

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 verifiche Consentite per
In particolare opere di classe 1
oppure
Tutte le opere in materiali con modesto
comportamento plastico
Costruzioni con
relazione lineare tra azioni e
sollecitazioni (punti 2.8, 5.1.2.3)

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

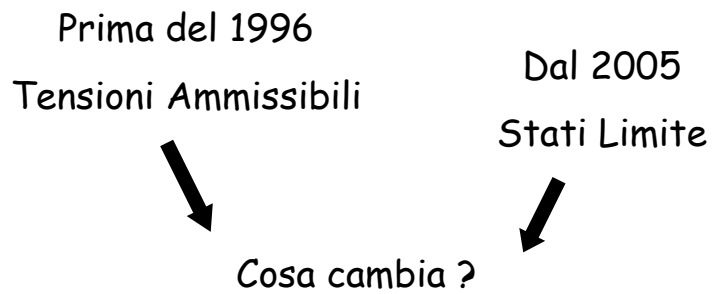
vita utile 50 anni
periodo di ritorno sisma 500 anni

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



Differenze

Concettuali

S.L. ↔ 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

Eurocodice 2, punto 2.1

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 ²]
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/m² 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 ?

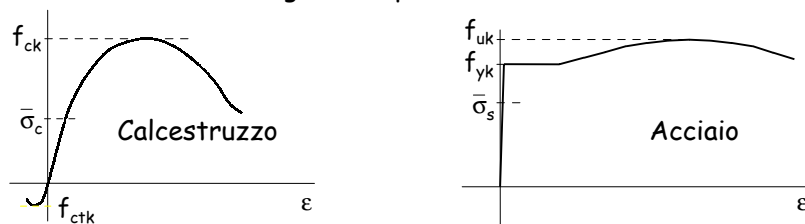
No, perché la possibilità di avere resistenza inferiore o azioni superiori porta ad un rischio di crollo non sufficientemente basso

E' necessario applicare coefficienti di sicurezza

In che modo ?

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagrammi sperimentali

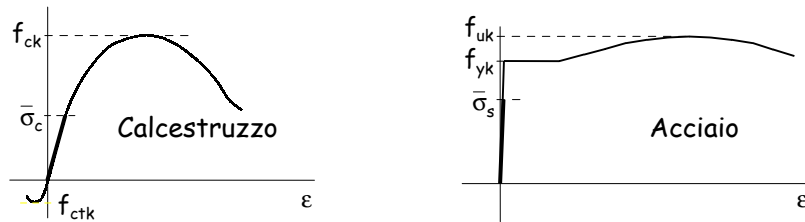


Si considerano "ammissibili" valori delle tensioni molto ridotti rispetto a quelli di rottura

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{f_{ck}}{\gamma} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_{yk}}{\gamma}$$

Prima possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza alla resistenza

Diagrammi di calcolo



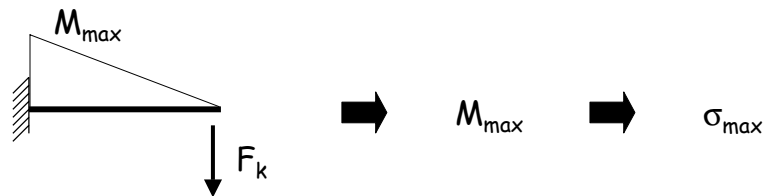
Per valori delle tensioni inferiori a quelli ammissibili il legame tensioni-deformazioni è lineare

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)

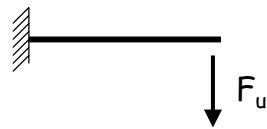
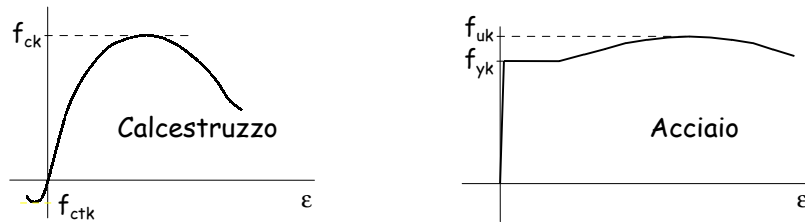


e controllare che sia inferiore a quella ammissibile

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

Seconda possibilità: applicare un coefficiente di sicurezza ai carichi

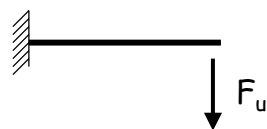
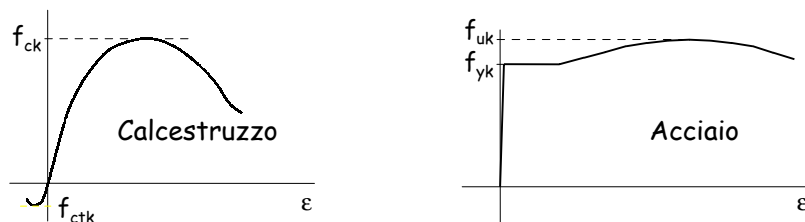
Diagrammi sperimentali



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

solaio	q [kN/m ²]
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/m² q_k
frattile 95%

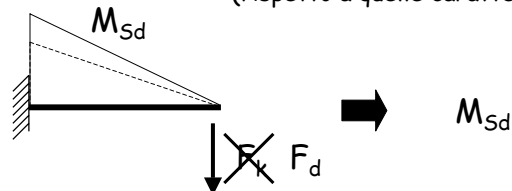
Si usa come valore di calcolo un frattile più alto (99.5%)

q_d

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 inferiore 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

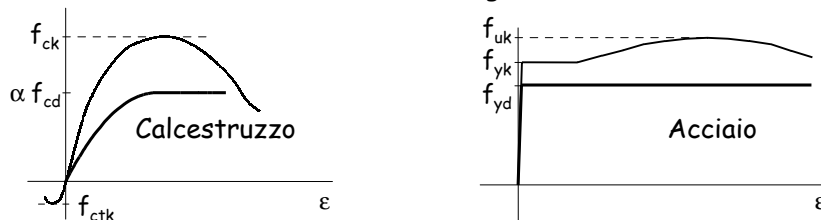
Verifica allo stato limite ultimo

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
sopportar
della

Rispetto alle tensioni ammissibili:

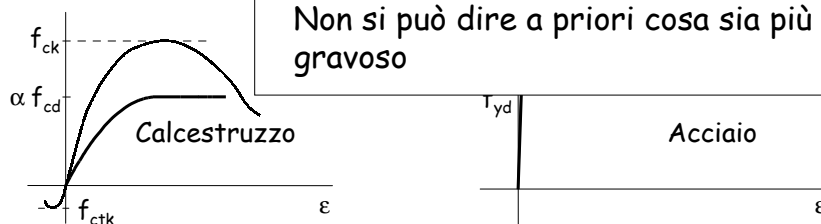
I carichi

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)

