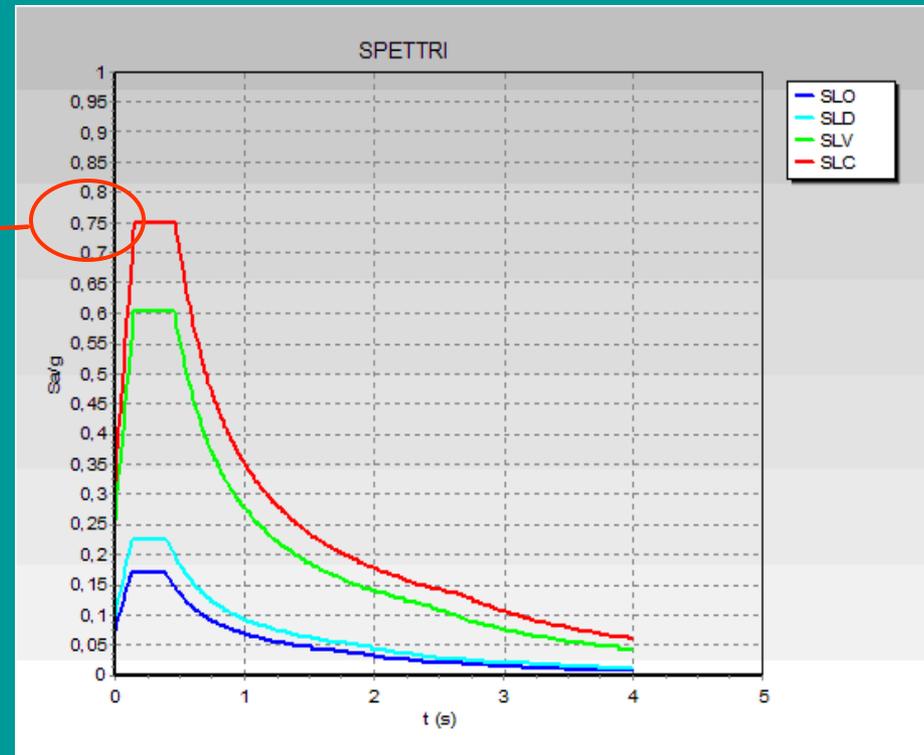
- Fattore di struttura
- Duttilità strutturale
- Criterio della gerarchia delle resistenze

# FATTORE DI STRUTTURA



# Spettri per le verifiche agli S.L.

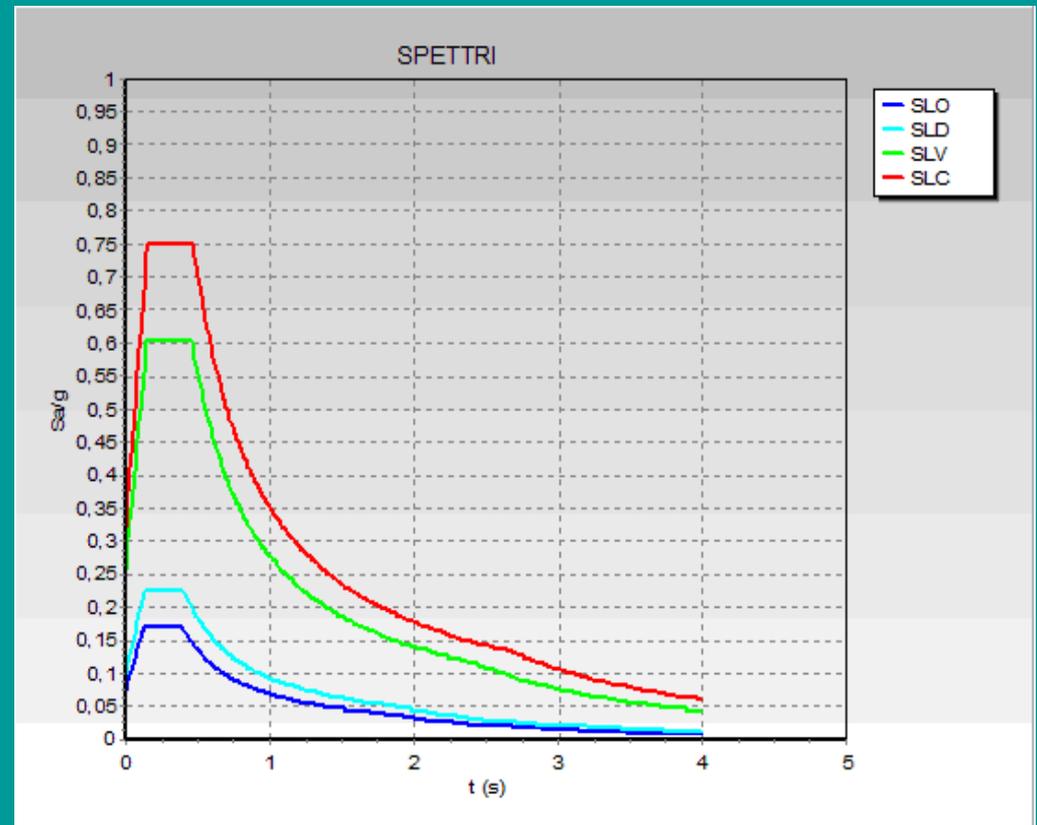
Le accelerazioni al suolo degli spettri di progetto previsti dal D.M. '08 hanno valori particolarmente elevati



# Spettri per le verifiche agli S.L.

Gli spettri di progetto saranno differenti per i diversi tipi di stato limite (S.L.) da verificare

Si utilizzano sismi più severi (maggiori periodi di ritorno e minore probabilità di essere superati) per gli stati limite più rischiosi

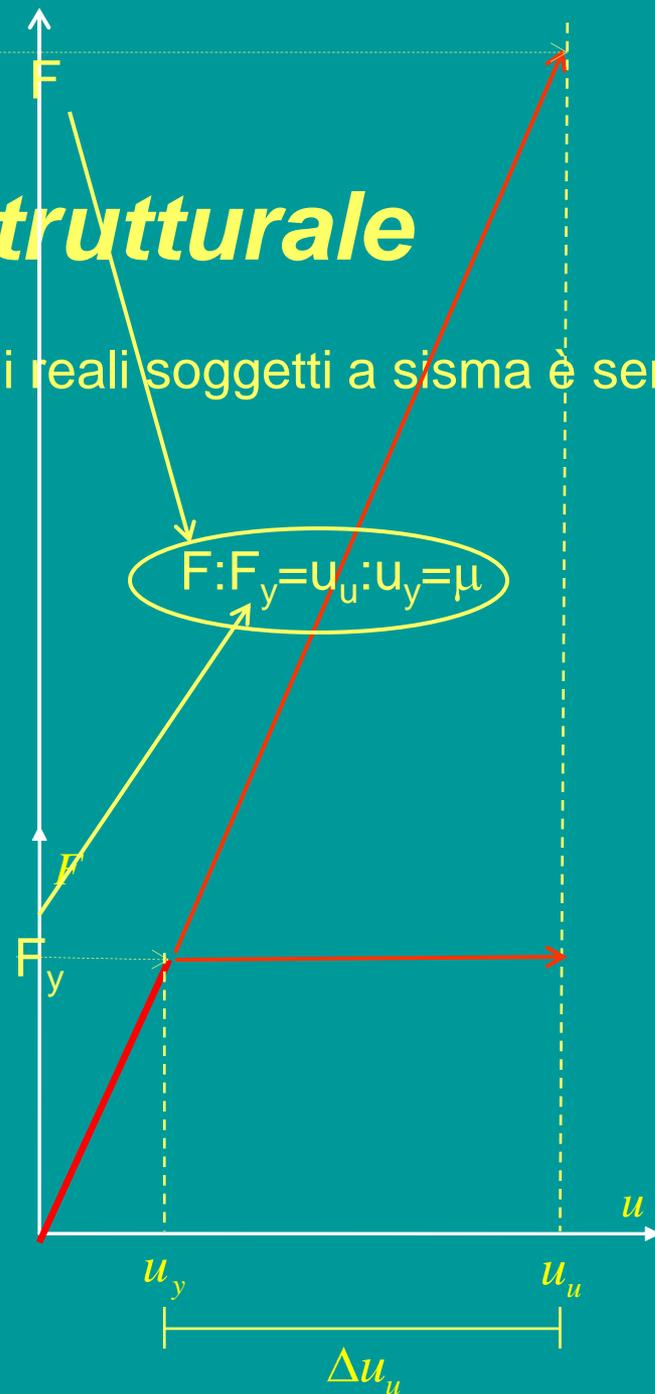


# Duttilità strutturale

Il comportamento dei sistemi strutturali reali soggetti a sisma è sempre non lineare



**Duttilità** = capacità del sistema di deformarsi oltre il limite elastico senza sostanziali riduzioni della resistenza



# Valutazione dello spostamento di una struttura elasto plastica

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad (7.3.8)$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C \end{aligned} \quad (7.3.9)$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

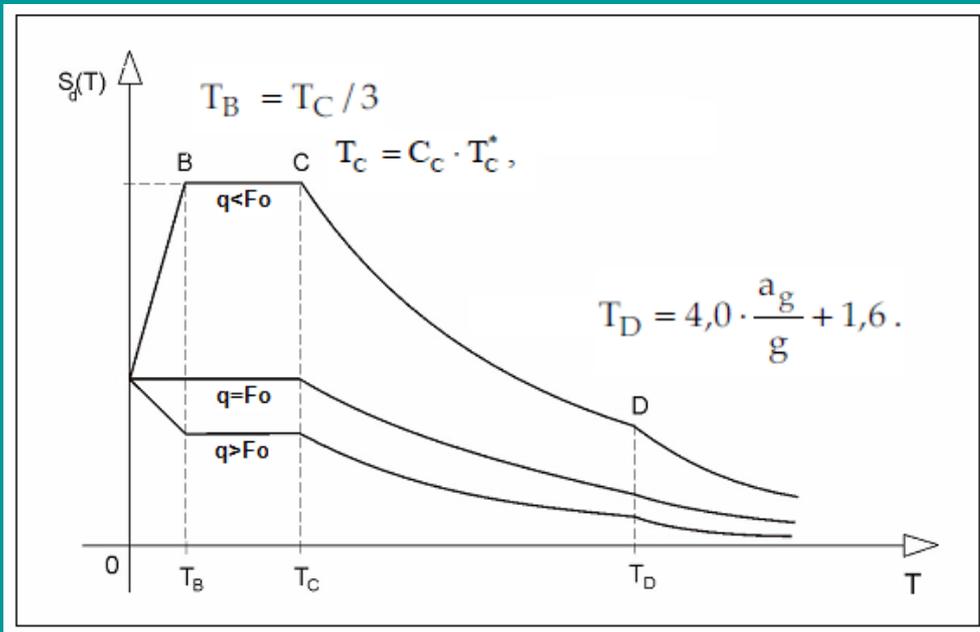
# *Spettri per le verifiche agli S.L.*

Gli spettri di progetto saranno differenti per i diversi tipi di stato limite (S.L.) da verificare

Si utilizzano sismi più severi (maggiori periodi di ritorno e minore probabilità di essere superati) per gli stati limite più rischiosi

**La normativa consente una riduzione delle ordinate spettrali per le verifiche S.L.U.**  
per tener conto della non linearità strutturale

# Spettri per le verifiche agli S.L.U.



Rispetto alle formule relative allo spettro elastico, si sostituisce  $\eta$  con  $1/q$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55,$$

$$S = S_S \cdot S_T$$

$$0 \leq T < T_B$$

$$S_e \left( \curvearrowright \right) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C$$

$$S_e \left( \curvearrowright \right) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D$$

$$S_e \left( \curvearrowright \right) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T$$

$$S_e \left( \curvearrowright \right) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

# Spettri per le verifiche agli S.L.U.



$$0 \leq T < T_B$$

$$S_e \left( T \right) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{F_0} \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C$$

La riduzione delle ordinate spettrali per i sismi più severi è legata al comportamento non lineare delle strutture e più in particolare alla

**Duttilità Strutturale**

**q = Fattore di struttura**

$$S_e \left( T \right) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{F_0} \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T$$

$$S_e \left( T \right) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{F_0} \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T \quad [3.2.3]$$

essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55, \quad [3.2.4]$$

$F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \quad [3.2.5]$$

dove:  $T_C^*$  è definito al § 3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3 \quad [3.2.6]$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \quad [3.2.7]$$

# Spettri Tabelle

**Tab. 3.2.IV** – *Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$*

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

**Tab. 3.2.V** – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale di 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

# Norma It. Coeff. di Struttura $q$

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente

espressione:

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

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $a_u/a_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

$K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

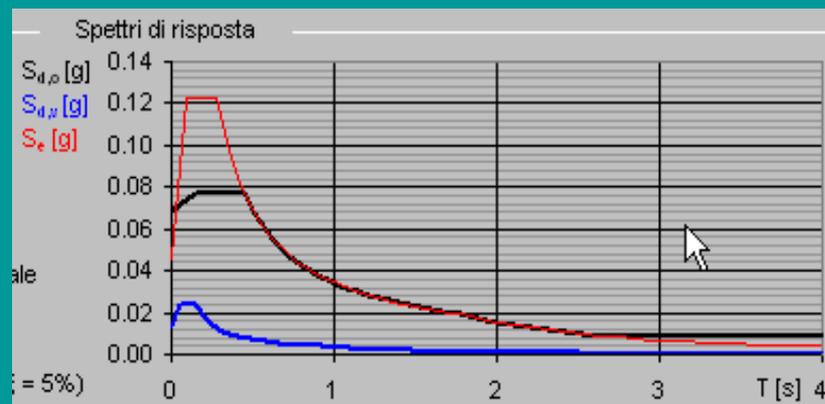
# Azione sismica: spettro di risposta secondo normativa NTC2008

## 3.2 AZIONE SISMICA

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A quale definita al 3.2.2**), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{vr}$ , come definite nel 3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla *pericolosità sismica del sito*.

Spettro di risposta in accelerazione secondo NTC: un legame tra periodi propri della struttura e le accelerazioni massime attese

Accelerazione massima attesa



$$T=2\pi(m/k)^{0.5}$$

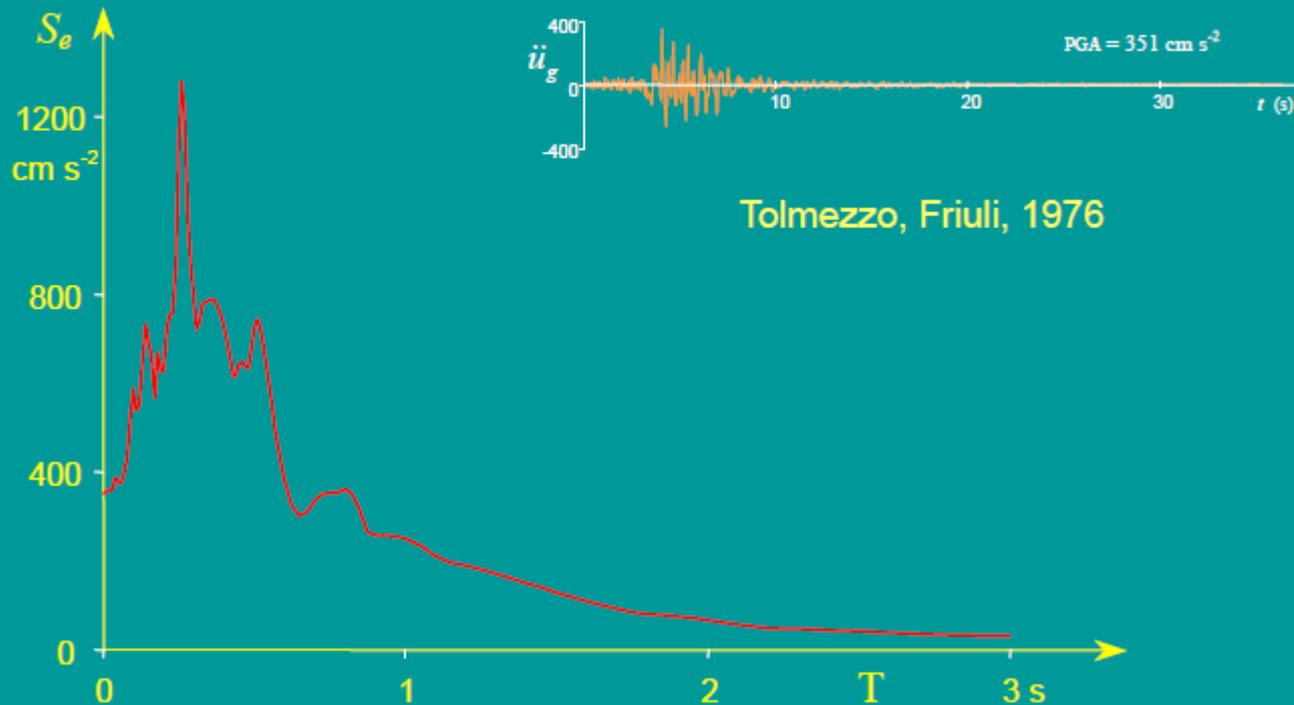
m=massa struttura

k=rigidezza struttura

# Fattore di struttura

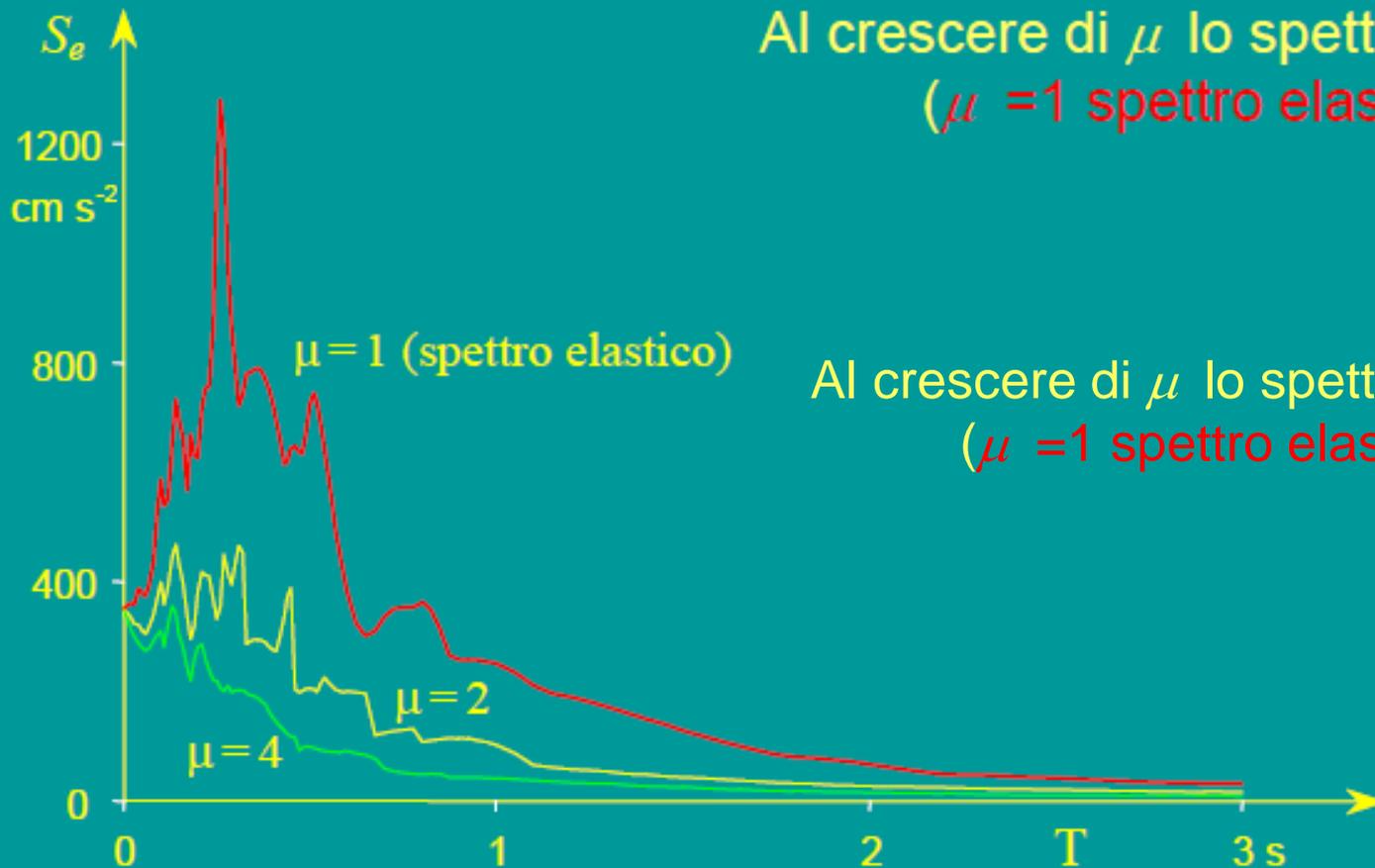
Spettri di risposta non lineari

Tolmezzo, Friuli, 1976



# Fattore di struttura

## Spettri di risposta non lineari



Al crescere di  $\mu$  lo spettro si riduce  
( $\mu = 1$  spettro elastico)

Al crescere di  $\mu$  lo spettro si riduce  
( $\mu = 1$  spettro elastico)

# Fattore di struttura

## Spettri di risposta non lineari



Il rapporto fra lo spettro elastico e quello non lineare è detto **fattore di struttura**

$$q(\mu) = \frac{S_e(T)}{S(T, \mu)}$$

il fattore di struttura dipende dalla duttilità strutturale

# Fattore di struttura

Fattore di struttura secondo il D.M. 14/01/2008

$$q = q_0 \cdot K_R$$

$q_0$  = parametro funzione della tipologia strutturale e del livello di duttilità attesa

Tipologia Strutturale	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3.0 \alpha_u/\alpha_1$	$4.5 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

Tipologia Edificio	$\alpha_u/\alpha_1$
<b>Strutture a telaio o miste equivalenti a telaio</b>	
Strutture a telaio di un piano	1.1
Strutture a telaio multipiano ad una campata	1.2
Strutture a telaio multipiano a più campate	1.3
<b>Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti</b>	
Strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale	1.0
Altre strutture a pareti non accoppiate	1.1
Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti	1.2

$\alpha_u/\alpha_1$  possono ottenersi con analisi statica non lineare o dalla tabella

# Fattore di struttura

Fattore di struttura secondo il D.M. 14/01/2008

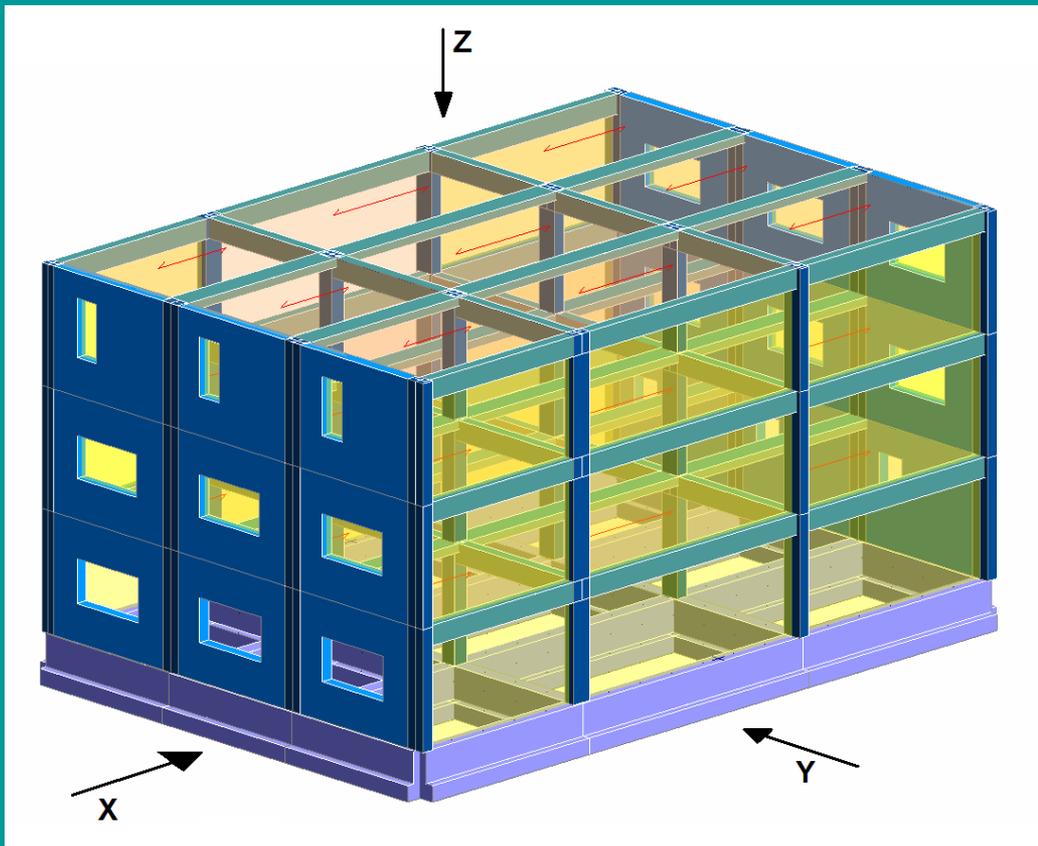
$$q = q_0 \cdot K_R$$

$K_R$  = parametro funzione della regolarità dell'edificio

$K_R$	Tipologia Strutturale
1.0	Edifici Regolari in Altezza
0.8	Edifici Non Regolari in Altezza

# Fattore di struttura

Fattore di struttura secondo il D.M. 14/01/2008



Si definisce un fattore di struttura per ogni direzione del sisma

$q_x$  – Fattore di struttura in direzione X

$q_y$  – Fattore di struttura in direzione Y

$q_z$  – Fattore di struttura in direzione Z = 1,5  
(per sisma verticale)

# Valutazione dello spostamento di una struttura elasto plastica

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad (7.3.8)$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C \end{aligned} \quad (7.3.9)$$

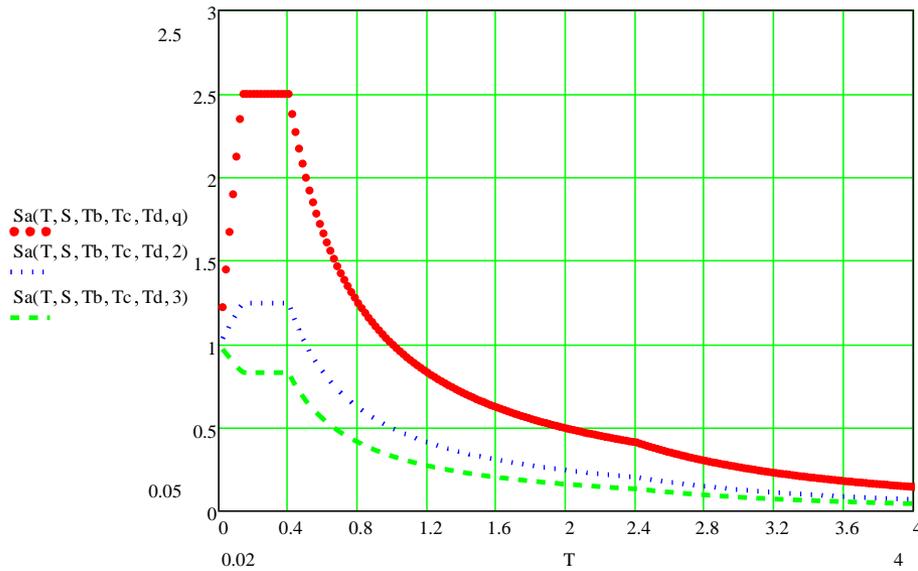
In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

$A_g := 0.2 \cdot 9.81$

$F_0 := 2.5$

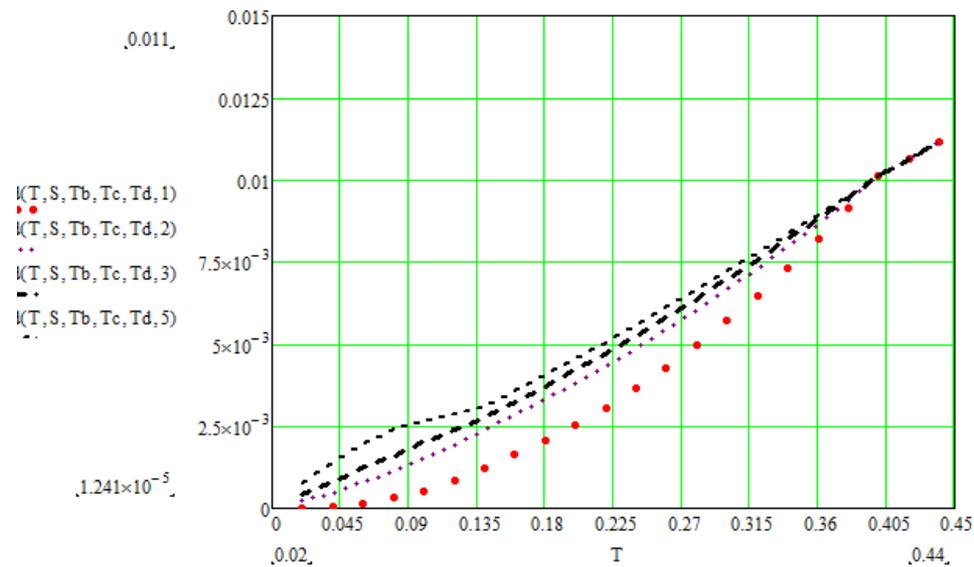
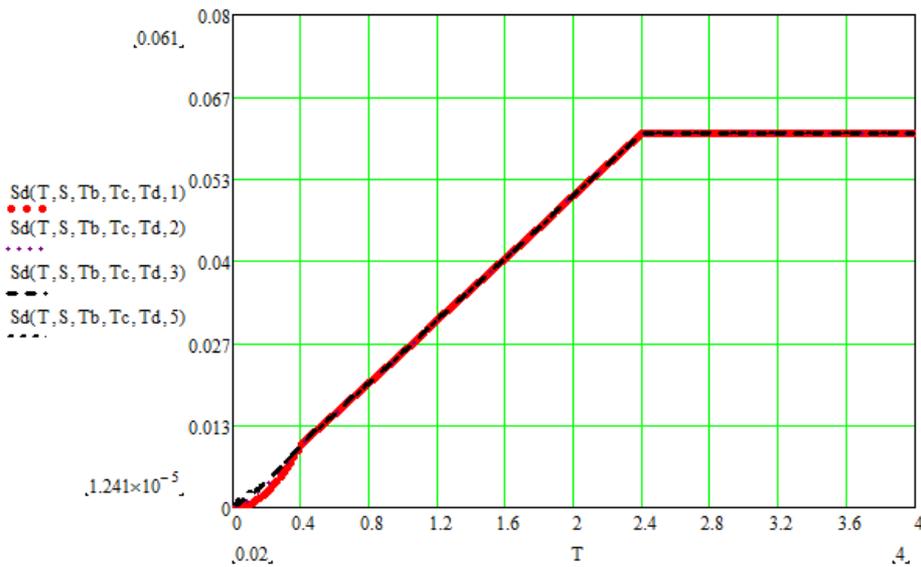
$q := 1$

$S := 1$



$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

$$d_g = \blacksquare$$



## Spost periodi lunghi: >T<sub>E</sub>

Tabella 3.2.VIII – Valori dei parametri T<sub>E</sub> e T<sub>F</sub>

Categoria sottosuolo	T <sub>E</sub> [s]	T <sub>F</sub> [s]
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

$$S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[ F_0 \cdot \eta + (1 - F_0 \cdot \eta) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right]$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Spost terreno

# Azione sismica: spettro di risposta secondo normativa NTC2008

## 2.4 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

### 2.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I - Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1 Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

### 2.4.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

**Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, e edifici agricoli.

**Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

**Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

**Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

### 2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

# Azione sismica: spettro di risposta secondo normativa NTC2008

## 3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{vR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

Tabella 3.2.I - Probabilità di superamento  $P_{vR}$  al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		$P_{vR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{vR}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per opere classe II

## 7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- le verifiche relative al solo SLD;
- e verifiche relative al solo SLV.

