

# Calcolo strutturale e nuova normativa

La nuova normativa  
sul calcolo strutturale

Messina, 9 giugno 2005

Aurelio Ghersi

# La nuova normativa sul calcolo strutturale

## 1. Evoluzione della normativa sismica

# Evoluzione della normativa (sismica)

A partire dal R.D. 10/1/1907:

verifica in termini tensionali (metodo T.A.)

Con la legge 1089/71 e il D.M. 30/5/72:

consentita anche la verifica agli stati limite (S.L.)  
ma non in zona sismica

Con il D.M. 16/1/96:

consentito l'uso di S.L. anche in zona sismica

Con l'ordinanza 3274 del 20/3/2003:

in zona sismica è obbligatorio l'uso di S.L.

2005

## Testo Unico

### "Norme tecniche per le costruzioni"

Impostazione generale agli stati limite

Consente verifica in termini tensionali  
solo in casi limitati

In particolare, è **obbligatorio** l'uso di S.L. per

Tutte le costruzioni in zona sismica 1 e 2

Costruzioni di classe 2, per qualunque zona sismica

Per costruzioni di classe 1 in zona sismica 3 e 4

è **discutibile** se e come applicare il metodo T.A.

2005

## Testo Unico

### "Norme tecniche per le costruzioni"

Impostazione

Verifiche alle tensioni

Consente ver

Consentite per

opere di classe 1

oppure

In particolare

opere in materiali con modesto  
comportamento plastico

Tutte le

con

relazione lineare tra azioni e  
sollecitazioni (punti 2.8, 5.1.2.3)

Costruz

Per costruzioni di classe 1 in zona sismica 3 e 4  
è discutibile se e come applicare il metodo T.A.

2005

# Classi di importanza delle costruzioni

## Classe 1

Costruzioni il cui uso prevede normale affollamento,  
senza contenuti pericolosi o funzioni pubbliche  
essenziali

vita utile	50 anni
periodo di ritorno sisma	500 anni

## Classe 2

Costruzioni il cui uso prevede affollamenti significativi,  
oppure con contenuti pericolosi o funzioni pubbliche  
essenziali

vita utile	100 anni
periodo di ritorno sisma	1000 anni

# Progettazione strutturale in zona sismica

Prima del 1996

Tensioni Ammissibili



Dal 2005

Stati Limite



Cosa cambia ?

# Differenze

## Concettuali

S.L.  $\leftrightarrow$  T.A.

Diverso uso dei coefficienti di sicurezza

Non linearità del legame costitutivo del materiale

Sono quelle che più spaventano  
molti professionisti

## Sostanziali

Diverso "peso relativo" di carichi verticali ed  
azioni orizzontali

Considerazione della duttilità strutturale

Sono quelle che principalmente  
incidono sul costo strutturale



# La nuova normativa sul calcolo strutturale

Stati limite e tensioni ammissibili

# Stati limite e tensioni ammissibili

~~Due mondi completamente diversi?~~

Due approcci diversi, ma con molte analogie

Da esaminare in maniera unitaria

In modo da evidenziare:

che non cambia sostanzialmente il modo di procedere, né le formule da utilizzare

quali risultati cambiano (e perché)  
e quali restano invece inalterati

# Quali sono gli obiettivi della progettazione strutturale?

Una struttura deve essere progettata e costruita in modo che:

- Con **accettabile probabilità** rimanga adatta all'uso per il quale è prevista, tenendo nel dovuto conto la sua vita presupposta e il suo costo
- Con **adeguati livelli di accettabilità** sia in grado di sopportare tutte le azioni o influenze, cui possa essere sottoposta durante la sua realizzazione e il suo esercizio, e abbia adeguata durabilità in relazione ai costi di manutenzione

# Valutazione della sicurezza

La norma parla di "accettabile probabilità",  
"adeguato livello di accettabilità".

Perché ?

Perché sia la resistenza del materiale che le azioni sulla struttura non sono definite con certezza, quindi dovrebbero essere analizzate in maniera probabilistica.

# Incertezza sulla resistenza

provino	$f_y$ [MPa]
1	387.9
2	395.2
3	403.9
4	421.8
5	429.1
6	430.1
7	430.4
...	...
49	447.2
...	...
99	460.2
100	469.5

Portando a rottura  
100 provini si ottengono  
risultati fortemente diversi

A quale fare riferimento?

430 MPa  $f_{yk}$

Valore caratteristico

frattile 5% = valore al di sotto  
del quale ricade il 5% dei dati  
sperimentali

# Incertezza sui carichi

solaio	q [kN/m <sup>2</sup> ]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.19
98	2.35
99	2.51
100	2.94

Esaminando il sovraccarico massimo in 100 solai per abitazione si trovano valori fortemente diversi

A quale fare riferimento?

2.0 kN/m<sup>2</sup>  $q_k$

Valore caratteristico

frattile 95% = valore al di sotto del quale ricade il 95% dei dati sperimentali

E' possibile fare il calcolo utilizzando i valori caratteristici della resistenza e delle azioni ?

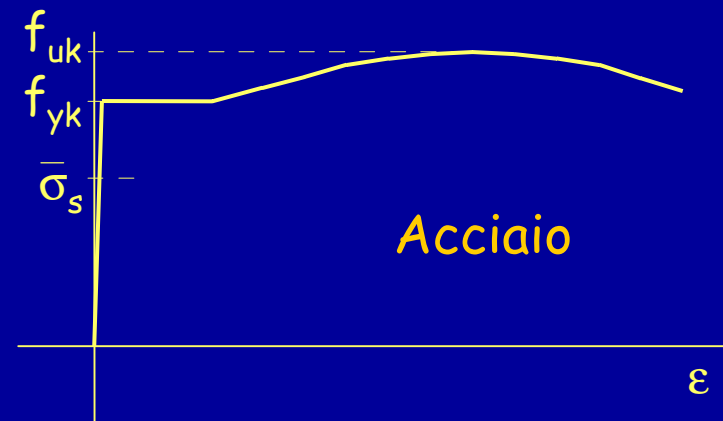
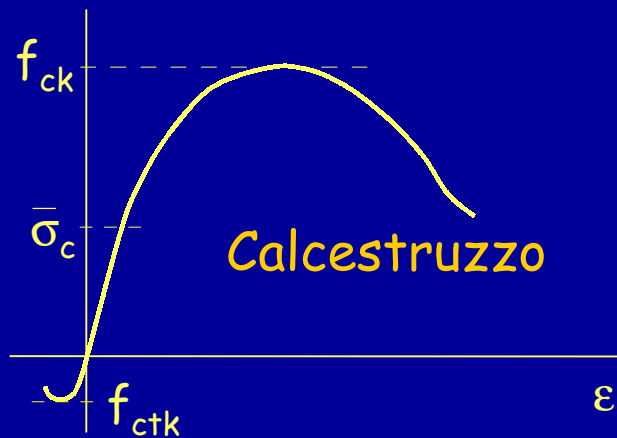
No, perché la possibilità di avere resistenza inferiore o azioni superiori porta ad un rischio di crollo non sufficientemente basso

E' necessario applicare coefficienti di sicurezza

In che modo ?

# Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

## Diagrammi sperimentali



Si considerano "ammissibili" valori delle tensioni molto ridotti rispetto a quelli di rottura

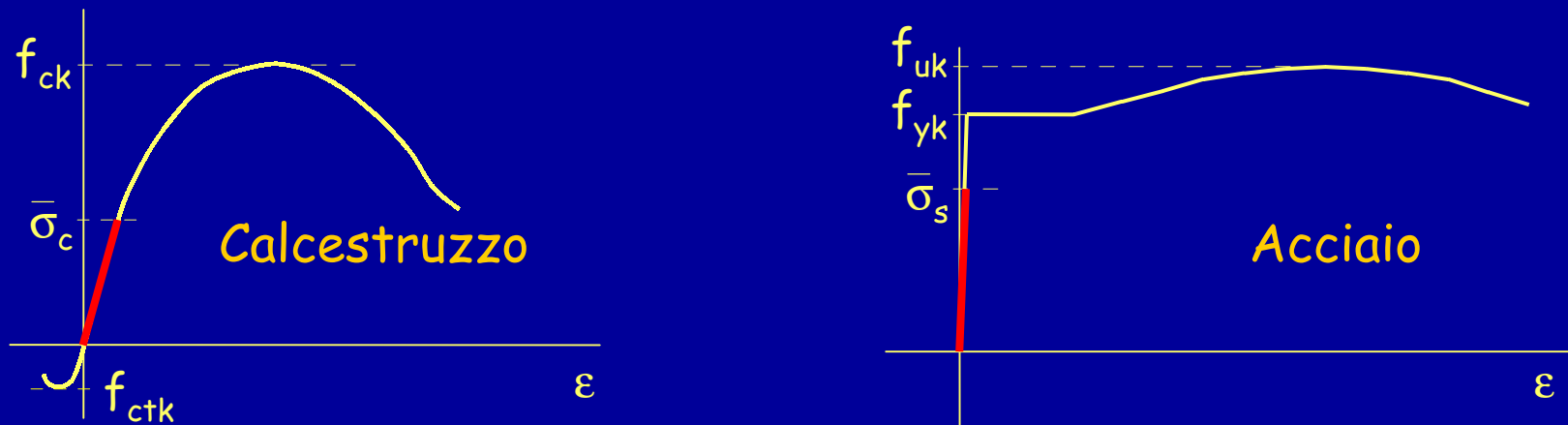
$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{f_{ck}}{\gamma}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_{yk}}{\gamma}$$



# Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

## Diagrammi di calcolo



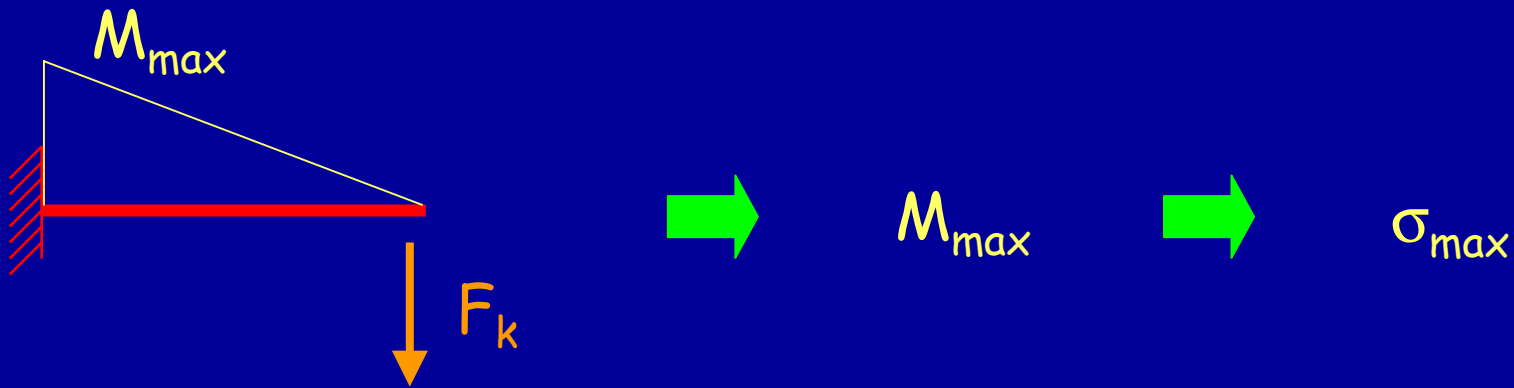
Per valori delle tensioni inferiori a quelli ammissibili il legame tensioni-deformazioni è lineare

E' possibile quindi applicare tutte le formule della teoria di elasticità lineare, il principio di sovrapposizione degli effetti, ecc. ecc.

# Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

## Metodo delle tensioni ammissibili

La verifica consiste nel calcolare la tensione massima (prodotta dalle azioni, prese col valore caratteristico)

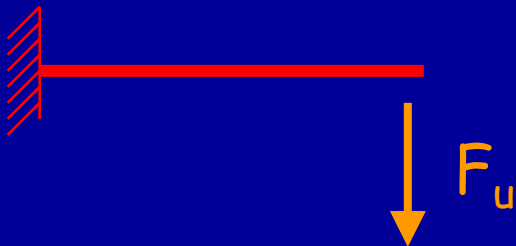
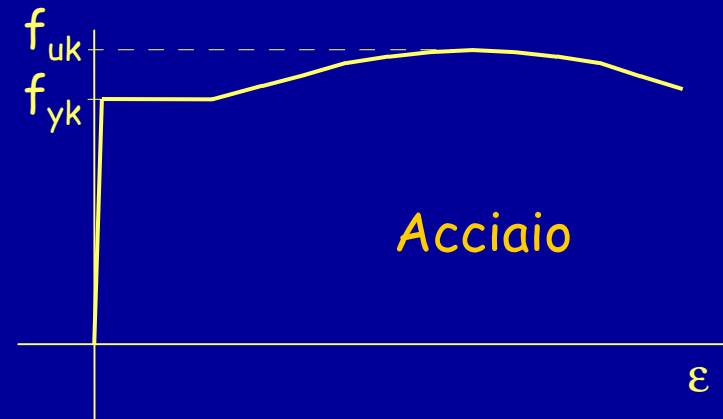
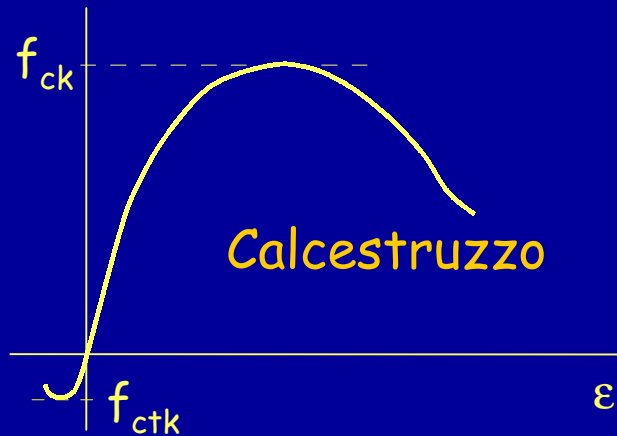


e controllare che sia inferiore a quella ammissibile

$$\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}$$

# Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

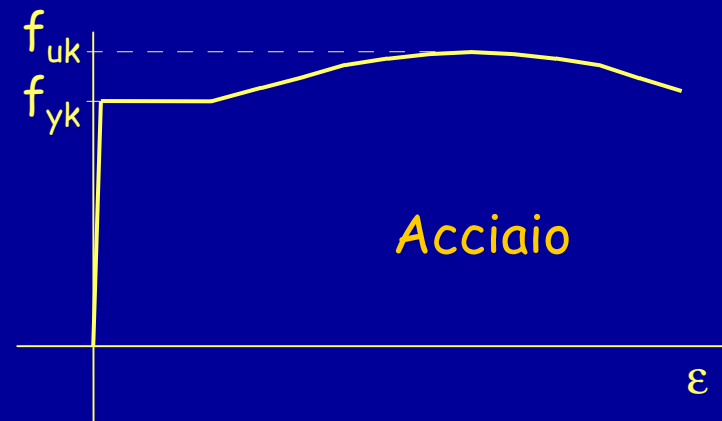
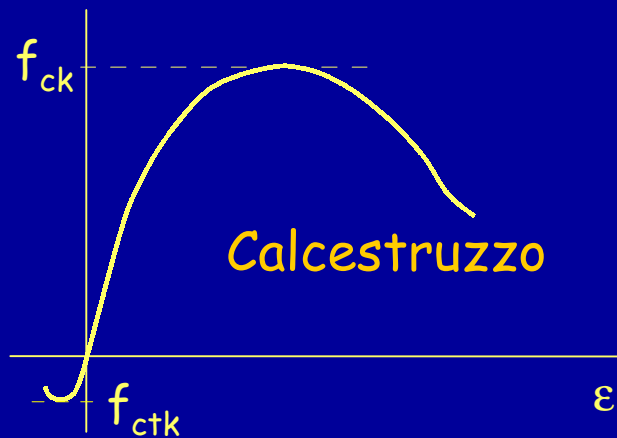
## Diagrammi sperimentali



Usando i legami costitutivi sperimentali, si valuta il carico che porta a collasso la struttura

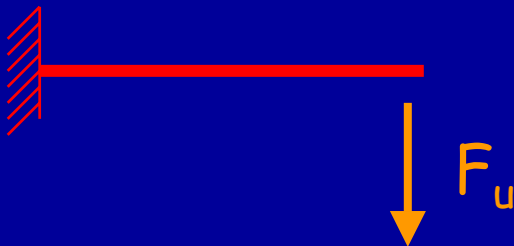
# Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

## Calcolo a rottura



Si considera accettabile un carico ridotto rispetto a quello di collasso

$$F_k \leq \frac{F_u}{\gamma} \quad \text{ovvero} \quad \gamma F_k \leq F_u$$



Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Si parte da considerazioni probabilistiche

Si dimostra che per avere una bassa probabilità di collasso occorre fare riferimento a valori di carichi e resistenza corrispondenti a differenti probabilità di occorrenza

# Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

provino	$f_y$ [MPa]
1	387.9
2	395.2
3	403.9
4	421.8
5	429.1
6	430.1
7	430.4
...	...
49	447.2
...	...
99	460.2
100	469.5

$f_{yd}$

Si usa come valore di calcolo un frattile più basso (0.5%)

430 MPa

$f_{yk}$

frattile 5%

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza

# Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

solai	q [kN/m <sup>2</sup> ]
1	0.44
2	0.59
...	...
49	1.12
...	...
94	1.92
95	1.97
96	2.08
97	2.19
98	2.35
99	2.51
100	2.94

Si passa dal valore caratteristico al valore di calcolo applicando un opportuno coefficiente di sicurezza

$$q_d = \gamma_q q_k$$

2.0 kN/m<sup>2</sup>  
frattile 95%

$q_k$

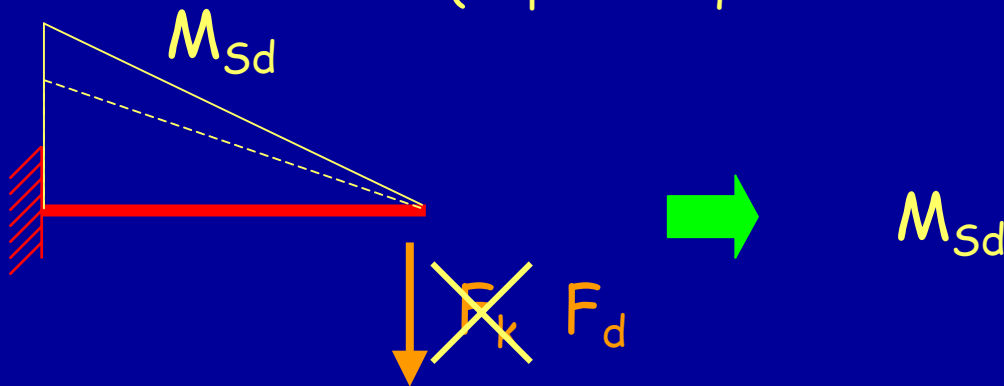
$q_d$

Si usa come valore di calcolo un frattile più alto (99.5%)

Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

## Verifica

La verifica consiste nel calcolare le caratteristiche di sollecitazione, prodotta da azioni maggiorate (rispetto a quelle caratteristiche)



e controllare che siano inferiori a quelle resistenti, determinate con una resistenza ridotta (rispetto a quella ultima)

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$



# Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

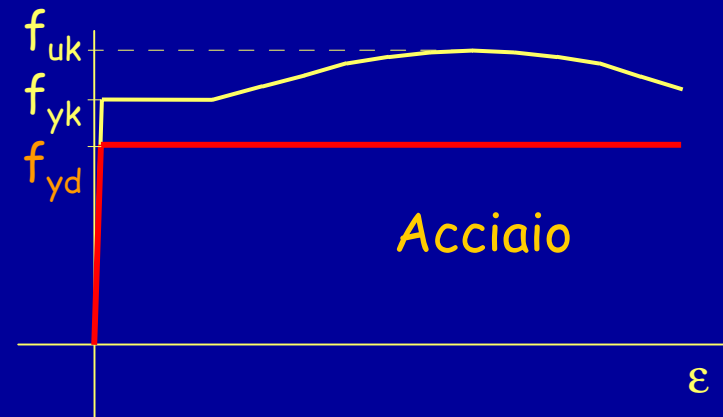
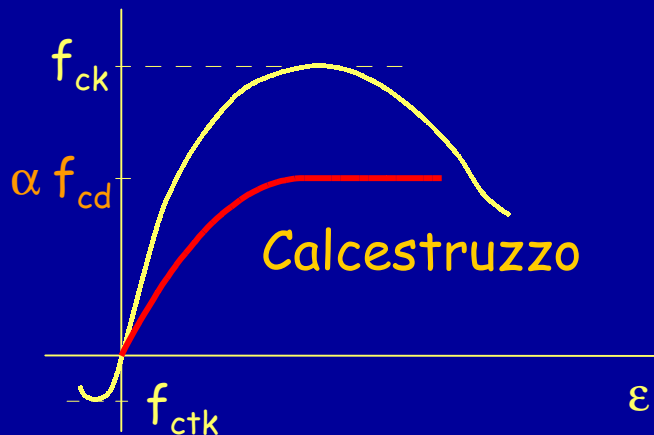
## Verifica allo stato limite ultimo

Le caratteristiche di sollecitazione prodotte dai carichi possono essere valutate con analisi non lineare, ma più comunemente si usa un'analisi lineare

$M_{Sd}$

Le caratteristiche di sollecitazione che la sezione può sopportare devono essere valutate tenendo conto della non linearità del legame costitutivo

$M_{Rd}$



# Terza possibilità: applicare coefficienti di sicurezza sia alla resistenza che ai carichi

Ver

Le caratteris  
possono  
ma più

Le caratter  
sopportan  
della

Rispetto alle tensioni ammissibili:

I carichi

sono incrementati

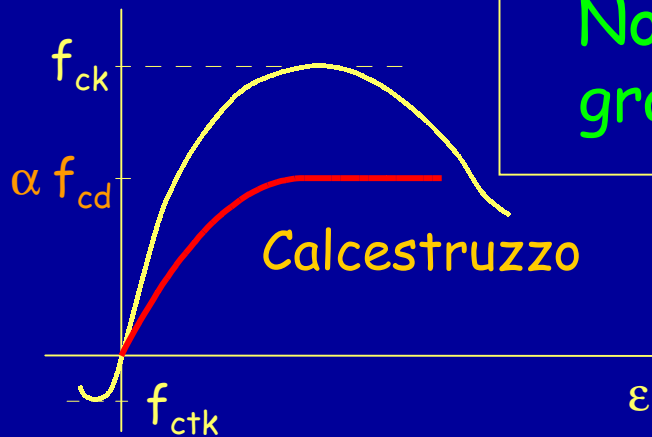
carichi verticali, del 40% o 50%

Le resistenze

sono incrementate

dal 30% al 50%

Non si può dire a priori cosa sia più gravoso



# Tornando agli obiettivi

## Metodo degli stati limite

- Sopportare tutte le azioni . . .  
cioè evitare il collasso . . .