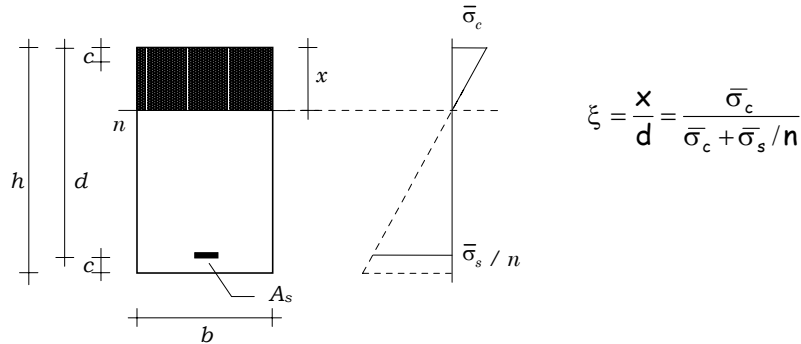
Confronto

tensioni ammissibili - stato limite ultimo

Stati limite e tensioni ammissibili:
alcuni esempi

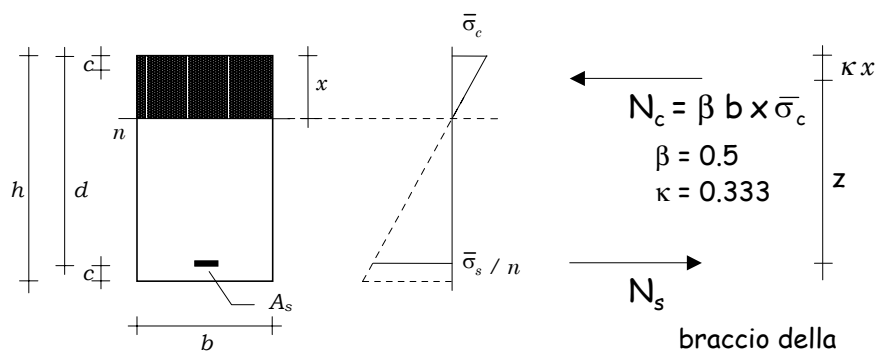
(indipendentemente dal sisma)

Momento flettente Progetto - tensioni ammissibili



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

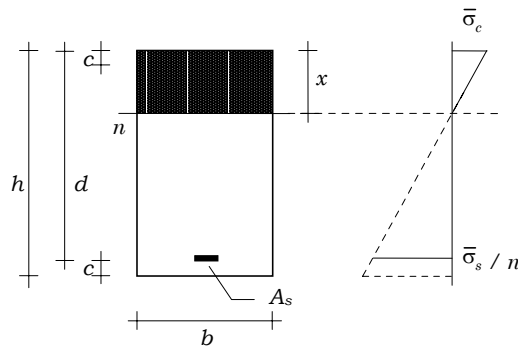
Momento flettente Progetto - tensioni ammissibili



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

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

Momento flettente Progetto - tensioni ammissibili



Si ottiene:

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

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

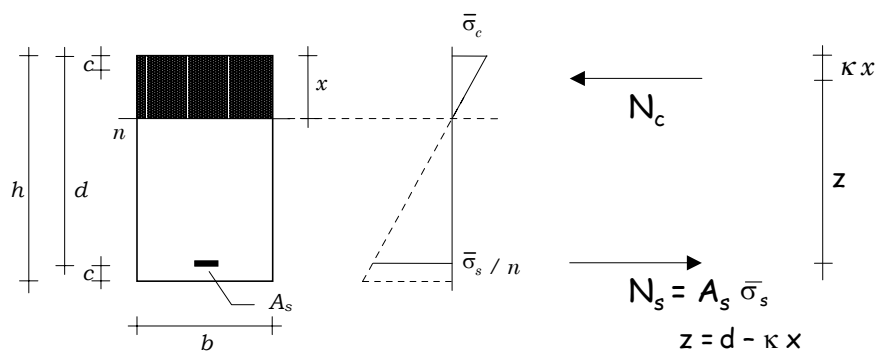
con:

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

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

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

Momento flettente Progetto - tensioni ammissibili

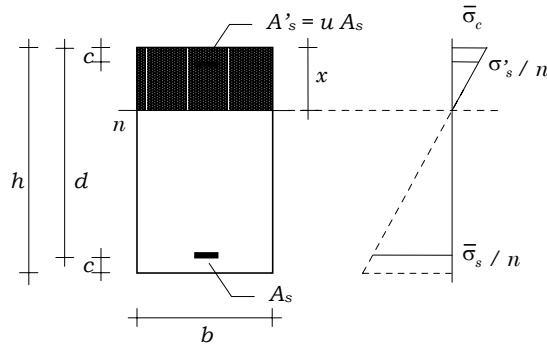


3 - Si impone l'equilibrio alla rotazione
rispetto alla risultante N_c

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

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

Momento flettente Progetto - tensioni ammissibili



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

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

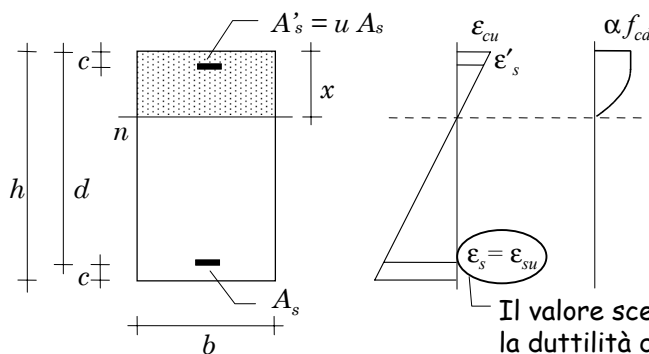
$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

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

Analogamente per sezione
a doppia armatura

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

Momento flettente Progetto - stato limite ultimo



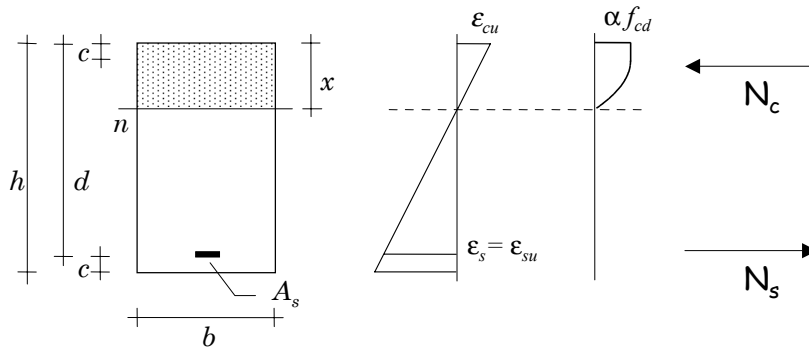
$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}}$$