## C3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Viene preliminarmente valutato il periodo di riferimento  $V_R$  della costruzione (espresso in anni), ottenuto come prodotto tra la vita nominale  $V_N$  fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso  $C_U$  che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade (v. § 2.4 delle NTC). Si ricava poi, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza  $P_{vR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma. Si utilizza a tal fine la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{vR}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{vR}) \quad (C.3.2.1)$$

ottenendo, per i vari stati limite, le espressioni di  $T_R$  in funzione di  $V_R$  riportate nella tabella C.3.2.I.

Tabella C.3.2.I - Valori di  $T_R$  espressi in funzione di  $V_R$

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $V_R$
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^1) 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } (^1)$

Alla base dei risultati così ottenuti è la strategia progettuale che impone, al variare del periodo di riferimento  $V_R$ , la costanza della probabilità di superamento  $P_{vR}$  che compete a ciascuno degli stati limite considerati (strategia progettuale di norma).

# Azione sismica secondo NTC

Periodo di ritorno  $T_r$  definito in precedenza per la nostra struttura

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tabella Parametri Spettrali\_GU

ID	LON	LAT	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
			$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$
13111	6.5448	45.134	0.263	2.50	0.18	0.340	2.51	0.21	0.394	2.55	0.22	0.469	2.49	0.24	0.545	2.50	0.24	0.640	2.49	0.25	0.943	2.44	0.27	1.267	2.42	0.27	1.767	2.43	0.29
13333	6.5506	45.085	0.264	2.49	0.18	0.341	2.51	0.21	0.395	2.55	0.22	0.469	2.49	0.24	0.543	2.50	0.24	0.636	2.50	0.25	0.935	2.44	0.27	1.254	2.42	0.28	1.751	2.44	0.29
13555	6.5564	45.035	0.264	2.50	0.18	0.340	2.51	0.20	0.393	2.55	0.22	0.466	2.50	0.24	0.540	2.51	0.24	0.630	2.51	0.25	0.923	2.45	0.27	1.237	2.43	0.28	1.729	2.44	0.29
13777	6.5621	44.985	0.263	2.50	0.18	0.338	2.52	0.20	0.391	2.55	0.22	0.462	2.51	0.24	0.535	2.51	0.24	0.621	2.52	0.25	0.909	2.46	0.27	1.217	2.44	0.28	1.703	2.44	0.29
12890	6.6096	45.188	0.264	2.46	0.19	0.364	2.51	0.21	0.431	2.50	0.22	0.509	2.48	0.24	0.585	2.50	0.24	0.695	2.47	0.25	1.006	2.44	0.27	1.338	2.43	0.27	1.844	2.44	0.29

Individuare la posizione geografica (latitudine e longitudine) del sito in cui progettiamo la struttura!!!!

### 3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{cases}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_c & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_c \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c T_D}{T^2} \right)
 \end{cases} \quad (3.2.4)$$

Importante definire: tipo terreno, topografia, smorzamento.

Opportuni coeff. modificano lo spettro definito da  $a_o$ ,  $F_o$ ,  $T_c^*$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale

nelle quali  $T$  ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_g \cdot S_T \quad (3.2.5)$$

essendo  $S_g$  il coefficiente di amplificazione sismica stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55, \quad (3.2.6)$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_c = C_c \cdot T_c^*, \quad (3.2.7)$$

dove  $T_c^*$  è definito al § 3.2 e  $C_c$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_c / 3, \quad (3.2.8)$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \quad (3.2.9)$$

# Azione sismica: spettro di risposta

Programma Spettri-NTCver.1.0.3  
dal sito <http://www.cslp.it/>

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 7.768      LATITUDINE: 45.368

Ricerca per comune      REGIONE: Piemonte      PROVINCIA: Torino      COMUNE: Agliè

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_n$ : 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_u$ : 1 info

Valori di progetto

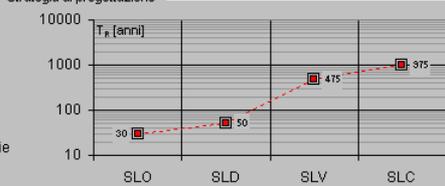
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ : 50 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$ : info

Stati limite di esercizio - SLE: SLO -  $P_{VR} = 81\%$  (30), SLD -  $P_{VR} = 63\%$  (50), SLV -  $P_{VR} = 10\%$  (475), SLC -  $P_{VR} = 5\%$  (975)

Elaborazioni: Grafici parametri azione, Grafici spettri di risposta, Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO:  
 - - - □ - Strategia per costruzioni ordinarie  
 - - - ■ - Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite: Stato Limite considerato: SLV info

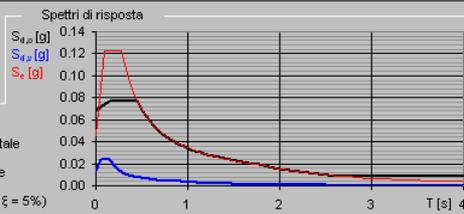
Risposta sismica locale: Categoria di sottosuolo: C info,  $S_D = 1.500$ ,  $C_D = 1.600$  info, Categoria topografica: T1 info,  $h/H = 0.000$ ,  $S_T = 1.000$  info (In quota sito,  $H$  = altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale:  Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%): 5,  $\gamma = 1.000$  info,  Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$ : 3, Regol. in altezza: no info

Compon. verticale: Spettro di progetto Fattore  $q$ : 1.5,  $\gamma = 0.667$  info

Elaborazioni: Grafici spettri di risposta, Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta:  $S_{d,0}$  [g],  $S_{d,1}$  [g],  $S_v$  [g]



— Spettro di progetto - componente orizzontale  
 — Spettro di progetto - componente verticale  
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO      FASE 1      FASE 2      **FASE 3**

Dal programma ottengo una tabella con i valori per  $T$  (periodo proprio struttura) e  $S_e$  (accelerazione spettrale) per costruire lo spettro allo SLV e allo SLD !!!!

### 3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

#### Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{v,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volumi fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua sulla velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio (definita succ

**Capire in quale categoria stratigrafica ricade il terreno presso il sito di costruzione per la struttura progettata!!!!!!**

#### Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V, nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*)  $N_{SPT,30}$  (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  (definita successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 delle presenti norme.

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2 di seguito indicate (Tab. 3.2.III), è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensitività possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

**Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo.**

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

La velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  è definita dall'espressione

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [\text{m/s}]. \quad (3.2.1)$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente  $N_{SPT,30}$  è definita dall'espressione

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}. \quad (3.2.2)$$

La resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  è definita dall'espressione

$$c_{u,30} = \frac{\sum_{i=1,K} h_i}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}. \quad (3.2.3)$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

- $h_i$  spessore (in metri) dell'*i*-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;
- $V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell'*i*-esimo strato;
- $N_{SPT,i}$  numero di colpi  $N_{SPT}$  nell'*i*-esimo strato;
- $c_{u,i}$  resistenza non drenata nell'*i*-esimo strato;
- $N$  numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;
- $M$  numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;
- $K$  numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, ricadenti nelle categorie da A ad E, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare  $N_{SPT,30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare  $c_{u,30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana fina compresi entro i primi 30 m di profondità;
- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri  $N_{SPT,30}$  e  $c_{u,30}$ ;
- riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

#### Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

**Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

**Capire in quale categoria topografica ricade il sito di costruzione per la struttura progettata!!!!!!**

#### Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab. 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

**Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove  $S_T$  assume valore unitario.

### C3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

16

Si denomina "risposta sismica locale" l'azione sismica quale emerge in "superficie" a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come "superficie" il "piano di riferimento" quale definito, per le diverse tipologie strutturali, al § 3.2.2 delle NTC.

Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- *effetti stratigrafici*, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- *effetti topografici*, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza.

Gli effetti della risposta sismica locale possono essere valutati con metodi semplificati oppure eseguendo specifiche analisi. I metodi semplificati possono essere adoperati solo se l'azione sismica in superficie è descritta dall'accelerazione massima o dallo spettro elastico di risposta; non possono cioè essere adoperati se l'azione sismica in superficie è descritta mediante accelerogrammi.

Nei metodi semplificati è possibile valutare gli effetti stratigrafici e topografici. In tali metodi si attribuisce il sito ad una delle categorie di sottosuolo definite nella Tabella 3.2.II delle NTC (A, B, C, D, E) e ad una delle categorie topografiche definite nella Tabella 3.2.IV delle NTC (T1, T2, T3, T4). In questo caso, la valutazione della risposta sismica locale consiste nella modifica dello spettro di risposta in accelerazione del moto sismico di riferimento, relativo all'affioramento della formazione rocciosa (categoria di sottosuolo A) su superficie orizzontale (categoria topografica T1).

Per l'identificazione della categoria di sottosuolo è fortemente raccomandata la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ . In particolare, fatta salva la necessità di estendere le indagini geotecniche nel volume significativo di terreno interagente con l'opera, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$ , definita mediante l'equazione 3.2.1) delle NTC. La velocità equivalente è ottenuta imponendo l'equivalenza tra i tempi di arrivo delle onde di taglio in un terreno omogeneo equivalente, di spessore pari a 30 m, e nel terreno stratificato in esame, di spessore complessivo ancora pari a 30 m. Essa assume quindi valori differenti da quelli ottenuti dalla media delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori, soprattutto in presenza di strati molto deformabili di limitato spessore. Lo scopo della

17

### 3.2.3.5 Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti

orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_s}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura definito nel capitolo 7.

Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

## Quale fattore $q$ usare per definire lo spettro di progetto e come calcolarlo???

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

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

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_w/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

$K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto  $\alpha_w/\alpha_1$ , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

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

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di  $q$  utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è  $q = 1$ .



Tipologia strutturale???  
Regolarità strutturale???

Per definire lo Spettro di progetto occorre definire il fattore di struttura per la struttura esaminata

Il fattore di struttura  $q$  per le costruzioni in cemento armato è funzione:

- della regolarità in altezza e in pianta della costruzione
- della tipologia strutturale come sistema sismo-resistente ( telaio, pareti,.....)
- della classe di duttilità della costruzione (classe di duttilità alta, CD “A”, o bassa, CD “B”)

**Paragrafo 7.4.3.2 delle NTC**

*“ Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD “B”. Strutture aventi i telai resistenti all’azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD”B” a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali “secondari”. ”*

## 7.2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

### Regolarità

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

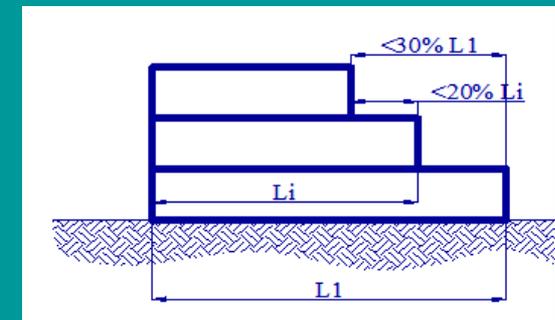
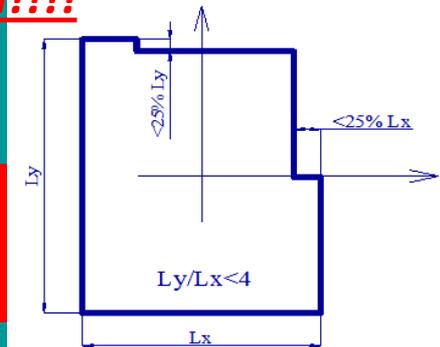
Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva<sup>3</sup> e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

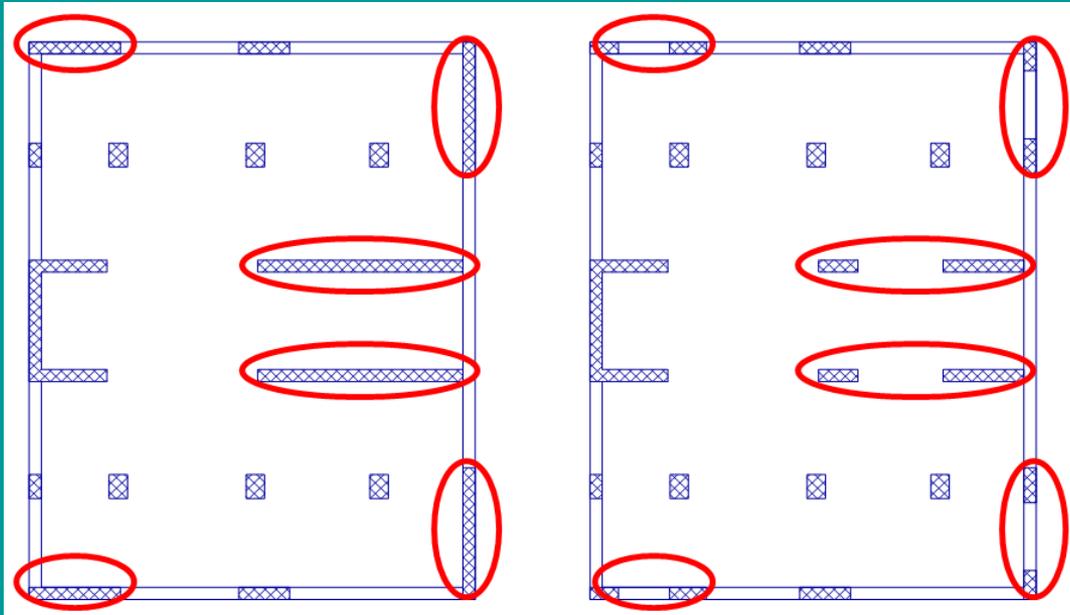
Per i ponti le condizioni di regolarità sono definite nel § 7.9.2.1.

**Come valutare la regolarità strutturale!!!!**

**Regolarità in pianta!!!!**



**Es. Variazione della rigidezza degli elementi strutturali  
in altezza per la presenza di aperture !!!!!**



**Per le masse si  
ragiona  
analogamente!!!!**

### 7.4.3.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale<sup>4</sup>;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r/I_s > 0,8$ , nella quale:

<sup>4</sup> Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili ("travi di accoppiamento") distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura  $q$  una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

$r^2$  = rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano

$$I_s^2 = (L^2 + B^2)/12 \quad (L \text{ e } B \text{ dimensioni in pianta del piano})$$

- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale<sup>5</sup>.

Le strutture delle costruzioni in calcestruzzo possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale ed ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente.

Una struttura a pareti è da considerarsi come *struttura a pareti estese debolmente armate* se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale, calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a  $T_C$ , e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4,0m ed  $i/2/3$  della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale.

Se una struttura non è classificata come *struttura a pareti estese debolmente armate*, tutte le sue pareti devono essere progettate come duttili.

**Tipologia strutturale!!!!**

**Dopo aver costruito il modello 3D, lo analizziamo e determiniamo la tipologia strutturale!!!!**

# Non Linearità Geometriche

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore  $\theta$  appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso

in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1$$

$P$  è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

$d_r$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

$V$  è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

$h$  è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

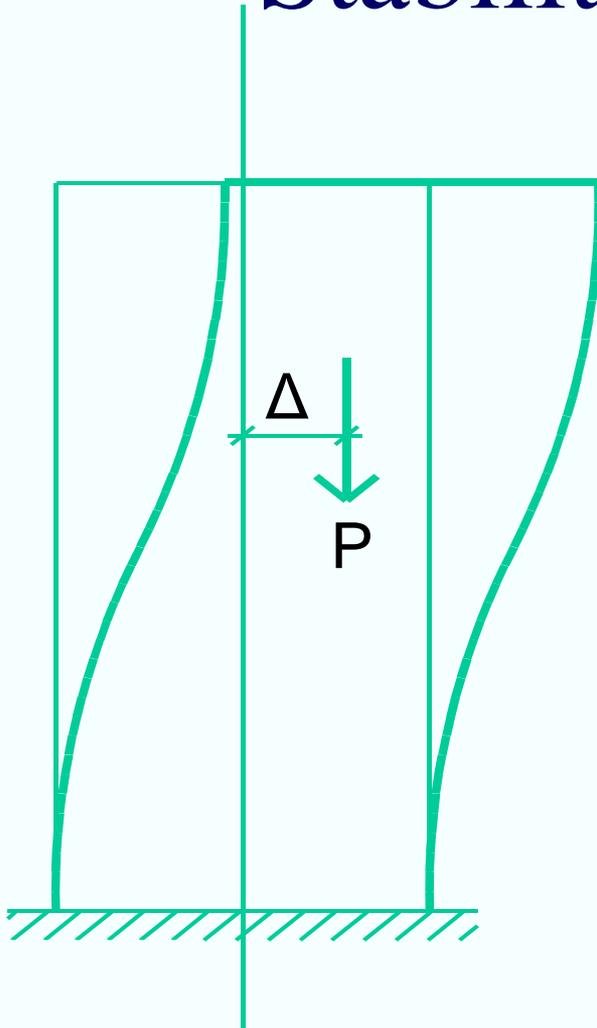
# Non Linearità Geometriche

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1$$

Quando  $\theta$  è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a  $1/(1-\theta)$ ;

$\theta$  non può comunque superare il valore 0,3.

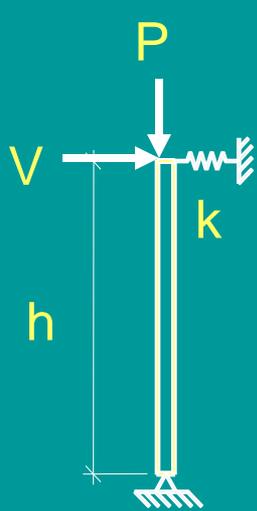
# Stability: P- $\Delta$ Effects



Deflection introduces P- $\Delta$  moment which increases deflection, which increases moment .....

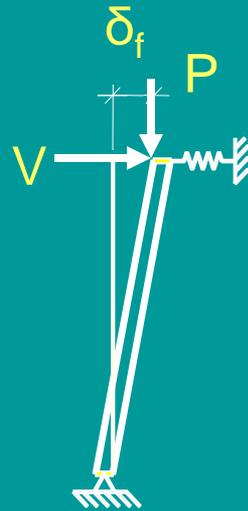
Structure must be designed to prevent collapse due to P- $\Delta$  effects

# Derivation of Stability Factor $\theta$



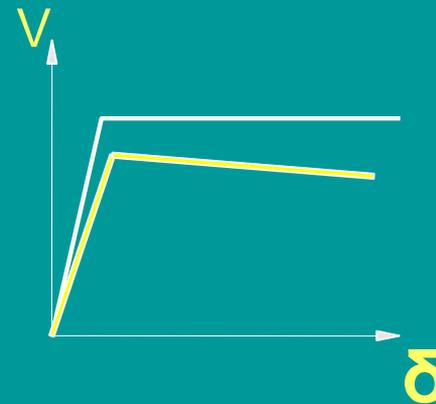
Undeformed

A



Deformed

B



Response

C

Equilibrium at B:

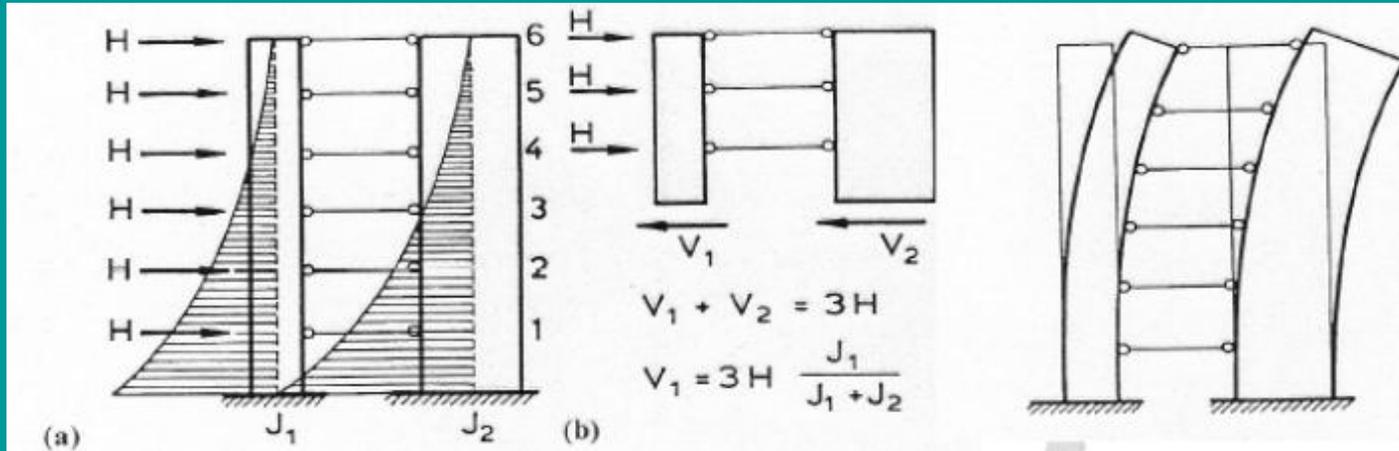
Define:

Rearranging terms:

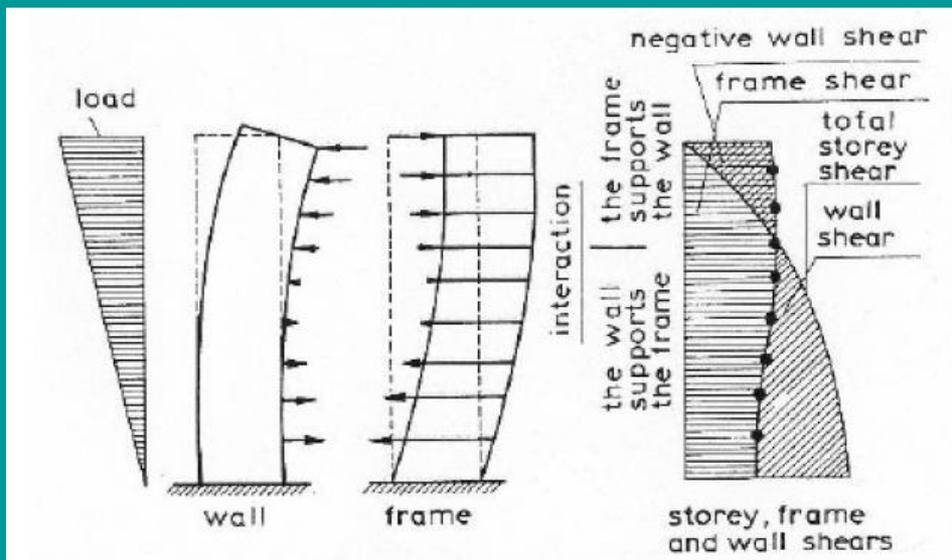
# Tipologie strutturali

- strutture a telaio, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;
- strutture a pareti, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale<sup>4</sup>;
- strutture miste telaio-pareti, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- strutture deformabili torsionalmente, composte da telai e/o pareti, la cui rigidità torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r/l_s > 0,8$ ,
- strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale

# Pareti – Telai pareti



pareti



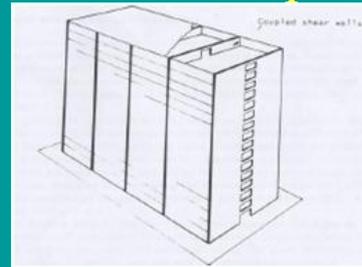
Telai - Pareti

# Pareti

**parete:** elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale  $b/h > 4$ .



Si definisce **parete di forma composta** l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc.