Verifica allo stato limite ultimo (SLU)

- Rimanere adatta all'uso . . .

ovvero limitare:

- deformazioni, fessurazione (per c.a.)

Verifica allo stato limite di esercizio (SLE)

- danneggiamento (in caso di sisma)

Verifica allo stato limite di danno (SLD)

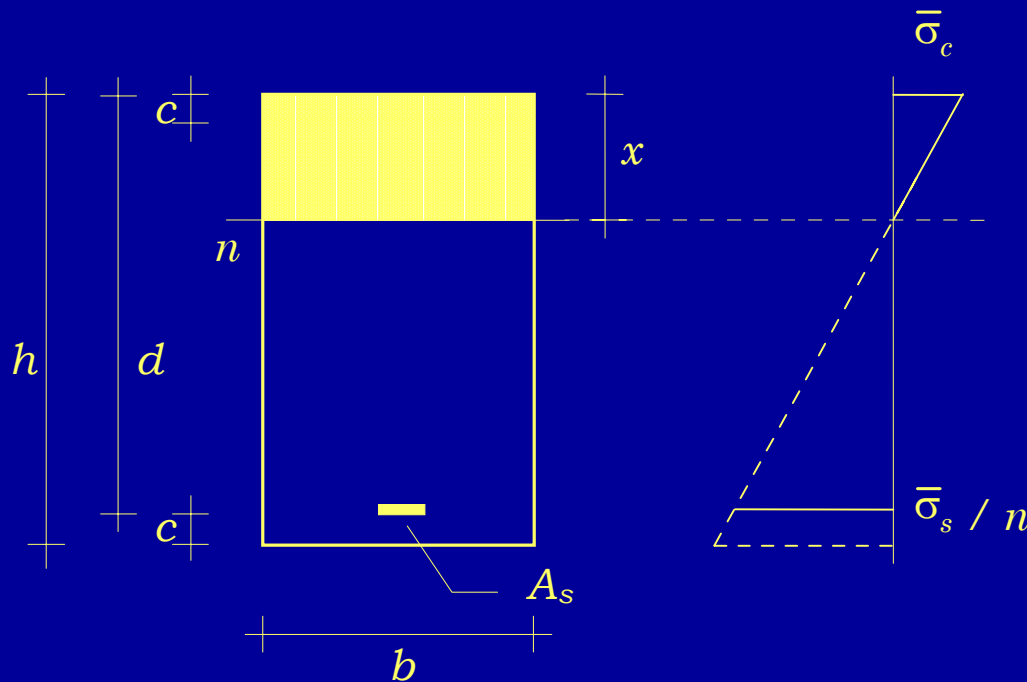
# Confronto tensioni ammissibili - stato limite ultimo

Stati limite e tensioni ammissibili:  
alcuni esempi

(indipendentemente dal sisma)

# Momento flettente

## Progetto - tensioni ammissibili

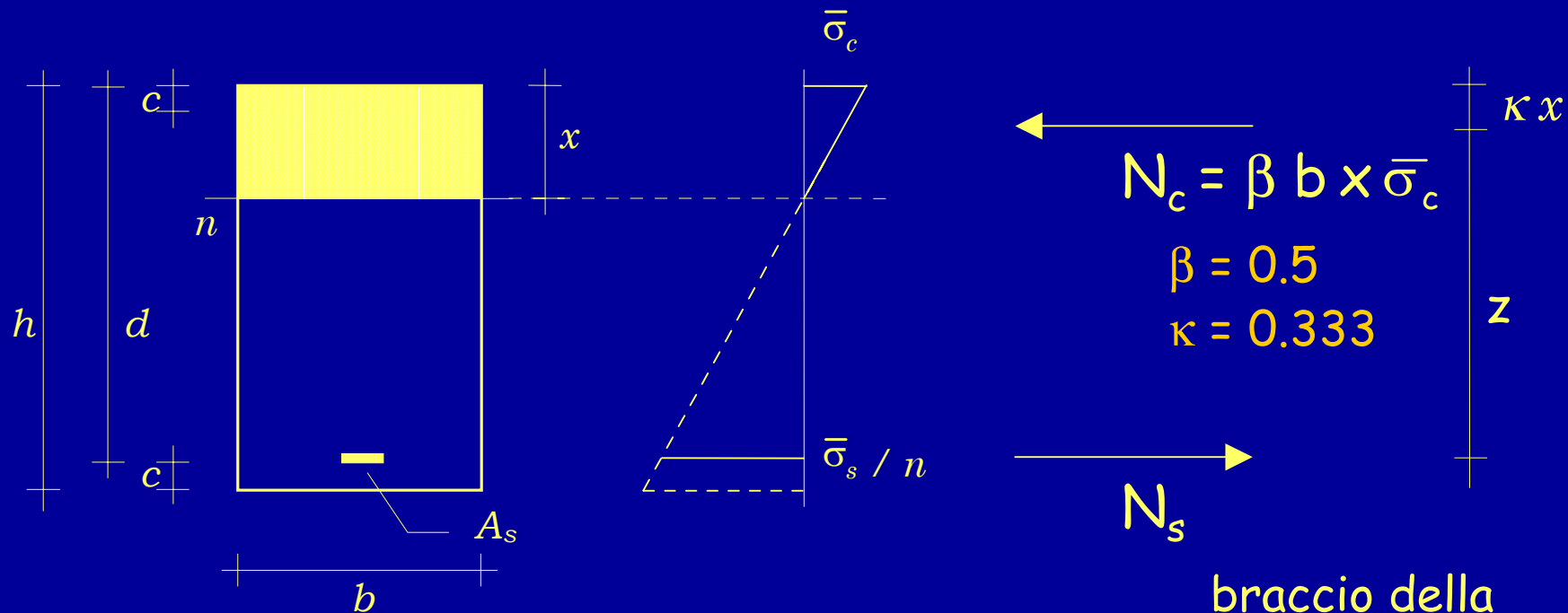


$$\xi_r = \frac{x}{d} = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_s / n}$$

1 - Si assegna il diagramma di tensioni che si vuole avere nella sezione

# Momento flettente

## Progetto - tensioni ammissibili



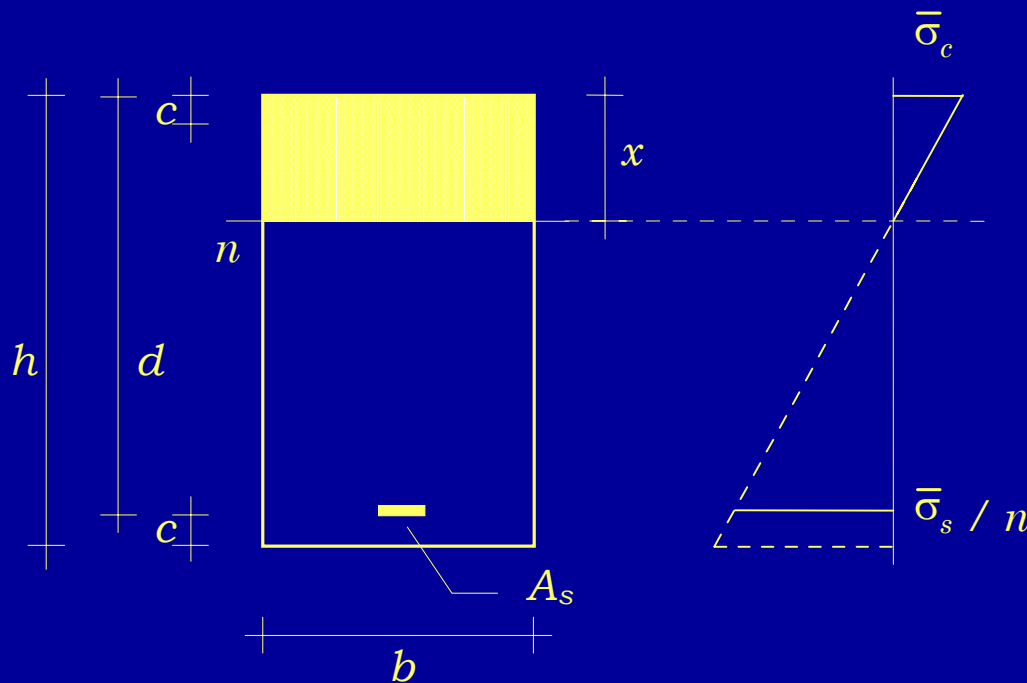
2 - Si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura

$$M = N_c z$$

$$M = \beta b \xi d \bar{\sigma}_c (d - \kappa \xi d)$$

# Momento flettente

## Progetto - tensioni ammissibili



Si ottiene:

$$M = \frac{b d^2}{r^2}$$

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}}$$

con:

$$r = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi (1 - \kappa \xi) \bar{\sigma}_c}}$$

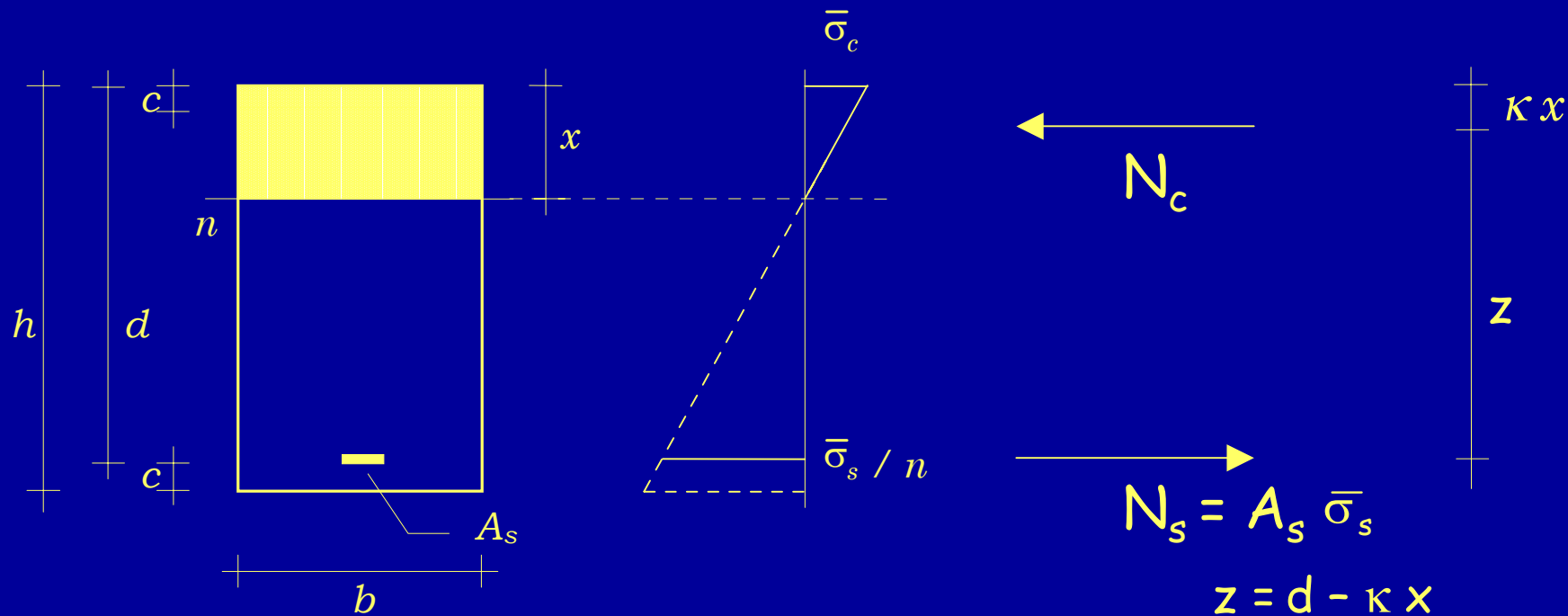
2 - Si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura

$$M = N_c z$$

$$M = \beta b \xi d \bar{\sigma}_c (d - \kappa \xi d)$$

# Momento flettente

## Progetto - tensioni ammissibili



3 - Si impone l'equilibrio alla rotazione rispetto alla risultante  $N_c$

$$M = N_s z$$

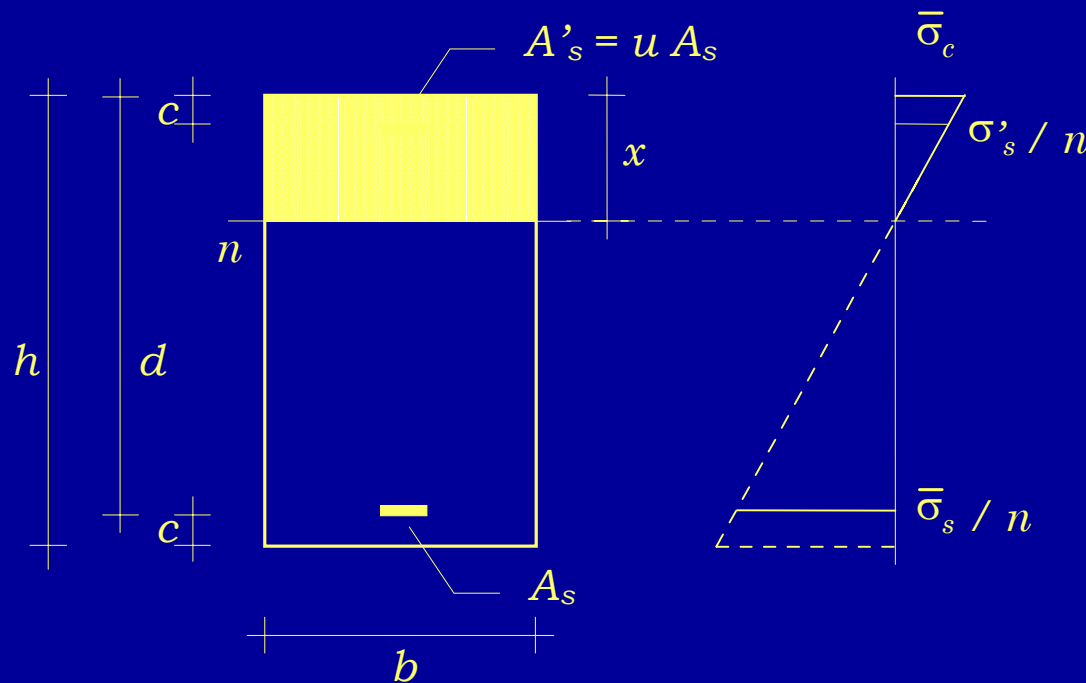
$$M = A_s \bar{\sigma}_s z$$

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$



# Momento flettente

## Progetto - tensioni ammissibili



$$\frac{x}{d} = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_c + \bar{\sigma}_s / n}$$

$$\frac{\sigma'_s}{\bar{\sigma}_s} = \frac{x - c}{d - x}$$

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

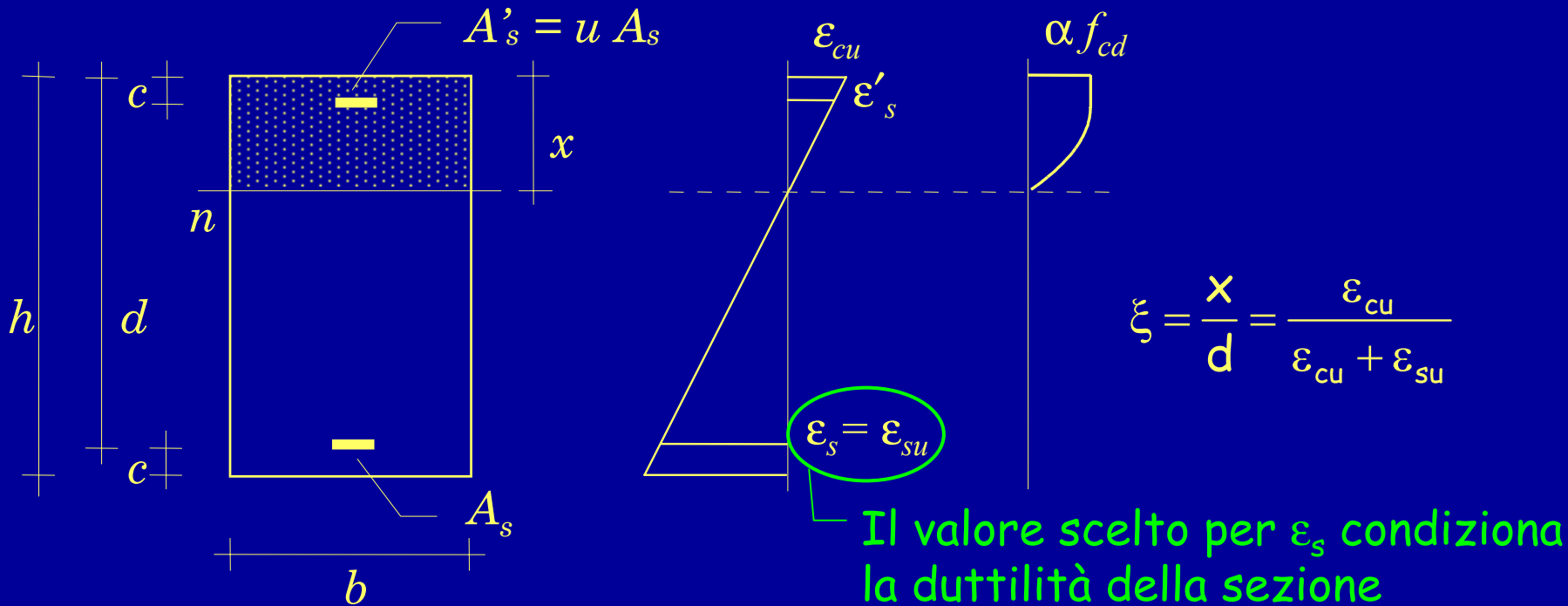
$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

Analogamente per sezione  
a doppia armatura

$r'$  dipende da  $u$  (e da  $c/d$ )