Il valore scelto per ϵ_s condiziona
la duttilità della sezione

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

Buona
duttività con
 $\epsilon_{su} = 10 \times 10^{-3}$

Momento flettente Progetto - stato limite ultimo

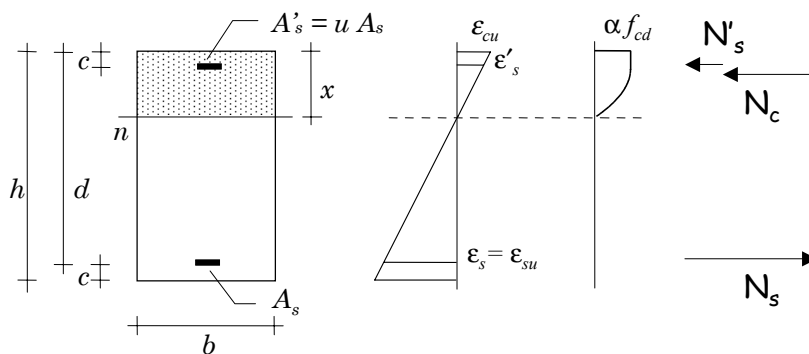


2 - Dall'equilibrio alla rotazione
rispetto all'armatura si ottiene

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

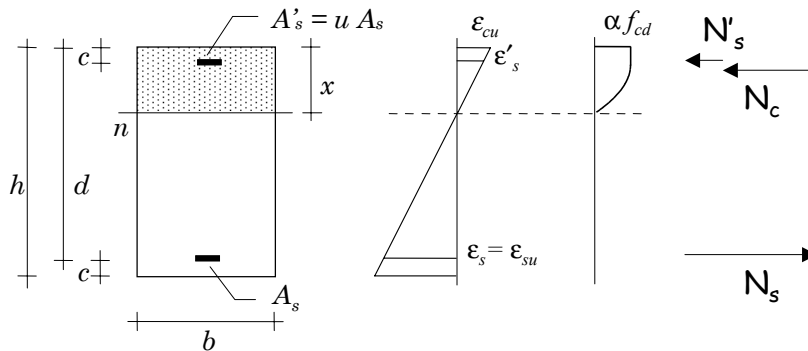
con: $r = \frac{1}{\sqrt{\beta \xi (1 - \kappa \xi) \alpha f_{cd}}}$

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)

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

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

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25$ 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	$d = r' \sqrt{\frac{M_{Sd}}{b}}$	$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 d f_{yd}}$
-----	----------------------------------	-------------------------------------

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

Acciaio Fe B 44 k

Momento flettente Progetto - confronto

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

TA	$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$	$A_s = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$
	0.025	

Per sezione con armatura compressa si può ridurre un po' l'altezza 25% in meno allo SLU per $u=0.50$

SLU	$d = r' \sqrt{\frac{M_{Sd}}{b}}$	$A_s = \frac{M_{Sd}}{0.9 d f_{yd}}$
	0.0155	

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25$ 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 $\frac{M}{\bar{\sigma}_s} \cong \frac{1.45 M}{f_{yd}}$

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

Calcestruzzo di classe $R_{ck} = 25$ 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 θ 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

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

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

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:

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

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

Ordinanze 3274 - 3431, punto 3.3

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	$g_k + s q_k$	$g_k + \varphi \psi_2 q_k$	
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

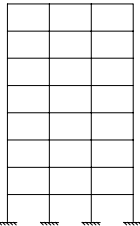
	ψ_2
Abitazioni, uffici non aperti al pubblico	0.30
Scuole, negozi, autorimesse	0.60
Tetti, coperture con neve	0.20
Magazzini, archivi, scale	0.80
Vento, variazione termica	0

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

Valutazione delle masse per SLU

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

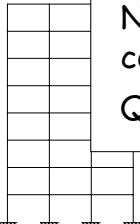
φ tiene conto della probabilità di avere i carichi quasi permanenti a tutti i piani

	Usa non correlato	Piani con uso correlato	Archivi
	1.0		
	0.5		
	...	0.8	
	...	0.8	
	...	0.8	
	...		1.0
	0.5		

Valutazione delle masse per SLU

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

φ tiene conto della probabilità di avere i carichi quasi permanenti a tutti i piani

	...	1.0
	0.5	

Nota:
 Nell'attuale versione del T.U. il coefficiente φ non compare più
 Quindi il T.U. assume $\varphi=1$, sempre

Calcolo per SLU e per SLD

	SLU	SLD
Carichi verticali:	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \cancel{\psi_0} q_k$ ψ_2
Forze orizzontali:		Ord. 3431 ψ_2
Masse W	$g_k + \phi \psi_2 q_k$	$g_k + \phi \cancel{\psi_0} q_k$
Forze	spettro di progetto (con q)	spettro elastico con $a_g/2.5$

Ordinanze 3274 - 3431, punto 3.3

Calcolo per SLU e per SLD

	SLU	SLD
Carichi	<p>Nota: L'attuale versione del T.U. propone spettri diversi per SLU e SLD</p>	$g_k + \cancel{\psi_0} q_k$ ψ_2
Forze		
Masse		ψ_2 $\phi \cancel{\psi_0} q_k$
Forze		spettro di progetto (con q)

Ordinanze 3274 - 3431, punto 3.3

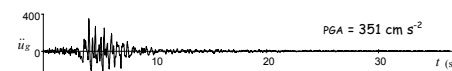
La nuova normativa sul calcolo strutturale

2. Spettri di risposta e di progetto

Spettro di risposta elastico

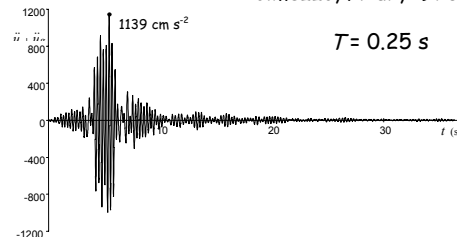
Riporta la massima accelerazione di uno schema a un grado di libertà, provocata da un assegnato terremoto, in funzione del periodo proprio T

accelerogramma



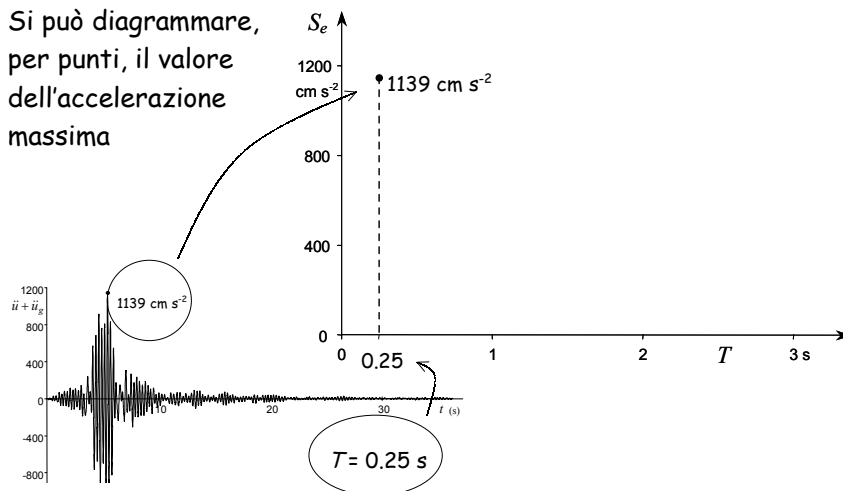
Tolmezzo, Friuli, 1976

risposta (elastica)