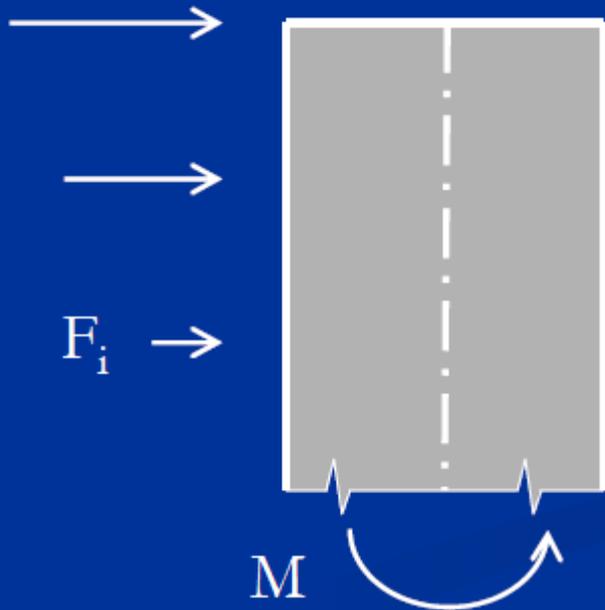


**Parete accoppiata** consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili (“travi di accoppiamento”) distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura  $q$  una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

# Pareti – pareti accoppiate

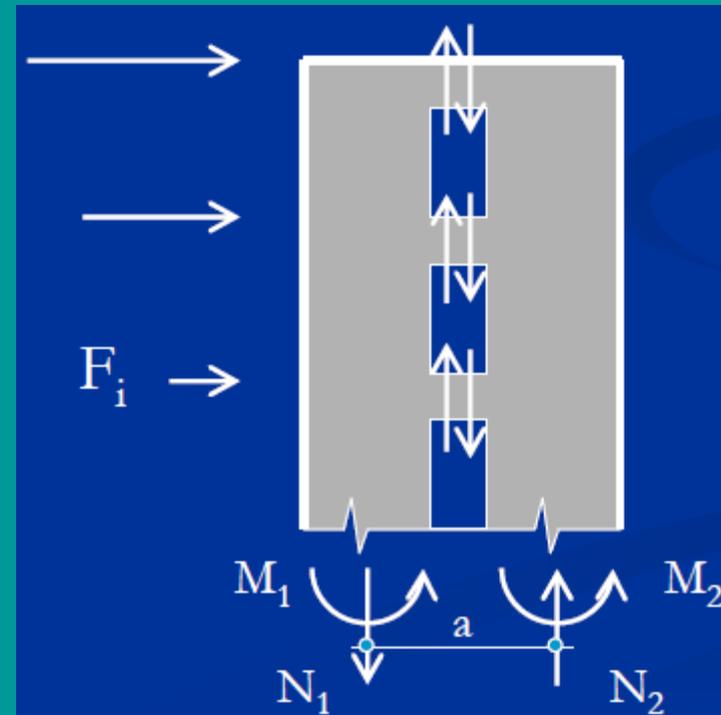
Parete singola

$$\Sigma (Fh) = M$$



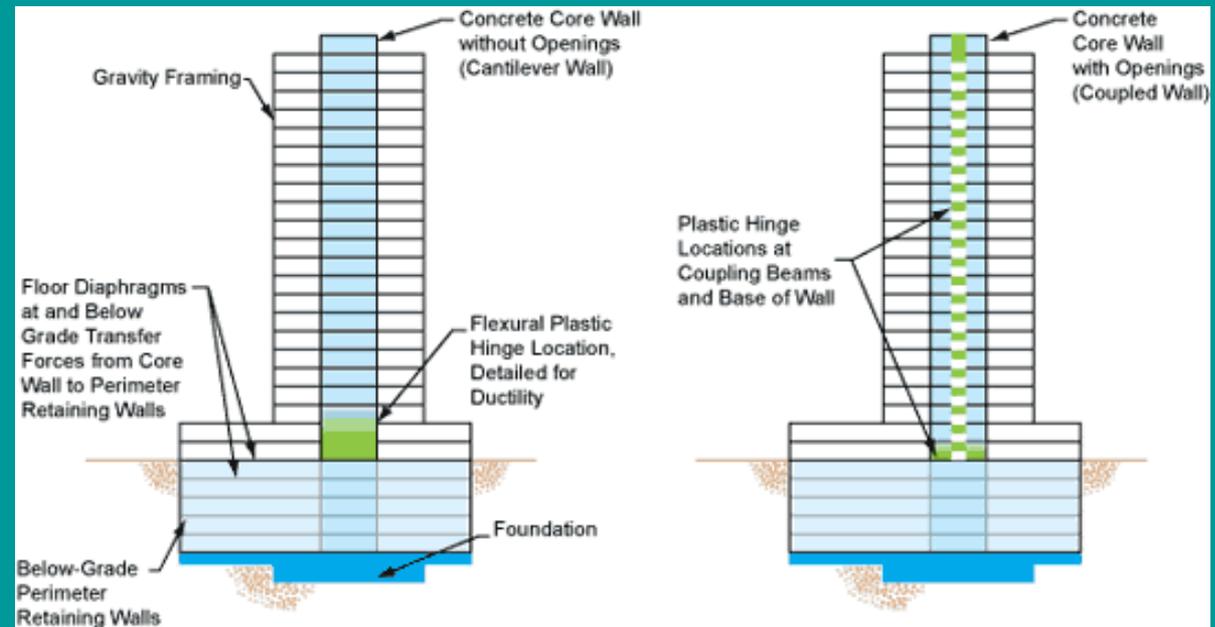
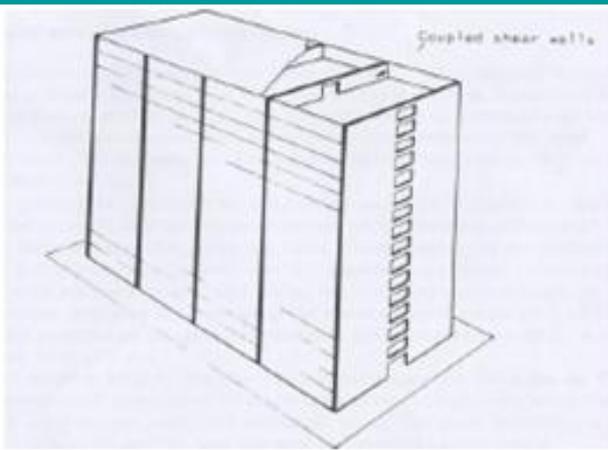
Parete accoppiata  $(Na/\Sigma Fh) > 0.20$

$$\Sigma (Fh) = M_1 + M_2 + N_a$$

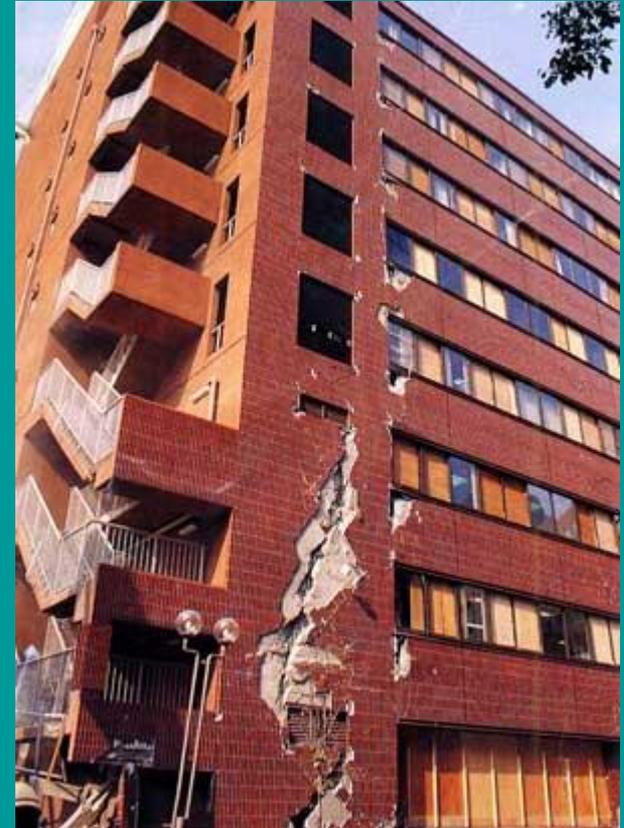


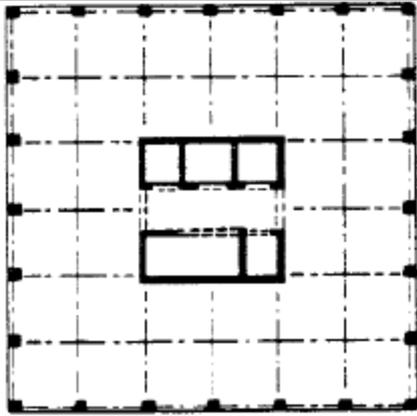
# Pareti Accoppiate

**Parete accoppiata** consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili (“travi di accoppiamento”) distribuite in modo regolare lungo l’altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura  $q$  una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

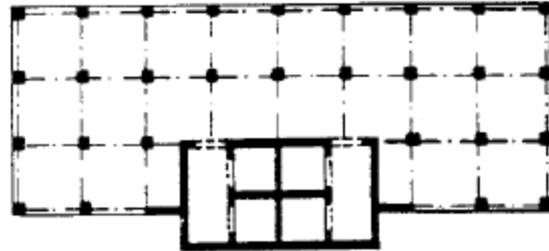


# Pareti accoppiate



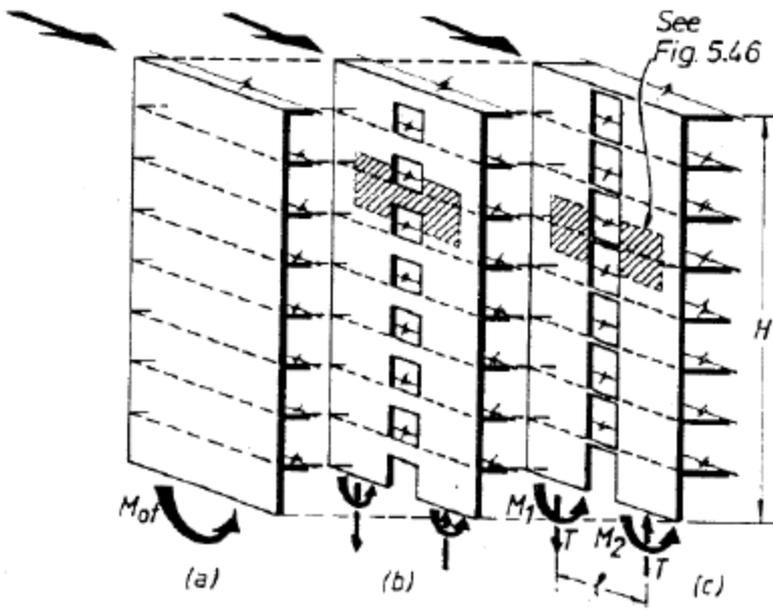


(a)

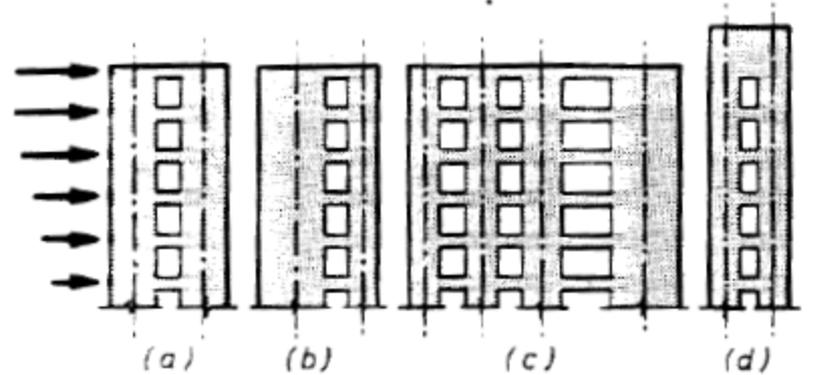


(b)

Edifici a nucleo.

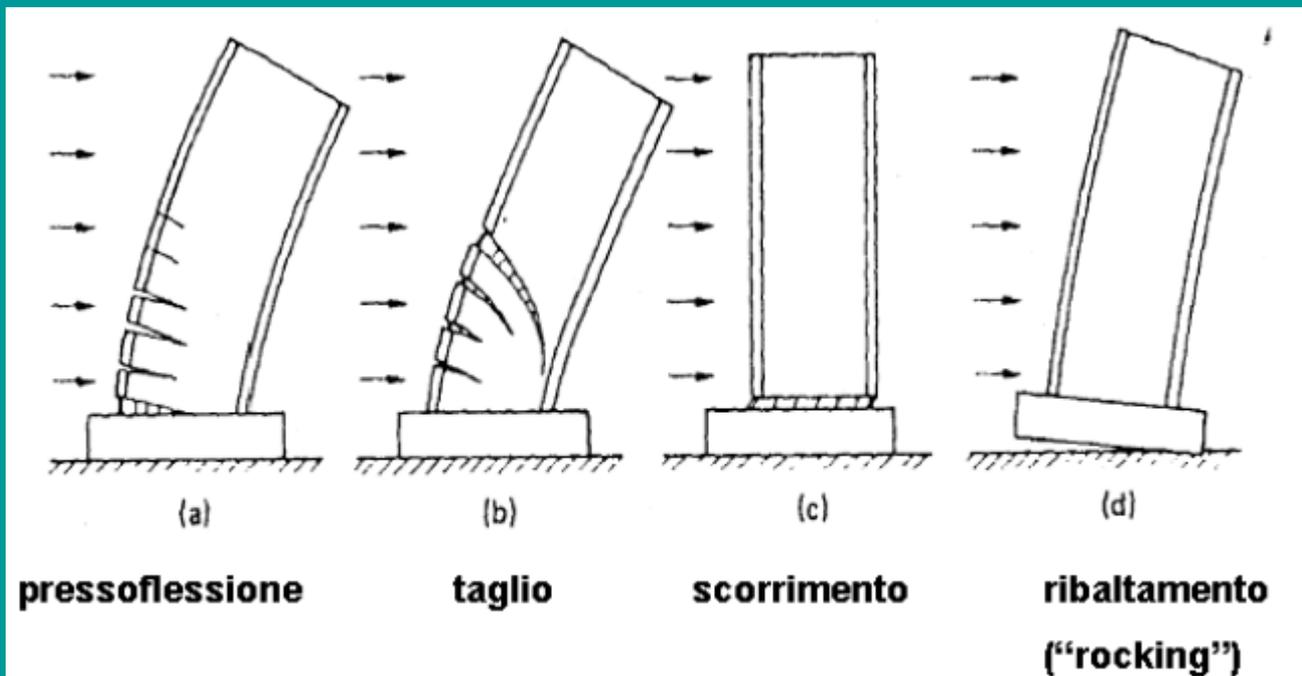


Pareti singole ed accoppiate



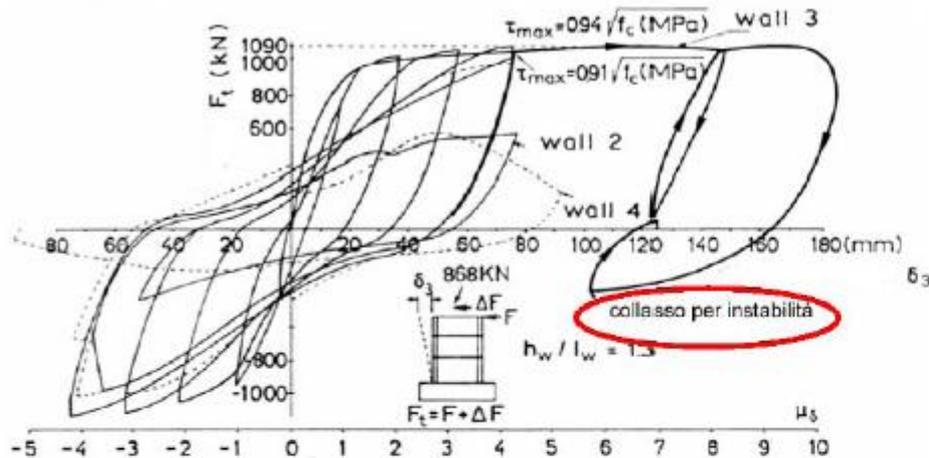
Tipologie di pareti accoppiate

# Pareti singole

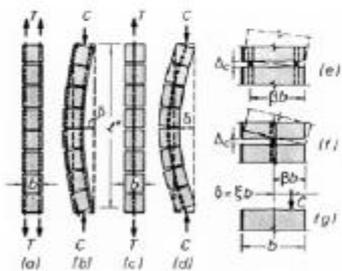


Principali meccanismi di comportamento di pareti soggette ad azioni sismiche.

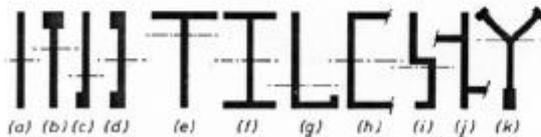
# Pareti sigole – accoppiate



(Bertero, 1980)

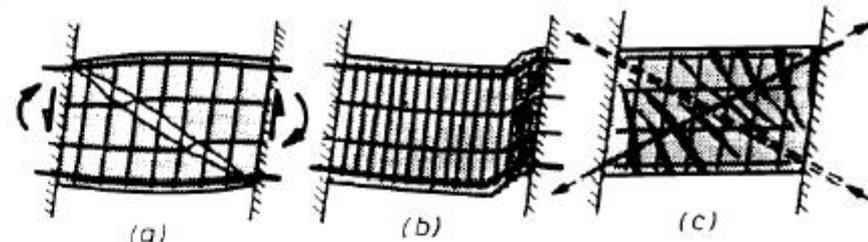


Forme ricorrenti delle sezioni delle pareti:

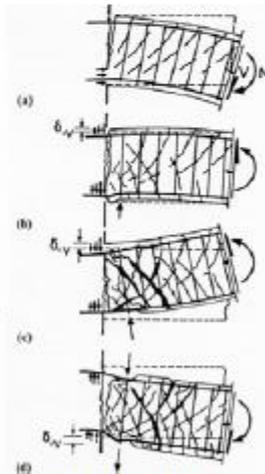
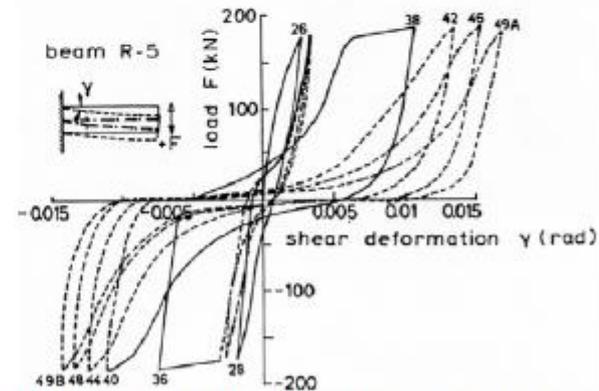


(Paulay & Priestley, 1992)

Pareti in c.a. – Rottura per Presso flessione

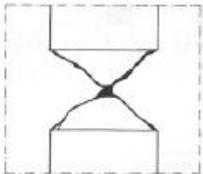


Meccanismi di comportamento nelle travi di collegamento

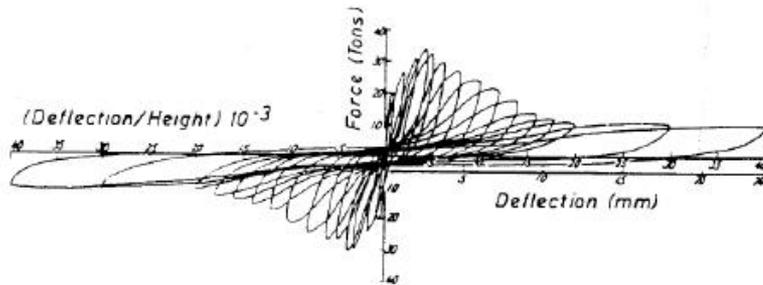


Riduzione della rigidezza a taglio e "pinching" in una trave tozza (Bertero & Popov, 1977)

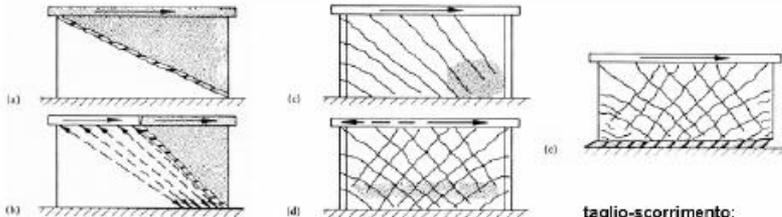
# Pareti sigole – accoppiate



Meccanismo i travi di accoppiamento.



Comportamento di parete governata dal taglio.



**taglio-trazione:**

associata alla formazione di fessure diagonali e snervamento dell'armatura

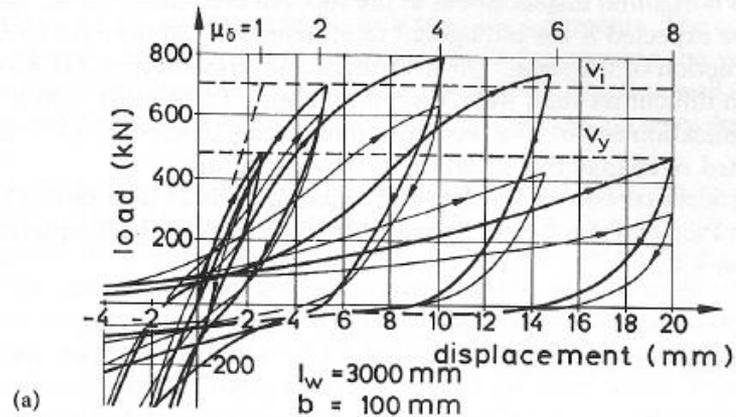
**taglio-compressione:**

rottura delle bielle compresse del cls d'anima (c caso monotono d caso ciclico)

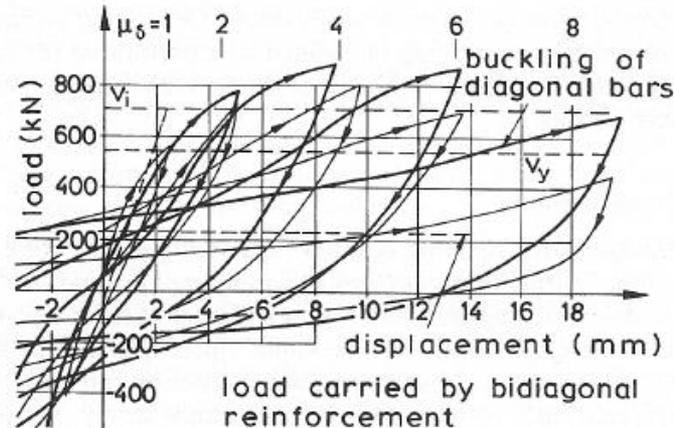
**taglio-scorrimento:**

attivazione di meccanismi di attrito ed effetto "spinnotto"

Meccanismi di rottura a taglio in pareti tozze



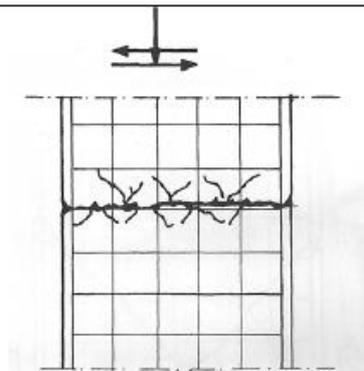
(a)



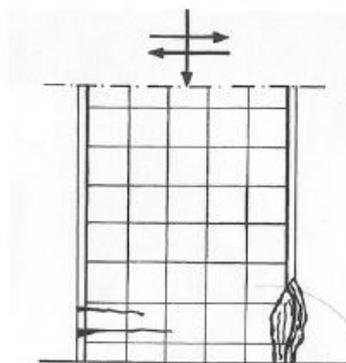
(b)

Comportamento ciclico di una parete tozza: (a) armata in maniera convenzionale; (b) armata con armature

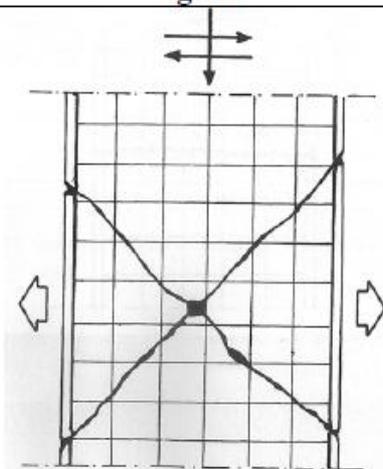
# Pareti sigole – accoppiate



**Meccanismo di danno in corrispondenza di riprese di getto**



**Meccanismo di danno dovuto a flessione e compressione.**



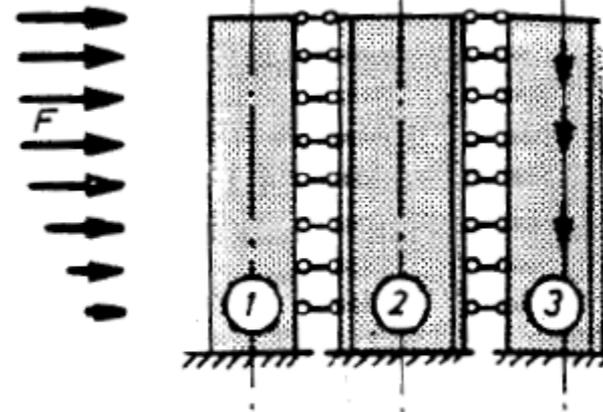
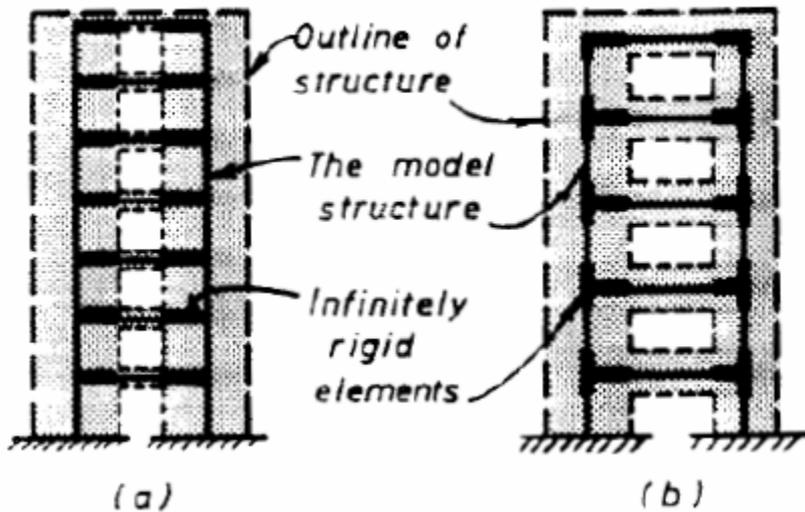
**Meccanismo di danno dovuto al taglio.**



**Collasso con fessure a X**

# Pareti sigole – accoppiate

Modelli per l'analisi di pareti accoppiate



# Rigidezze di calcolo degli elementi in C.A. FEMA 356 tab. 6.5

**Table 6-5 Effective Stiffness Values**

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed	$E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3 A_g f'_c$ or with tension	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_sA_s$
Walls—uncracked (on inspection)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Walls—cracked	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Flat Slabs—nonprestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat Slabs—prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—

Note: It shall be permitted to take  $I_g$  for T-beams as twice the value of  $I_g$  of the web alone. Otherwise,  $I_g$  shall be based on the effective width as defined in Section 6.4.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, linear interpolation shall be permitted. Alternatively, the more conservative effective stiffnesses shall be used.

# Fattori di struttura

Tabella 7.4.I – Valori di  $q_0$

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

Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD "B". Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_u / \alpha_1$ :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

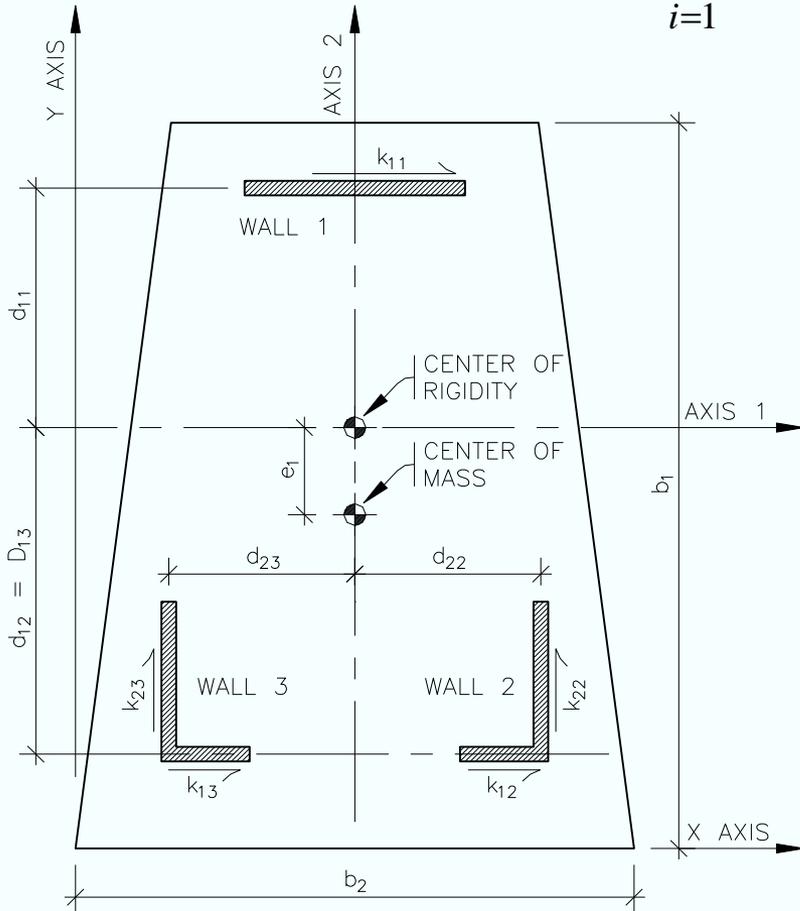
b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

<sup>5</sup> Non appartengono a questa categoria i telai ad un piano con i pilastri collegati in sommità lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio e per i quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo.