# Momento flettente

## Progetto - stato limite ultimo

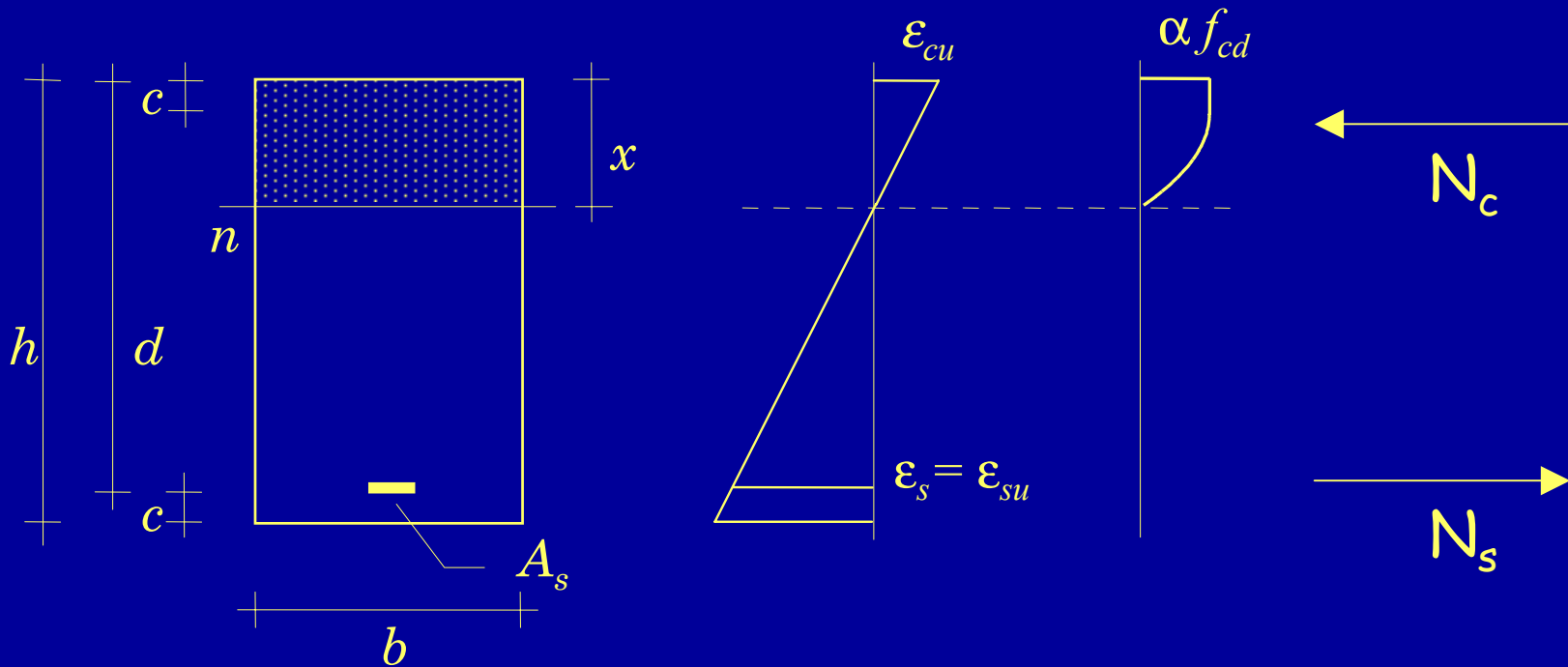


1 - Si assegna il diagramma di deformazioni che si vuole avere nella sezione

Buona  
duttilità con  
 $\varepsilon_{su} = 10 \times 10^{-3}$

# Momento flettente

## Progetto - stato limite ultimo



2 - Dall'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura si ottiene

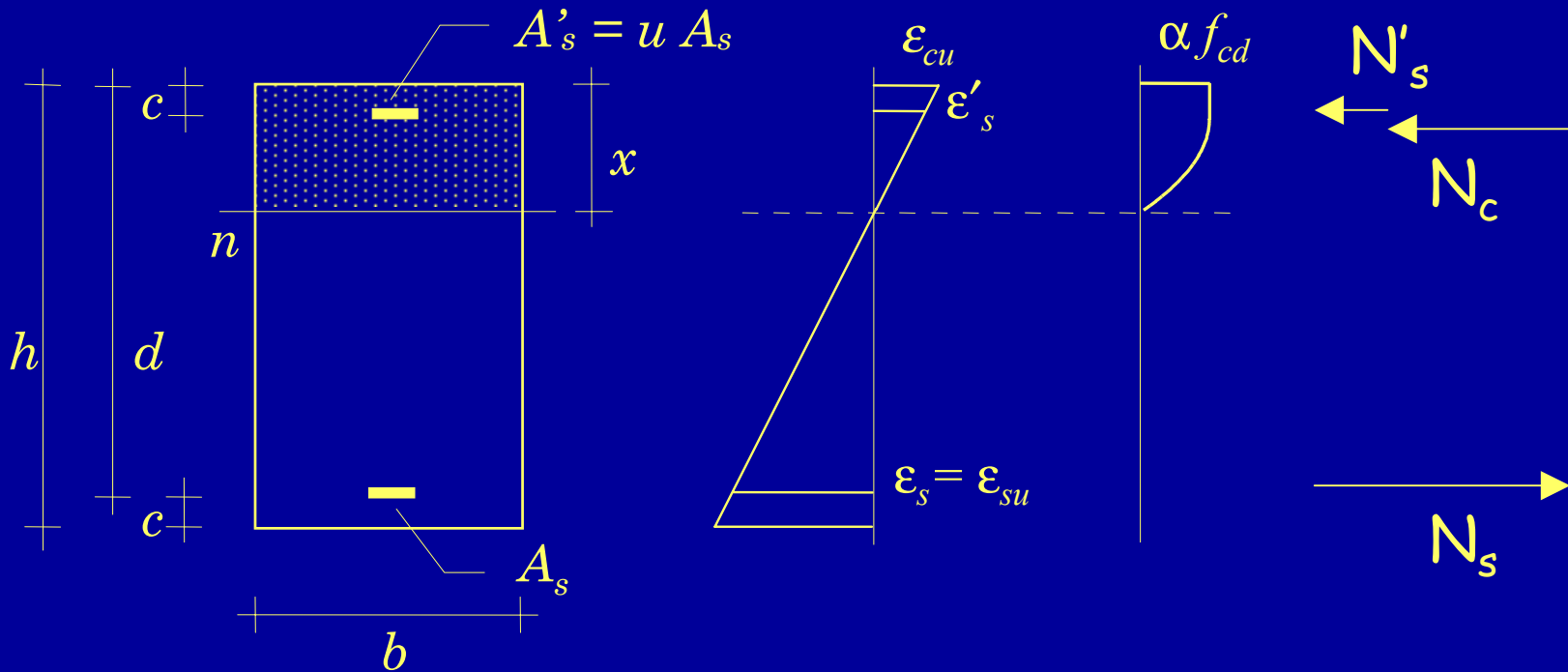
$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}}$$

con:

$$r = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi (1 - \kappa \xi) \alpha f_{cd}}}$$

# Momento flettente

## Progetto - stato limite ultimo

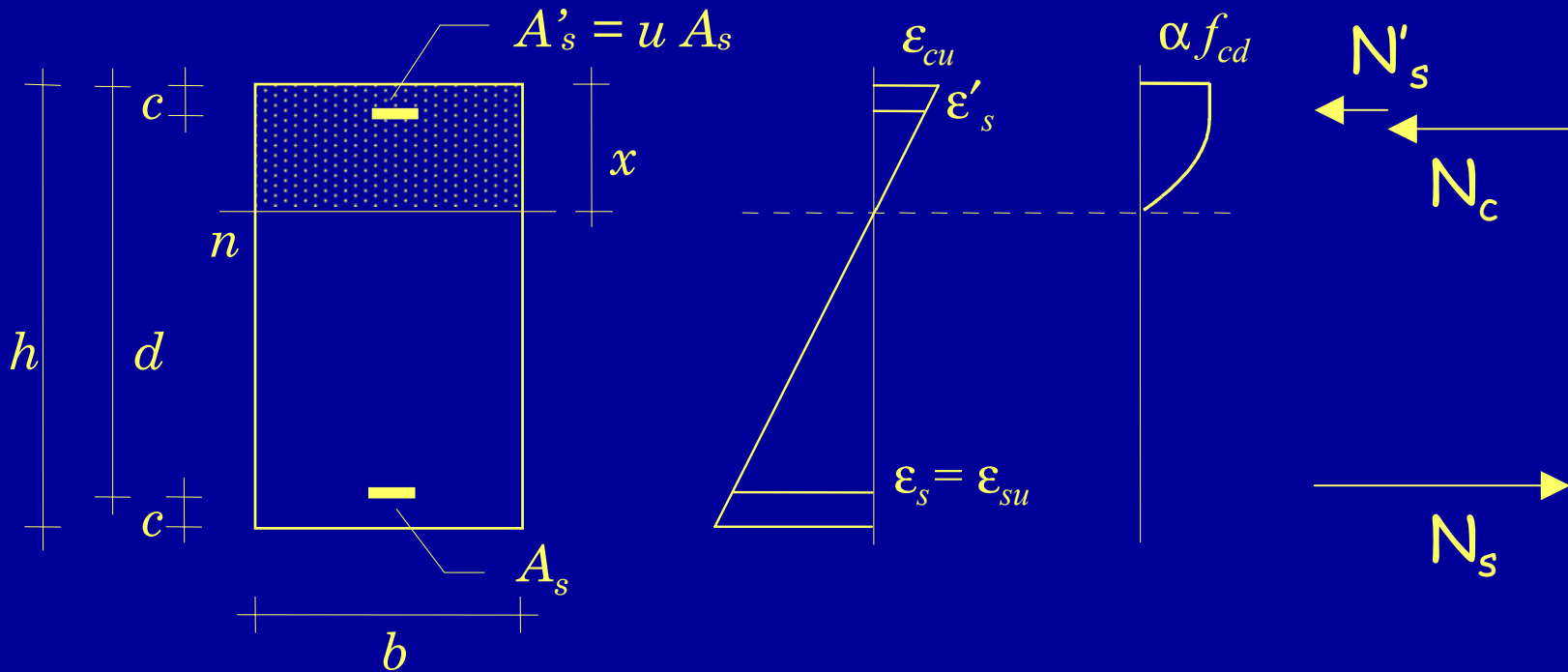


ovvero, in presenza di doppia armatura

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

# Momento flettente

## Progetto - stato limite ultimo



3 - Dall'equilibrio alla rotazione rispetto alla risultante di compressione si ottiene

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

# Momento flettente

## Progetto - confronto

TA

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$
$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

Formule perfettamente corrispondenti

Cambia solo il valore di  $r'$

SLU

$$d = r' \sqrt{\frac{M_{Sd}}{b}}$$
$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

# Momento flettente

## Progetto - confronto

Si ipotizza che  $M_{Sd} (SLU) = 1.45 M (TA)$

TA

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

0.028

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

Per sezione  
a semplice armatura  
non cambia quasi niente  
(5% in meno allo SLU)

$$0.028 \sqrt{M} \cong \\ \cong 0.022 \sqrt{1.45 M}$$

0.022

SLU

$$d = r' \sqrt{\frac{M_{Sd}}{b}}$$

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

# Momento flettente

## Progetto - confronto

Si ipotizza che  $M_{Sd} (SLU) = 1.45 M (TA)$

TA

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

0.0265

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

Per sezione  
con armatura compressa  
si può ridurre un po' l'altezza

14% in meno allo SLU  
per  $u=0.25$

SLU

$$d = r' \sqrt{\frac{M_{Sd}}{b}}$$

0.019

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k



# Momento flettente

## Progetto - confronto

Si ipotizza che  $M_{Sd} (SLU) = 1.45 M (TA)$

TA

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

0.025

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

Per sezione  
con armatura compressa  
si può ridurre un po' l'altezza

25% in meno allo SLU  
per  $u=0.50$

SLU

$$d = r' \sqrt{\frac{M_{Sd}}{b}}$$

0.0155

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

## Momento flettente

# Progetto - confronto

Si ipotizza che  $M_{Sd} (SLU) = 1.45 M (TA)$

TA

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

L'armatura tesa rimane  
la stessa

$$\frac{M}{\bar{\sigma}_s} \approx \frac{1.45 M}{f_{yd}}$$

SLU

$$d = r' \sqrt{\frac{M_{Sd}}{b}}$$

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 d f_{yd}}$$

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

## Taglio

# Verifica - tensioni ammissibili

Per decidere se:

- non calcolare l'armatura a taglio
- non disporre armatura a taglio (solai)

$$\tau_{\max} = \frac{V}{0.9 b d} \leq \tau_{c0}$$

$$V \leq 0.9 \tau_{c0} b d$$

## Taglio

# Verifica - stato limite ultimo

Per decidere se:

- non calcolare l'armatura a taglio
- non disporre armatura a taglio (solai)

(modello a pettine)

$$V_{Sd} \leq k(1.2 + 40 \rho_l) \tau_{Rd} b d$$

## Taglio

# Verifica - confronto

TA  $V \leq 0.9 \tau_{c0} b d$

Formule sostanzialmente analoghe

Cambiano i coefficienti

SLU  $V_{Sd} \leq k(1.2 + 40 \rho_l) \tau_{Rd} b d$

# Taglio

## Verifica - confronto

Si ipotizza che  $V_{Sd} (SLU) = 1.45 V (TA)$

TA

$$V \leq 0.9 \tau_{c0} b d$$

0.48

Allo stato limite ultimo  
può essere necessaria armatura  
per un taglio minore

Problemi  
per i solai

0.3 ÷ 0.7

SLU

$$V_{Sd} \leq k (1.2 + 40 \rho_l) \tau_{Rd} b d$$

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

## Taglio

# Progetto armatura - tensioni ammissibili

Se l'armatura è costituita da staffe:

(traliccio di Mörsch)

$$A_{st} = \frac{V s}{n_b z \bar{\sigma}_s}$$

## Taglio

# Progetto armatura - stato limite ultimo

Se l'armatura è costituita da staffe:

(traliccio di Mörsch, con inclinazione  $\theta$  variabile)

$$A_{st} = \frac{V s}{n_b z f_{yd} \cot \theta}$$

$$1 \leq \cot \theta \leq 2$$



## Taglio

# Progetto armatura - confronto

TA

$$A_{st} = \frac{V s}{n_b z \bar{\sigma}_s}$$

Stesse formule

La differenza è data da  $\cot\theta$

SLU

$$A_{st} = \frac{V s}{n_b z f_{yd} \cot\theta}$$

## Taglio

# Progetto armatura - confronto

Si ipotizza che  $V_{sd} (SLU) = 1.45 V (TA)$

TA

$$A_{st} = \frac{V s}{n_b z \bar{\sigma}_s}$$

Allo stato limite ultimo  
l'armatura può essere dimezzata

$$\frac{V}{\bar{\sigma}_s} \approx \frac{1.45 V}{f_{yd}}$$

$$1 \leq \cot \theta \leq 2$$

SLU

$$A_{st} = \frac{V_{sd} s}{n_b z f_{yd} \cot \theta}$$

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio Fe B 44 k

# Quindi . . .

Con un po' di studio ed un minimo di applicazioni  
ci si può abituare ad usare il metodo degli stati limite  
e si possono ricreare gli "ordini di grandezza"  
che occorre avere anche per accettare i risultati  
forniti da programmi di calcolo

## Bibliografia:

Aurelio Ghersi

Il cemento armato. Dalle tensioni ammissibili  
agli stati limite: un approccio unitario

Flaccovio, 2005

# La nuova normativa sul calcolo strutturale

Carichi verticali ed azioni orizzontali

# Prima del 1996

Verifiche con T.A.

Carichi verticali:  $g_k + q_k$

Forze orizzontali:

Masse  $W$   $g_k + s q_k$

Forze per zone ad alta  
sismicità  $0.10 \times W$

Si noti che il calcolo sismico  $g + q \pm F$   
racchiude anche il calcolo per soli carichi verticali

# Norma sismica del 1996 (D.M. 16/1/96)

Verifiche	con T.A.	con S.L.U.
Carichi verticali:	$g_k + q_k$	$1.4 g_k + 1.5 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse $W$	$g_k + s q_k$	$g_k + s q_k$
Forze per zone ad alta sismicità	$0.10 \times W$	$1.5 \times 0.10 \times W$

Il passaggio a S.L.U. si è basato sull'idea che:

Verifiche TA  $\cong$  Verifiche SLU con car.soll.  $\times 1.5$

# Norma sismica del 1996 (D.M. 16/1/96)

Questo è abbastanza vero per le travi:

$$M_{\max,TA} \times 1.5 \cong M_{Rd,SLU}$$

Non è vero per i pilastri:

per N assegnato,  $M_{\max,TA} \times 1.5 < M_{Rd,SLU}$

Il passaggio a S.L.U. si è basato sull'idea che:

Verifiche TA  $\cong$  Verifiche SLU con car.soll.  $\times 1.5$

# Nuova norma italiana (Ordinanza 3274)

Verifiche con S.L.U.	solo carichi verticali	carichi verticali più sisma
Carichi verticali:	$1.4 g_k + 1.5 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse $W$	---	$g_k + \varphi \psi_2 q_k$
Forze per zona sismica 1, bassa duttilità, suolo B	---	$0.267 \times W$

Si noti che il calcolo sismico  $g + q \pm F$  non racchiude il calcolo per soli carichi verticali



# Confronto (carichi verticali più sisma)

Verifiche SLU	D.M. 16/1/96	Ordinanza 3274	
Carichi verticali:	$1.4 g_k + 1.5 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$	
Forze orizzontali:			
Masse $W$	$g_k + s q_k$	$g_k + \phi \psi_2 q_k$	
Forze per zone ad alta sismicità, ecc.	$0.150 \times W$	$0.267 \times W$	
Notare:	Carichi verticali minori	Masse quasi invariate	Forze orizzontali maggiori

# Valutazione delle masse per SLU

$$W = g_k + \varphi \psi_2 q_k$$

$\psi_2 q_k$  = valore quasi permanente del carico variabile

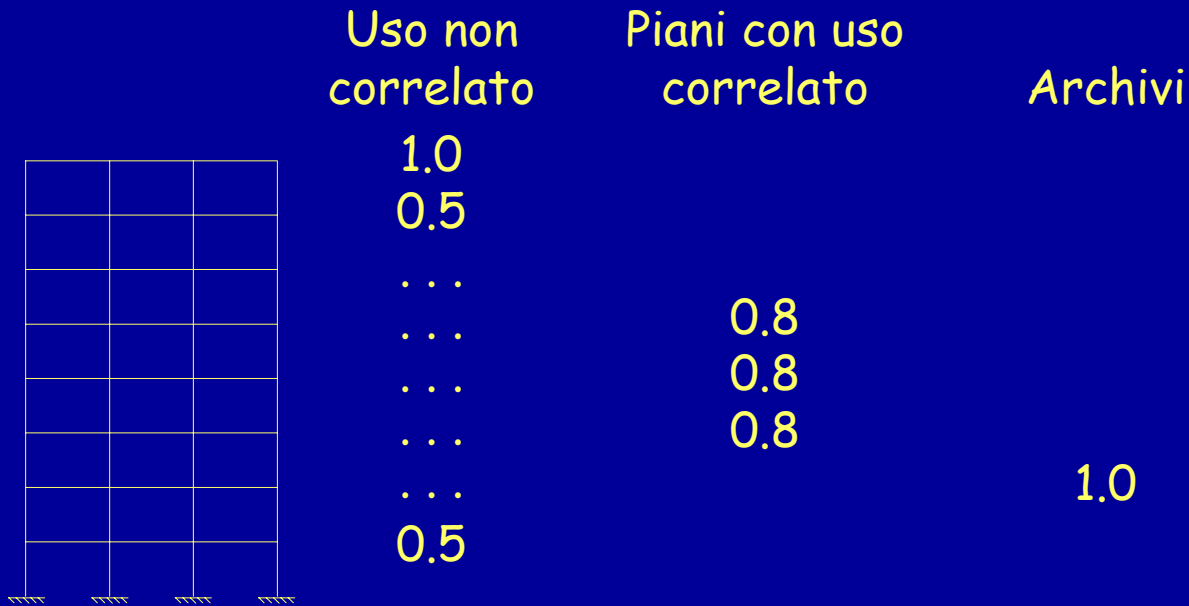
	$\psi_2$
Abitazioni, uffici non aperti al pubblico	0.30
Scuole, negozi, autorimesse	0.60
Tetti, coperture con neve	0.20
Magazzini, archivi, scale	0.80
Vento, variazione termica	0

Nota: alcuni valori sono diversi da quelli usati in assenza di sisma

# Valutazione delle masse per SLU

$$W = g_k + \varphi \psi_2 q_k$$

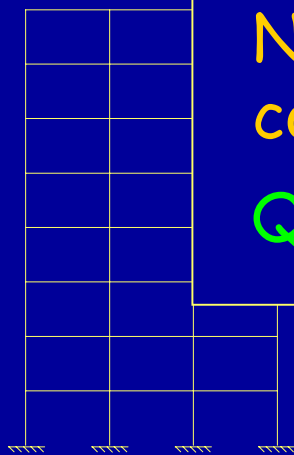
$\varphi$  tiene conto della probabilità di avere i carichi quasi permanenti a tutti i piani



# Valutazione delle masse per SLU

$$W = g_k + \varphi \psi_2 q_k$$

$\varphi$  tiene conto della probabilità di avere i carichi quasi permanenti a tutti i piani



Nota:

Nell'attuale versione del T.U. il coefficiente  $\varphi$  non compare più

Quindi il T.U. assume  $\varphi=1$ , sempre

⋮  
0.5

1.0

# Calcolo per SLU e per SLD

	SLU	SLD
Carichi verticali:	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \cancel{\psi_0} q_k$ $\psi_2$
Forze orizzontali:		Ord. 3431 $\psi_2$
Masse $W$	$g_k + \phi \psi_2 q_k$	$g_k + \phi \cancel{\psi_0} q_k$ $\psi_2$
Forze	spettro di progetto (con $q$ )	spettro elastico con $a_g/2.5$

# Calcolo per SLU e per SLD

	SLU	SLD
Carichi		$+ \cancel{\psi_0} q_k$
Forze		$\psi_2$
Masse		$\psi_2$
Forze		$\phi \cancel{\psi_0} q_k$
	spettro di progetto (con $q$ )	spettro elastico con $a_g/2.5$

Nota:

L'attuale versione del T.U. propone  
spettri diversi per SLU e SLD

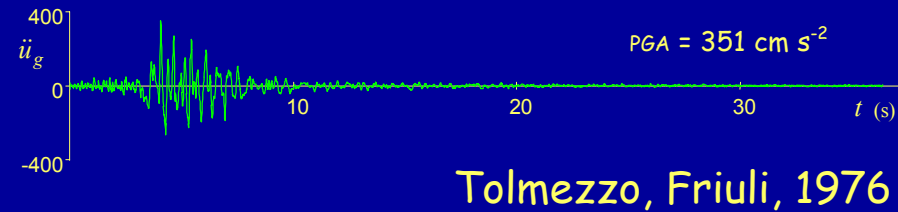
# La nuova normativa sul calcolo strutturale