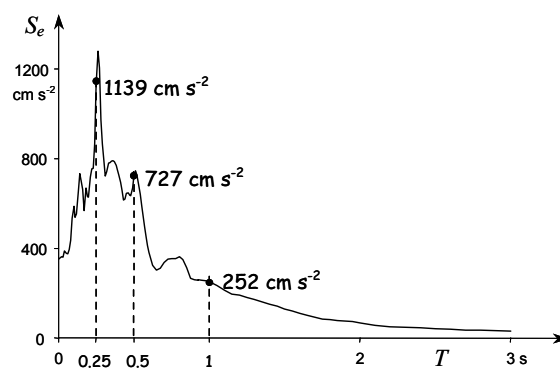
Spettro di risposta elastico

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



Spettro di risposta elastico

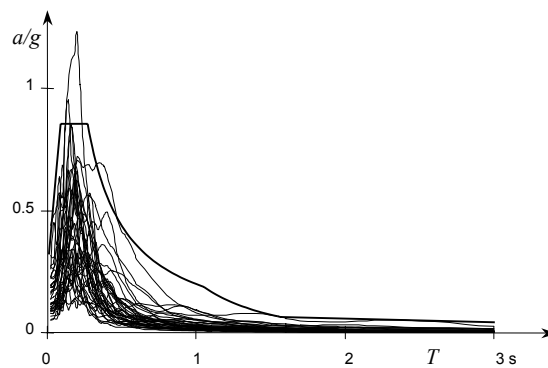
Si può diagrammare,
per punti, il valore
dell'accelerazione
massima



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

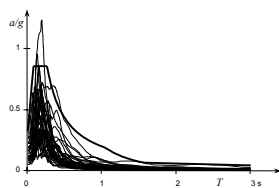
Spettro di risposta elastico

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

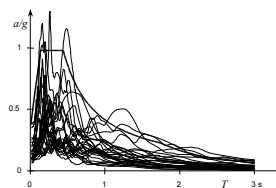


Si può quindi definire una curva che inviluppa tutti gli spettri di risposta, o che viene superata solo occasionalmente

Spettro di risposta elastico



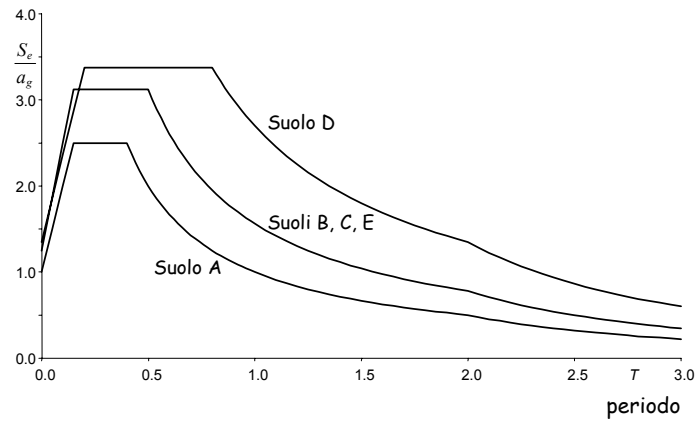
In zone differenti e su terreni differenti si otterranno risultati diversi



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

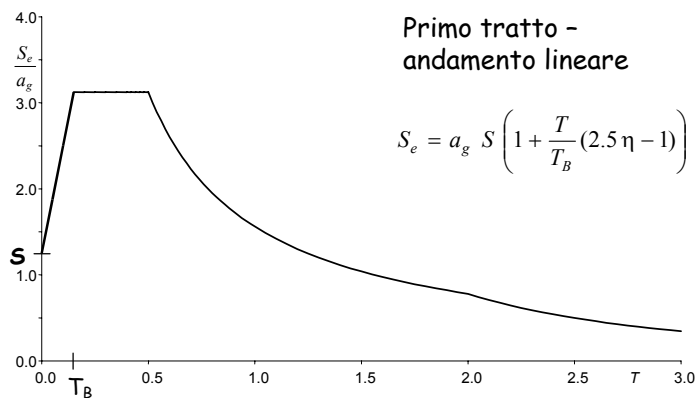
Spettri di risposta elastica di normativa

accelerazione (normalizzata)



Ordinanza 3274, punto 3.2.3

Spettri di risposta elastica di normativa



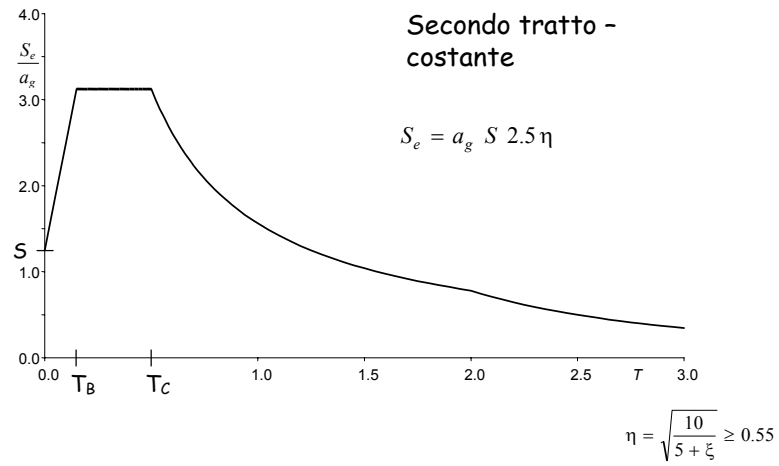
Primo tratto -
andamento lineare

$$S_e = a_g S \left(1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right)$$

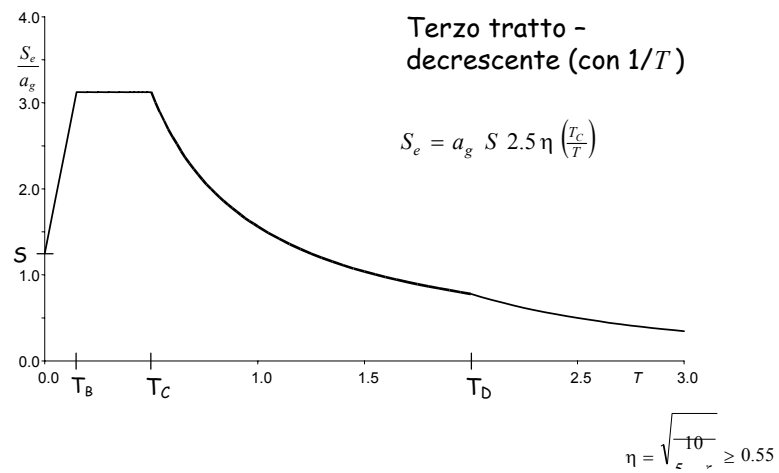
Amplificazione, legata
al tipo di terreno