# Torsion

$$\sum_{i=1}^m k_{1i} d_{1i}^2 + \sum_{j=1}^n k_{2j} d_{2j}^2 \geq 2.5 \left( 0.05 + \frac{e_1}{b_1} \right) b_1^2 \sum_{i=1}^m k_{1i}$$

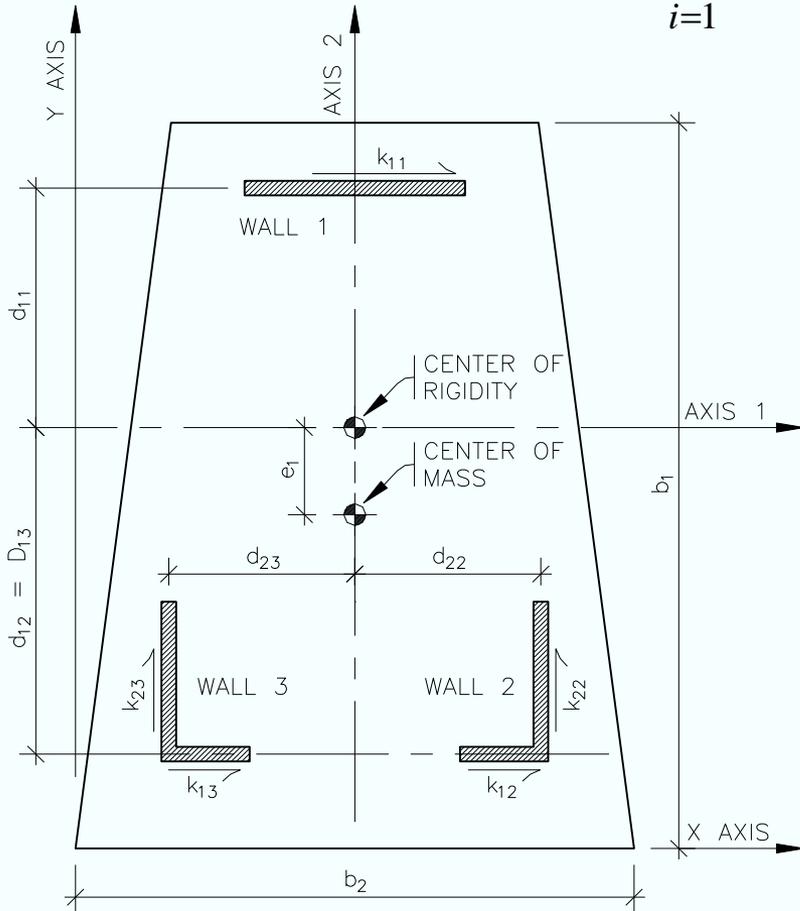


- $k_{1i}$  - lateral stiffness, wall “ $i$ ” parallel to 1
- $k_{2j}$  - lateral stiffness, wall “ $j$ ” parallel to 2
- $d_{1i}$  - the distance from the wall “ $i$ ” to the center of rigidity, perpendicular to axis 1
- $d_{2j}$  is the distance from the wall “ $j$ ” to the center of rigidity, perpendicular to axis 2
- $e_1$  is the distance perpendicular to axis 1 between the center of rigidity and the center of mass
- $b_1$  is the width of the diaphragm perpendicular to axis 1
- $m$  is the number of walls in direction 1
- $n$  is the number of walls in direction 2

# Torsion

$$r/l_s > 0,8$$

$$\sum_{i=1}^m k_{1i} d_{1i}^2 + \sum_{j=1}^n k_{2j} d_{2j}^2 \geq 2.5 \left( 0.05 + \frac{e_1}{b_1} \right) b_1^2 \sum_{i=1}^m k_{1i}$$



$$K_{flex} = F/u \quad [\text{kN/m}]$$

$$K_{tors} = M_t / \varphi \quad [\text{kN/m}]$$

Si calcola:

$$r = (K_{tors} / K_{flex})^{1/2} \quad [\text{m}]$$

$$l_s = [(L^2 + B^2) / 12]^{1/2} \quad [\text{m}]$$

$$r/l_s$$

e si verifica se  $r/l_s > 0,8$

La relazione è valida per strutture monopiano.

Per le multipiano si bloccano i piani inferiori e si avanza verso l'alto un piano alla volta calcolando le rigidezze

# DEFORMABILITA' TORSIONALE

$r/l_s > 0,8$

$$K_T = \sum_{i=1}^n K_{xi} d'_{yi} + \sum_{j=1}^m K_{yj} d'_{xj}$$

$$K_x = \sum_{i=1}^n K_{xi} \quad K_y = \sum_{j=1}^m K_{yj}$$

Le distanze,  $d'_{xi}$  e  $d'_{yj}$ , ricordiamo che si riferiscono alle distanze degli elementi resistenti dal baricentro delle rigidezze.

Il baricentro delle rigidezze è dato da:

$$x_R = \frac{\sum_{i=1}^n K_{xi} d_{yi}}{\sum_{i=1}^n K_{xi}} \quad y_R = \frac{\sum_{j=1}^m K_{yj} d_{xj}}{\sum_{j=1}^m K_{yj}}$$

Raggio torsionale

$$r_x = \sqrt{\frac{K_T}{K_x}} \quad r_y = \sqrt{\frac{K_T}{K_y}}$$

$$l_s = \sqrt{\frac{L^2 + B^2}{12}}$$

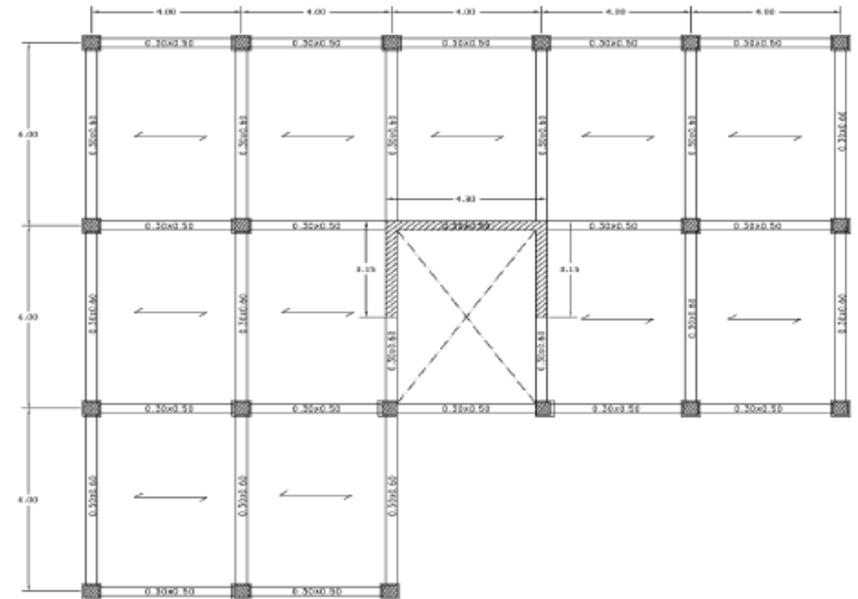
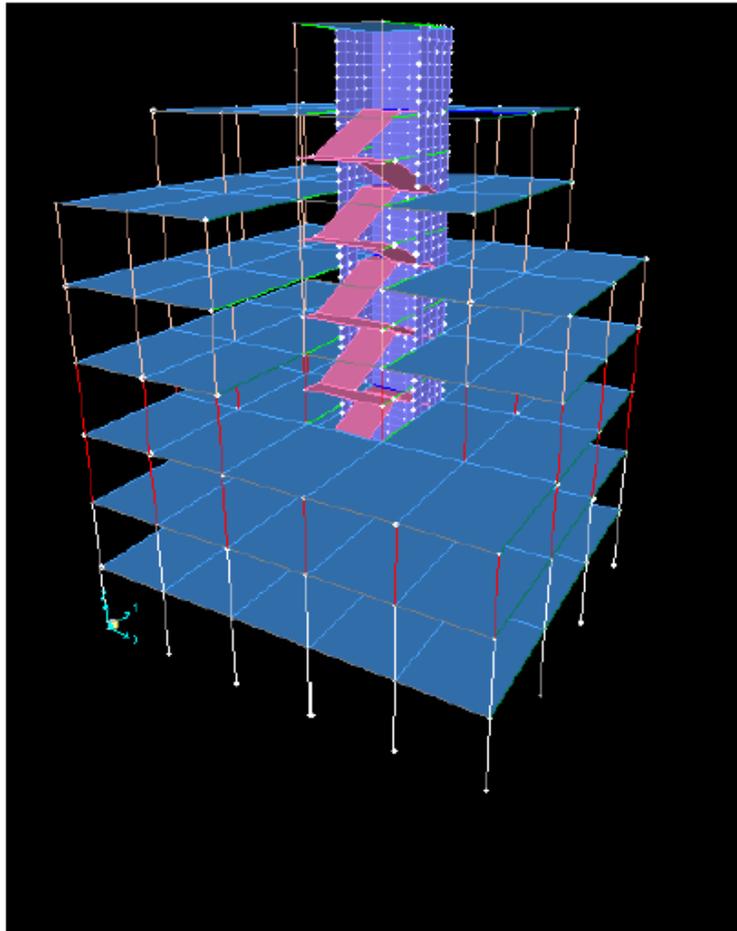
Raggio polare

# Edifici Torsionalmente deformabili

La struttura si considera torsionalmente rigida se:

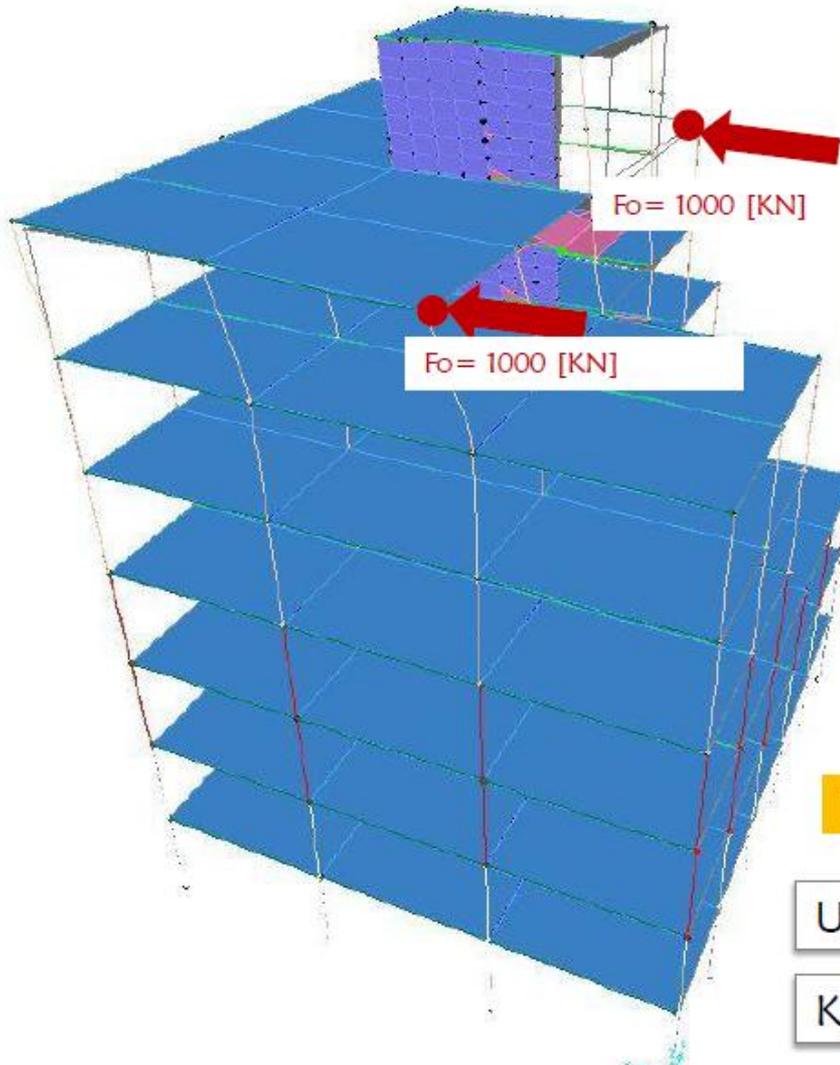
$$r/l_s > 0,8$$

$$r (r_x/r_y) > 0.8 l_s$$



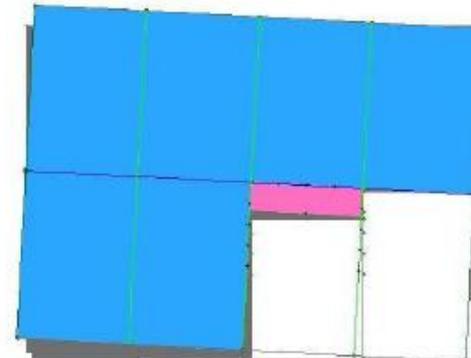
Es: Edificio con un elemento resistente rigido in posizione centrale

# Edifici Torsionalmente deformabili



## Analisi sismica

Per valutare il valore delle rigidezze (per esempio all'ultimo piano) si sono bloccati i movimenti di piano rigido nei piani sottostanti e si sono applicati due carichi esploratori, calcolando gli spostamenti di due punti qualsiasi del piano.



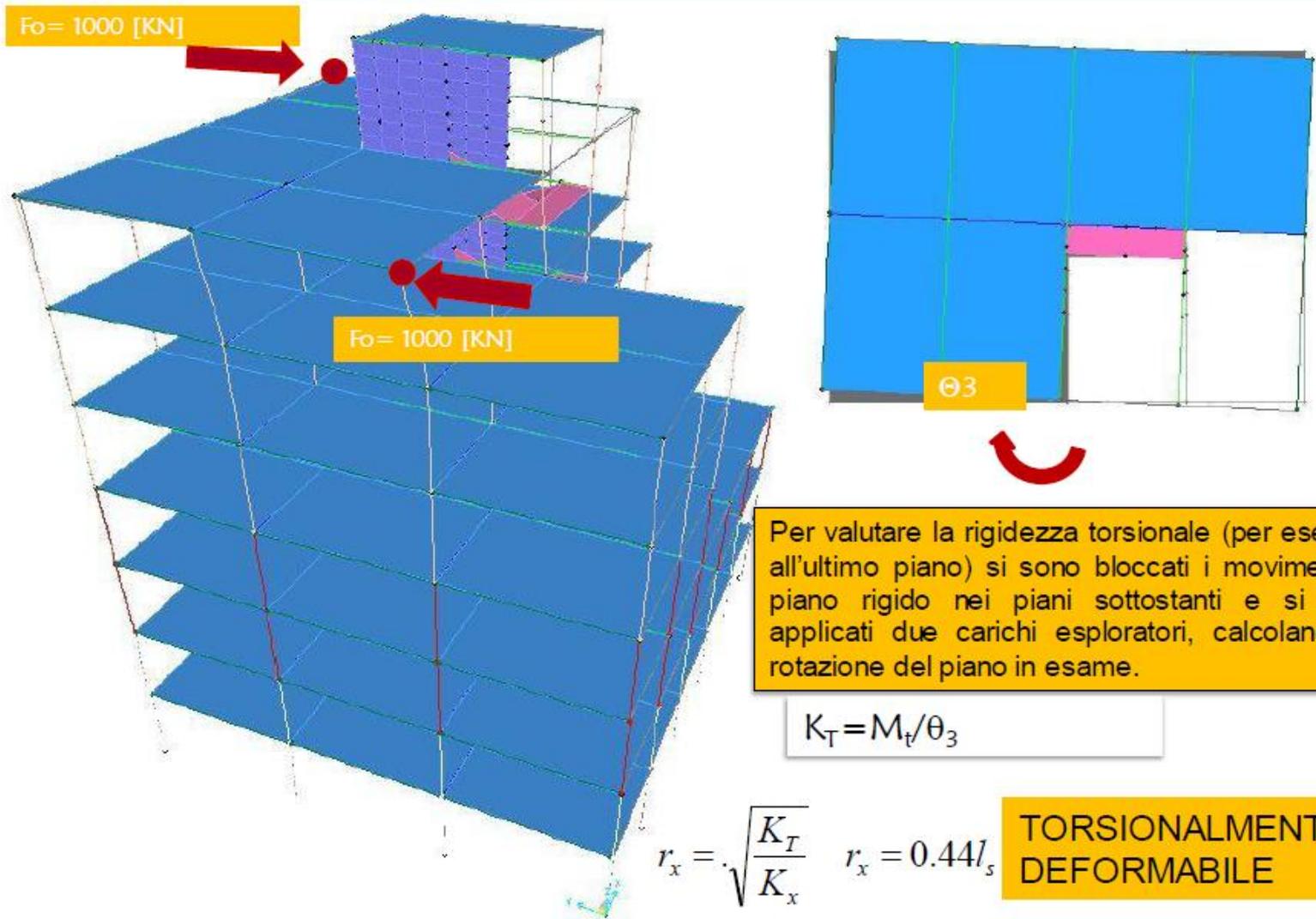
U2\_a

U2\_b

$$U_{med} = (U2_a + U2_b) / 2$$

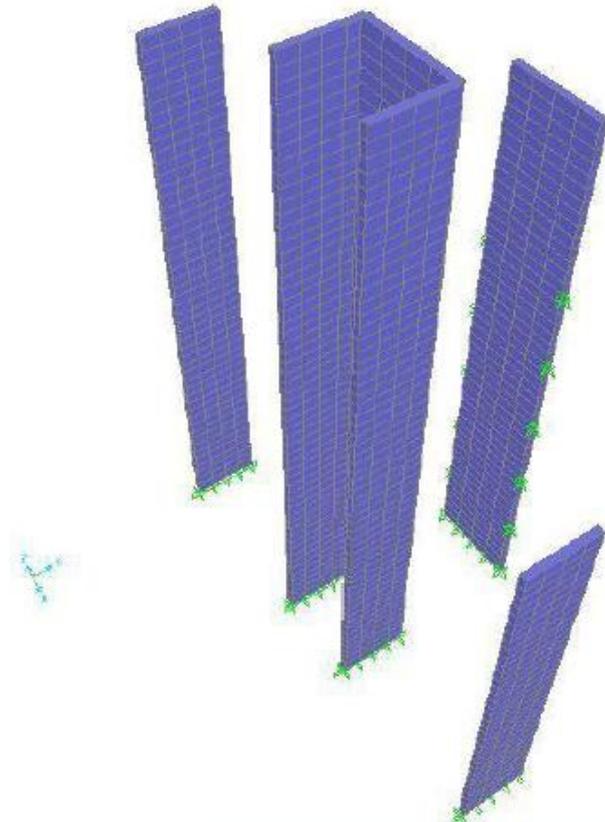
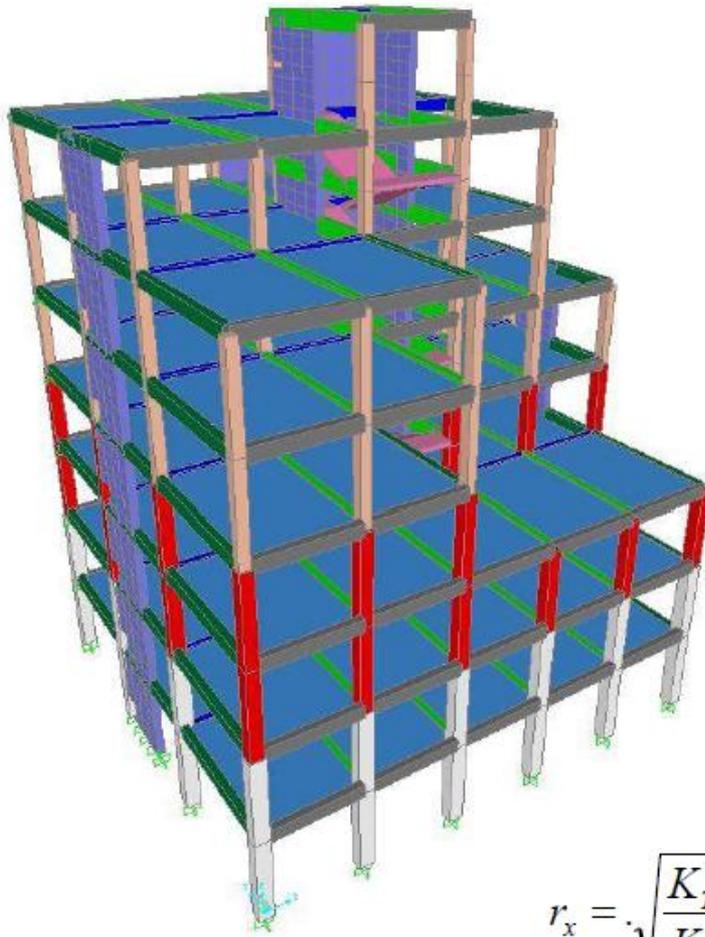
$$K_x = 2F_o / U_{med}$$

# Edifici Torsionalmente deformabili



# Edifici Torsionalmente deformabili

Inseriamo ulteriori elementi di controvento

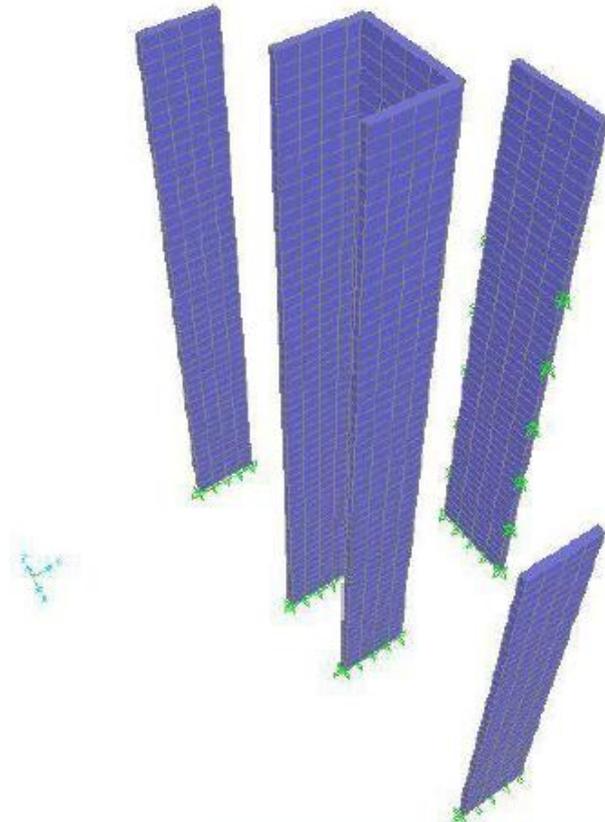
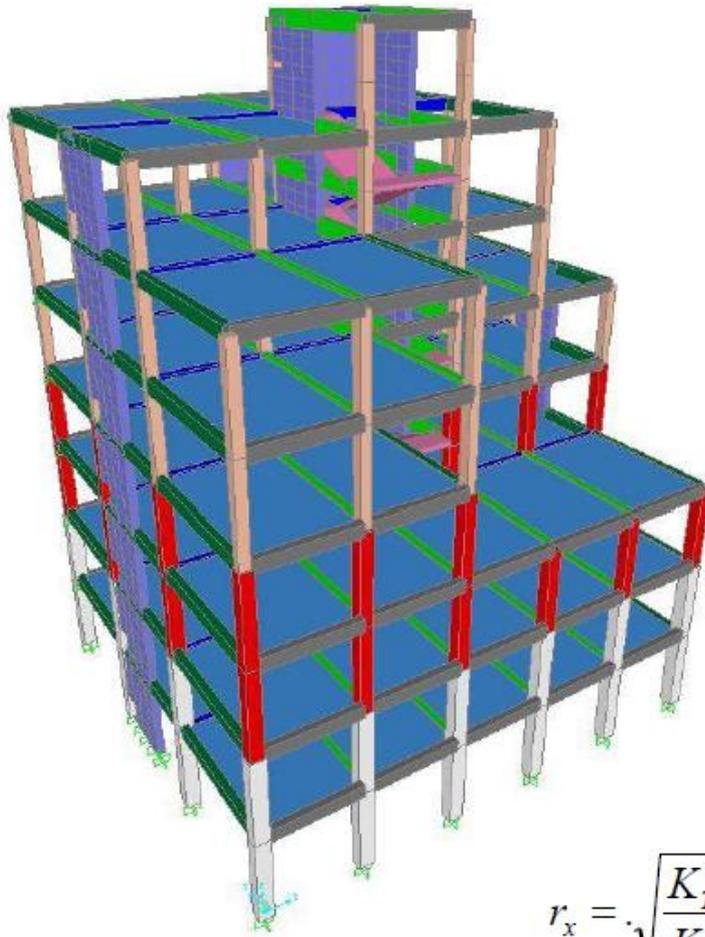


$$r_x = \sqrt{\frac{K_T}{K_x}} \quad r_x = 0.82l_s$$

TORSIONALMENTE  
NON DEFORMABILE

# Edifici Torsionalmente deformabili

Inseriamo ulteriori elementi di controvento

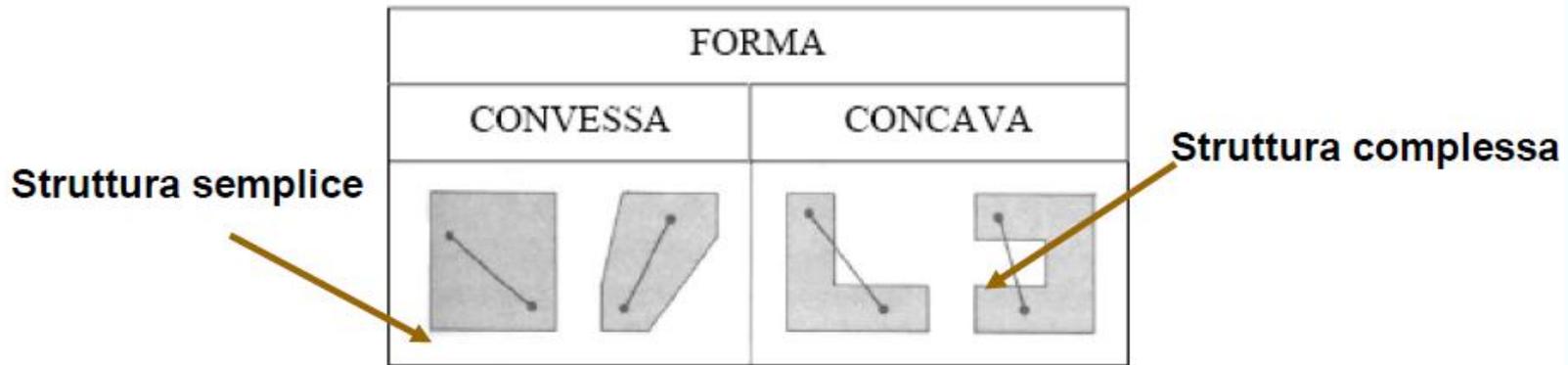


$$r_x = \sqrt{\frac{K_T}{K_x}} \quad r_x = 0.82l_s$$

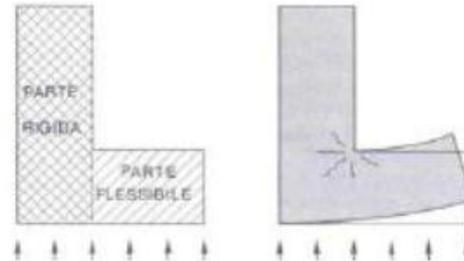
TORSIONALMENTE  
NON DEFORMABILE

# Edifici Irregolari- Regolari

## REGOLARITA' IN PIANTA



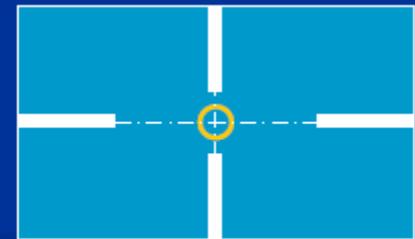
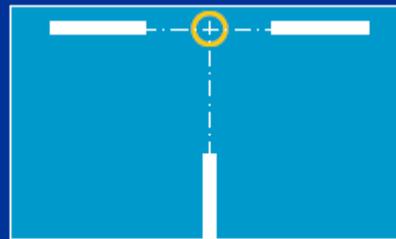
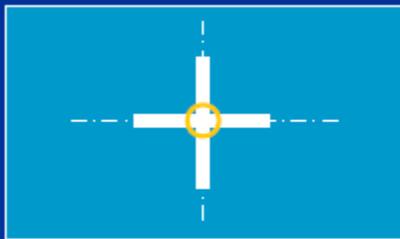
**Problematiche:** Concentrazione di sollecitazione in corrispondenza degli angoli rientranti a causa delle diversa rigidezza delle parti costituenti la struttura a cui si associano stati deformativi differenziali