## 2. Spettri di risposta e di progetto

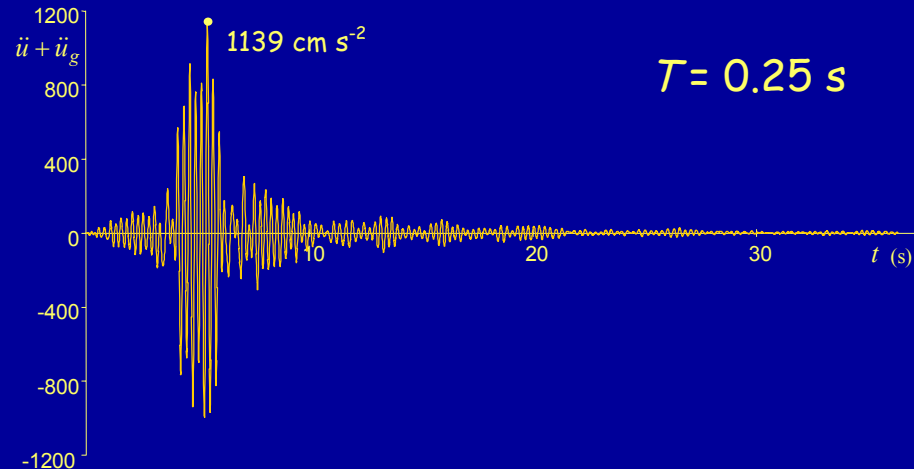
# Spettro di risposta elastico

Riporta la massima accelerazione di uno schema a un grado di libertà, provocata da un assegnato terremoto, in funzione del periodo proprio  $T$

accelerogramma



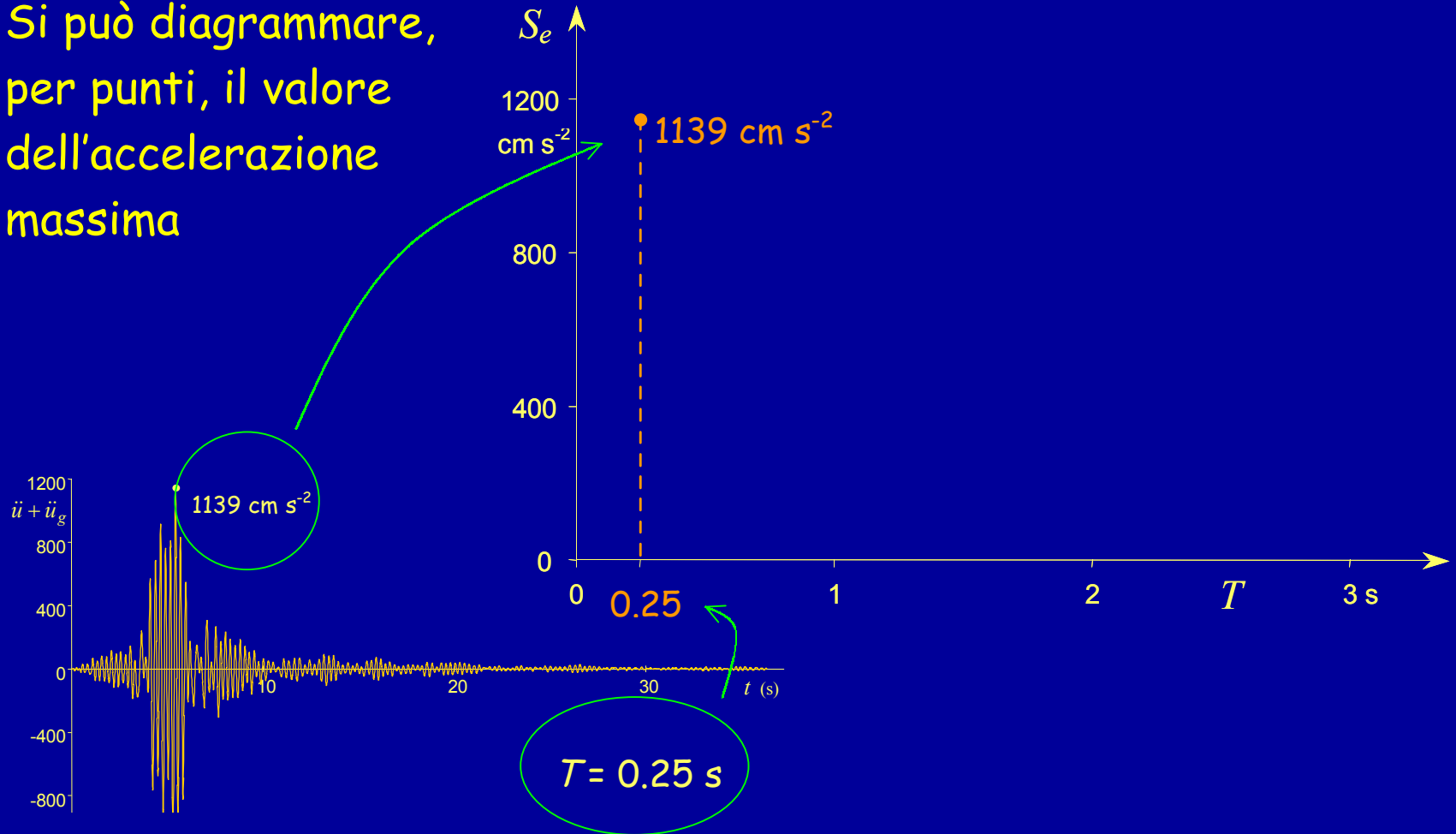
risposta (elastica)





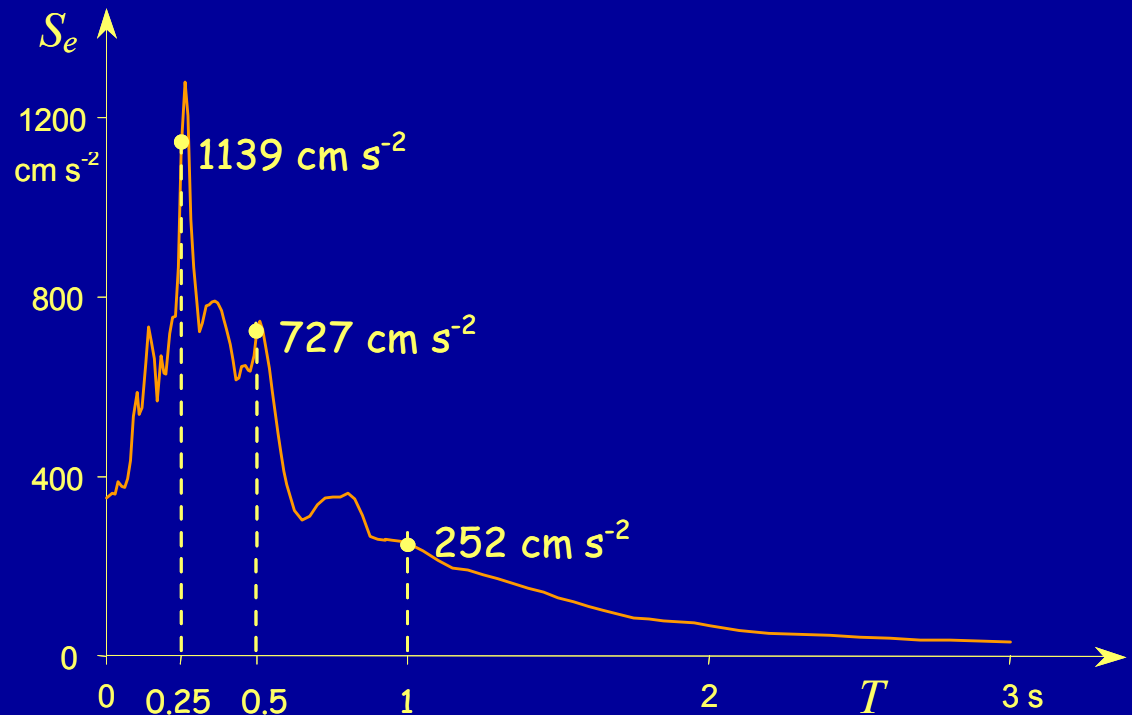
# Spettro di risposta elastico

Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima



# Spettro di risposta elastico

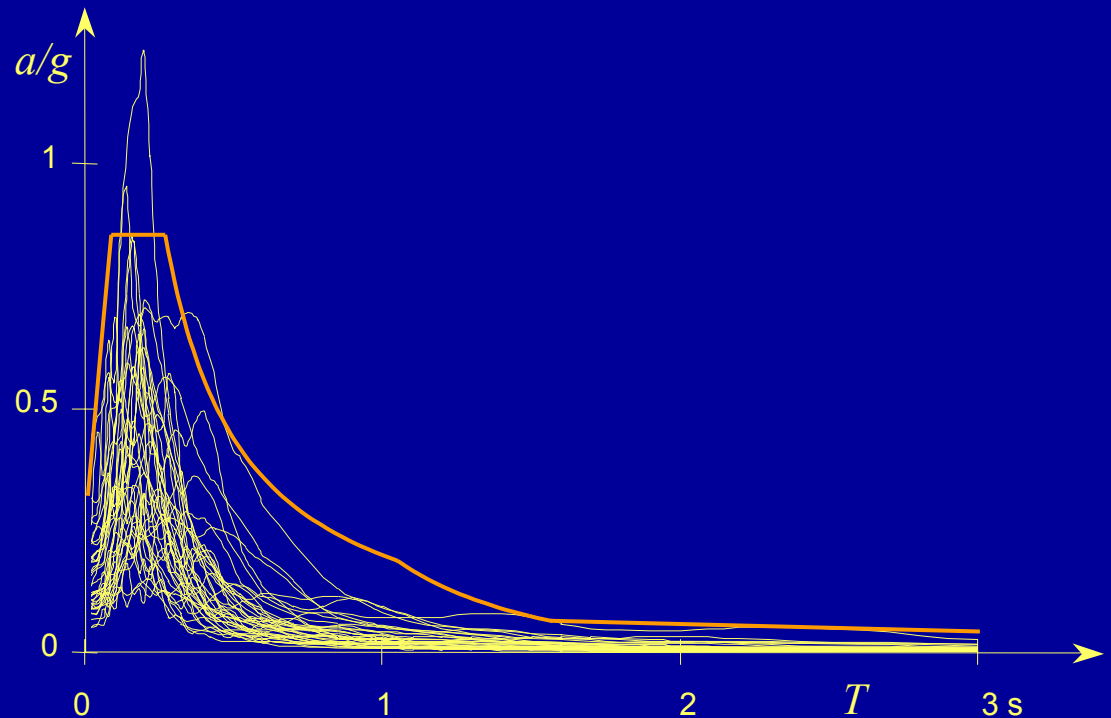
Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima



Il diagramma ottenuto unendo i vari punti viene detto "spettro di risposta" (in termini di accelerazione)

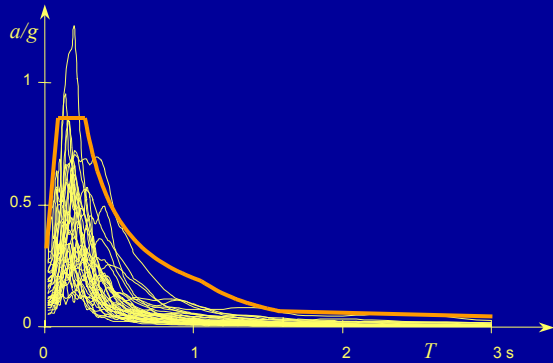
# Spettro di risposta elastico

L'analisi può essere ripetuta per diversi accelerogrammi (con un assegnato smorzamento)

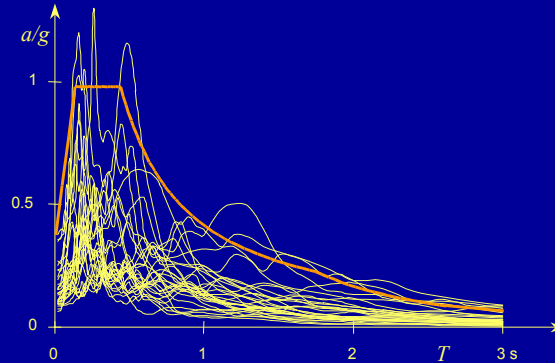


Si può quindi definire una curva che inviluppa tutti gli spettri di risposta, o che viene superata solo occasionalmente

# Spettro di risposta elastico



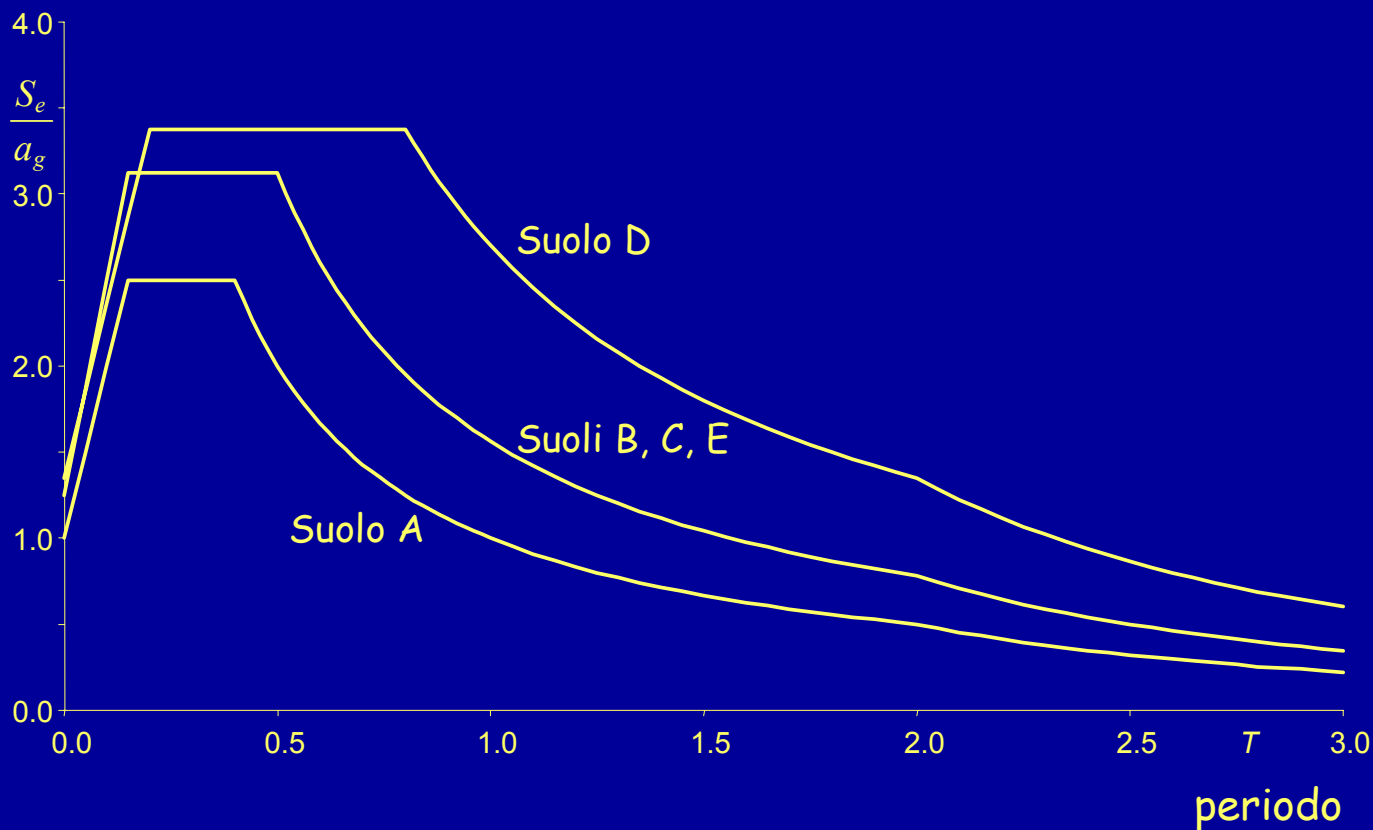
In zone differenti  
e su terreni  
differenti  
si otterranno  
risultati diversi



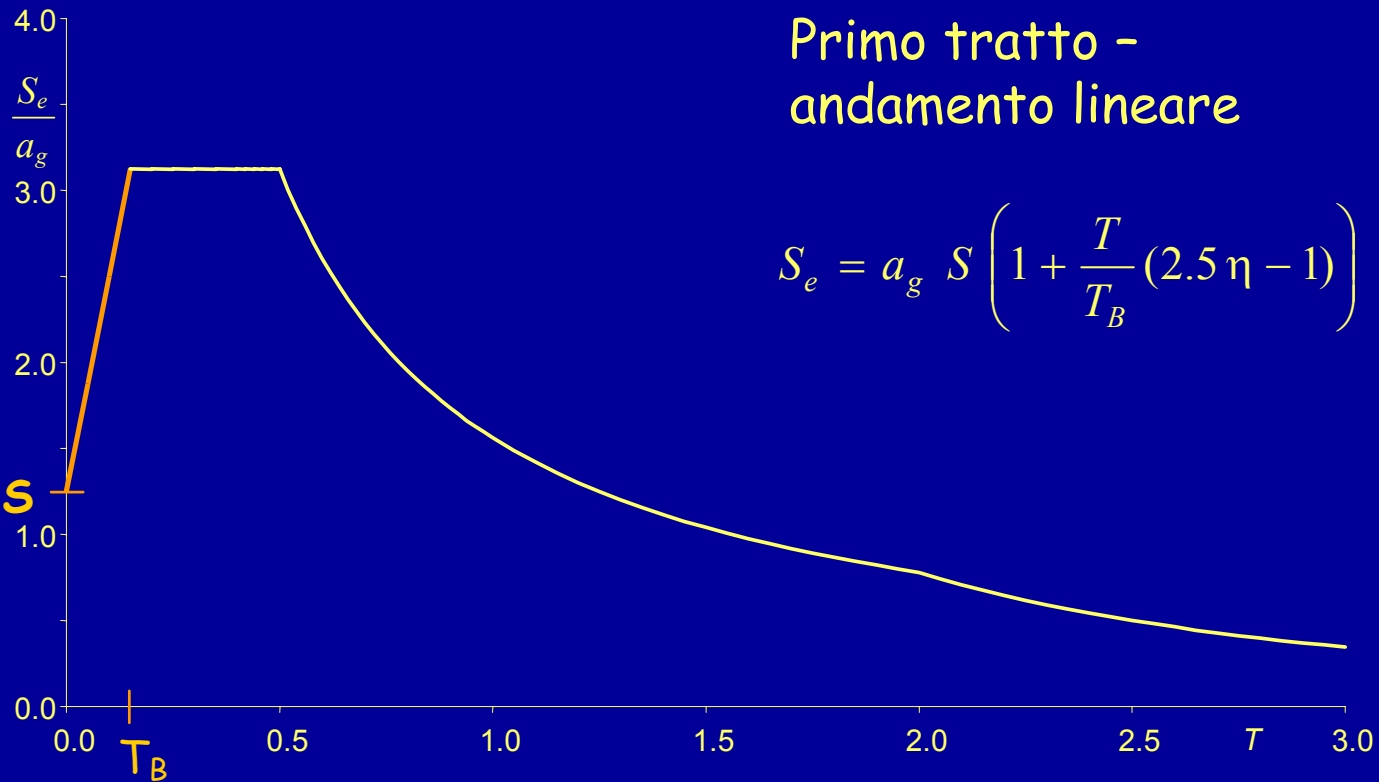
La normativa fornisce quindi spettri di  
risposta differenziati in funzione delle  
caratteristiche del suolo e della zona in  
cui è ubicata la struttura

# Spettri di risposta elastica di normativa

accelerazione (normalizzata)



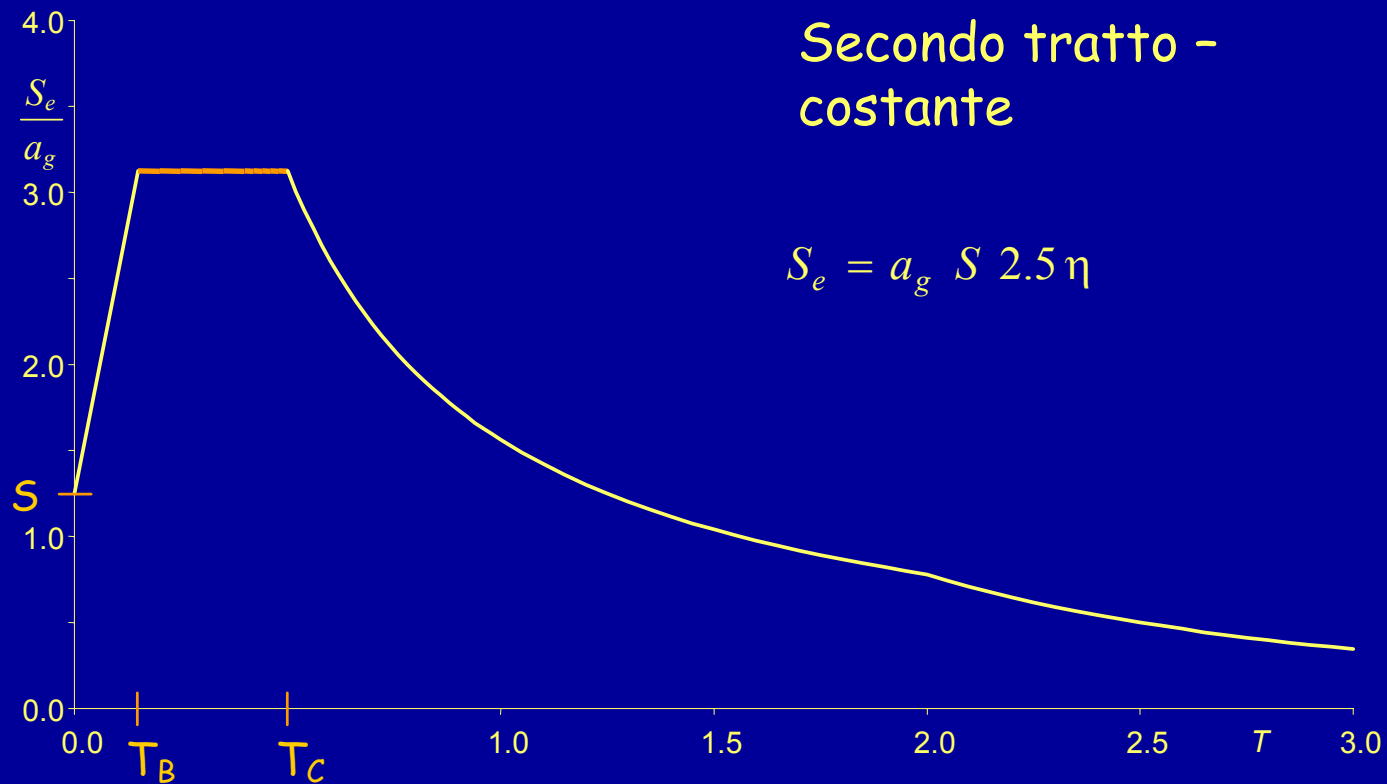
# Spettri di risposta elastica di normativa