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{\nu}} \geq 0.55$$

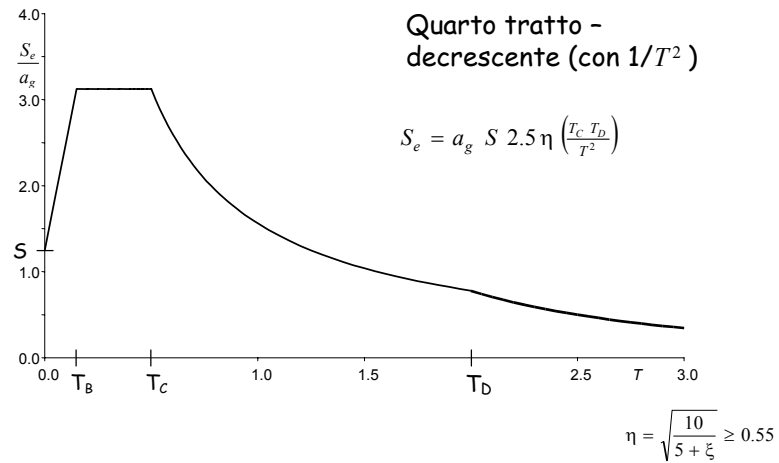
Spettri di risposta elastica di normativa



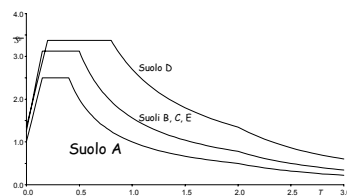
Spettri di risposta elastica di normativa



Spettri di risposta elastica di normativa



Spettri di risposta elastica di normativa



Suolo A

Formazioni litoidi o suoli
omogenei molto rigidi

$V_{S30} > 800$ m/s

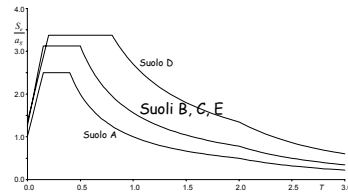
$$S = 1 \quad T_A = 0.15 \text{ s} \quad T_B = 0.4 \text{ s}$$

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

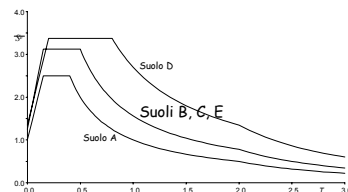
Depositi di sabbie e ghiaie
molto addensate o argille
molto consistenti

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

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

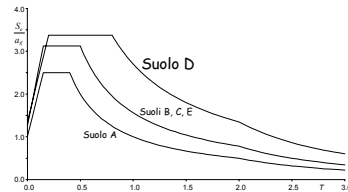
Depositi di sabbie e ghiaie
mediamente addensate o
argille di media consistenza

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

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

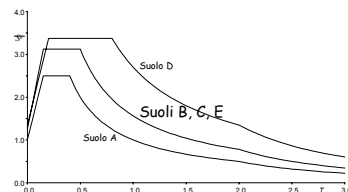
Depositi di terreni granulari da
sciolti a poco addensati oppure
coesivi da poco a
mediamente consistenti

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

Resistenza penetrometrica
 $N_{SPT} < 15$

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

Spettri di risposta elastica di normativa



V_{S30}

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

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

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

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

$$\text{Coesione non drenata} \\ 10 < c_u < 20 \text{ kPa}$$

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
 $N_{SPT} = 40$

SONDAGGIO N° 6

ATTREZZATURA ATLAS A50
CAROTIERE Ø 101 mm
CROSSI TECNICI (OGNIRICI) S

Scala 1:50	Profondità	Stratigrafia	Descrizione	Pressioni	Chiusa standard C.C.M. (kn/m²)	Chiusa dinamica C.C.M. (kn/m²)	Falda	N° S.P.T.	Q.G.D.	Pluviometro
1	0.00		Altezza di spunto normale		0.00					
2	1.00		12 m - sabbie marnose	0.00	0.00			26		
3	1.50		6.1 m - argille grigio-brune	0.00	0.00			47		
4	2.00		1.9 m - marne sabbiose	0.00	0.00			16		
5	2.50		6.5 m - argille marnose	0.00	0.00			18		
6	3.00		3.5 m - ciottoli, argille brune	0.00	0.00			40		
7	3.50			0.00	0.00					
8	4.00			0.00	0.00					
9	4.50			0.00	0.00					
10	5.00			0.00	0.00					
11	5.50			0.00	0.00					
12	6.00			0.00	0.00					
13	6.50			0.00	0.00					
14	7.00			0.00	0.00					
15	7.50			0.00	0.00					
16	8.00			0.00	0.00					
17	8.50			0.00	0.00					
18	9.00			0.00	0.00					
19	9.50			0.00	0.00					
20	10.00			0.00	0.00					
21	10.50			0.00	0.00					
22	11.00			0.00	0.00					
23	11.50			0.00	0.00					
24	12.00			0.00	0.00					
25	12.50			0.00	0.00					
26	13.00			0.00	0.00					
27	13.50			0.00	0.00					
28	14.00			0.00	0.00					
29	14.50			0.00	0.00					
30	15.00			0.00	0.00					
31	15.50			0.00	0.00					
32	16.00			0.00	0.00					
33	16.50			0.00	0.00					
34	17.00			0.00	0.00					
35	17.50			0.00	0.00					
36	18.00			0.00	0.00					
37	18.50			0.00	0.00					
38	19.00			0.00	0.00					
39	19.50			0.00	0.00					
40	20.00			0.00	0.00					

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
 $N_{SPT} = 40$

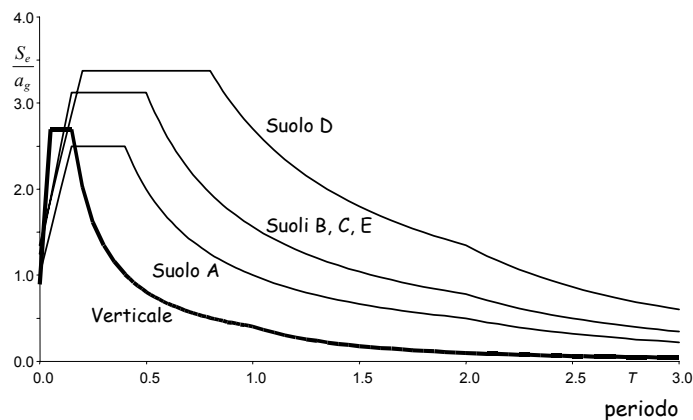
$$N_{SPT} = \frac{30}{\frac{12}{26} + \frac{6.1}{47} + \frac{1.9}{16} + \frac{6.5}{18} + \frac{3.5}{40}}$$

$$N_{SPT} = 25.9$$

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	$0.35 / 2.5 = 0.14$ g
2	$0.25 / 2.5 = 0.10$ g
3	$0.15 / 2.5 = 0.06$ g
4	$0.05 / 2.5 = 0.02$ g