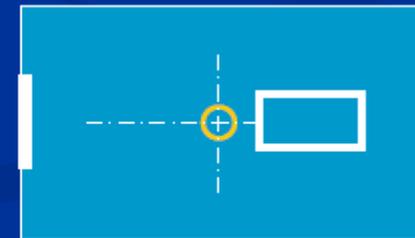
- Effetti torsionali
- Difficoltà di individuare le direzioni di maggiore sollecitazione in relazione all'azione sismica, facilmente identificabili, al contrario, nel caso di simmetria

# Efficacia Torsionale

Scarsa efficacia torsionale



Buona efficacia torsionale



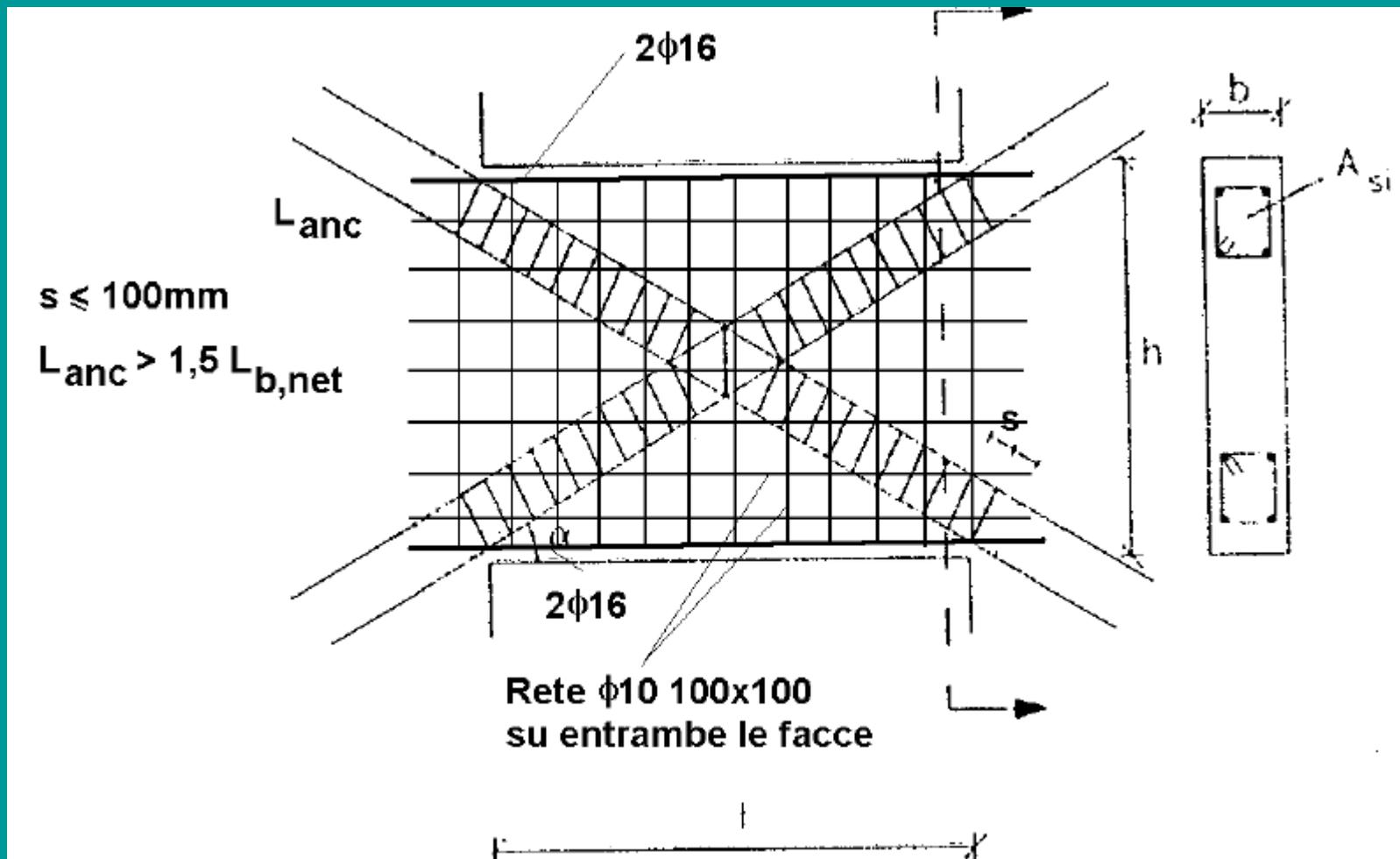




**Esempio di setto sismo-resistente**

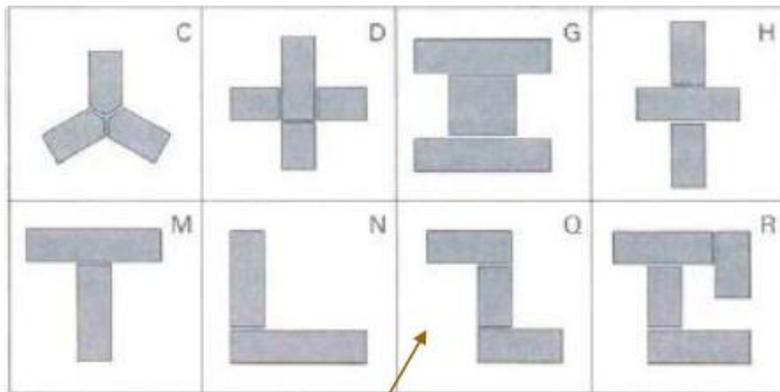


**Dettagli armatura nello spigolo**

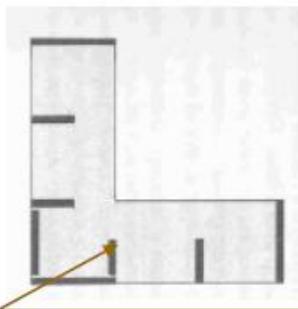


# Edifici Irregolari- Regolari

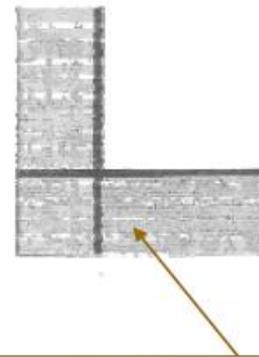
## Semplicità in pianta: Accorgimenti



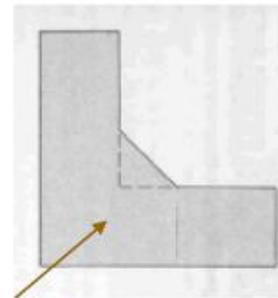
Inserimento giunti di separazione



Inserimento *ad hoc* di elementi resistenti



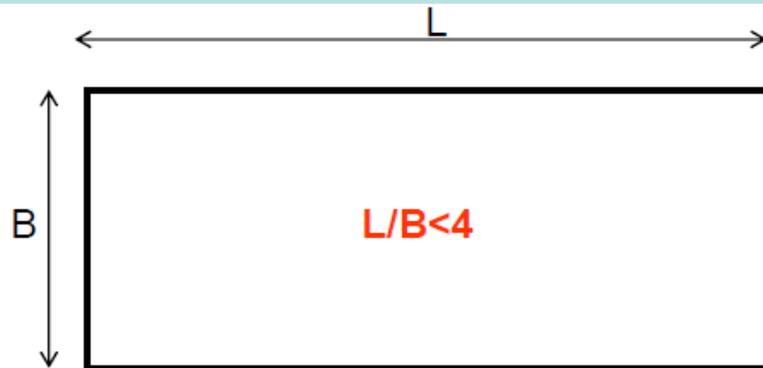
Irrigidimento della zona d'angolo



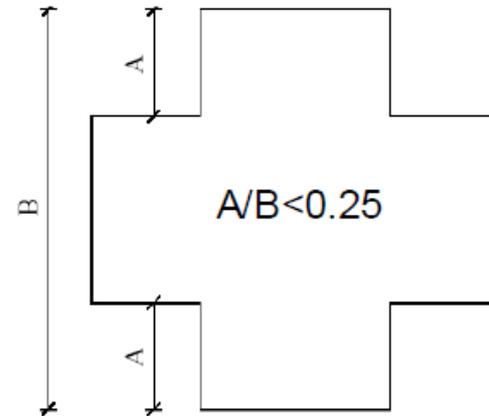
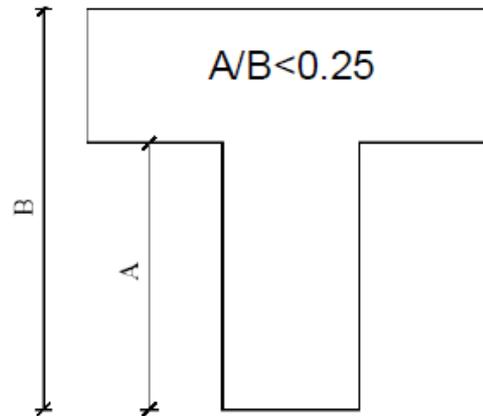
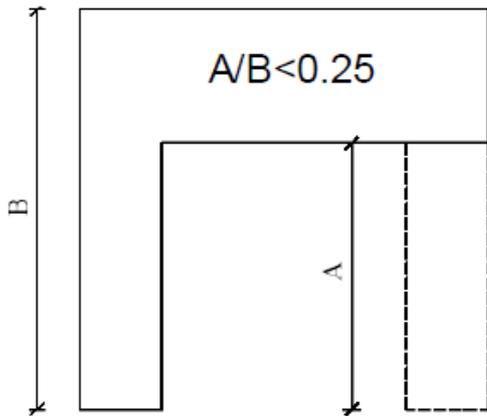
Trasformazione dell'angolo retto in angolo ottuso.

# Edifici Irregolari- Regolari

Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;



Eventuali rientri o sporgenze non superano il 25 % della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza;



## REGOLARITA' IN ALTEZZA

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

Tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;

Massa e rigidezza rimangono costanti o si riducono gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base.

# Edifici Irregolari- Regolari

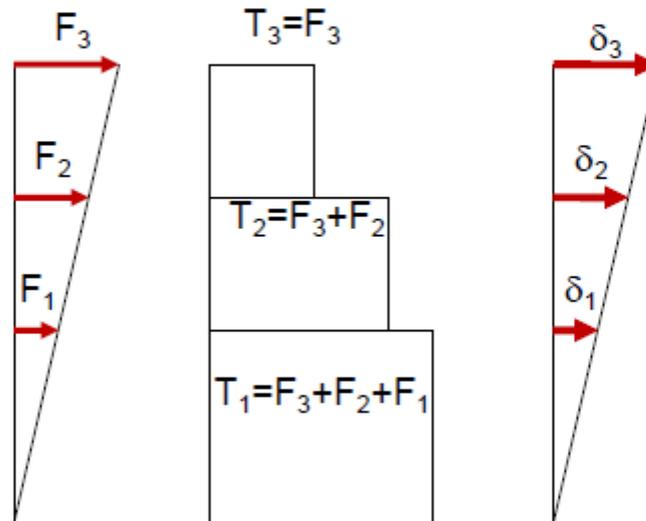
**REGOLARITA' IN ALTEZZA**



# Edifici Irregolari- Regolari

## REGOLARITA' IN ALTEZZA

### VERIFICA DELLE VARIAZIONI DI RIGIDEZZA

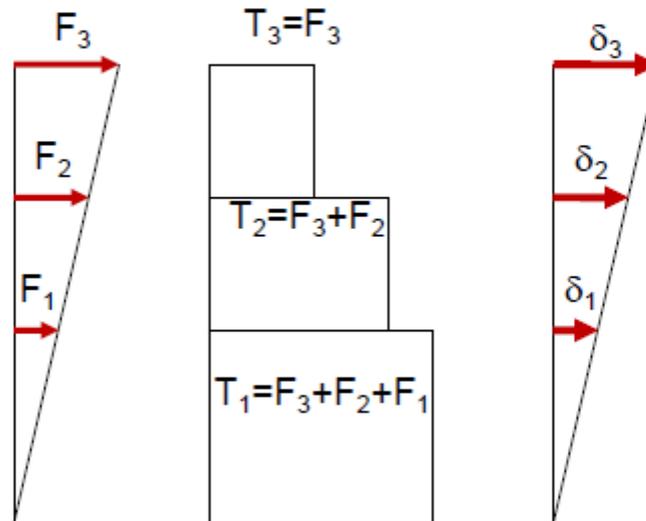


$$K_i = T_i / (\delta_i - \delta_{i-1})$$

# Edifici Irregolari- Regolari

## REGOLARITA' IN ALTEZZA

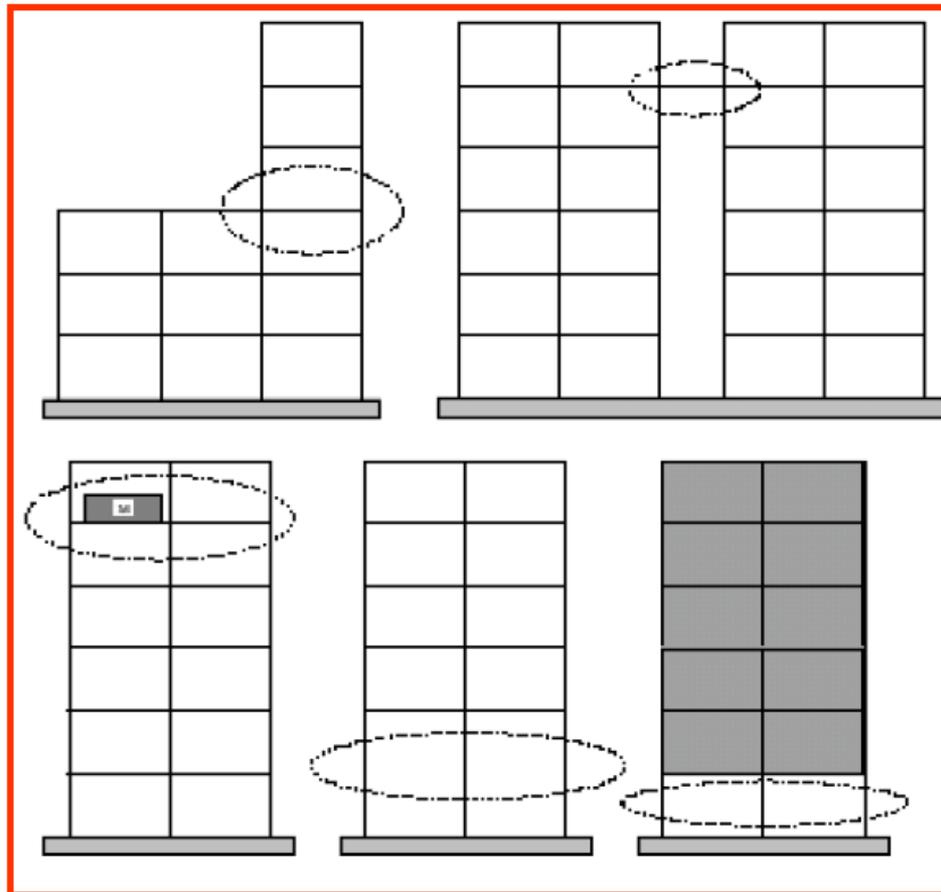
### VERIFICA DELLE VARIAZIONI DI RIGIDEZZA



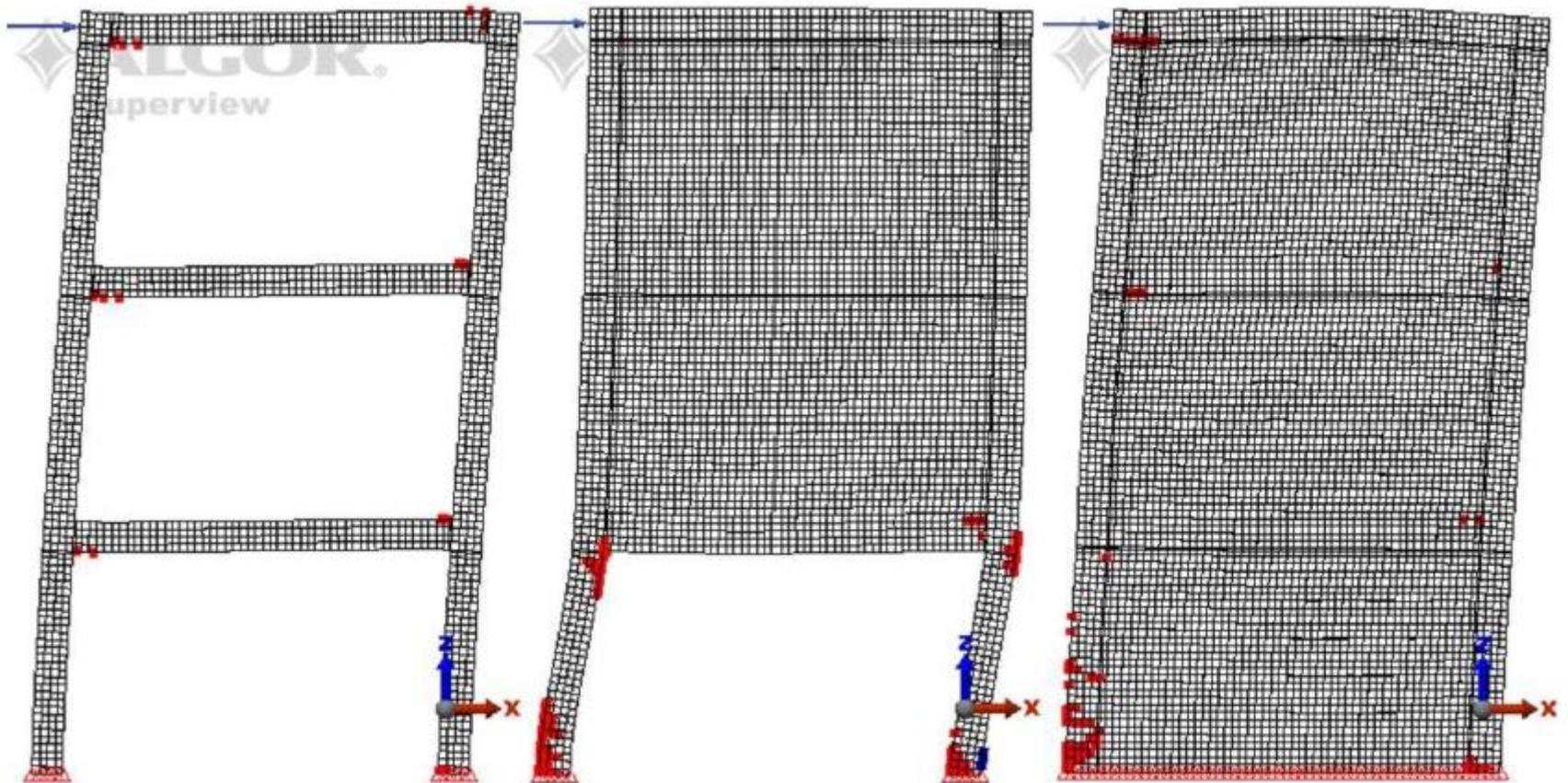
$$K_i = T_i / (\delta_i - \delta_{i-1})$$

# Edifici Irregolari- Regolari

## REGOLARITA' IN ALTEZZA

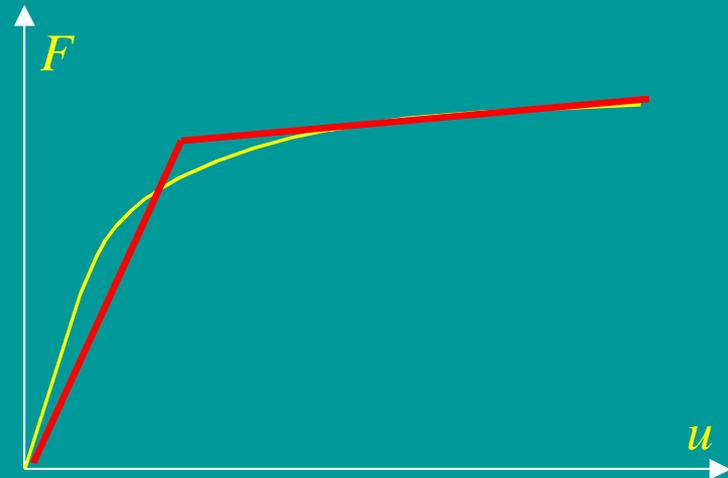
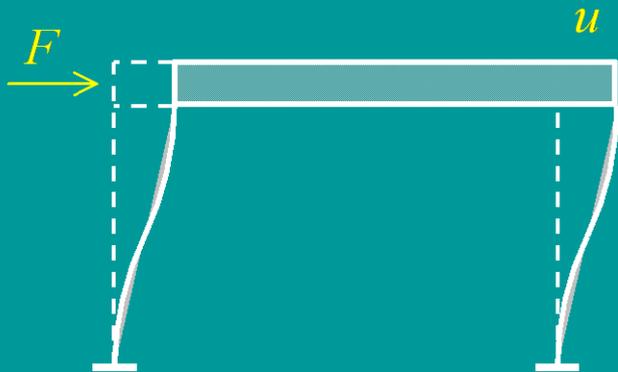


# Edifici Irregolari- Regolari



# Duttilità strutturale

Il comportamento dei sistemi strutturali reali soggetti a sisma intenso è sempre non lineare



Il legame è in genere rappresentato con un modello equivalente, elastico-perfettamente plastico oppure elasto-plastico incrudente

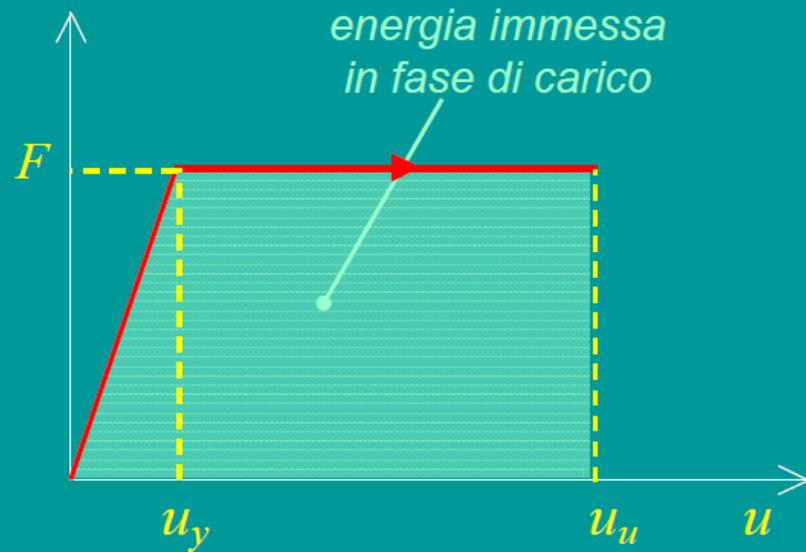
# *Duttilità strutturale*

Misura la capacità di dissipare energia



# Duttilità strutturale

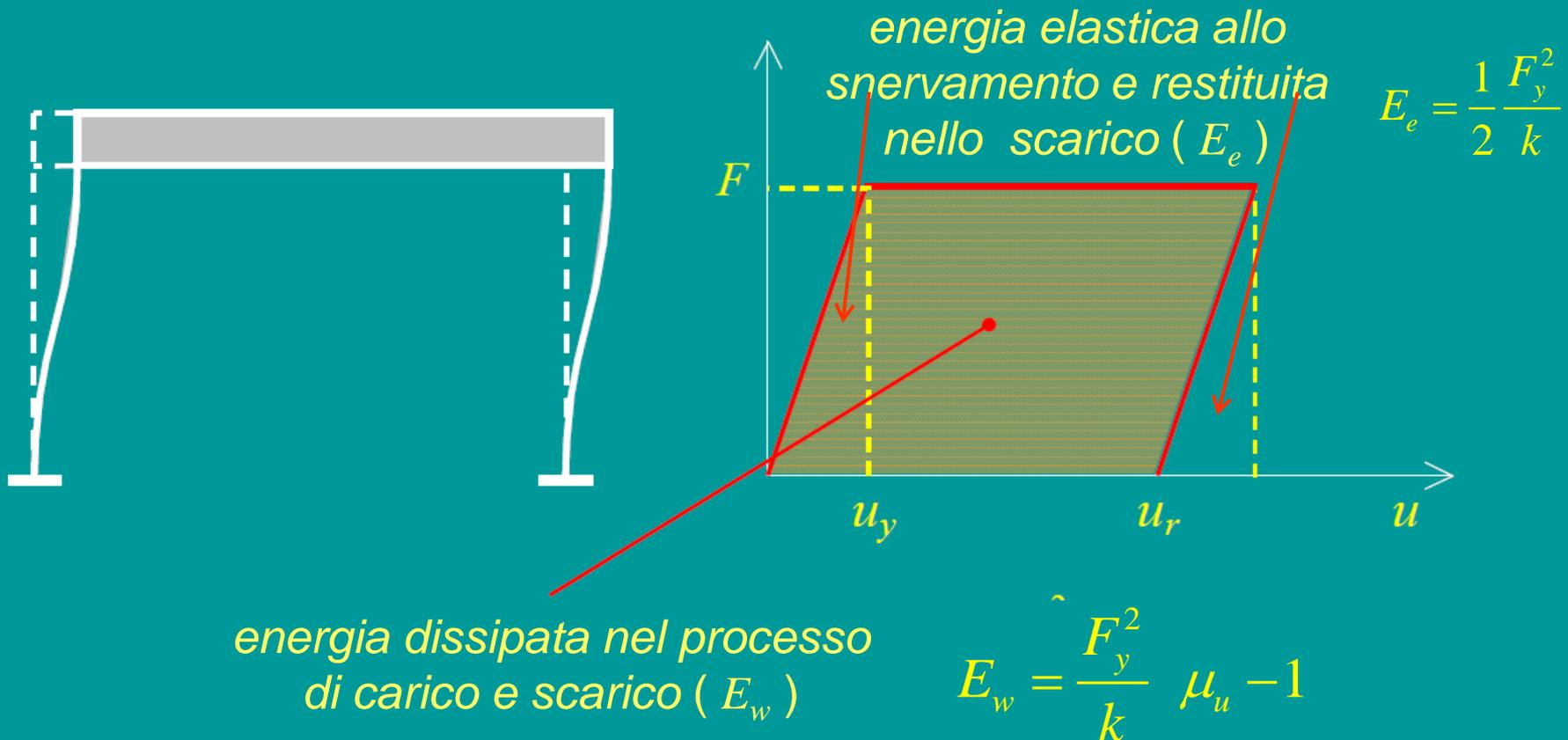
Misura la capacità di dissipare energia



Fase di carico

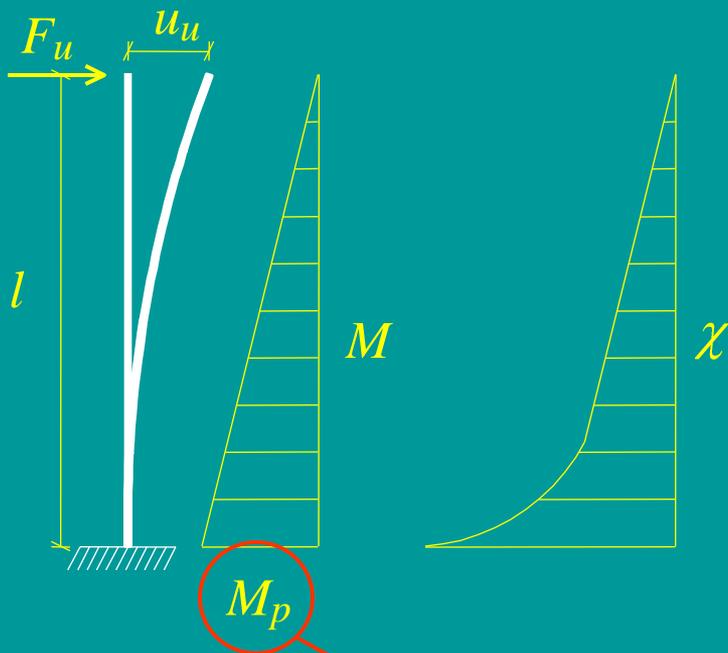
# Duttilità strutturale

Misura la capacità di dissipare energia



# Duttilità strutturale

Le analisi non lineari di travi e pilastri fanno utile riferimento al concetto di **cerniera plastica**