Amplificazione, legata  
al tipo di terreno

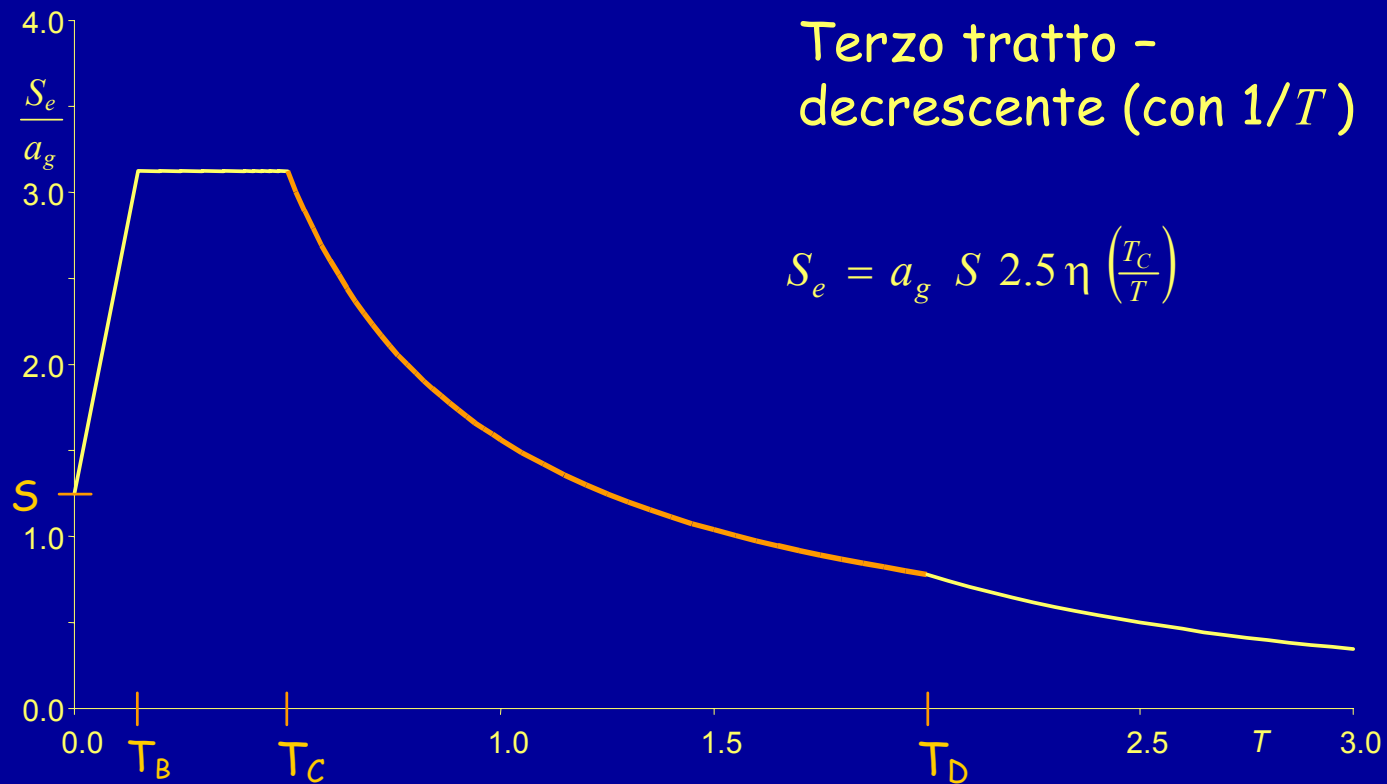
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

# Spettri di risposta elastica di normativa



$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

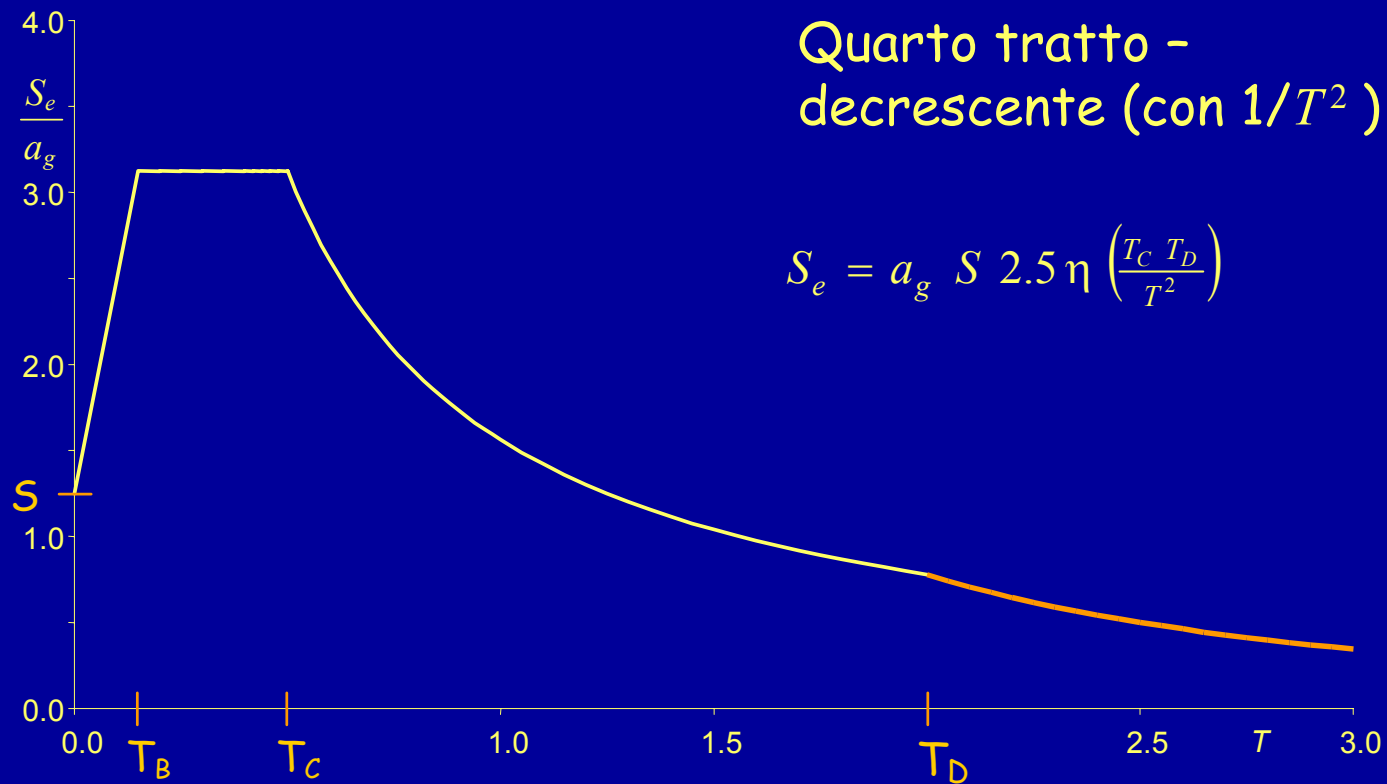
# Spettri di risposta elastica di normativa



$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$



# Spettri di risposta elastica di normativa

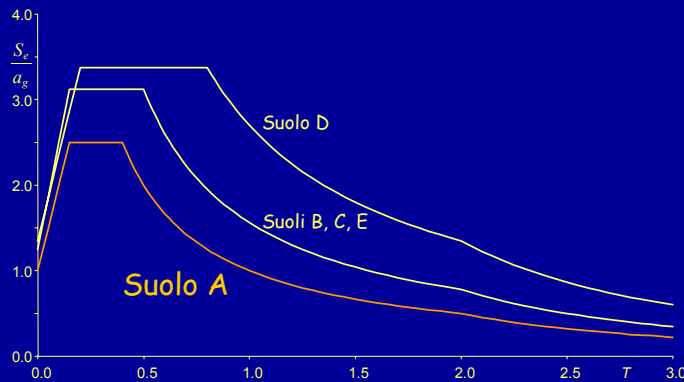


Quarto tratto -  
decescente (con  $1/T^2$ )

$$S_e = a_g S 2.5 \eta \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

# Spettri di risposta elastica di normativa



Suolo A

Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi

$$V_{S30} > 800 \text{ m/s}$$

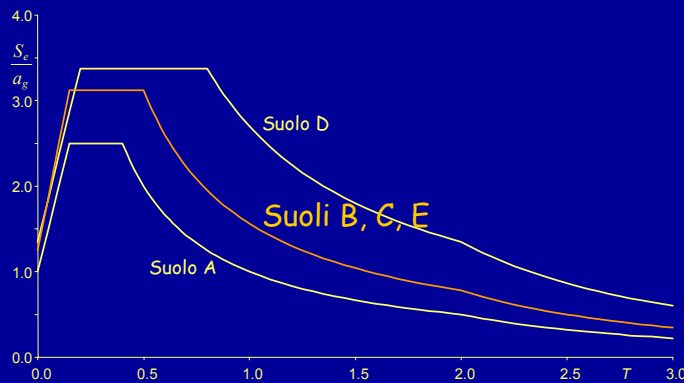
$$S = 1 \quad T_A = 0.15 \text{ s} \quad T_B = 0.4 \text{ s}$$

$V_{S30}$

Velocità media di propagazione delle onde di taglio nei 30 m superiori del suolo

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_{Si}}}$$

# Spettri di risposta elastica di normativa



$$S = 1.25 \quad T_A = 0.15 \text{ s} \quad T_B = 0.5 \text{ s}$$

$$V_{S30}$$

Velocità media di propagazione  
delle onde di taglio nei 30 m  
superiori del suolo

## Suolo B

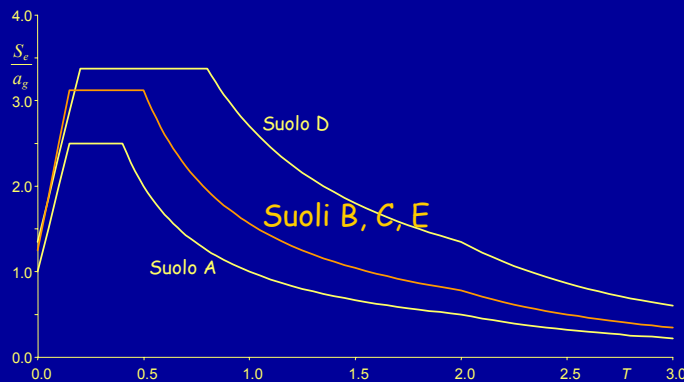
Depositi di sabbie e ghiaie  
molto addensate o argille  
molto consistenti

$$360 \text{ m/s} < V_{S30} < 800 \text{ m/s}$$

Resistenza penetrometrica  
 $N_{SPT} > 50$

Coesione non drenata  
 $c_u > 250 \text{ kPa}$

# Spettri di risposta elastica di normativa



$V_{S30}$

Velocità media di propagazione  
delle onde di taglio nei 30 m  
superiori del suolo

## Suolo C

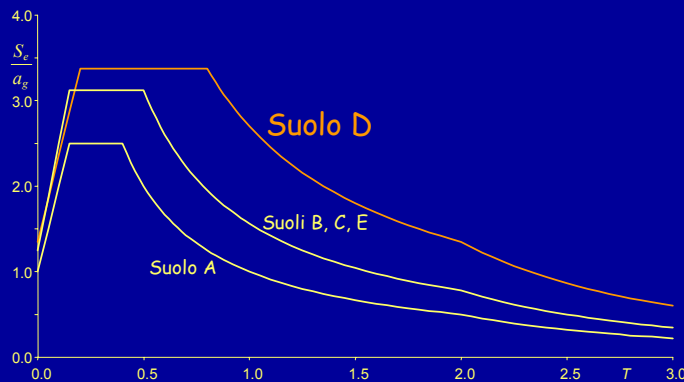
Depositi di sabbie e ghiaie  
mediamente addensate o  
argille di media consistenza

$180 \text{ m/s} < V_{S30} < 360 \text{ m/s}$

Resistenza penetrometrica  
 $15 < N_{SPT} < 50$

Coesione non drenata  
 $70 < c_u < 250 \text{ kPa}$

# Spettri di risposta elastica di normativa



$$S = 1.35 \quad T_A = 0.2 \text{ s} \quad T_B = 0.8 \text{ s}$$

$$V_{S30}$$

Velocità media di propagazione  
delle onde di taglio nei 30 m  
superiori del suolo

## Suolo D

Depositi di terreni granulari da  
sciolti a poco addensati oppure  
coesivi da poco a  
mediamente consistenti

$$V_{S30} < 180 \text{ m/s}$$

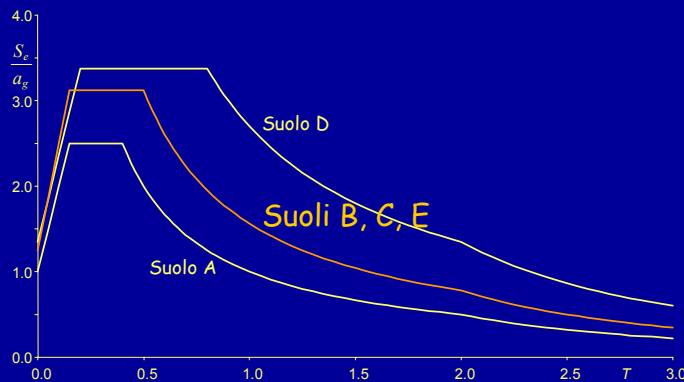
Resistenza penetrometrica

$$N_{SPT} < 15$$

Coesione non drenata

$$c_u < 70 \text{ kPa}$$

# Spettri di risposta elastica di normativa



## Suolo E

Strati superficiali alluvionali, di caratteristiche simili ai tipi C e D e spessore tra 5 e 20 m, su un substrato più rigido con  $V_{S30} > 800$  m/s

$V_{S30}$

Velocità media di propagazione delle onde di taglio nei 30 m superiori del suolo

# Spettri di risposta elastica di normativa

## Suolo S1

Depositi con strato di almeno 10 m di argille di bassa consistenza ed elevato indice di plasticità e contenuto di acqua

$$V_{S30} < 100 \text{ m/s}$$

Coesione non drenata

$$10 < c_u < 20 \text{ kPa}$$

## Suolo S2

Depositi di terreni soggetti a liquefazione

Per questi tipi di terreno occorrono studi speciali

# Esempio

Dall'alto:

12 m - sabbie marnose

$$N_{SPT} = 26$$

6.1 m - argille grigio-brune

$$N_{SPT} = 47$$

1.9 m - marne sabbiose

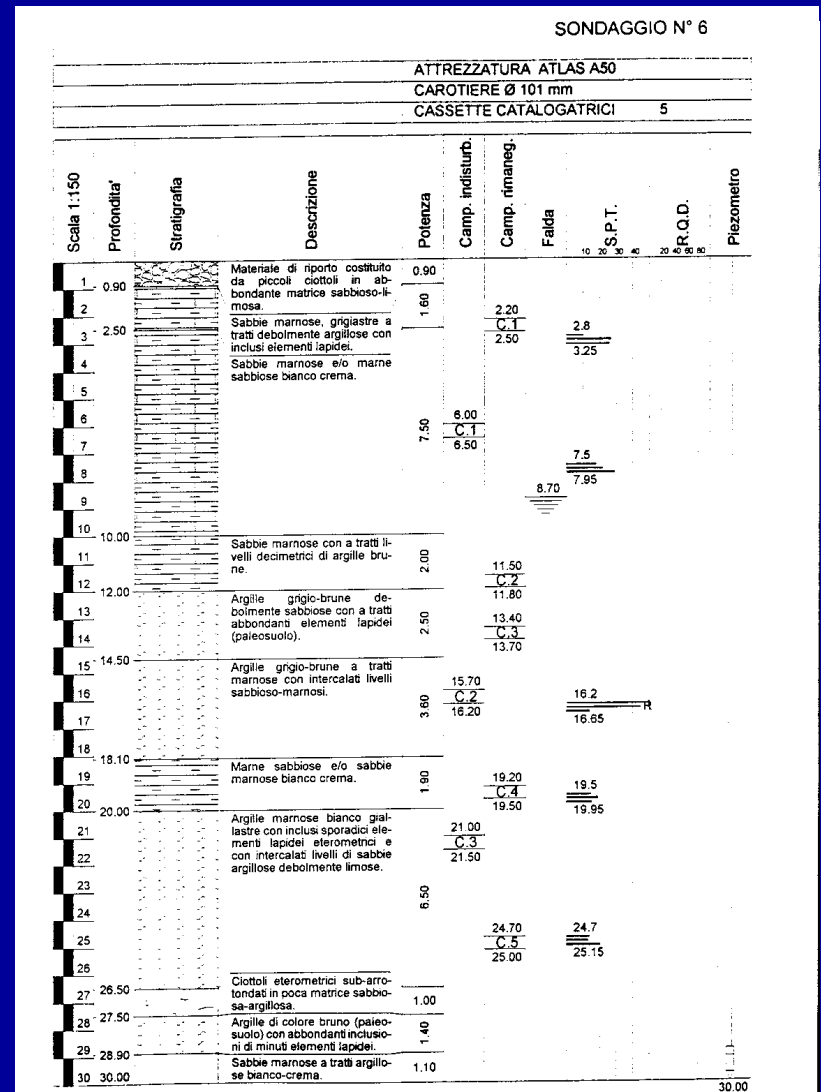
$$N_{SPT} = 16$$

6.5 m - argille marnose

$$N_{SPT} = 18$$

3.5 m - ciottoli, argille brune

$$N_{SPT} = 40$$





# Esempio

Dall'alto:

12 m - sabbie marnose  
 $N_{SPT} = 26$

6.1 m - argille grigio-brune  
 $N_{SPT} = 47$

1.9 m - marne sabbiose  
 $N_{SPT} = 16$

6.5 m - argille marnose  
 $N_{SPT} = 18$

3.5 m - ciottoli, argille brune  
 $N_{SPT} = 40$

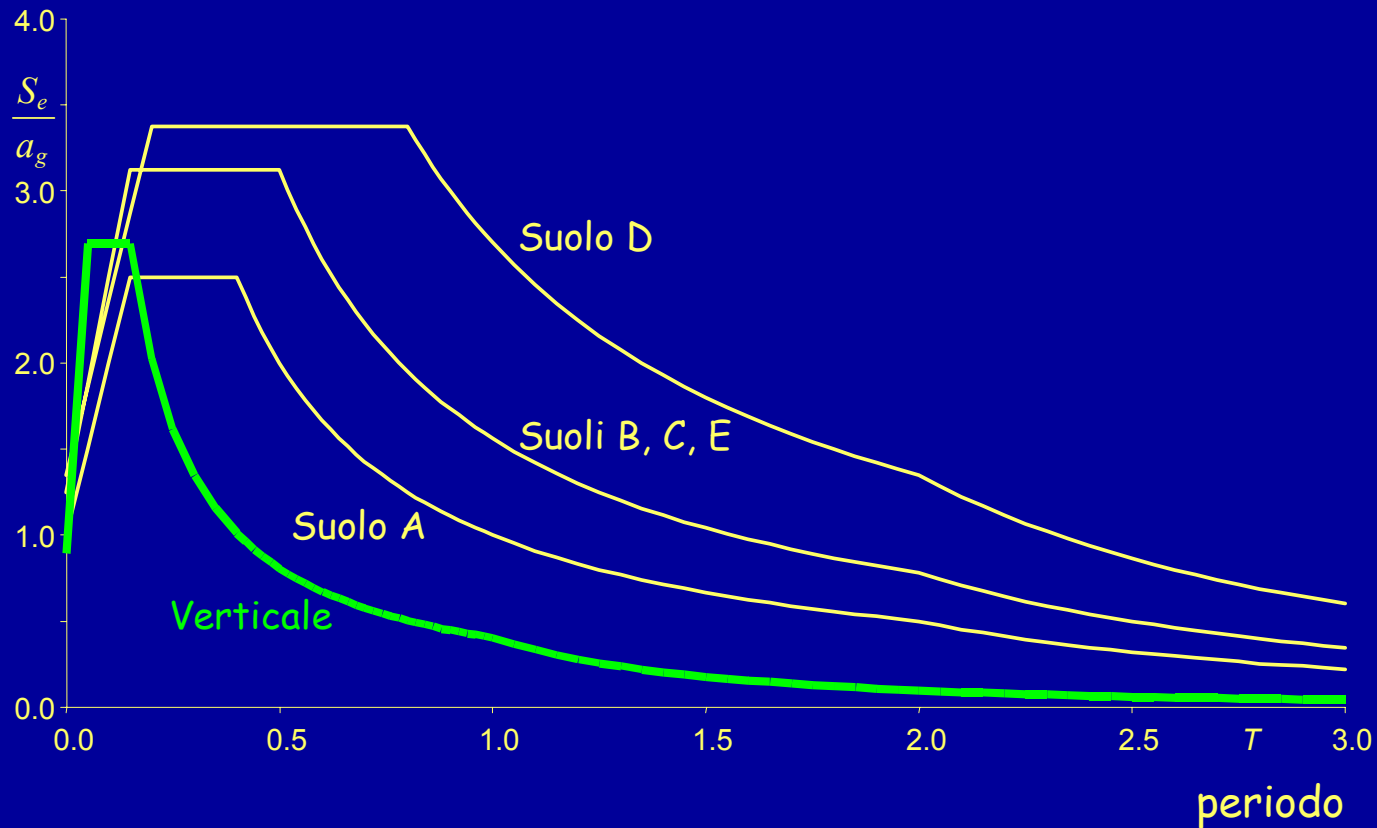
$$N_{SPT} = \frac{30}{\frac{12}{26} + \frac{6.1}{47} + \frac{1.9}{16} + \frac{6.5}{18} + \frac{3.5}{40}}$$

$$N_{SPT} = 25.9$$

Si può considerare  
suolo di tipo C, perché  
 $15 < N_{SPT} < 50$

# Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali e verticali

accelerazione (normalizzata)



# Spettri di risposta elastica di normativa

L'accelerazione di picco del terreno  $a_g$  da utilizzare per verifiche allo stato limite ultimo, cioè per terremoti con alto periodo di ritorno, dipende dalla sismicità della zona

zona	$a_g$
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

# Spettri di risposta elastica di normativa

Terremoti con periodo di ritorno più basso possono avere spettri differenti.