Ordinanza 3274, punto 3.2.5

Spettri di risposta elastica di normativa

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

Per s... a
usare... stesso
spett... 2.5

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

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

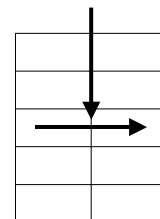
Ordinanza 3274, punto 3.2.5

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

Azioni orizzontali comparabili con le azioni verticali

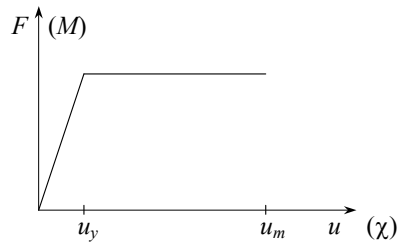
Le sollecitazioni provocate dalle azioni orizzontali sono molto forti

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



Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico

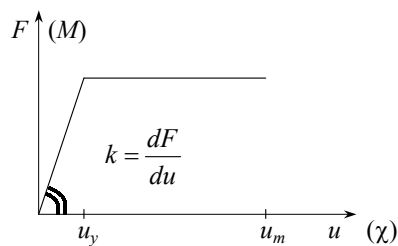


È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



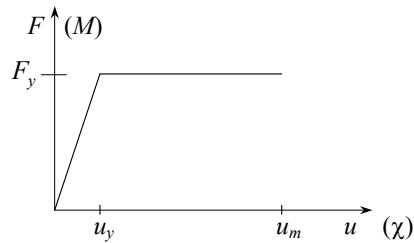
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Rigidezza = inclinazione del diagramma

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



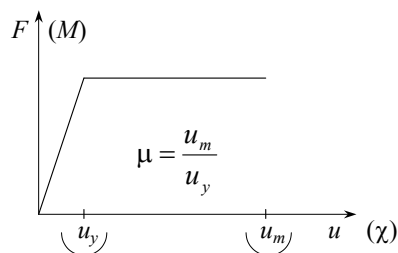
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Resistenza = soglia di plasticizzazione

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



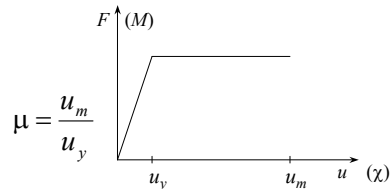
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

Progettazione di strutture elasto-plastiche

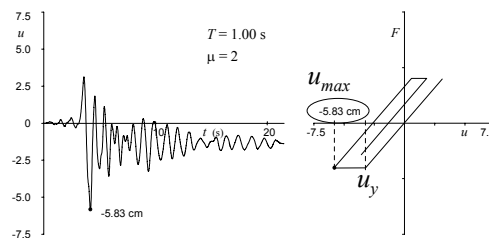
È possibile progettare la struttura con una forza ridotta, accettando la sua plasticizzazione, purché la duttilità disponibile



sia maggiore di quella richiesta

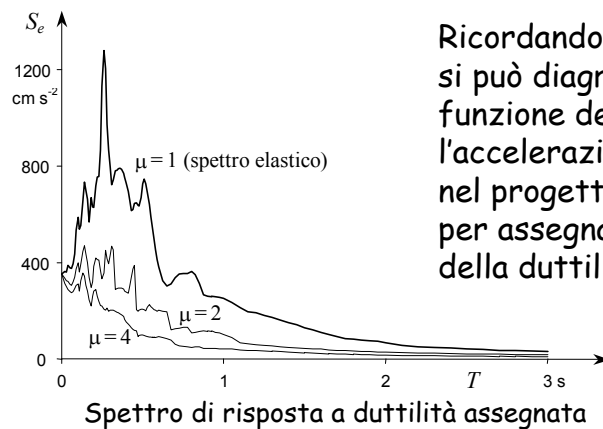
$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y}$$

Risposta elasto-plastica



Progettazione di strutture elasto-plastiche

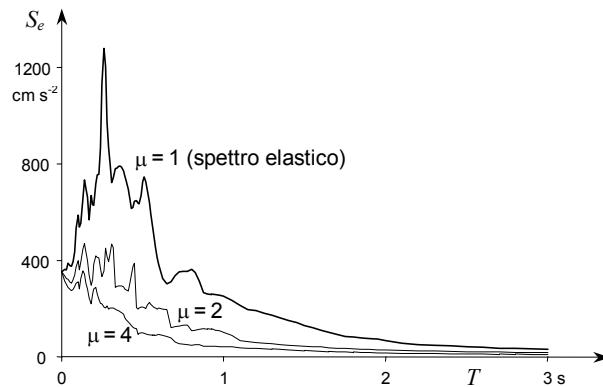
La resistenza può essere ridotta tanto da far coincidere la duttilità disponibile con quella richiesta