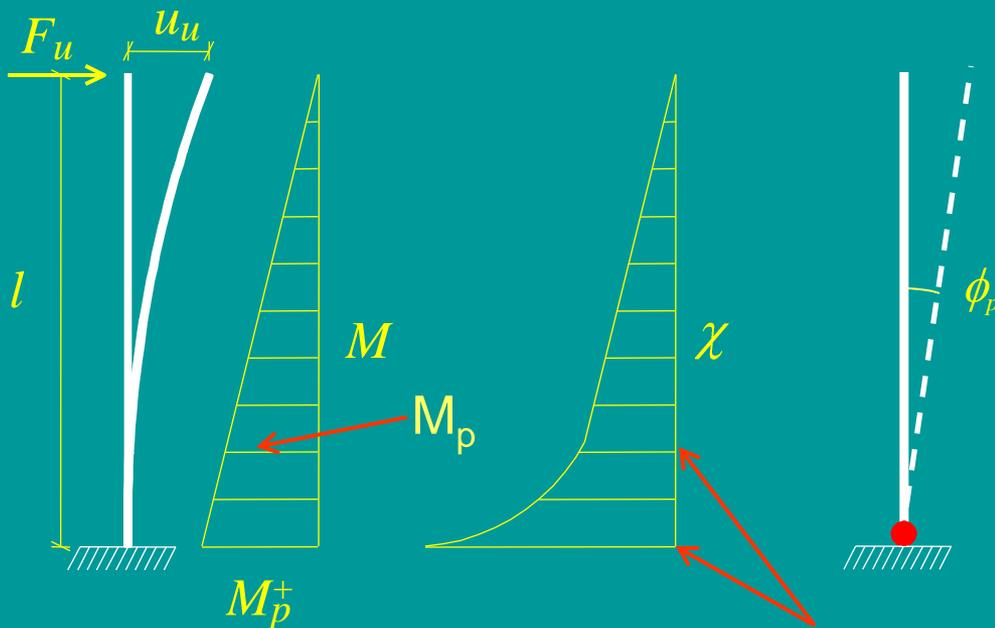


$M_p$  Momento plastico

Momento di completa plasticizzazione della sezione

# Duttilità strutturale

Le analisi non lineari sono usualmente condotte sulla base del concetto di **cerniera plastica**

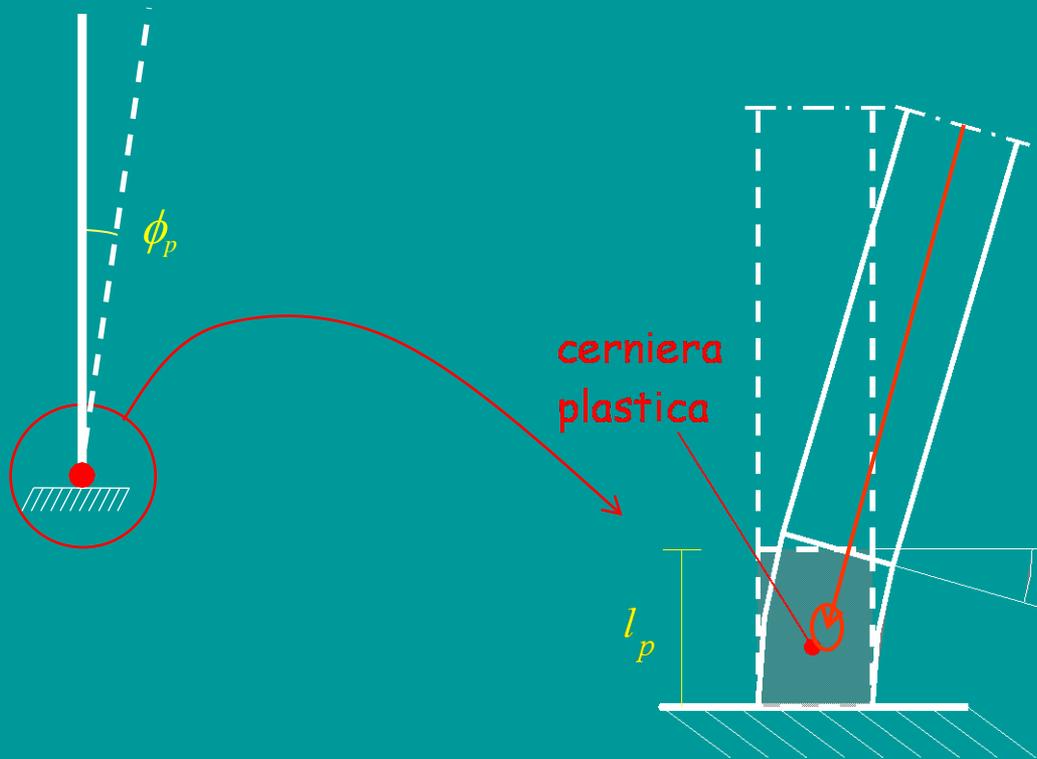


Schema di calcolo

Zona ove si estende la plasticizzazione per effetto dell'incrudimento dell'acciaio

# Duttilità strutturale

## Cerniera plastica



$\phi_p$  = rotazione plastica

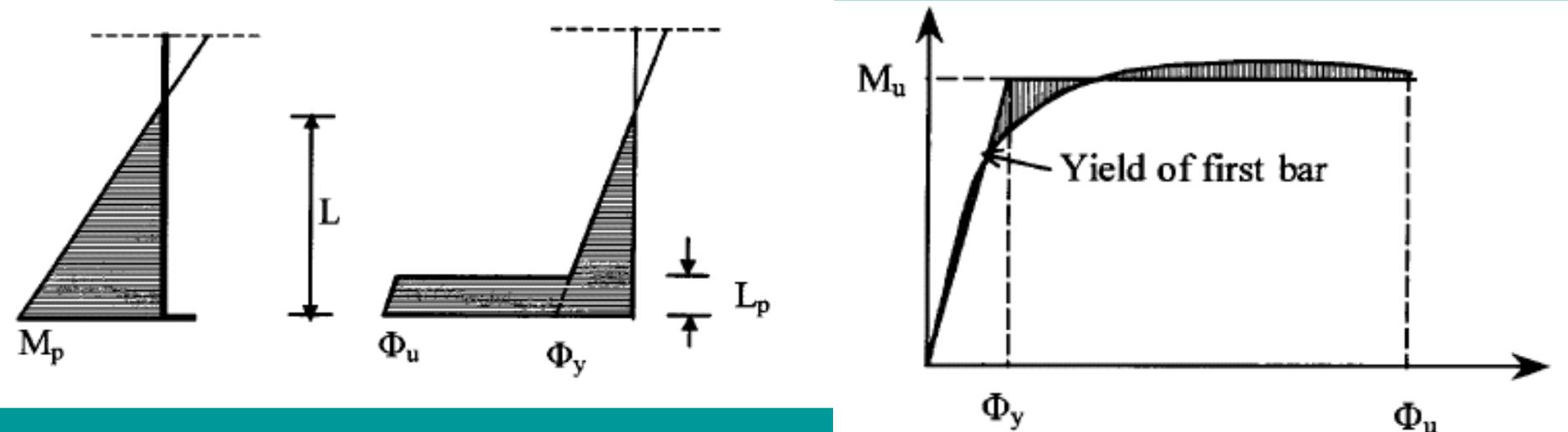
# Eurocodice 8.2 Ponti

For linear variation of the bending moment, the yield rotation  $\theta_y$  may be assumed:

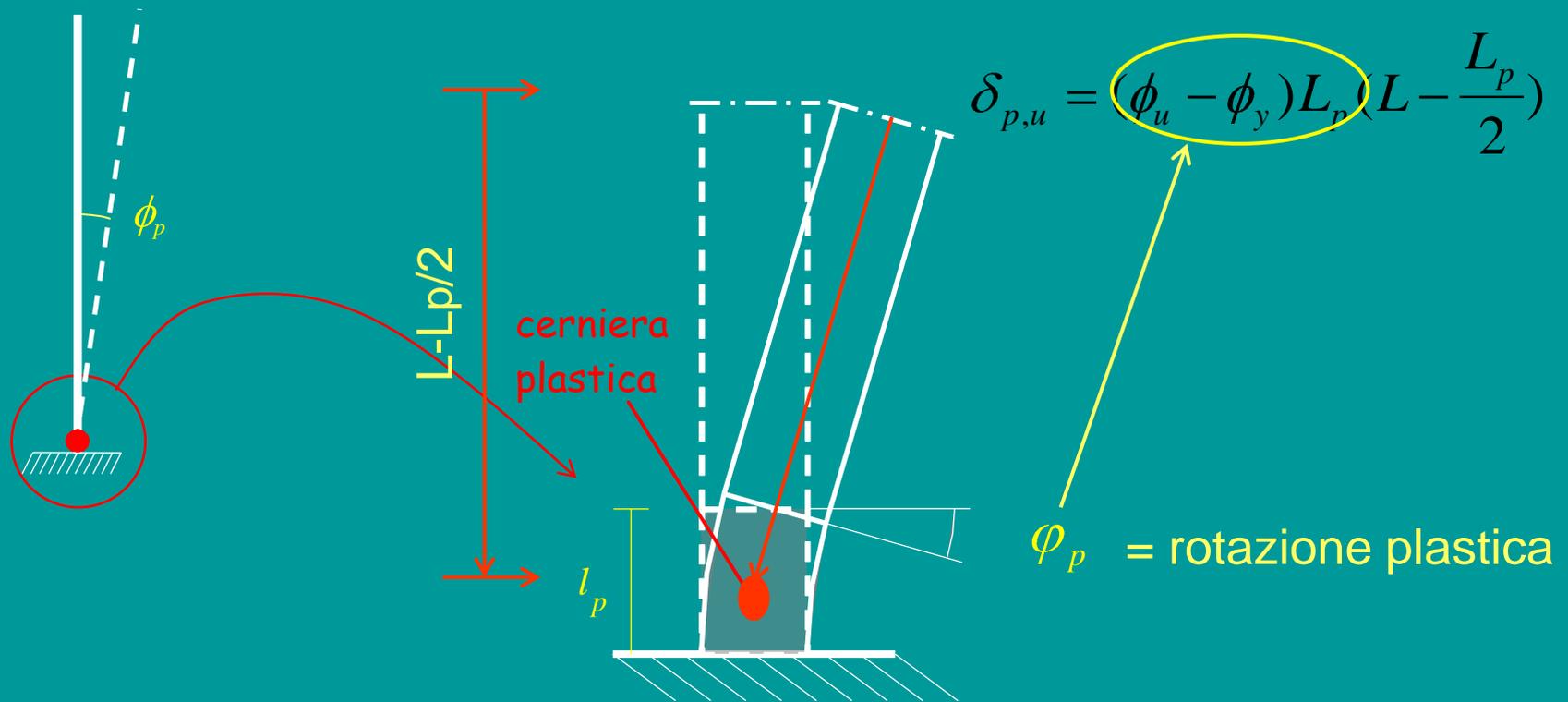
$$\theta_y = \frac{\Phi_y L}{3} \quad (\text{E.17})$$

(2) Both  $\Phi_y$  and  $\Phi_u$  should be assessed by means of a moment curvature analysis of the section under the axial load corresponding to the design seismic combination. When  $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu1}$ , only the confined concrete core section should be taken into an account.

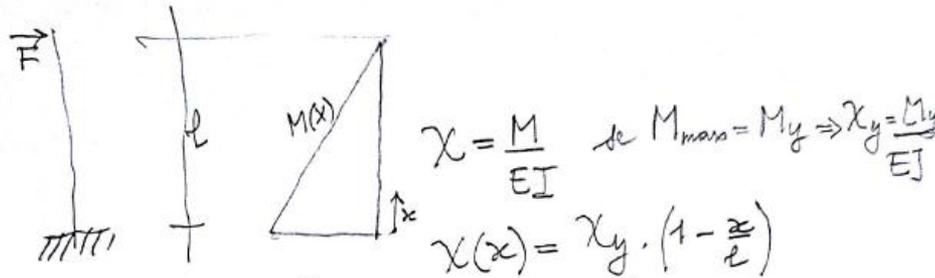
(3)  $\Phi_y$  should be evaluated by idealising the actual M- $\Phi$  diagram by a bilinear diagram of equal area beyond the first yield of reinforcement as shows in Fig. E.3.



# Duttilità strutturale



# Spostamento di una mensola con forza in sommità



$$\delta_y(l) = \int_0^l \chi(x) dx^2 = \chi_y \int_0^l \left(1 - \frac{x}{l}\right) dx^2$$

$$\int_0^l \left(1 - \frac{x}{l}\right) dx^2 = \int_0^l \left(x - \frac{x^2}{2l}\right) dx = \left[\frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6l}\right]_0^l$$

$$= \frac{l^2}{2} - \frac{l^3}{6l} = \frac{3-1}{6} l^2 = \frac{1}{3} l^2$$

da cui come noto

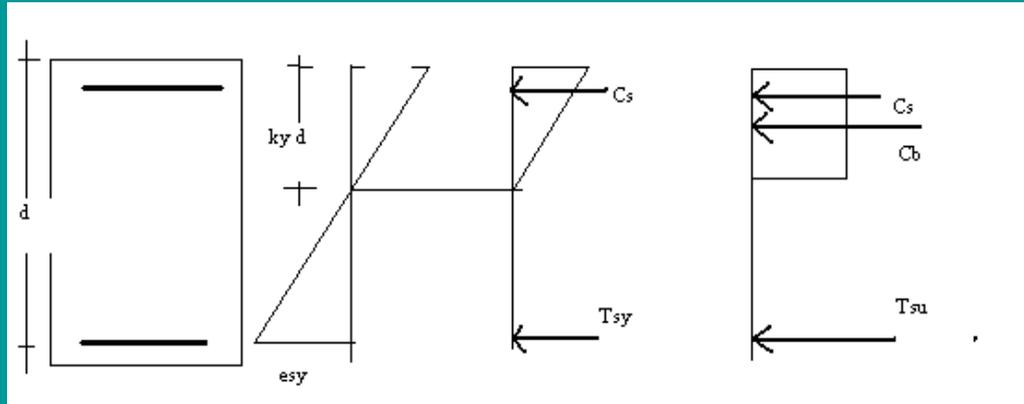
$$\delta_y = \chi_y \cdot \frac{1}{3} l^2$$

e la rotazione della coda: rapporto fra spostamento ed altezza vale

$$\theta_y = \delta_y / l = \chi_y \frac{l}{3}$$

# Eurocodice 8.2 Ponti

La curvatura di snervamento non dipende dalla quantità di armatura e dallo sforzo assiale ma dalla deformazione dell'acciaio e dalla altezza della sezione



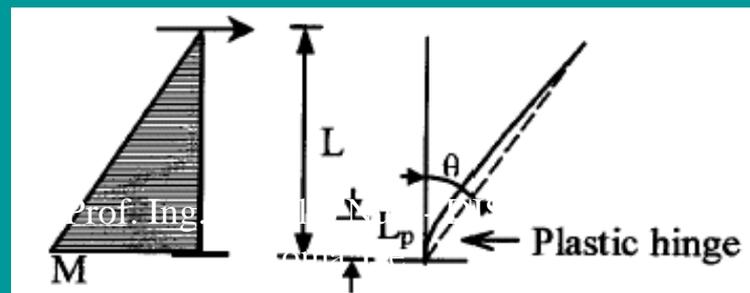
$$\Phi_y = \epsilon_y / ((1 - k_y) d) = 0.0019 / (0.95d) = 0.002/d ; \text{ EC8: Circ: } \Phi_y = 2.4\epsilon_y/d ; \text{ Rett: } \Phi_y = 2.1\epsilon_y/d$$

$$\delta_y = \Phi_y L^2 / 3 = 2.1\epsilon_y L^2 / (3d)$$

spostamento allo snervamento (sez. circ)

$$\vartheta_y = \Phi_y L / 3 = 0.002L / (3d)$$

rot. corda allo snervamento (sez. circ)



# Eurocodice 8.2 Ponti-Duttilità in curvatura, rotazione della corda

Duttilità in curvatura della sezione di base

$$\mu_{\Phi} = \Phi_u / \Phi_y$$

Si definisce come rotazione della corda allo snervamento:

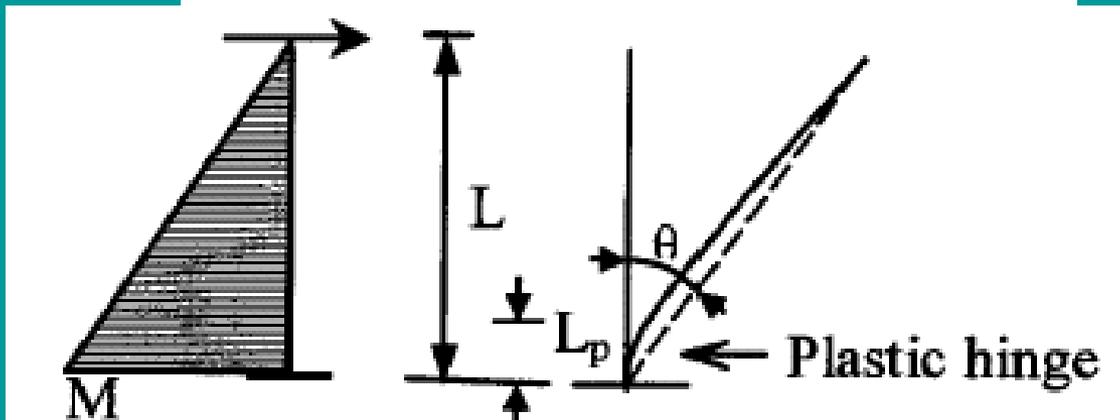
$$\theta_y = \delta_y / l = \chi_y \frac{l}{3}$$

Si definisce come rotazione ultima plastica della corda :

$$\theta_{p,u} = \theta_u - \theta_y$$

Da cui si ricava la duttilità ultima in rotazione della corda:

$$\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_y = 1 + (\theta_u - \theta_y) / \theta_y = 1 + \theta_{p,u} / \theta_y$$



# Legame tra curvatura, spostamento e rotazione della corda

$$\delta_u = \delta_y + \delta_{p,u}$$

$$\delta_{p,u} = (\phi_u - \phi_y)L_p \left(L - \frac{L_p}{2}\right)$$

$$\mathcal{G}_u = \mathcal{G}_y + \mathcal{G}_{p,u}$$

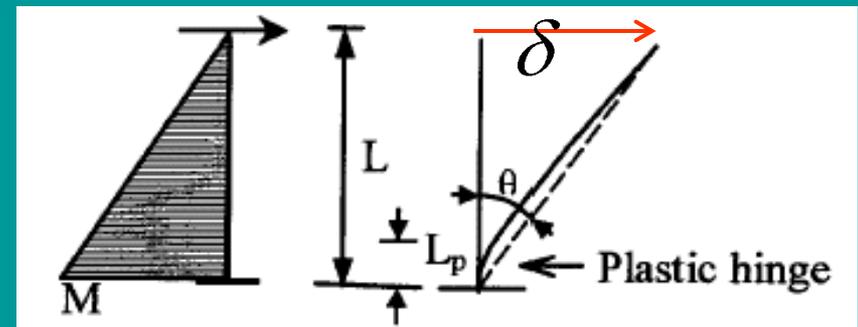
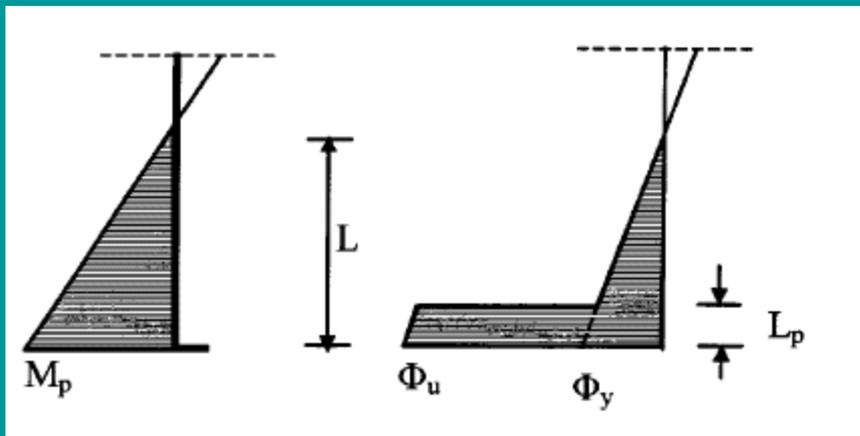
$$\mathcal{G}_{p,u} = \frac{\delta_{p,u}}{L} = (\phi_u - \phi_y)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right)$$

Spostamento ultimo totale

Spostamento plastico

Rotazione totale della corda

Rotazione plastica della corda



# Eurocodice 8.2 Ponti

$$\delta_y = \Phi_y L^2/3 = 0.002L^2/(3d)$$

$$\vartheta_y = \Phi_y L/3 = 0.002L/(3d)$$

$$\vartheta_u = \vartheta_y + \vartheta_{p,u}$$

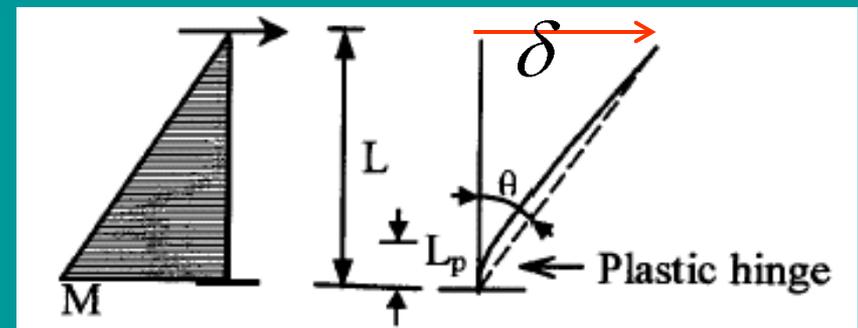
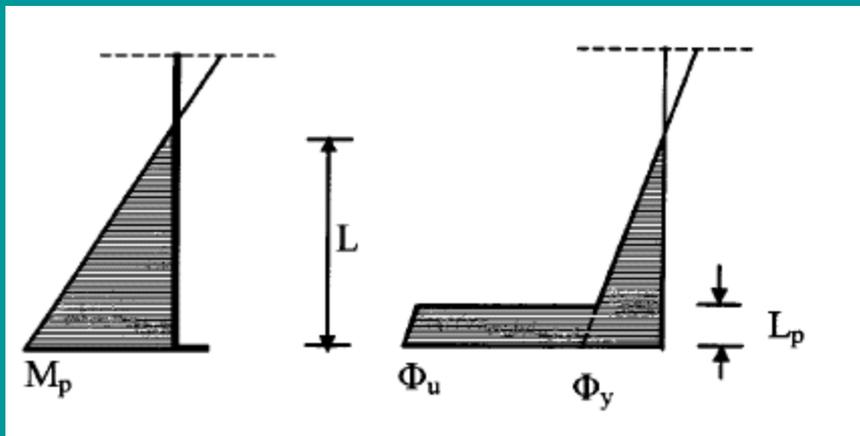
Rotazione totale della corda

$$\delta_{p,u} = (\phi_u - \phi_y) L_p \left( L - \frac{L_p}{2} \right)$$

Spostamento plastico della corda

$$\vartheta_{p,u} = \frac{\delta_{p,u}}{L} = (\phi_u - \phi_y) L_p \left( 1 - \frac{L_p}{2L} \right)$$

Rotazione plastica della corda



# Sezione circolare - dutt

$$\delta_y = \Phi_y L^2/3 = 0.002L^2/(3d)$$

$$\vartheta_y = \Phi_y L/3 = 0.002L/(3d)$$

$$L_p = 0.115L + 0.0085 f_{yk} d_s$$

Lunghezza della cerniera plastica

↓  
sfilamento dell'ancoraggio,  $d_s$  = diametro armatura long

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d}$$

Curvatura ultima – da programma di calcolo

$$\mu_g = 1 + \frac{\vartheta_{p,u}}{\vartheta_y} = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right)}{\phi_y \frac{L}{3}} = 1 + \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1\right)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \frac{3}{L}$$

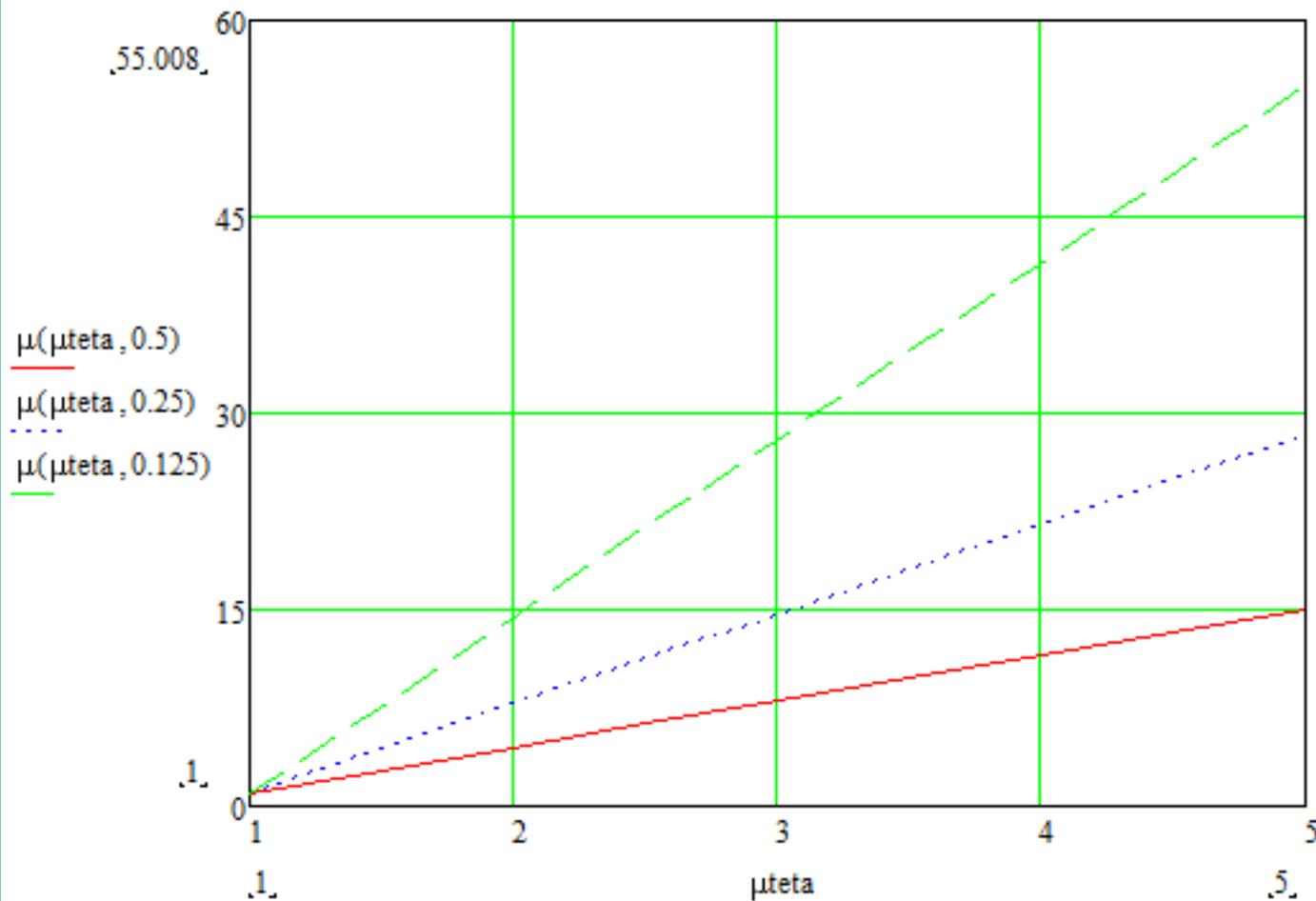
$$\mu_g = 1 + (\mu_\phi - 1)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L}\right) \frac{3}{L}$$