Per semplicità si assume che il terremoto da usare per lo stato limite di danno abbia lo stesso spettro ma accelerazione al suolo ridotta di 2.5

SLU

zona	$a_g$
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

SLD

zona	$a_g$
1	$0.35 / 2.5 = 0.14 \text{ g}$
2	$0.25 / 2.5 = 0.10 \text{ g}$
3	$0.15 / 2.5 = 0.06 \text{ g}$
4	$0.05 / 2.5 = 0.02 \text{ g}$

# Spettri di risposta elastica di normativa

Terremoti con periodo di ritorno più basso possono avere spettri differenti.

Per s  
usare  
spett

**Nota:**

L'attuale versione del T.U. propone spettri diversi per SLU e SLD

a  
tesso  
2.5

zona	$a_g$
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

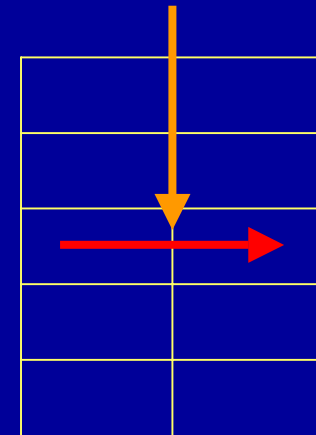
zona	$a_g$
1	$0.35 / 2.5 = 0.14 \text{ g}$
2	$0.25 / 2.5 = 0.10 \text{ g}$
3	$0.15 / 2.5 = 0.06 \text{ g}$
4	$0.05 / 2.5 = 0.02 \text{ g}$

# È possibile progettare le strutture in modo che rimangano in campo elastico?

Azioni orizzontali comparabili con le azioni verticali

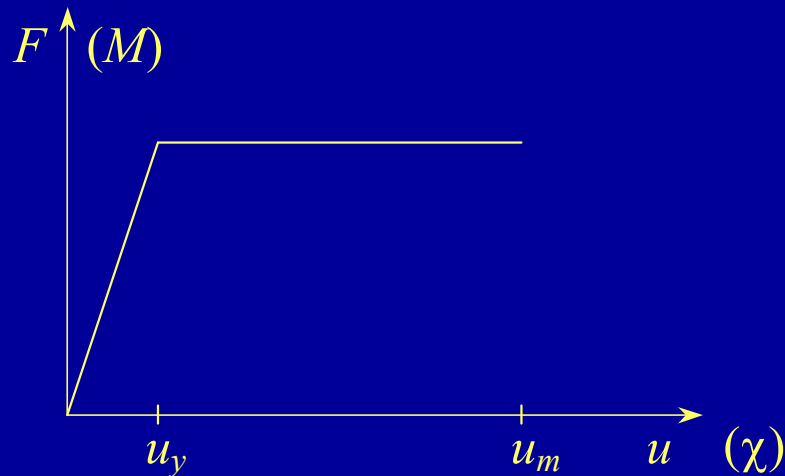
Le sollecitazioni provocate dalle azioni orizzontali sono molto forti

Non è economicamente conveniente progettare la struttura in modo che rimanga in campo elastico



# Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico

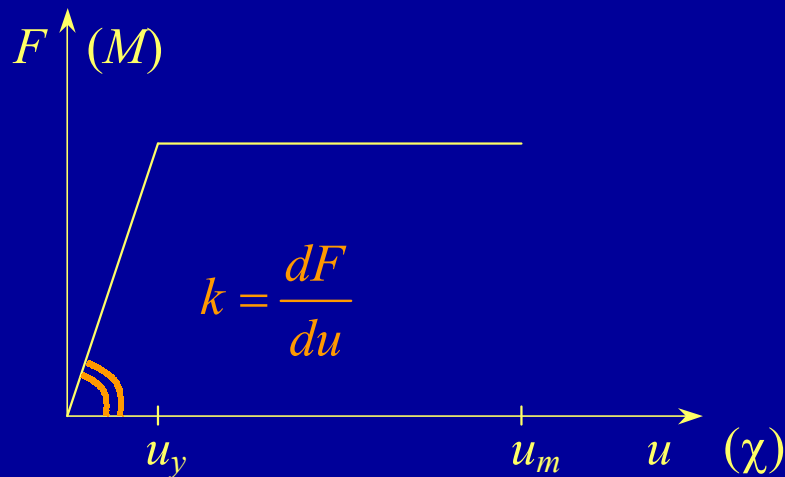


È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

# Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

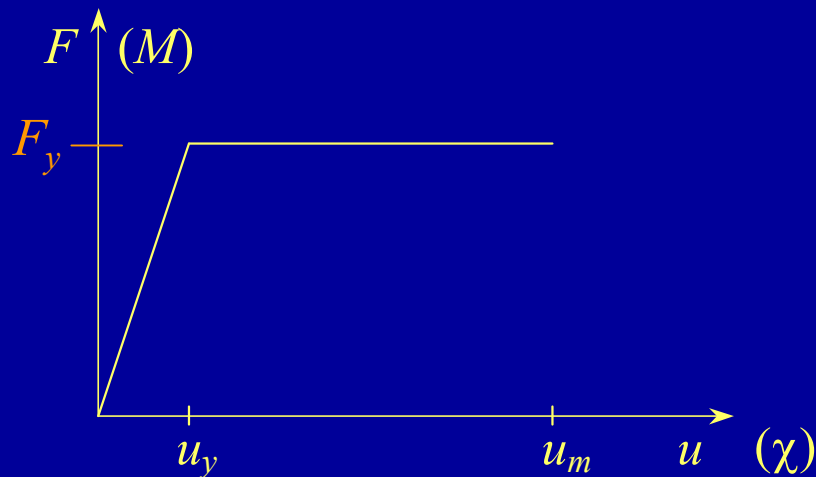
- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Rigidezza = inclinazione del diagramma



# Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



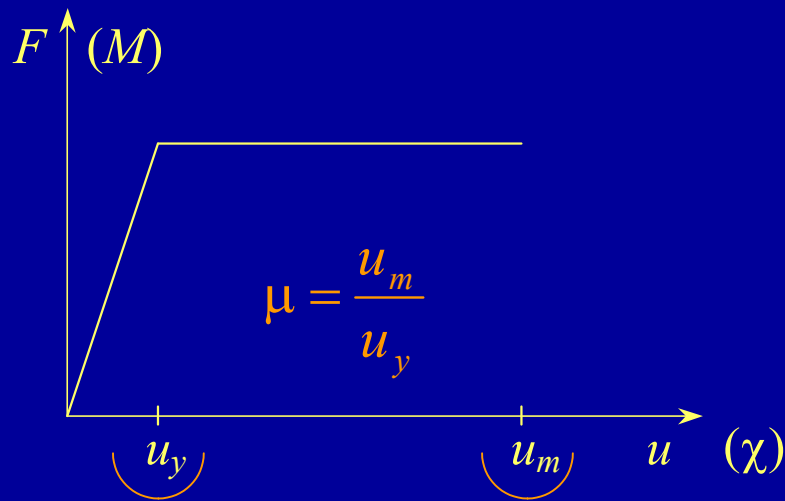
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Resistenza = soglia di plasticizzazione

# Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

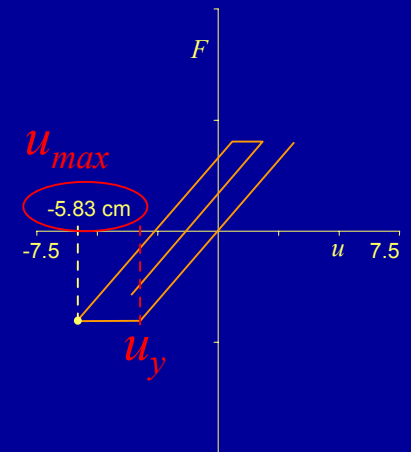
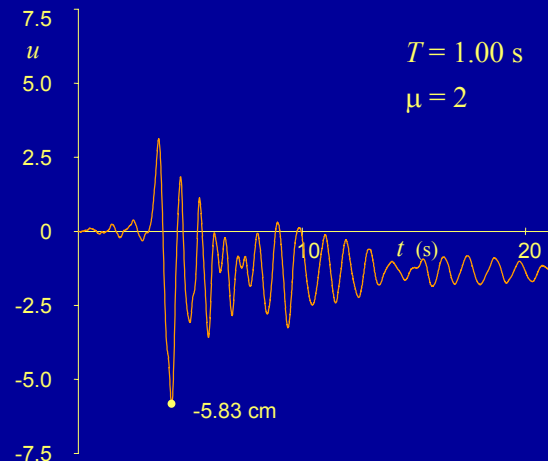
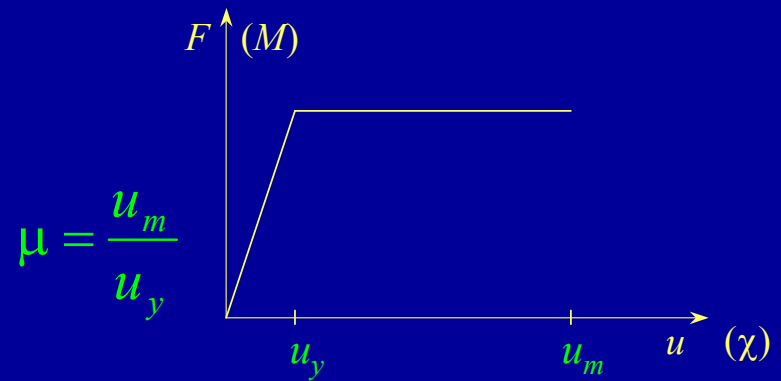
# Progettazione di strutture elasto-plastiche

È possibile progettare la struttura con una forza ridotta, accettando la sua plasticizzazione, purché la duttilità disponibile

sia maggiore di quella richiesta

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y}$$

Risposta  
elasto-plastica



# Progettazione di strutture elasto-plastiche

La resistenza può essere ridotta tanto da far coincidere la duttilità disponibile con quella richiesta

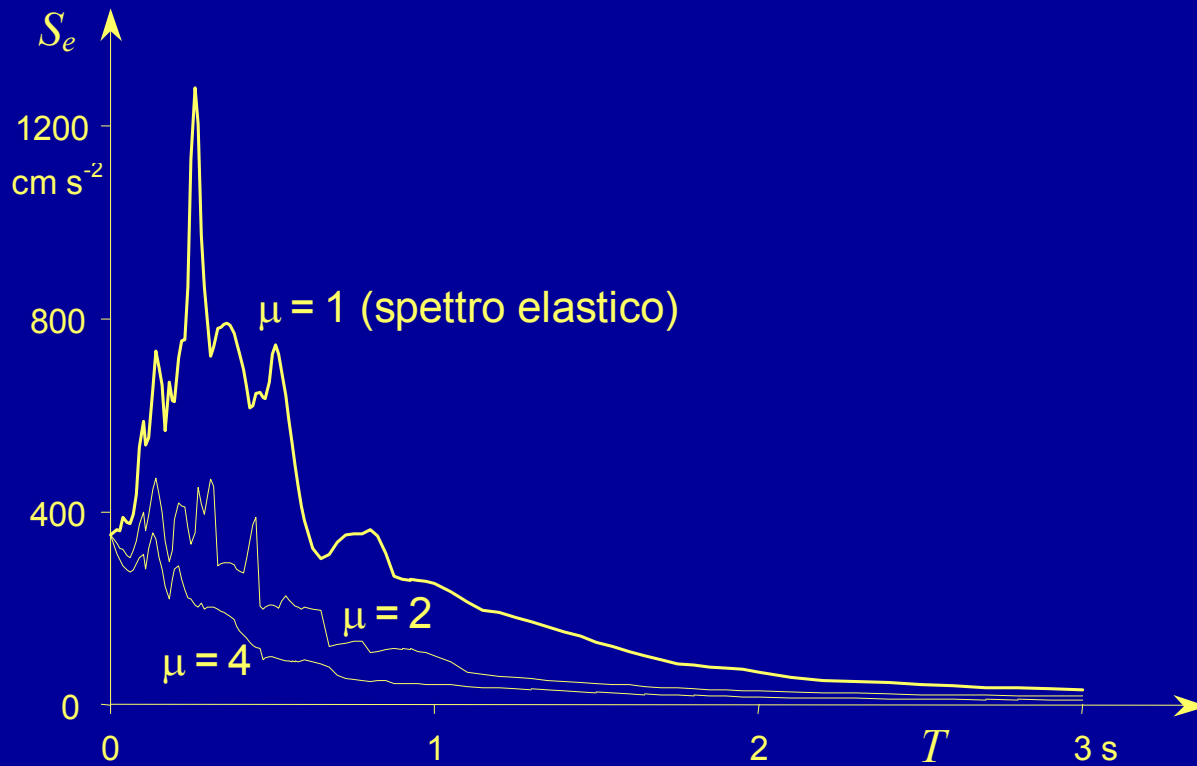


Ricordando che  $F = m a$ ,  
si può diagrammare in  
funzione del periodo  
l'accelerazione da usare  
nel progetto,  
per assegnati valori  
della duttilità  $\mu$

Spettro di risposta a duttilità assegnata

# Spettri di progetto di normativa

Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata



# Spettri di progetto di normativa

Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata



si passa a spettri di progetto, forniti dalla normativa

Ordinanza 3274, punto 3.2.5

# Spettri di progetto di normativa



Le ordinate dello spettro di progetto sono ottenute dividendo quelle dello spettro di risposta elastica per un fattore  $q$

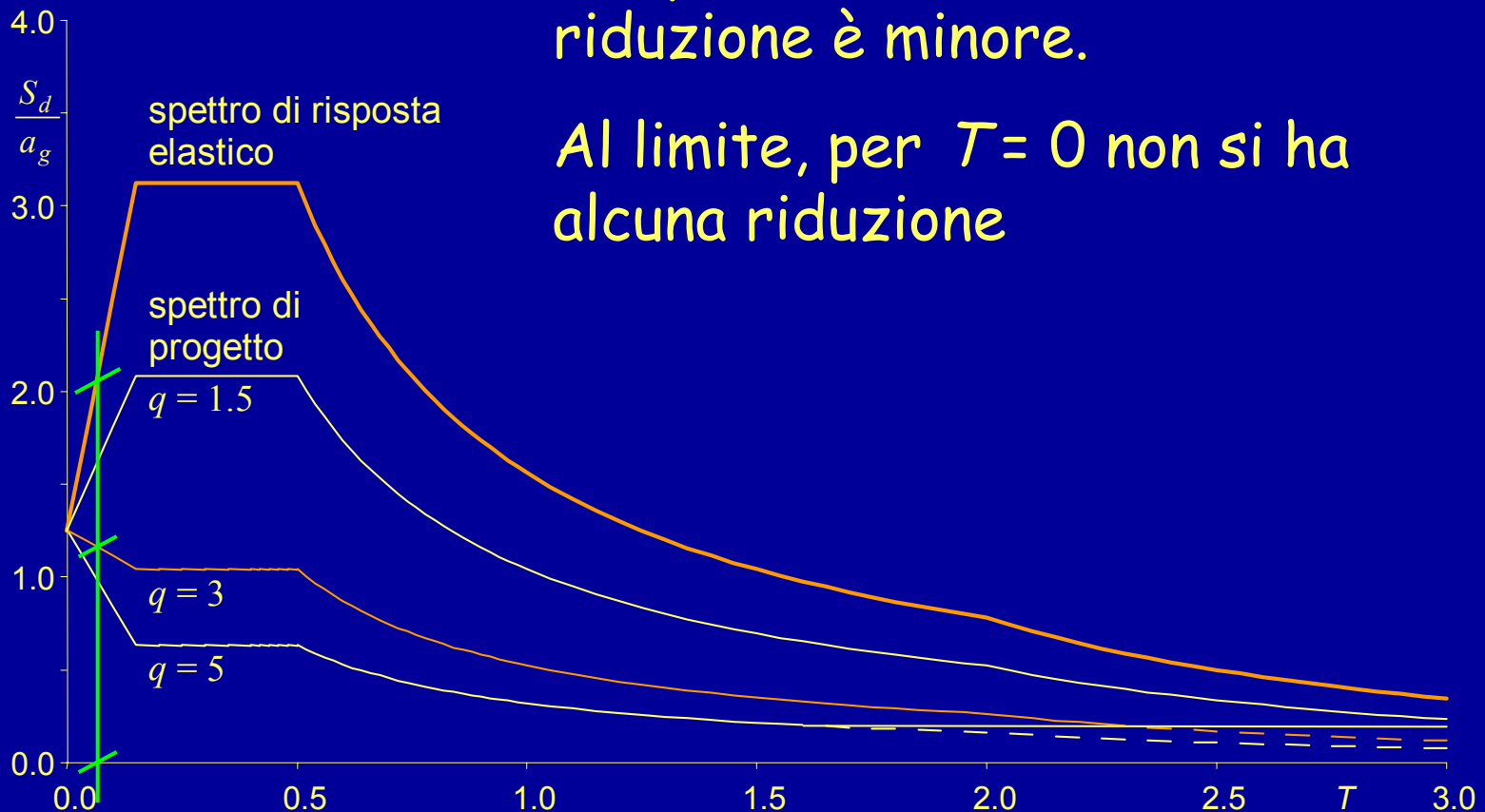
$q$  = fattore di struttura

tiene conto della duttilità delle sezioni ma anche del comportamento globale

# Spettri di progetto di normativa

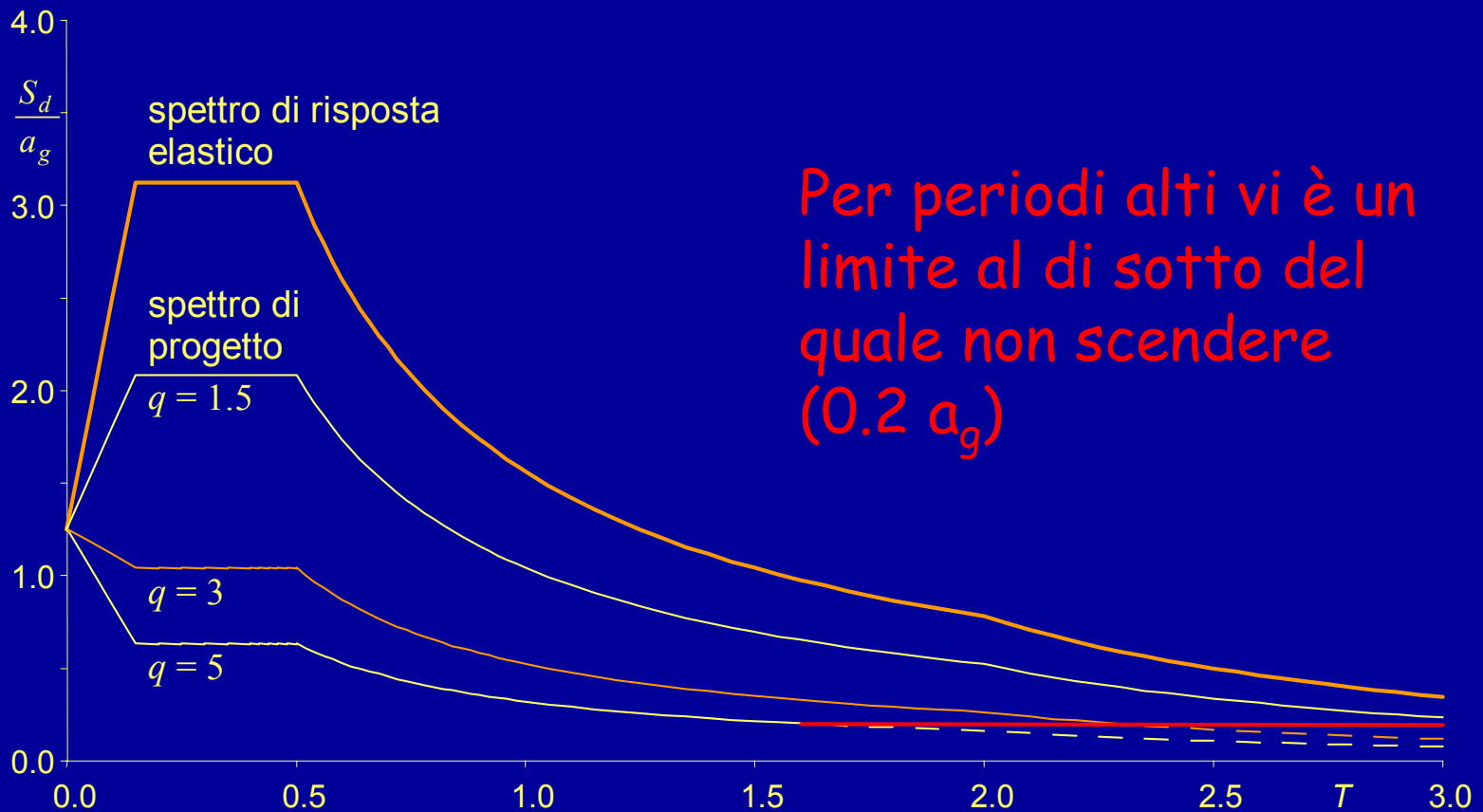
Per periodi molto bassi la riduzione è minore.