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

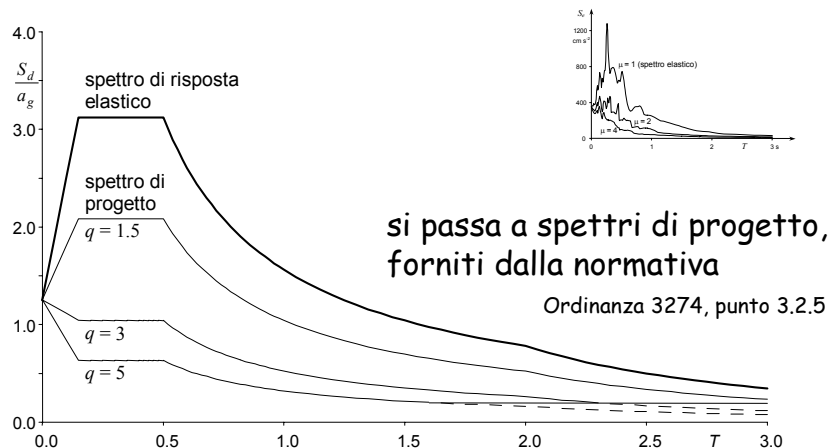
Spettri di progetto di normativa

Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata

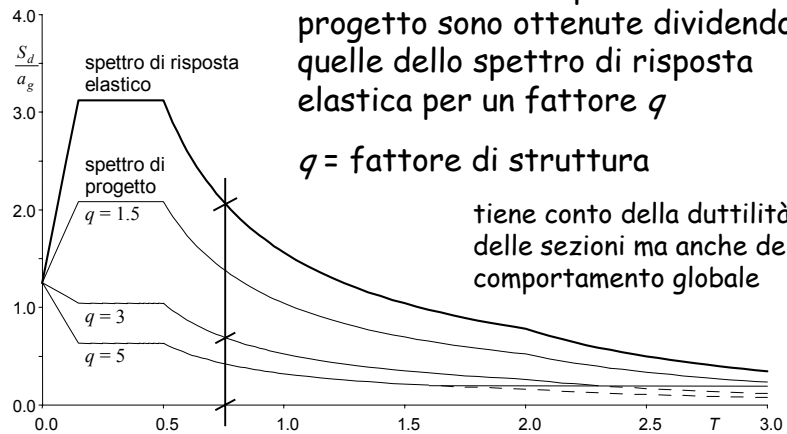


Spettri di progetto di normativa

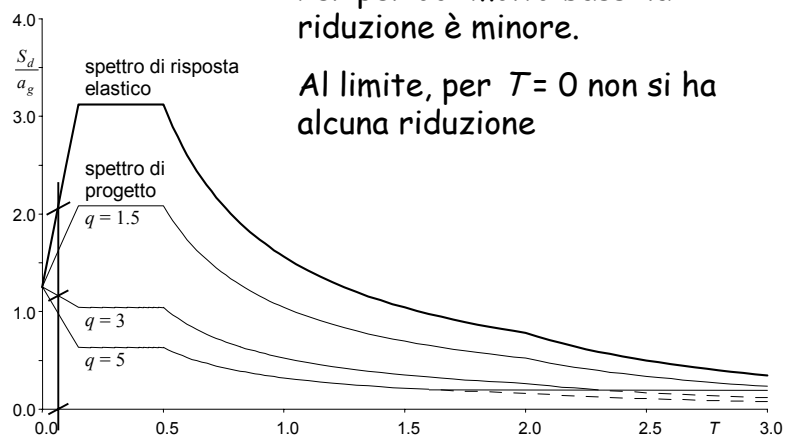
Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata



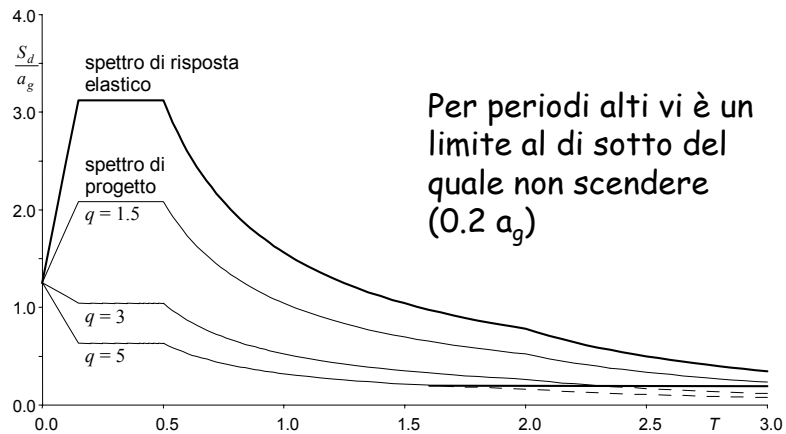
Spettri di progetto di normativa



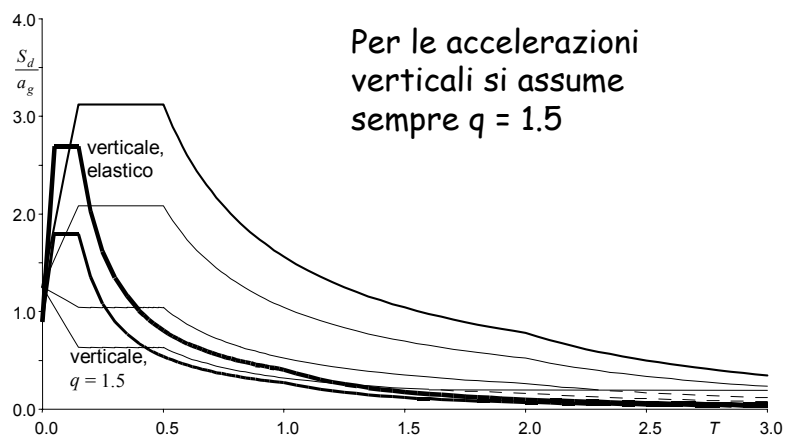
Spettri di progetto di normativa



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

$$q = q_0 K_D K_R$$

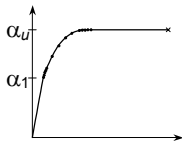
Dipende da:

- Tipologia strutturale
- Duttilità 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)



	α_u / α_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

Ordinanza 3274, punto 4.5

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)

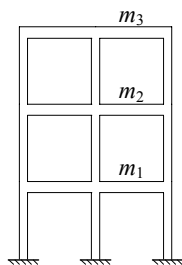
È l'approccio tradizionale:

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

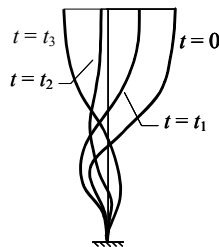
Force based design

Progettazione basata sulle forze

Analisi dinamica - moto libero

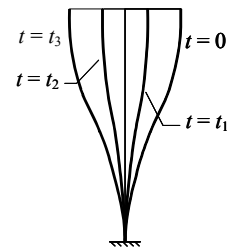


Assegnando una deformata iniziale generica



la forma varia man mano

Assegnando una particolare deformata iniziale

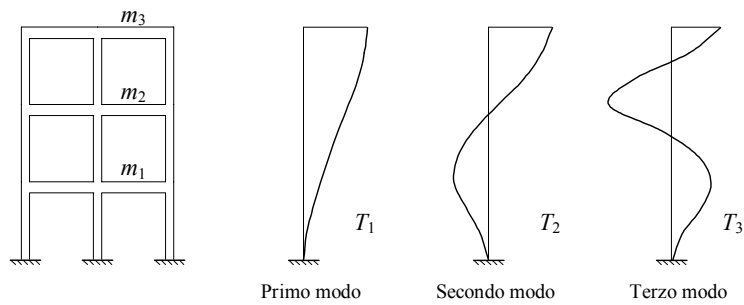


la forma resta la stessa
modo di oscillazione libera del sistema

Modi di oscillazione libera

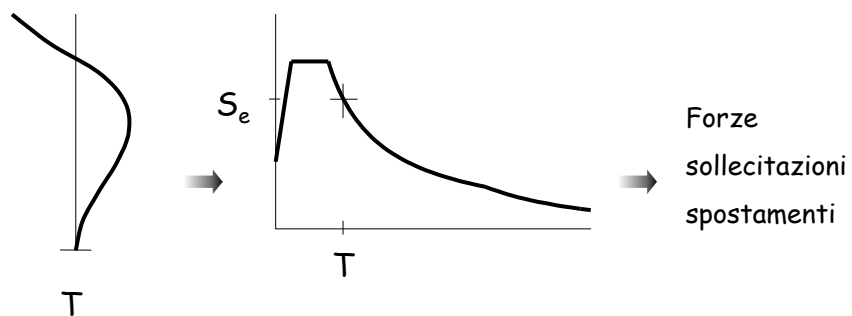
Telaio piano (con traversi inestensibili):

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

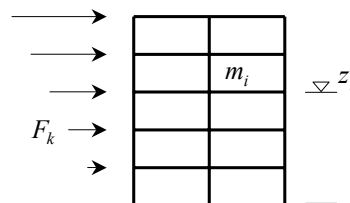
In generale, è opportuno considerare tanti modi da:

- 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

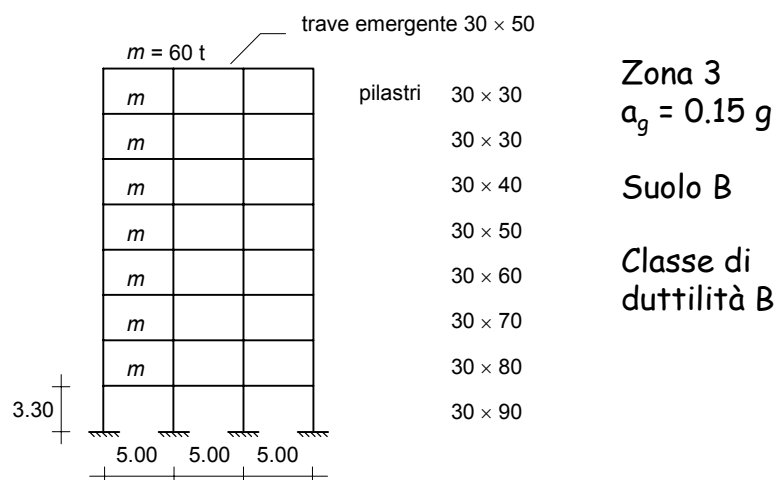
Considerazioni

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

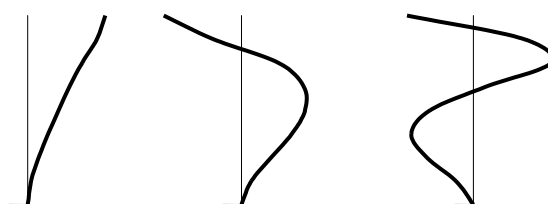
- in questo caso è opportuno usare la sovrapposizione quadratica completa (CQC)

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



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 %

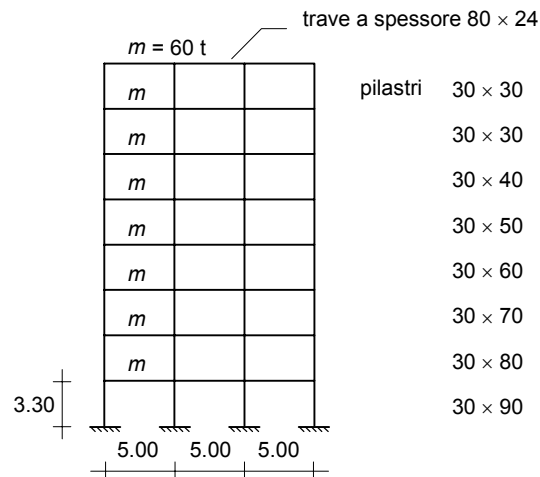
Forze modali - statiche [kN]
Edificio con travi emergenti

piano	modale			analisi
	modo 1	modo 2	modo 3	statica
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

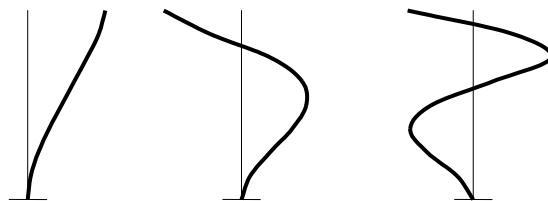
Tagli modali - statici [kN]
Edificio con travi emergenti

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
	modo 1	modo 2	modo 3	statica
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

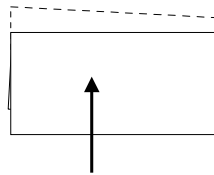
Tagli modali - statici [kN]
Edificio con travi a spessore

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?

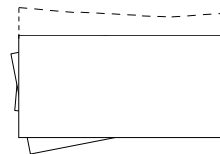
L'analisi statica fornisce risultati attendibili purché:
- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)

Analisi statica



Per edifici con forti rotazioni, non va bene

Analisi modale



modo 1

modo 2

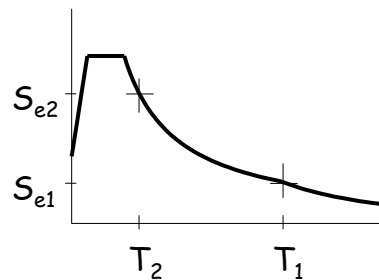
involuppo

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 λ 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

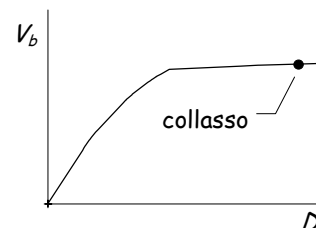
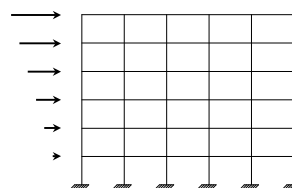
Applicazione dell'analisi statica non lineare 1 - Valutazione degli spostamenti di collasso

Si sceglie una opportuna distribuzione di forze

$$F_i = m_i \Phi_i$$

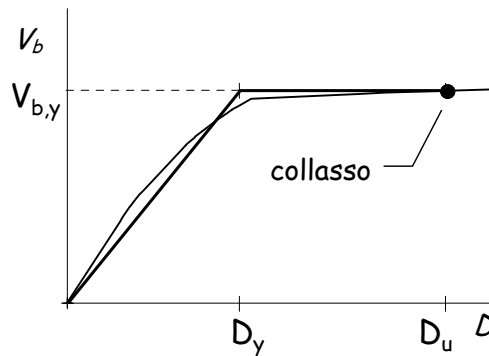
Si fanno crescere le forze fino al collasso

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

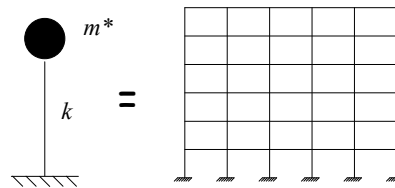
Si sostituisce la curva reale con una bilaterale equivalente



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

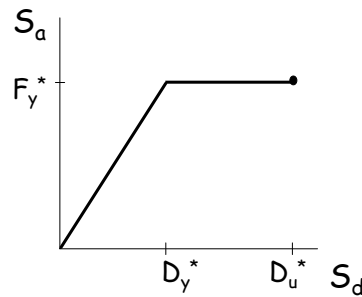
periodo $T = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k}}$

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

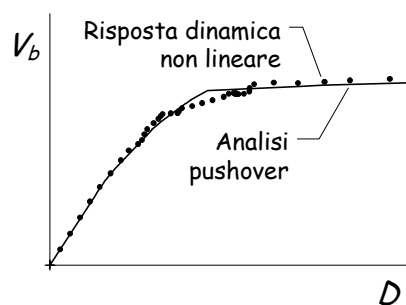
In caso contrario, esistono formule che li mettono in relazione

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

realizzazione

ultimo aggiornamento

A. Gherzi

A. Gherzi

3/06/2005