Legame tra duttilità in rotazione della corda e in curvatura

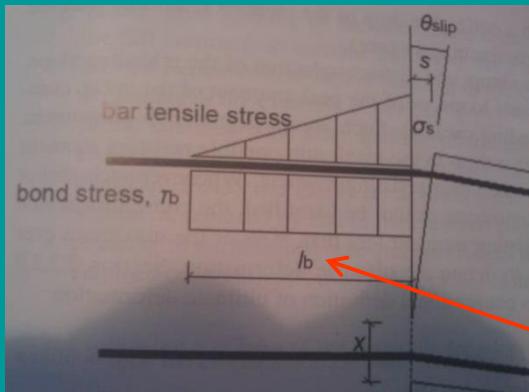
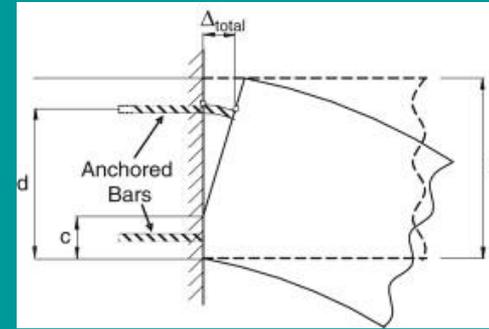
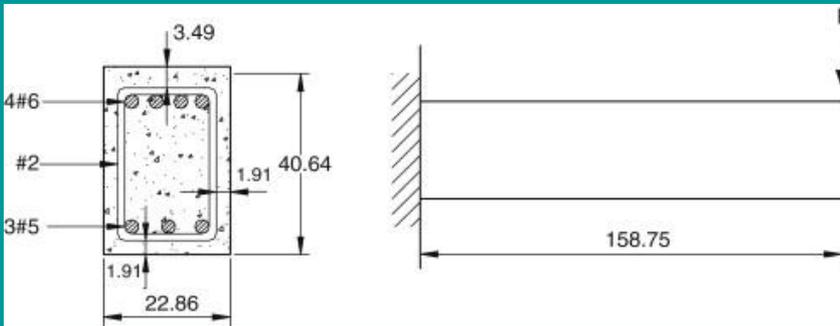
$$\mu_\phi = 1 + (\mu_g - 1) \frac{2L^2}{(2L - L_p)3L_p}$$

Legame tra duttilità in curvatura e in rotazione della corda

$$\mu_{\phi} = 1 + (\mu_s - 1) \frac{2L^2}{(2L - L_p)3L_p}$$



# Rotazione di scorrimento all'ancoraggio



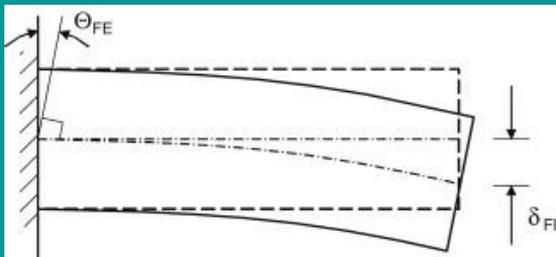
$$f_{bk} = 2,25 \eta \quad f_{ctk} = f_c^{0.5}$$

$\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\phi < 32$  mm

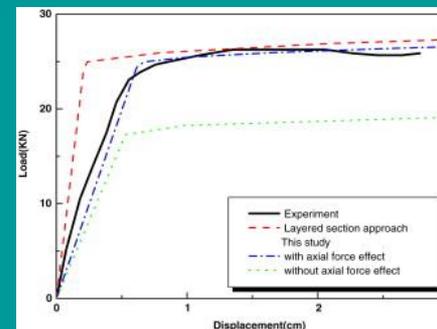
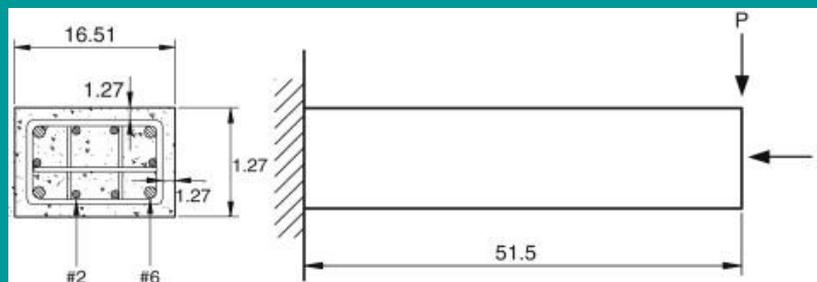
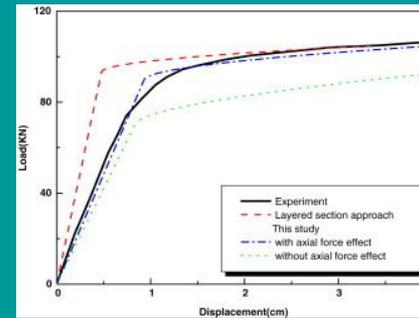
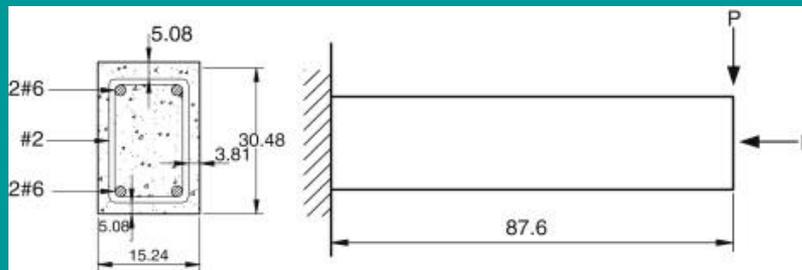
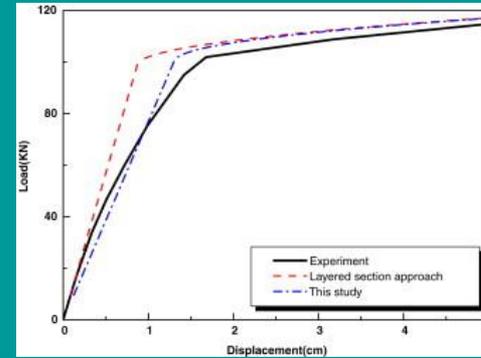
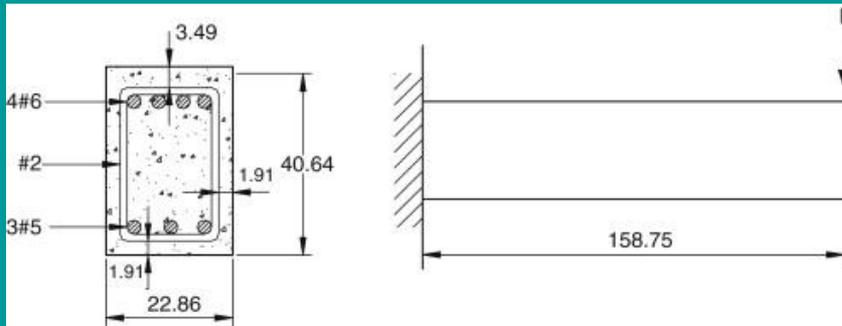
$$l_b = A_a \sigma / (\pi d_{bl} f_c^{0.5})$$

$$\theta = \delta / (1 - k) d$$

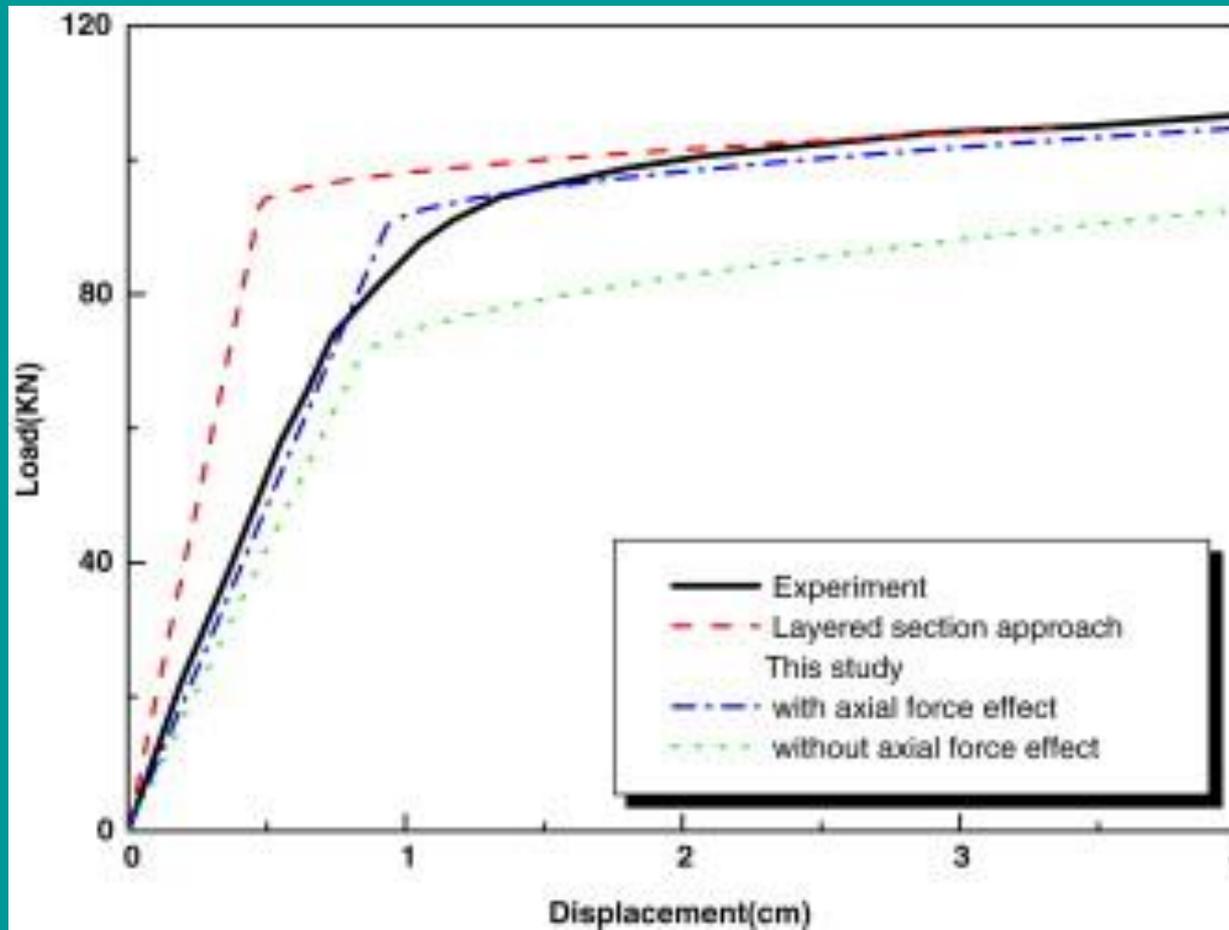
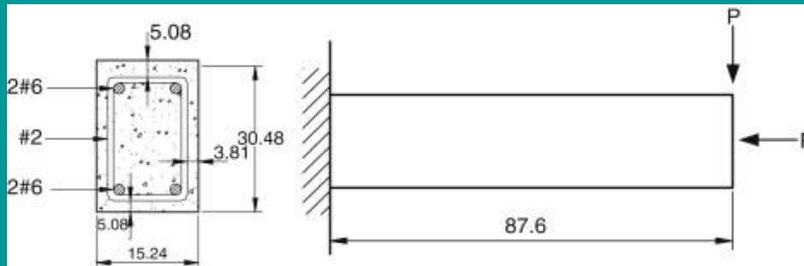
$$\theta = \sigma \phi_y d_{bl} / (2 f_c^{0.5})$$



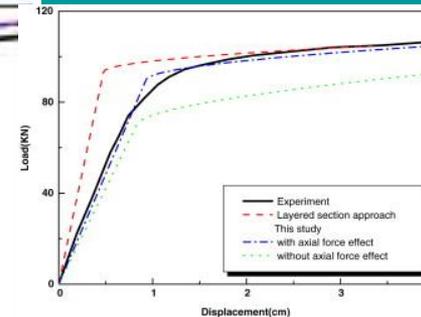
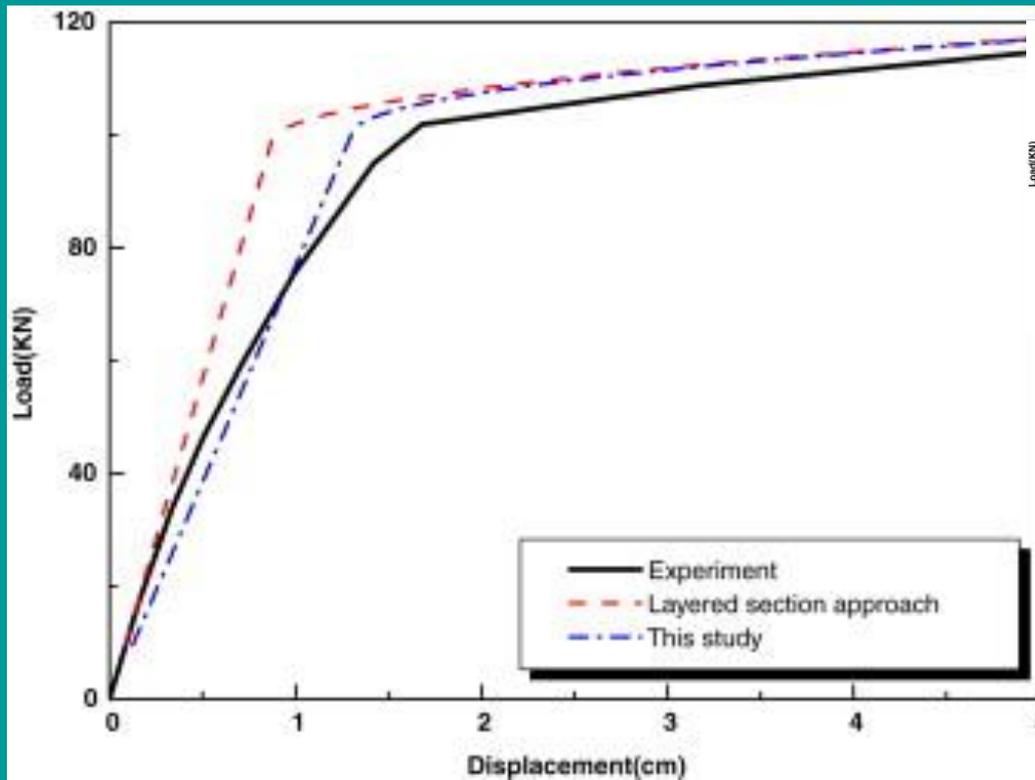
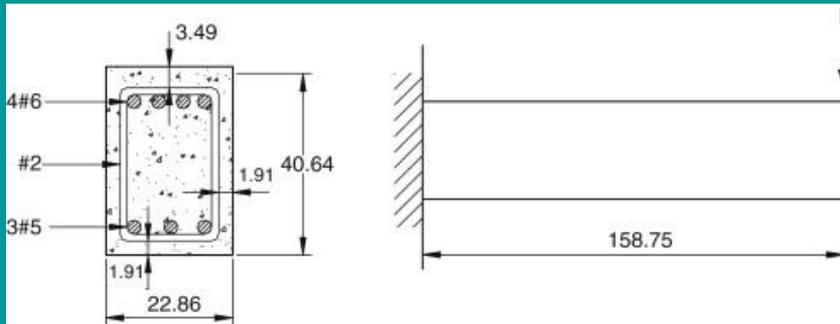
# Rotazione di scorrimento all'ancoraggio



# Rotazione di scorrimento all'ancoraggio

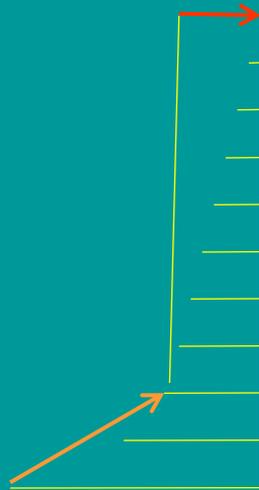


# Rotazione di scorrimento all'ancoraggio



# Duttilità strutturale - Taglio

Le analisi non lineari di travi e pilastri fanno utile riferimento al concetto di **cerniera plastica**



*$T_p$  se si ha plasticizzazione per taglio*

plice concezione,  $B = \Delta Z$ . Secondo la fig. 414, la tensione  $B$  nelle staffe potrà aumentare fino allo snervamento, così come

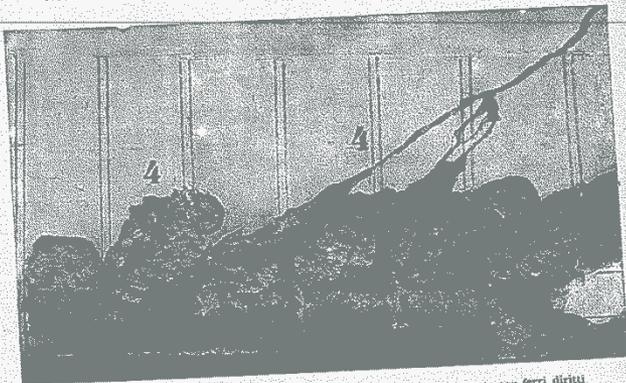


Fig. 415. — Figura di rottura all'appoggio di sinistra della trave armata con ferri diritti e staffe.

aumenta  $Z$  nei ferri tesi. Dopo questo limite, aumentando ancora il carico, il conseguente aumento di  $Z$  deve tutto essere sop-

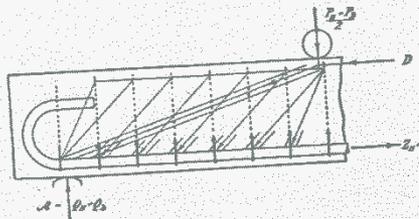


Fig. 416.

portato dagli uncini terminali. Perciò possiamo ammettere che sotto il carico massimo sussistono nella trave due sistemi di sol-

una parte  $P_H$  del carico che si appoggia agli uncini terminali e produce una tensione  $Z_H$  costante lungo la trave, e la rimanente parte  $P_B$  che genera una tensione  $Z_B$  nei ferri, la quale diminuisce linearmente a partire dalla sezione di momento massimo (sotto al carico) a causa della resistenza allo scorrimento, fino all'appoggio, ove diventa nulla. In base a questa considerazione, possiamo valutare i risultati delle prove, nel senso che la quota di carico massimo in più rispetto alla serie 7 è rappresentata dalla sollecitazione nelle staffe, da determinarsi secondo la formula  $B = e \cdot b_s \cdot \tau_0 = e Q_B : z$  (1).

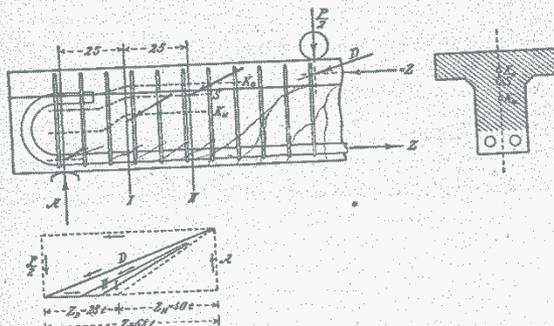


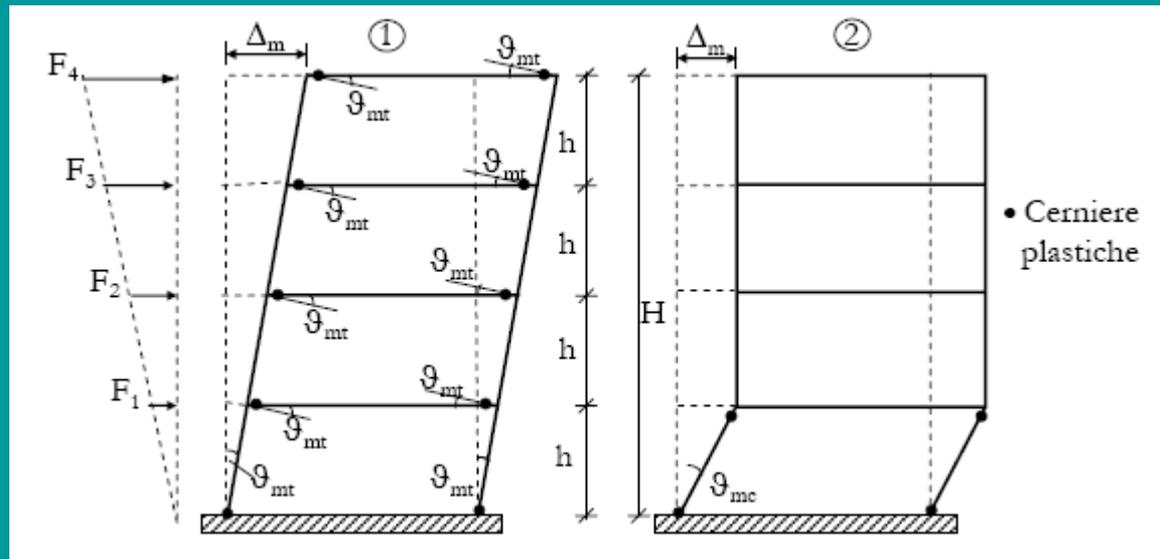
Fig. 417. — Determinazione delle risultanti nelle sezioni I e II di una trave della serie 15.

Nella fig. 417 è rappresentata una trave della serie 15. Con il carico massimo  $P = 42$  t, sotto il quale gli uncini provocarono fenditure nel beton, la tensione compressiva nel ferro in corrispondenza alla parte media della trave si calcola, con  $z = 31$  cm., in  $Z = \frac{21 \times 1}{0,31} = 68$  t. Questa si compone di 2 parti, di cui l'una  $Z_H$  è assorbita dall'uncino terminale, mentre l'altra  $Z_B$  viene

(1) L'A. ha anche raccolto in un grafico (portando come ascisse la sezione delle staffe per m. di trave e come ordinate i carichi massimi) i risultati delle prove per renderli più evidenti. Si omette per brevità (N.d.T.).

Dal libro di Morsh del 1915 (Santarella)

# Regolarità in altezza:



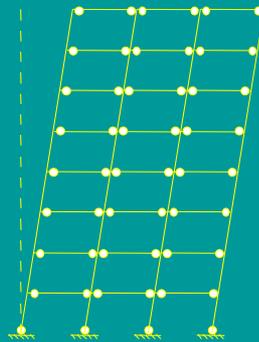
$$\theta = \Delta / (4h)$$

$$\theta = \Delta / (h)$$

# Duttilità strutturale

Si possono avere diversi tipi di cinematismi al collasso

Collasso globale

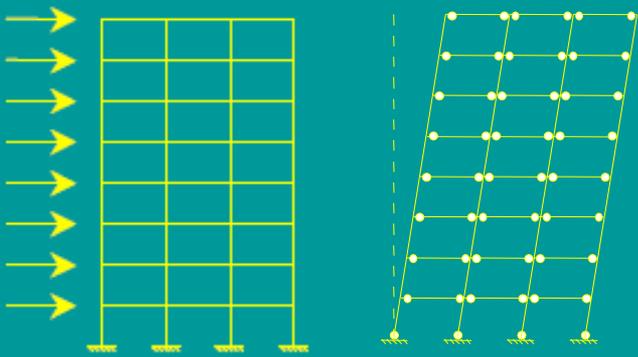


Formazione della prima cerniera

Collasso (rottura di una sezione)

# Duttilità strutturale

Si possono avere diversi tipi di cinematismi al collasso



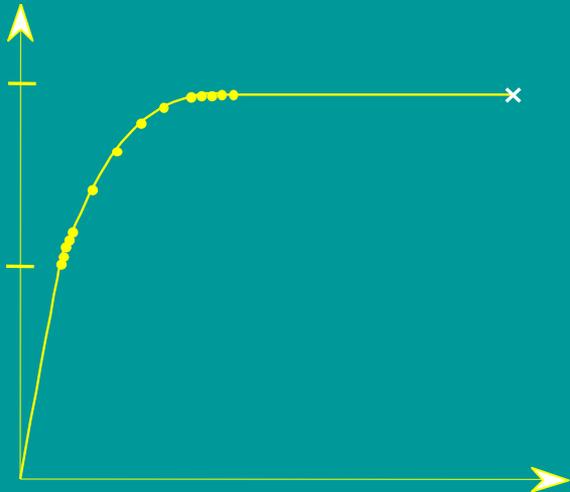
## Collasso globale

Buon incremento della forza da prima plasticizzazione a collasso

Forti spostamenti a collasso = elevata duttilità globale

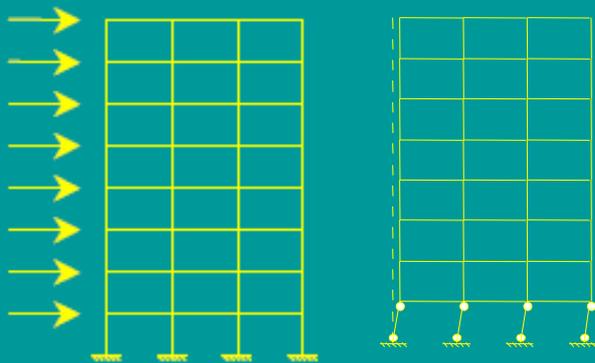
Elevato numero di cerniere plastiche = elevata dissipazione di energia

Cerniere plastiche principalmente sulle travi



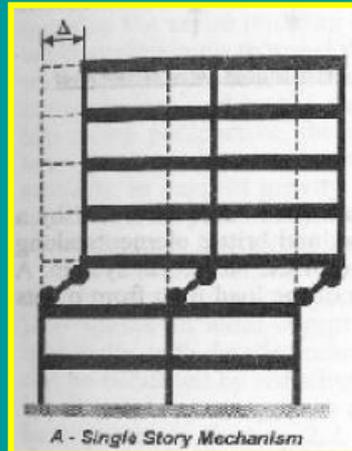
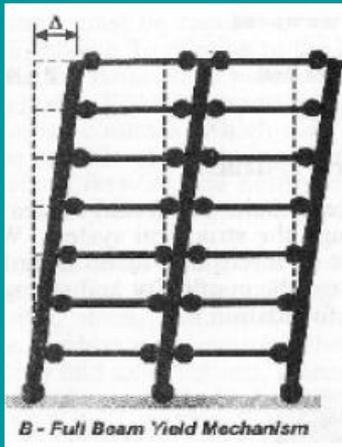
# Duttilità strutturale

Si possono avere diversi tipi di cinematismi al collasso



Collasso di piano





# Duttilità strutturale

Si possono avere diversi tipi di cinematismi al collasso



## Collasso di piano

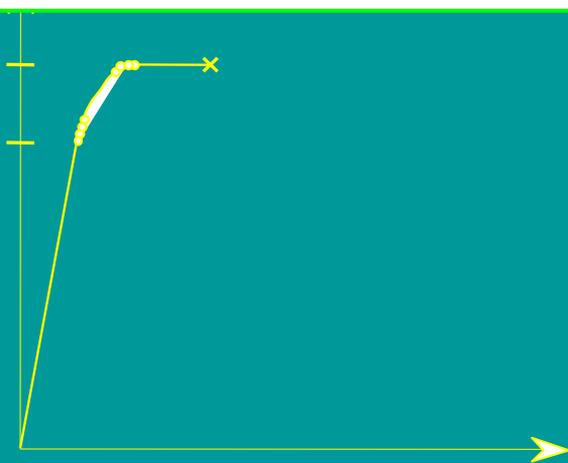
Basso incremento della forza da  
prima plasticizzazione a collasso

per avere alta duttilità occorre un collasso globale  
**criterio della gerarchia delle resistenze**

alta duttilità globale

Ridotto numero di cerniere  
plastiche = bassa dissipazione di  
energia

Cerniere plastiche sui pilastri



# Larghezza collaborante delle travi

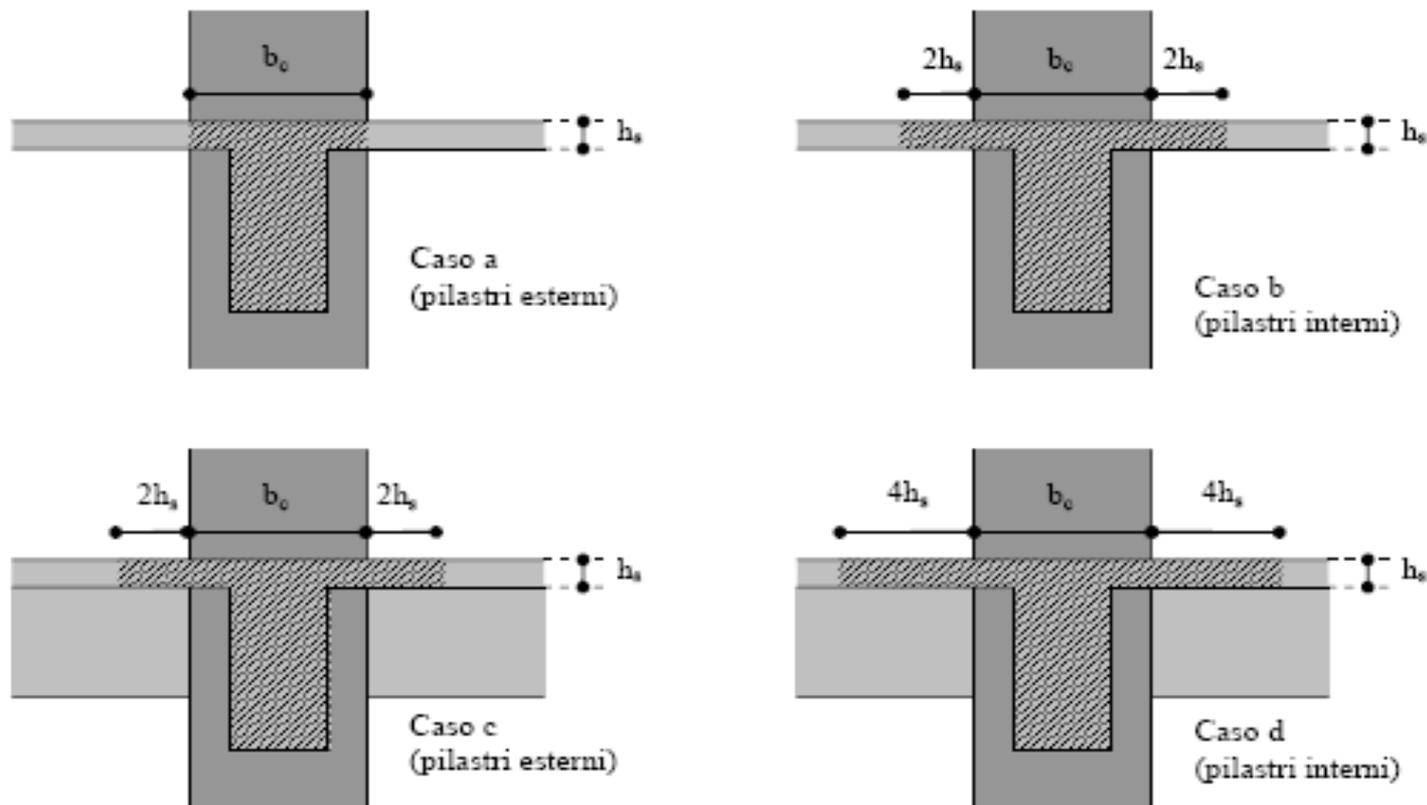


Figura 7.4.1 – Larghezza collaborante delle travi.