Al limite, per  $T=0$  non si ha alcuna riduzione

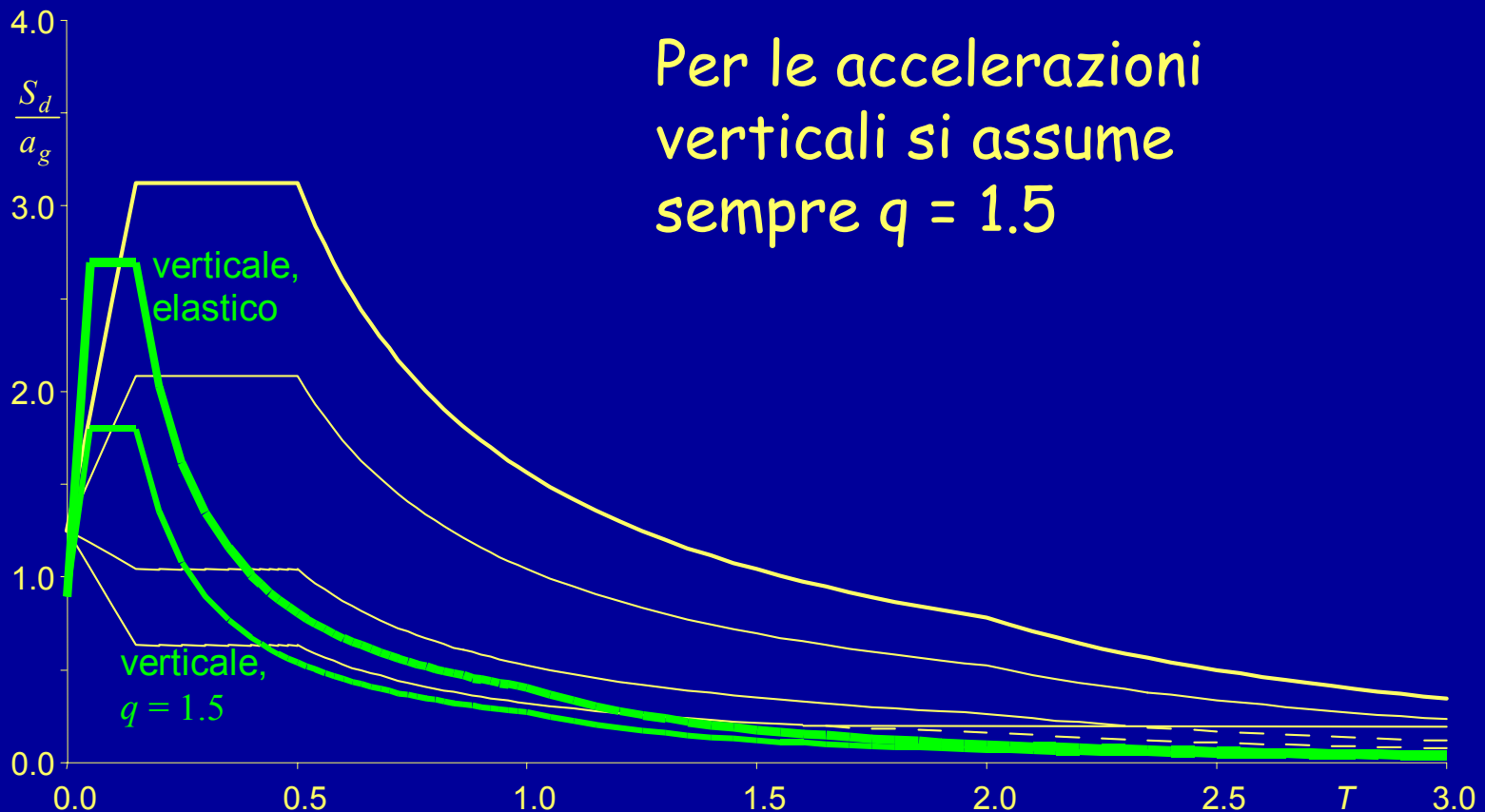




# Spettri di progetto di normativa



# Spettri di progetto di normativa accelerazioni orizzontali e verticali



# Fattore di struttura

Le ordinate dello spettro di progetto sono ottenute dividendo quelle dello spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

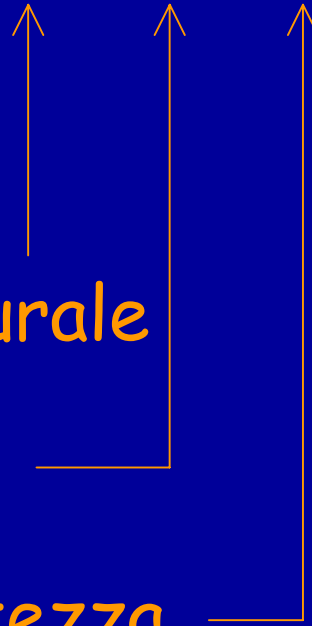
Il fattore di struttura tiene conto della duttilità delle sezioni ma anche del comportamento globale della struttura

# Fattore di struttura

$$q = q_0 K_D K_R$$

Dipende da:

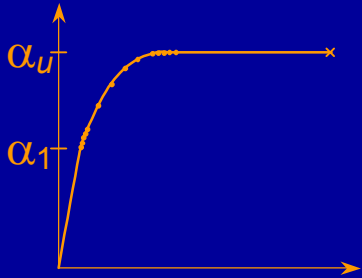
- Tipologia strutturale
- Duttibilità locale
- Regolarità in altezza



# Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)

	$q_0$
Struttura a telaio	4.5 $\alpha_u / \alpha_1$
Struttura a pareti	4.0 $\alpha_u / \alpha_1$
Struttura mista telai-pareti	4.0 $\alpha_u / \alpha_1$
Struttura a nucleo	3.0

# Tipologia strutturale (edifici in cemento armato)



	$\alpha_u / \alpha_1$
Telaio a 1 piano	1.1
Telaio a più piani, una campata	1.2
Telaio a più piani, più campate	1.3
Pareti non accoppiate	1.1
Pareti accoppiate	1.2

Oppure effettuare analisi statica non lineare

# Duttilità locale (edifici in cemento armato)

$K_D$

Classe di duttilità A

1.0

Richiede accorgimenti  
particolari nel calcolo ed impone  
dettagli costruttivi più severi

Classe di duttilità B

0.7

Forze di calcolo maggiori

**Il progettista deve scegliere, a priori,  
quale classe di duttilità adottare**

# Regolarità in altezza

	$K_R$
Edifici regolari in altezza	1.0
Edifici non regolari in altezza	0.8

**La regolarità in altezza deve essere valutata a priori, guardando la distribuzione delle masse e le sezioni degli elementi resistenti, ma anche controllata a posteriori**



# Commento

Se la struttura è progettata in modo da essere regolare in altezza e ad alta duttilità (rispettando il criterio di gerarchia delle resistenze)

$$K_R \times K_D = 1.00$$

Se la struttura non è regolare in altezza ed è a bassa duttilità

$$K_R \times K_D = 0.8 \times 0.7 = 0.56$$

Quindi le forze sono maggiori di quasi l'80%

Attenzione: se il collasso è con meccanismo di piano la riduzione di duttilità globale può essere anche maggiore

# La nuova normativa sul calcolo strutturale

## 3. *Metodi di analisi*

# Possibili approcci per valutare la risposta di una struttura

Analisi dinamica non lineare, con valutazione della storia della risposta (istante per istante)

Analisi elastica (modale o statica), con forze ridotte mediante il fattore di struttura  $q$

Analisi statica non lineare

# Analisi dinamica non lineare

Consente di valutare bene la risposta strutturale, ma:

- Può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)
- Va effettuata con specifici accelerogrammi (almeno 3  $\Rightarrow$  ma sono sufficienti?)
- Richiede l'uso di programmi molto sofisticati ed una accurata modellazione del comportamento ciclico delle sezioni  $\Rightarrow$  possibili errori

# Analisi elastica (modale o statica)

È l'approccio tradizionale:

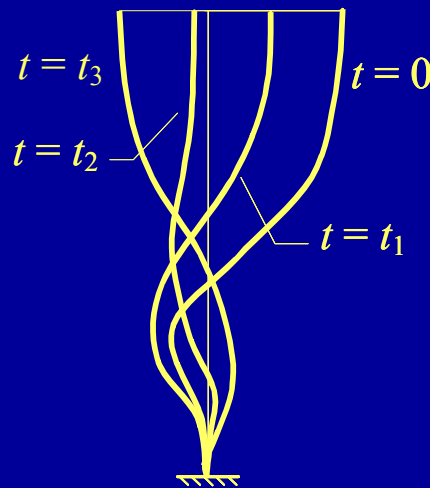
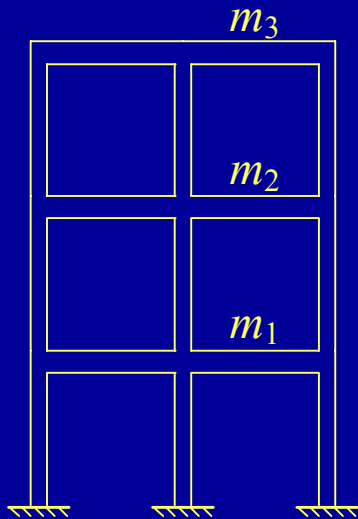
- Si calcolano le forze (modali o statiche) usando uno spettro ridotto mediante il fattore  $q$
- Si controlla che le sollecitazioni conseguenti siano accettabili

Force based design

Progettazione basata sulle forze

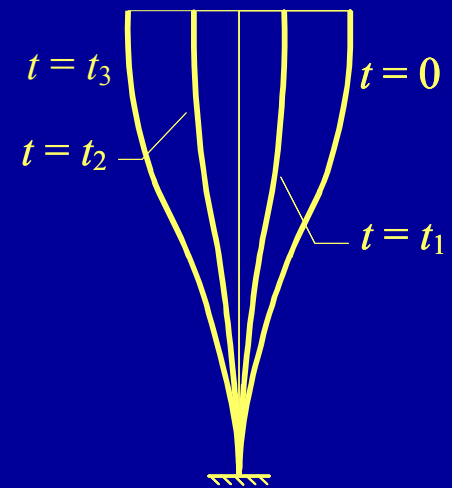
# Analisi dinamica - moto libero

Assegnando una  
deformata iniziale  
generica



la forma varia  
man mano

Assegnando una  
particolare  
deformata iniziale



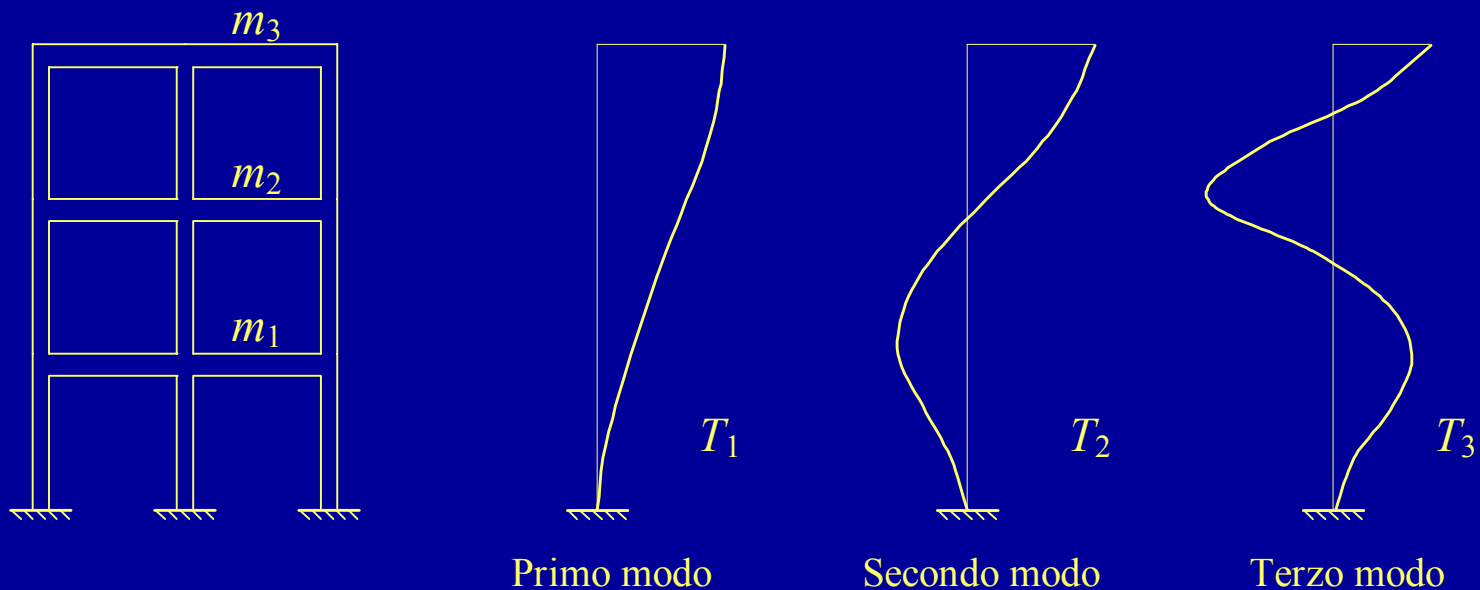
la forma resta  
la stessa

modo di oscillazione  
libera del sistema

# Modi di oscillazione libera

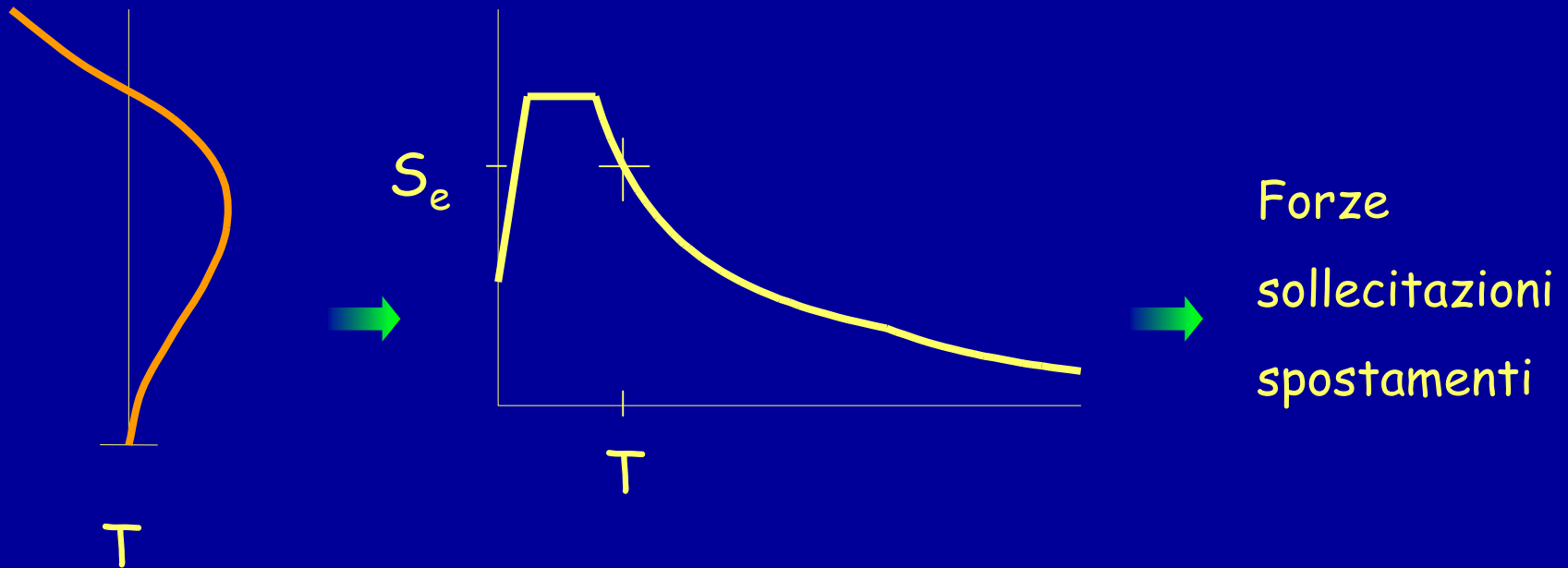
Telaio piano (con traversi inestensibili):

numero di modi di oscillazione libera = numero di piani



# Analisi modale

Consiste nel valutare separatamente la risposta della struttura vincolata a deformarsi secondo ciascuno dei suoi modi di oscillazione . . .





# Analisi modale

Consiste nel valutare separatamente la risposta della struttura vincolata a deformarsi secondo ciascuno dei suoi modi di oscillazione . . .

. . . e poi combinare le massime sollecitazioni (o spostamenti) trovati per i singoli modi

La combinazione dei risultati può essere fatta come radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS) o come combinazione quadratica completa (CQC)

# Contributo dei singoli modi

Il taglio alla base corrispondente al modo  $j$  è

$$V_{b,j} = M_j^* S_e(T_j)$$

dove

$S_e(T_j)$  è l'ordinata spettrale corrispondente al periodo  $T_j$

$M_j^*$  è detta massa partecipante

$$M_j^* = \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j} \Gamma_j = \frac{\left( \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j} \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}^2}$$

Considerando tutti i modi, la massa partecipante totale coincide con l'intera massa presente nella struttura

# Contributo dei singoli modi

Il primo modo è nettamente predominante per entità di massa partecipante. Le forze sono tutte dello stesso verso

Gli altri modi hanno masse partecipanti via via minori. Essi danno forze discordi, che producono un effetto minore rispetto alla base

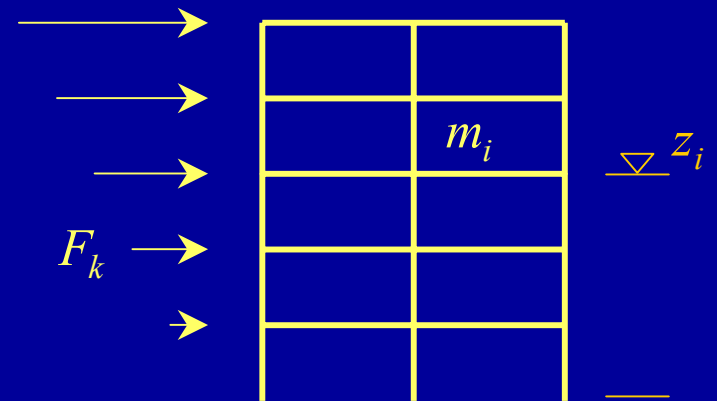
In generale, è opportuno considerare tanti modi da:

- raggiungere una massa partecipante dell'85%
- non trascurare modi con massa partecipante superiore al 5%

# Analisi statica

Consiste nel considerare un unico insieme di forze, che rappresentano (in modo semplificato) l'effetto del primo modo

$$F_k = m_k z_k \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} S_e(T_1)$$



Il periodo proprio può essere valutato con formule semplificate

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

Le forze possono essere ridotte con  $\lambda=0.85$  se l'edificio ha almeno 3 piani e periodo non troppo alto

# Considerazioni

Negli schemi spaziali è più difficile valutare l'importanza dei modi:

- se il comportamento è disaccoppiato, sono eccitati solo quei modi che danno spostamento nella direzione di azione del sisma
- in caso contrario tutti i modi possono dare contributo
- se non vi è un impalcato indeformabile nel suo piano il numero di modi cresce enormemente ed è più difficile cogliere la risposta totale della struttura

# Considerazioni

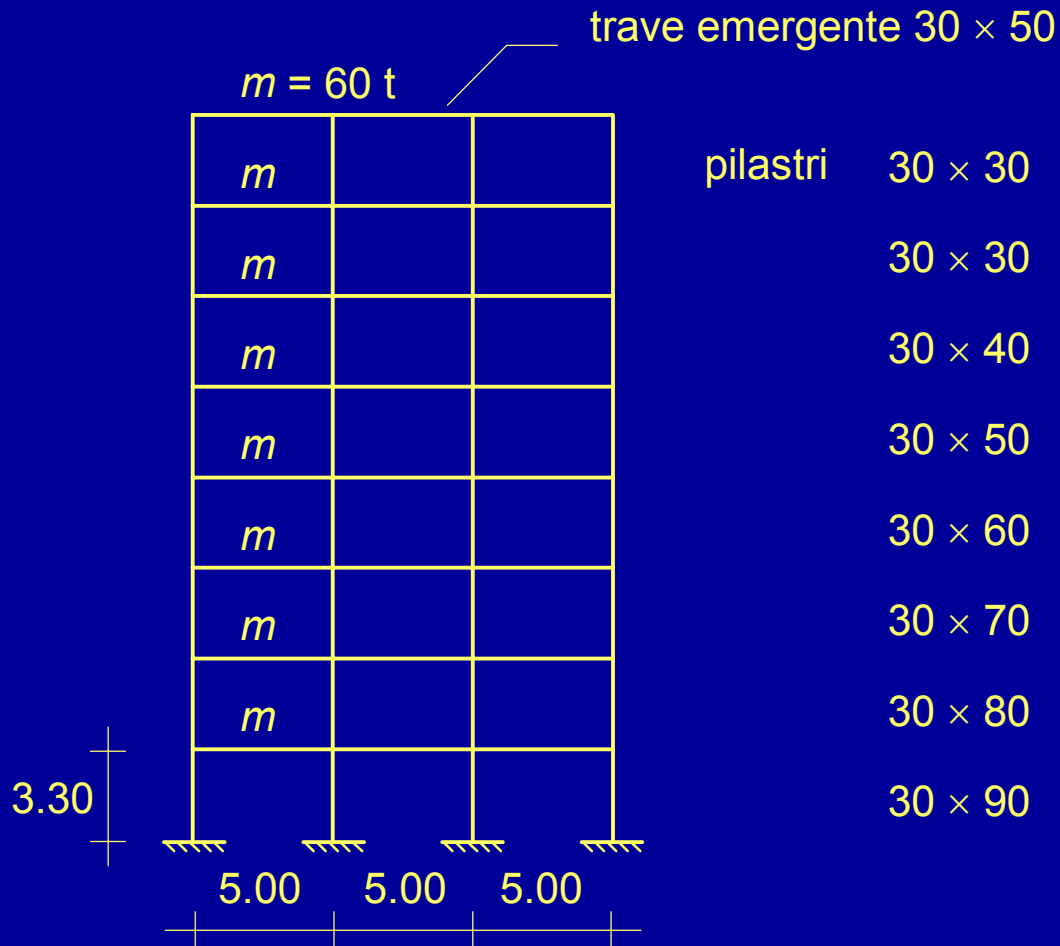
Negli schemi spaziali è più probabile avere modi con periodi molto vicini tra loro:

- in questo caso è opportuno usare la sovrapposizione quadratica completa (CQC)

Una buona impostazione progettuale deve mirare ad avere una struttura con impalcato rigido e con comportamento disaccoppiato (cioè minime rotazioni planimetriche)

# Confronto analisi statica - modale

## Edificio ad 8 piani con travi emergenti



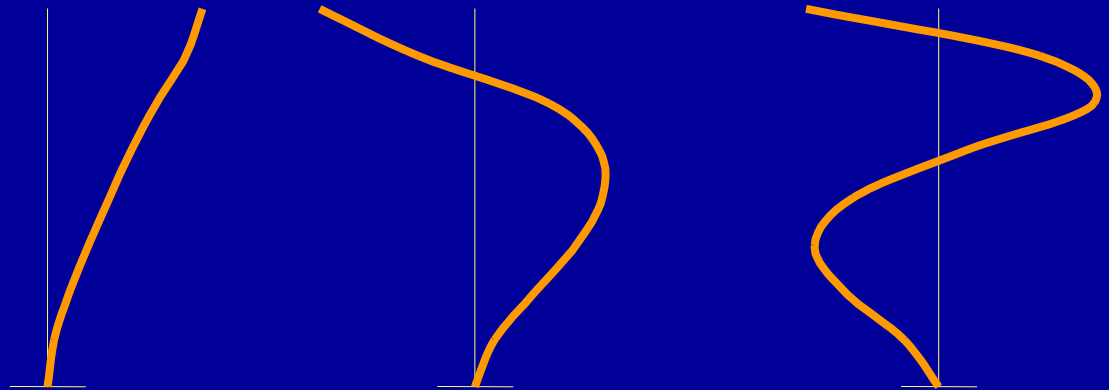
Zona 3  
 $a_g = 0.15 g$

Suolo B

Classe di  
duttilità B

# Periodi, accelerazioni spettrali, masse partecipanti

Edificio con travi emergenti



	Modo 1	Modo 2	Modo 3
T	1.183 s	0.461 s	0.259 s
$S_e$	0.0484 g	0.1145 g	0.1145 g
$M^*/M$	70.1 %	13.7 %	5.1 %



# Forze modali - statiche [kN]

Edificio con travi emergenti

	modale			analisi statica
piano	modo 1	modo 2	modo 3	
8	40.0	-39.1	19.5	50.6
7	35.8	-14.4	-14.9	44.3
6	28.1	18.6	-22.8	38.0
5	21.7	31.3	-4.0	31.6
4	16.0	32.1	12.5	25.3
3	10.6	25.4	18.2	19.0
2	5.7	15.1	13.7	12.7
1	1.8	5.0	5.1	6.3

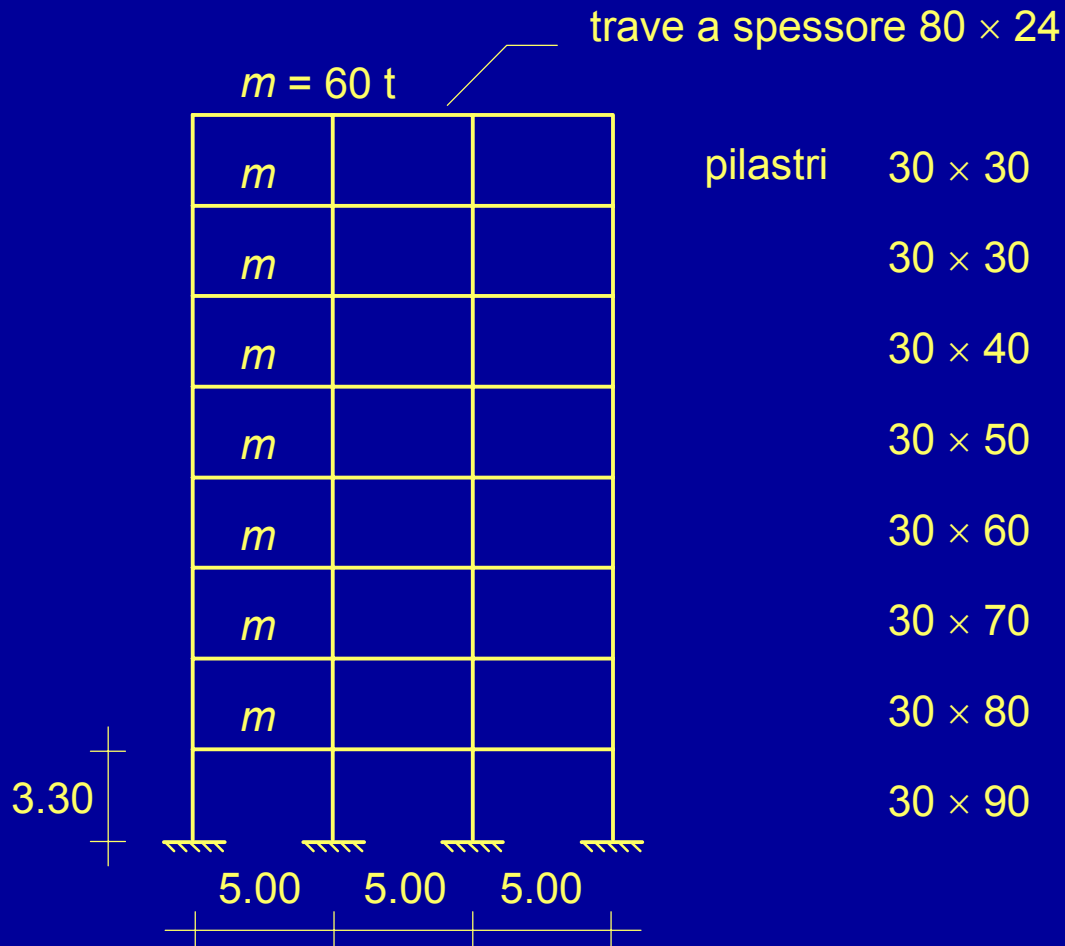
# Tagli modali - statici [kN]

## Edificio con travi emergenti

piano	analisi modale	analisi statica	differenza %
8	59.2	50.6	-14.5
7	92.9	94.9	2.2
6	111.1	132.9	19.6
5	127.6	164.5	28.9
4	144.8	189.9	31.1
3	161.7	208.8	29.2
2	173.7	221.5	27.5
1	178.1	227.8	27.9

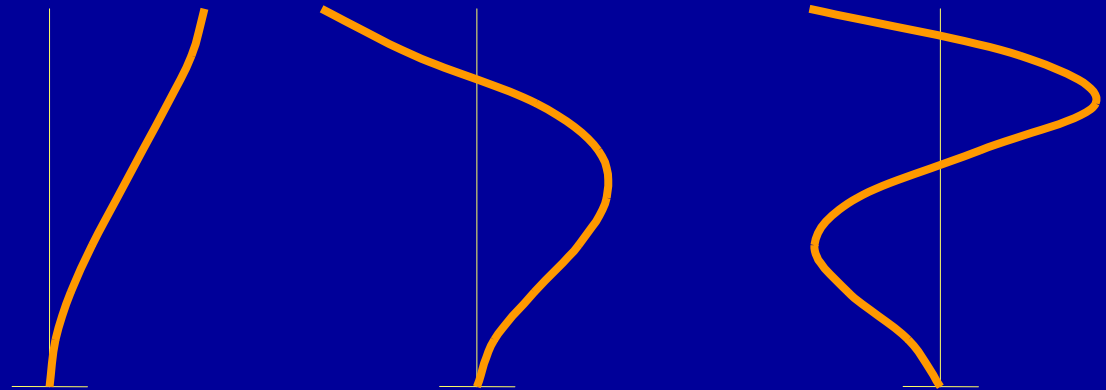
# Confronto analisi statica - modale

## Edificio ad 8 piani con travi a spessore



# Periodi, accelerazioni spettrali, masse partecipanti

Edificio con travi emergenti



	Modo 1	Modo 2	Modo 3
T	1.738 s	0.604 s	0.328 s
$S_e$	0.0329 g	0.0947 g	0.1145 g
$M^*/M$	70.9 %	11.8 %	5.4 %

# Forze modali - statiche [kN]

## Edificio con travi a spessore

piano	modale			analisi statica
	modo 1	modo 2	modo 3	
8	26.3	-30.3	20.4	34.5
7	24.1	-12.2	-12.5	30.1
6	20.1	11.6	-24.2	25.8
5	15.9	23.6	-6.2	21.5
4	11.5	25.4	12.9	17.2
3	7.3	19.9	19.6	12.9
2	3.6	11.2	14.4	8.6
1	1.0	3.4	5.0	4.3

# Tagli modali - statici [kN]

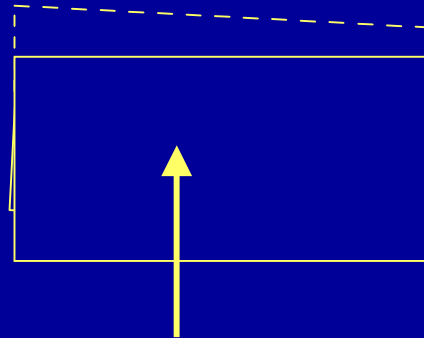
## Edificio con travi a spessore

piano	analisi modale	analisi statica	differenza %
8	45.0	34.5	-23.4
7	66.4	64.6	-2.7
6	78.7	90.4	15.0
5	89.6	112.0	25.0
4	100.0	129.2	29.2
3	112.3	142.1	26.5
2	121.9	150.7	23.6
1	125.3	155.0	23.7

# Analisi statica o analisi modale?

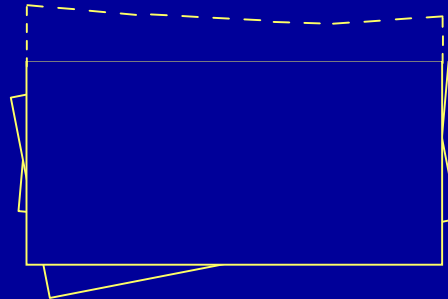
L'analisi statica fornisce risultati attendibili purché:  
- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)

Analisi statica



Per edifici con forti rotazioni, non va bene

Analisi modale



modo 1

modo 2

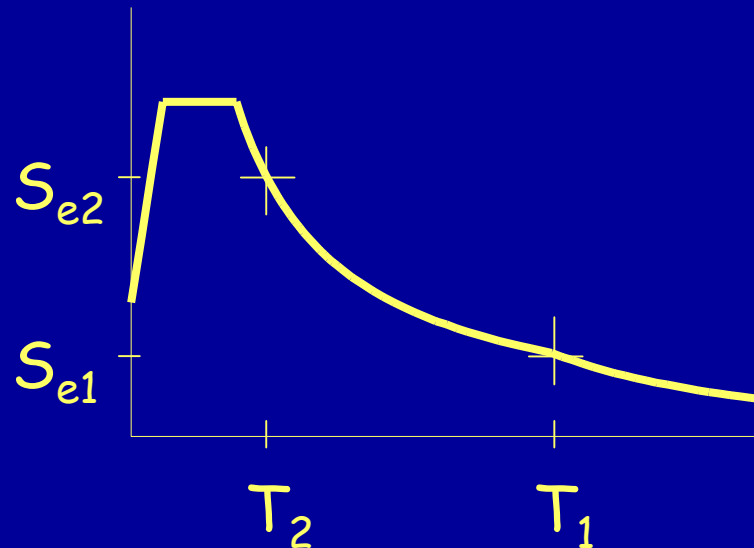
involuppo

# Analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica è cautelativa purché:

- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)
- la struttura abbia periodo non eccessivamente alto

accelerazione  
molto bassa,  
non cautelativa





# Analisi statica o analisi modale?

L'analisi statica è cautelativa purché:

- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)
- la struttura abbia periodo non eccessivamente alto
- la stima del periodo proprio sia affidabile

L'uso del coefficiente riduttivo  $\lambda$  rende i risultati dell'analisi statica non particolarmente gravosi rispetto a quelli dell'analisi modale

# Analisi statica o analisi modale?

La norma vieta l'uso dell'analisi statica se:

- il periodo proprio supera  $2.5 T_c$
- la struttura è irregolare in altezza

Commento:

nella prima versione la norma parlava di "irregolare in pianta"; la modifica è stata introdotta dall'Errata Corrige

Mi sembra molto più coerente con gli studi teorici il riferimento alla irregolarità in pianta, presente nella versione originale

# Analisi statica o analisi modale?

Oggi l'analisi modale è sicuramente il metodo principale di riferimento per l'analisi strutturale, perché è affidabile e ormai alla portata di tutti (grazie ai programmi per computer)

L'analisi statica è però uno strumento fondamentale per capire il comportamento fisico della struttura e per valutarne a priori la risposta (e quindi anche per controllare a posteriori i risultati dell'analisi modale)

# Analisi elastica (modale o statica)

È utilizzata comunemente, per la semplicità d'uso.  
Ma:

- Quanto è affidabile il valore del fattore di struttura  $q$  utilizzato?

La vecchia norma italiana dava forze ridotte, ma senza alcuna indicazione

La nuova norma fornisce indicazione più dettagliate su come calcolare  $q$  e prescrizioni che dovrebbero garantire la duttilità necessaria

Sono sufficienti?

# Analisi statica non lineare

È un approccio proposto abbastanza di recente:

- Si calcolano gli spostamenti massimi della struttura soggetta a forze crescenti (analisi non lineare o analisi pushover)
- Si valutano gli spostamenti che la struttura subirà durante il sisma e si controlla se sono inferiori a quelli di collasso

Displacement based design

Progettazione basata sugli spostamenti

# Applicazione dell'analisi statica non lineare

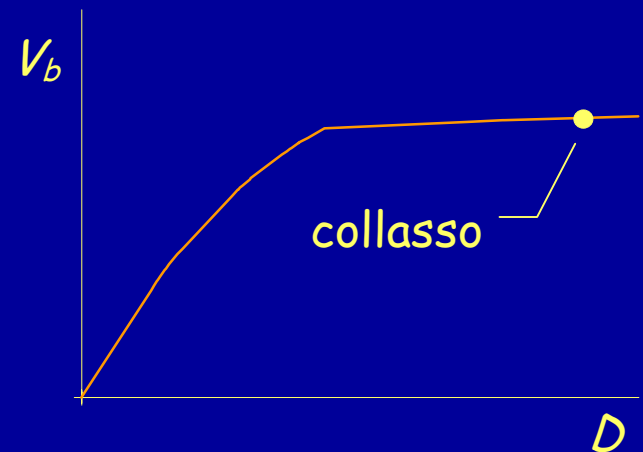
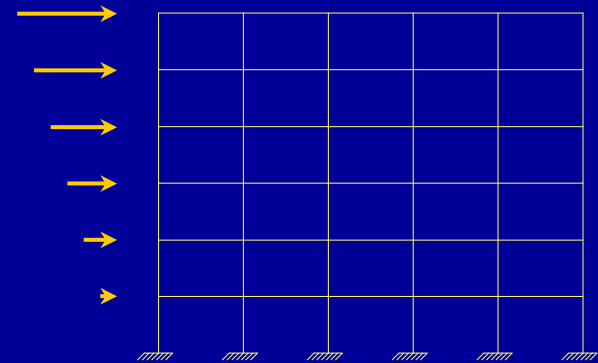
## 1 - Valutazione degli spostamenti di collasso

Si sceglie una opportuna distribuzione di forze

$$F_i = m_i \Phi_i$$

Si fanno crescere le forze fino al collasso

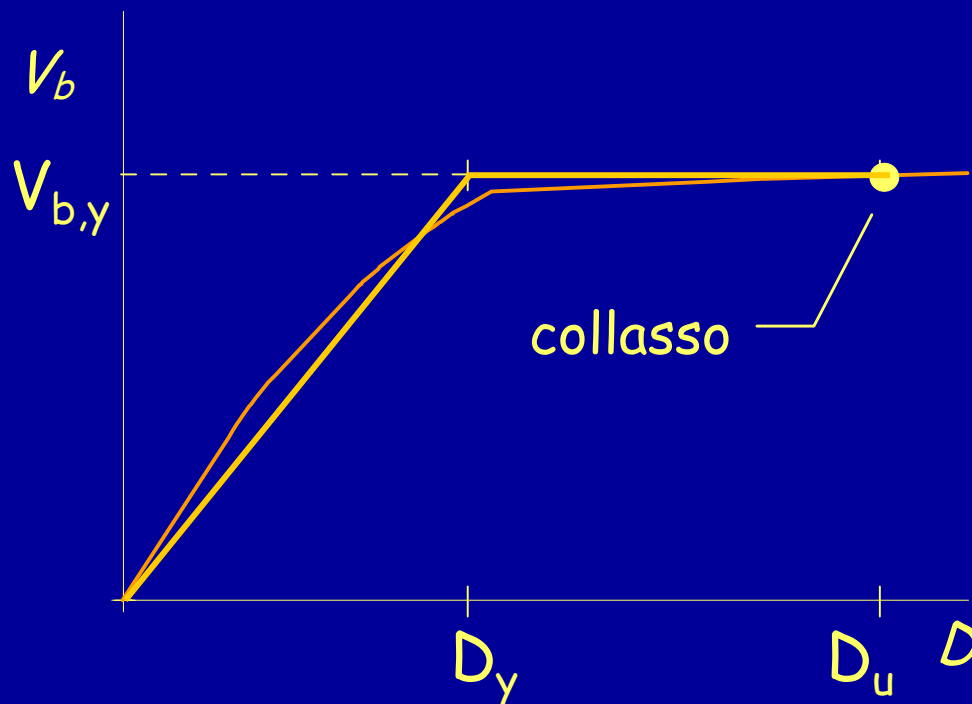
Nel diagramma:  
ascisse = spostamento in testa  $D$   
ordinate = taglio alla base  $V_b$



# Applicazione dell'analisi statica non lineare

## 2 - Idealizzazione della curva $V_b-D$

Si sostituisce la curva reale con una bilatera equivalente

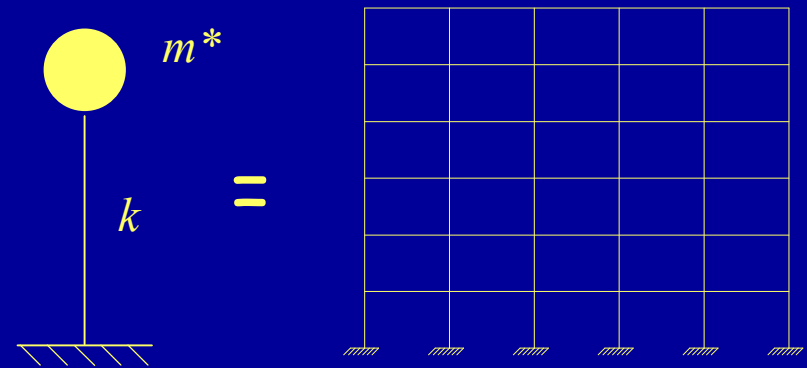


L'area sottesa dalla bilatera deve essere uguale all'area sottesa dalla curva

# Applicazione dell'analisi statica non lineare

## 3 - Oscillatore semplice equivalente

Si individua l'oscillatore semplice equivalente alla struttura reale



rigidezza  $k = \frac{V_{b,y}}{D_y}$

massa  $m^* = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i}{\Phi_n}$

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



# Applicazione dell'analisi statica non lineare

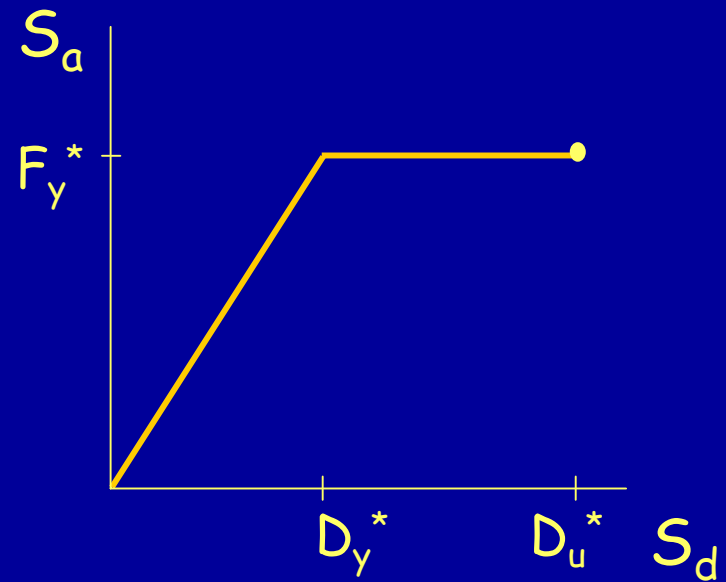
## 3 - Oscillatore semplice equivalente

Si scala il diagramma forze - spostamenti in modo da renderlo comparabile con un diagramma spettro accelerazioni - spettro spostamenti

$$F^* = \frac{V_b}{m^* \Phi_n \Gamma} \quad D^* = \frac{D}{D_n \Gamma}$$

con

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i^2}$$



# Applicazione dell'analisi statica non lineare

## 4 - Confronto con spostamento richiesto

Si valuta lo spostamento massimo provocato dal sisma

Lo spostamento (per oscillatore elastico) è legato all'accelerazione dalla relazione

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

Se il periodo è sufficientemente alto si può ritenere che lo spostamento dell'oscillatore elasto-plastico coincida con quello dell'oscillatore elastico

In caso contrario, esistono formule che li mettono in relazione

Si confronta lo spostamento da sisma con quello di collasso

# Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché supera le incertezze legate alla valutazione di  $q$ . Ma:

- Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?



Nell'esempio qui a fianco sì, ma non è sempre vero

# Analisi statica non lineare

L'idea è ottima, perché supera le incertezze legate alla valutazione di  $q$ . Ma:

- Gli spostamenti di collasso valutati con forze statiche coincidono con quelli dinamici?
- Quanto è affidabile la previsione degli spostamenti che la struttura subirà durante un terremoto?

Inoltre, essa può essere usata solo per verifica (richiede una preliminare definizione delle resistenze)

# FINE

Prima parte tratta dalla presentazione  
SilviMarina

Il seguito è tratto, con ampie modifiche,  
dalle presentazioni  
Azioni3, Azioni4, Azioni6, Azioni7

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Ghersi

realizzazione

A. Ghersi

ultimo aggiornamento

3/06/2005