# ***Criterio della gerarchia delle resistenze***

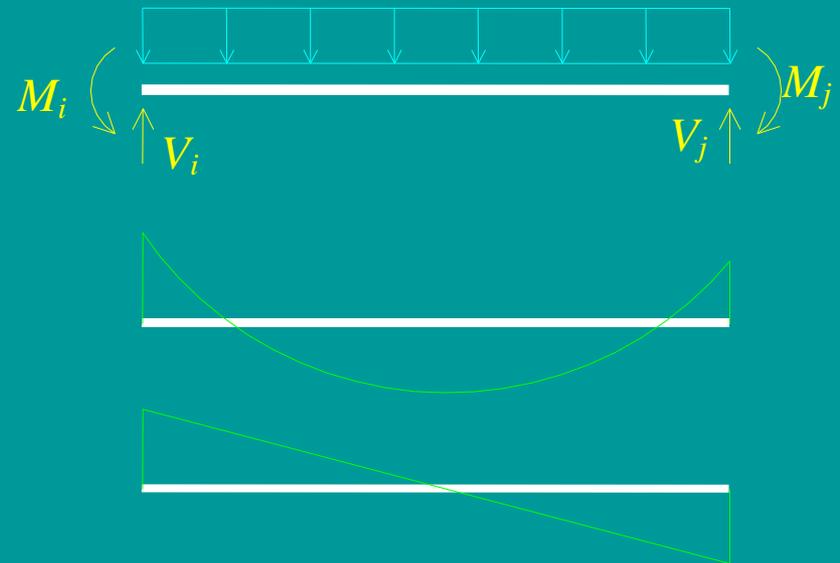
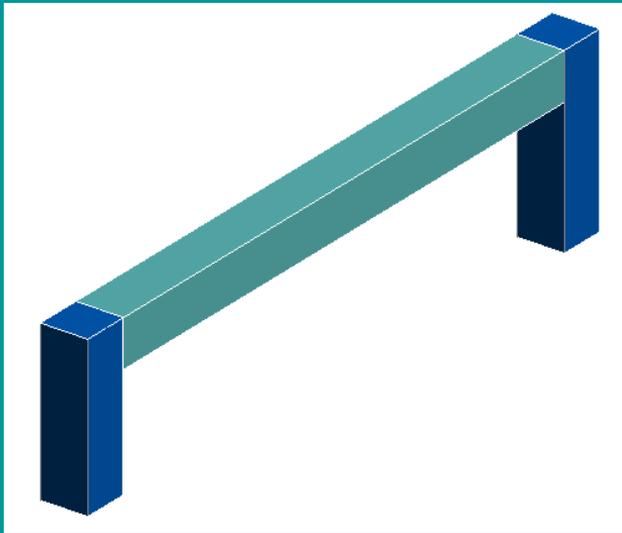
La finalità del criterio della gerarchia delle resistenze è di progettare gli elementi strutturali in modo che le modalità di crisi ad elevata duttilità si manifestino prima (con sollecitazioni minori) di quelle a bassa duttilità (crisi fragili)

Crisi per taglio	meno duttile di	Crisi per flessione
Crisi per flessione composta	meno duttile di	Crisi per flessione semplice
Crisi in fondazione	Talvolta critica	

Per ottenere tale effetto gli elementi strutturali sono quasi sempre progettati con sollecitazioni differenti (maggiori) di quelle derivanti dal calcolo strutturale

# *Criterio della gerarchia delle resistenze*

## Verifica a taglio delle travi

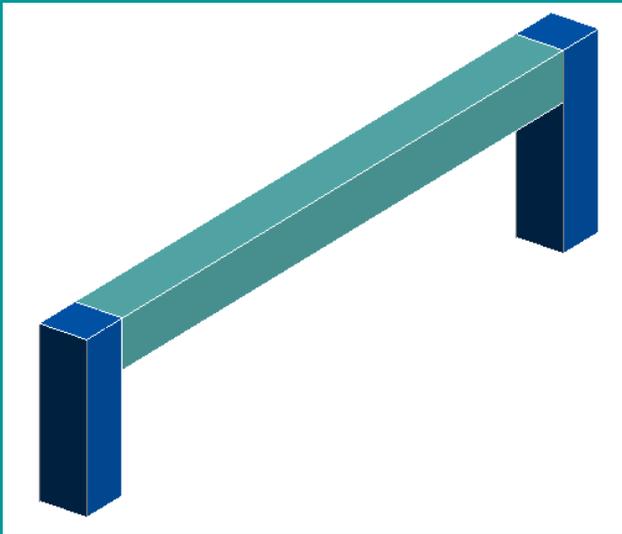


Al crescere delle azioni esterne le cerniere plastiche agli estremi devono formarsi prima che si manifesti la crisi per taglio (fragile)



# Criterio della gerarchia delle resistenze

## Verifica a taglio delle travi



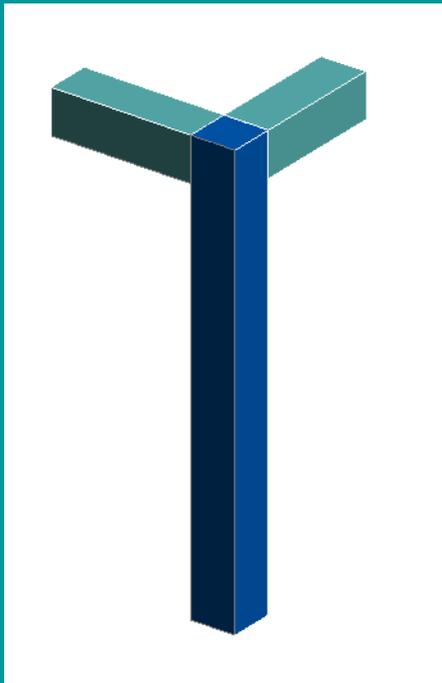
La trave sarà dimensionata non con il taglio sollecitante  $V_{Sd}$  ma con

$$V_{Ed} = V_{agente} + \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd}^1 + M_{b,Rd}^2}{l_t}$$

Garantisce che le cerniere plastiche si formi prima che si manifesti la crisi per taglio

# *Criterio della gerarchia delle resistenze*

Verifica a flessione dei pilastri

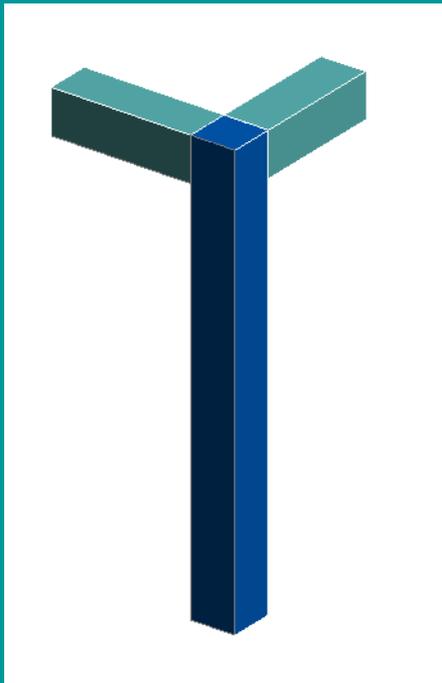


$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

Garantisce che la cerniera plastica si formi nelle travi e non nei pilastri

# ***Criterion of the hierarchy of resistances***

Verifica a taglio dei pilastri

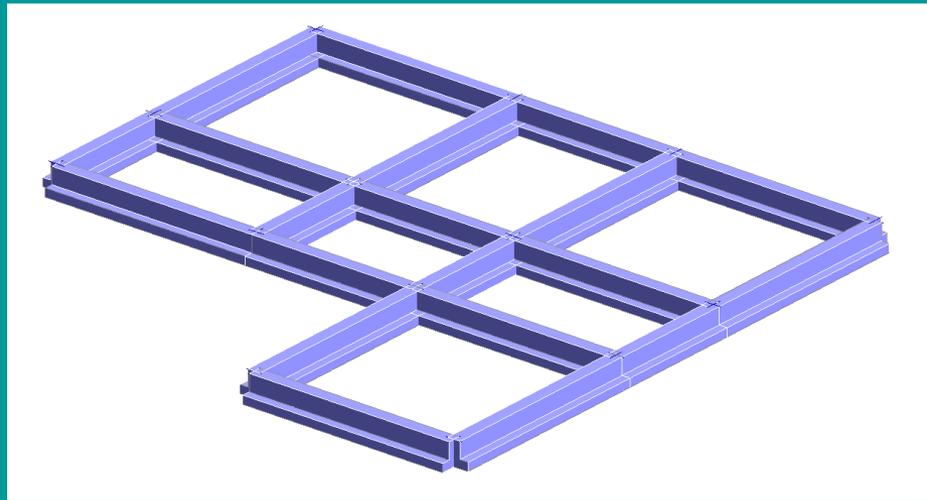


$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

Garantisce che le cerniere plastiche si formi prima che si manifesti la crisi per taglio

# *Criterio della gerarchia delle resistenze*

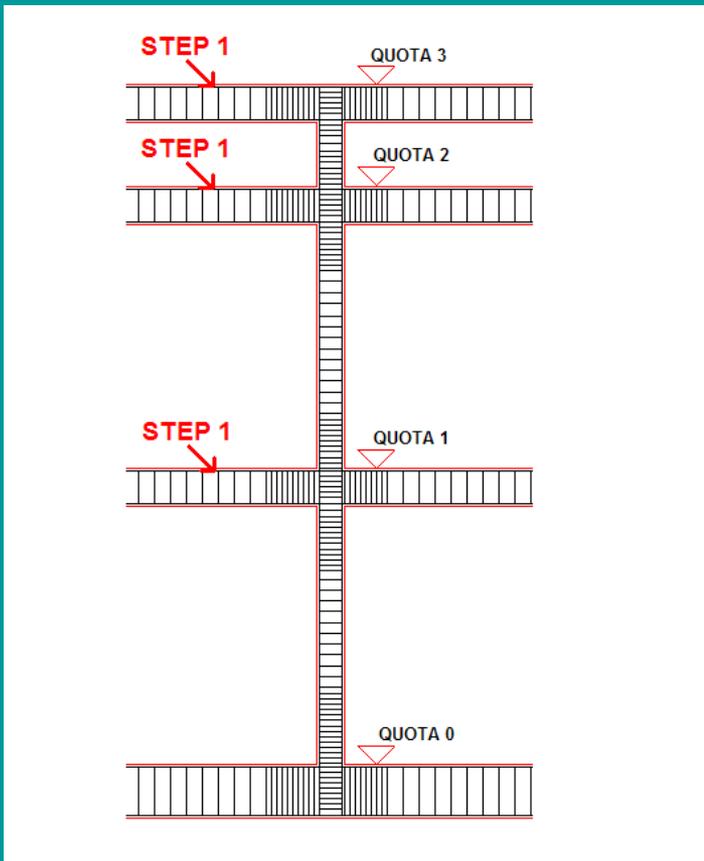
## Verifica travi di fondazione



Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante, devono restare in campo elastico <sup>(1)</sup>, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante. Per gli edifici è consentito utilizzare le sollecitazioni ottenute dall'analisi, moltiplicate per 1.1 per CD B ed 1.3 per CD A

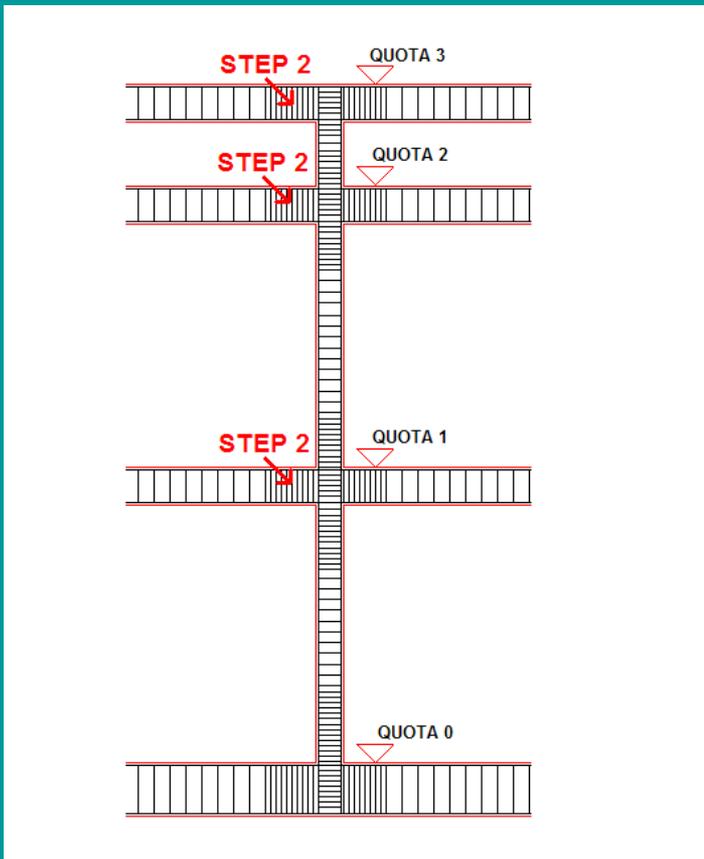
<sup>(1)</sup>Su tale assunzione di progetto si dibatte

# Criterio della gerarchia delle resistenze



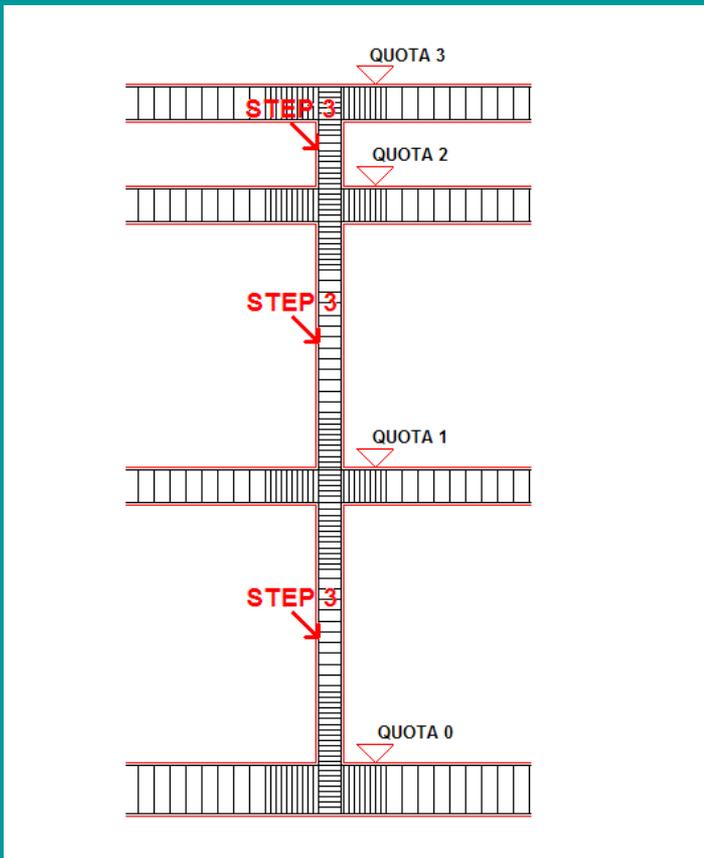
**1)** Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi di elevazione

# Criterio della gerarchia delle resistenze



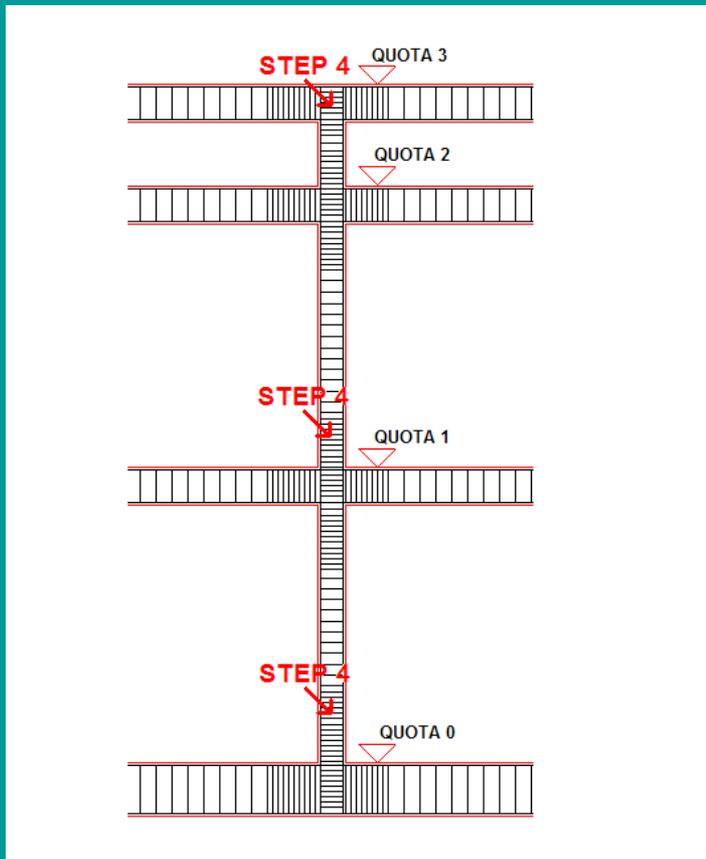
- 1) Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi di elevazione
- 2) Calcolo dell'armatura a taglio delle travi di elevazione

# Criterio della gerarchia delle resistenze



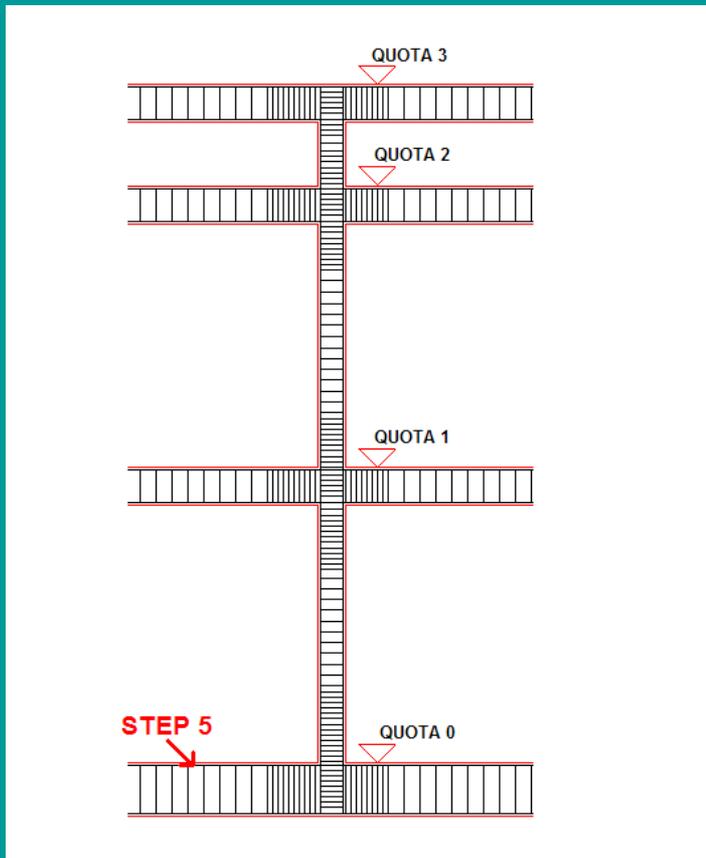
- 1) Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi di elevazione
- 2) Calcolo dell'armatura a taglio delle travi di elevazione
- 3) Calcolo dell'armatura longitudinale dei pilastri**

# *Criterio della gerarchia delle resistenze*



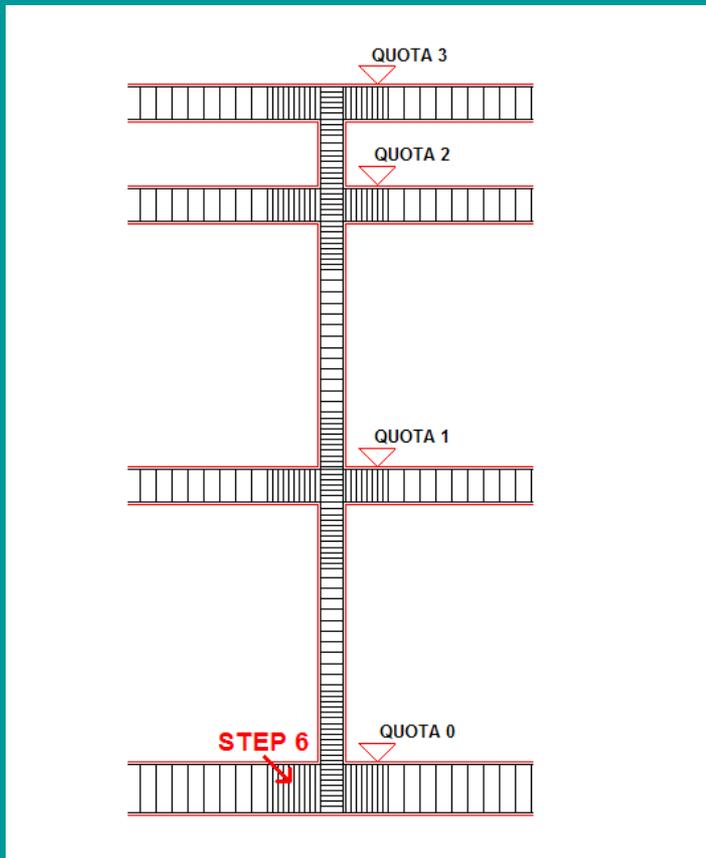
- 1) Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi di elevazione
- 2) Calcolo dell'armatura a taglio delle travi di elevazione
- 3) Calcolo dell'armatura longitudinale dei pilastri
- 4) Calcolo dell'armatura a taglio dei pilastri

# Criterio della gerarchia delle resistenze



- 1) Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi di elevazione
- 2) Calcolo dell'armatura a taglio delle travi di elevazione
- 3) Calcolo dell'armatura longitudinale dei pilastri
- 4) Calcolo dell'armatura a taglio dei pilastri
- 5) Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi di fondazione**

# Criterio della gerarchia delle resistenze

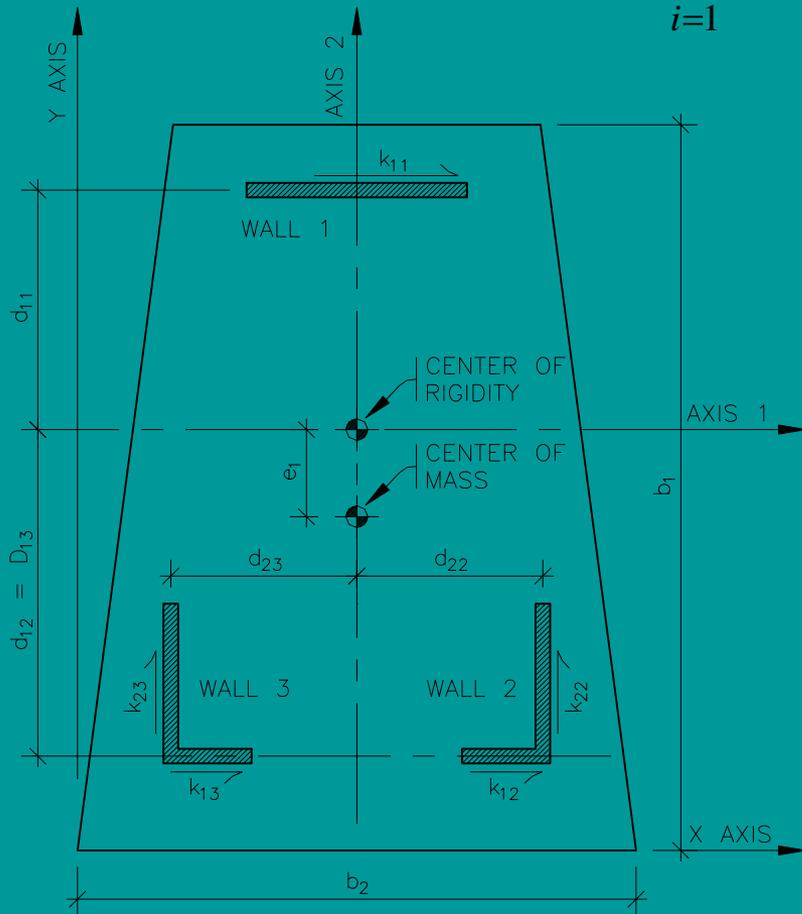


- 1) Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi di elevazione
- 2) Calcolo dell'armatura a taglio delle travi di elevazione
- 3) Calcolo dell'armatura longitudinale dei pilastri
- 4) Calcolo dell'armatura a taglio dei pilastri
- 5) Calcolo dell'armatura longitudinale delle travi di fondazione
- 6) Calcolo dell'armatura a taglio delle travi di fondazione

# Torsion

$$r/l_s > 0,8$$

$$\sum_{i=1}^m k_{1i} d_{1i}^2 + \sum_{j=1}^n k_{2j} d_{2j}^2 \geq 2.5 \left( 0.05 + \frac{e_1}{b_1} \right) b_1^2 \sum_{i=1}^m k_{1i}$$



$$K_{flex} = F/u \quad [\text{kN/m}]$$

$$K_{tors} = M_t/\varphi \quad [\text{kN/m}]$$

Si calcola:

$$r = (K_{tors}/K_{flex})^{1/2} \quad [\text{m}]$$

$$l_s = [(L^2 + B^2)/12]^{1/2} \quad [\text{m}]$$

$$r/l_s$$

e si verifica se  $r/l_s > 0,8$

La relazione è valida per strutture monopiano.

Per le multipiano si bloccano i piani inferiori e si avanza verso l'alto un piano alla volta calcolando le rigidezze