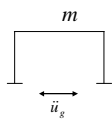


Comportamento elastico e comportamento oltre il limite elastico

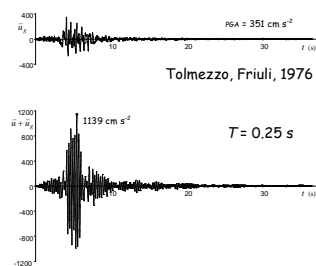
Breve richiamo:
comportamento elastico

RICHIAMI

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

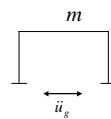


Risposta del sistema
ad un accelerogramma

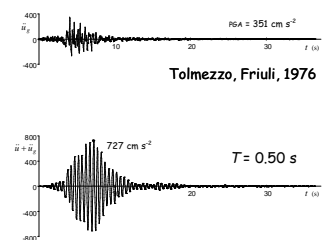


RICHIAMI

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

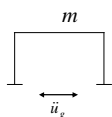


Cambiando il periodo
dell'oscillatore,
cambia la risposta

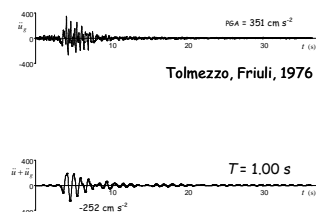


RICHIAMI

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)



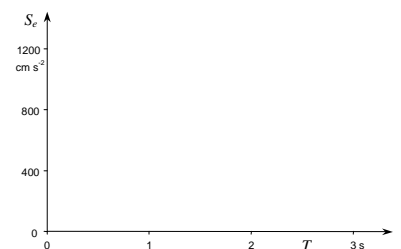
Cambiando il periodo
dell'oscillatore,
cambia la risposta



RICHIAMI

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

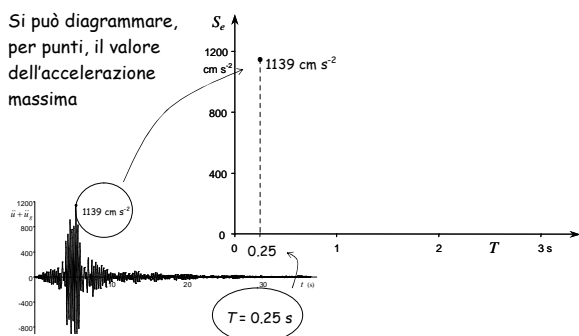
Si può diagrammare,
per punti, il valore
dell'accelerazione
massima



RICHIAMI

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

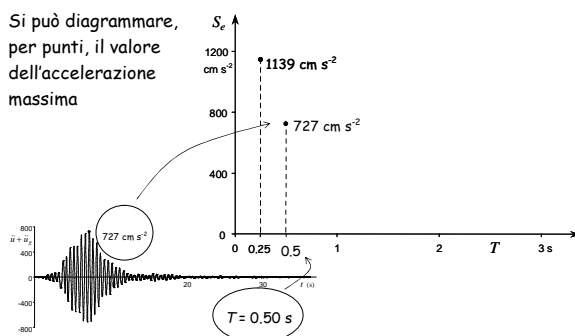
Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima



RICHIAMI

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

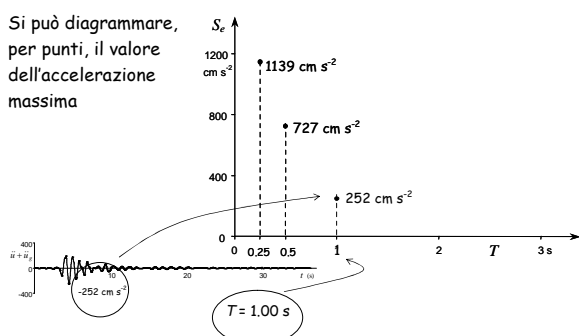
Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima



RICHIAMI

Oscillazioni forzate (moto del terreno - accelerogramma)

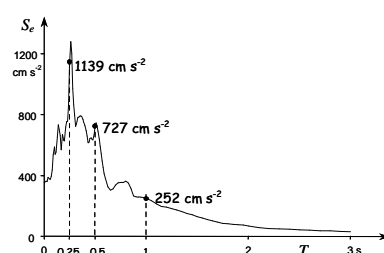
Si può diagrammare, per punti, il valore dell'accelerazione massima



RICHIAMI

Oscillazioni forzate Spettro di risposta

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

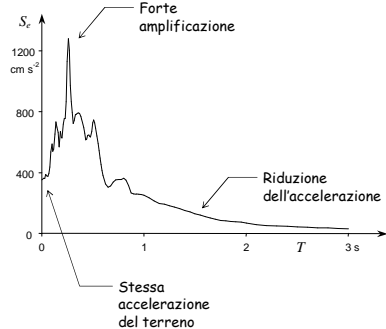


Il diagramma ottenuto unendo i vari punti viene detto "spettro di risposta" (in termini di accelerazione)

RICHIAMI

Oscillazioni forzate Spettro di risposta (accelerazione)

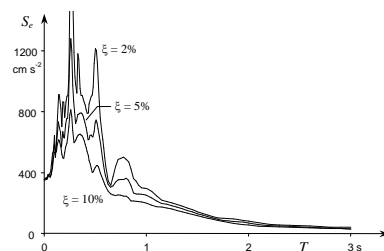
L'andamento dell'accelerazione massima dipende dal periodo proprio del sistema



RICHIAMI

Oscillazioni forzate Spettro di risposta (accelerazione)

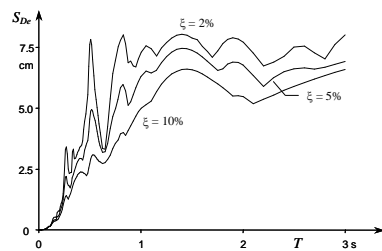
Al variare dello smorzamento si ottengono diverse curve



RICHIAMI

Oscillazioni forzate Spettro di risposta (spostamento)

Allo stesso modo si può diagrammare lo spostamento relativo massimo in funzione del periodo

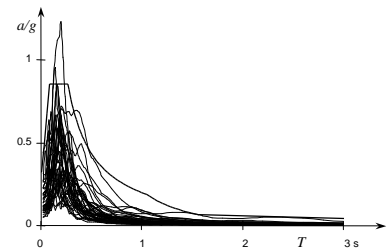


Il diagramma così ottenuto viene detto "spettro di risposta" (in termini di spostamento)

RICHIAMI

Spettri di risposta

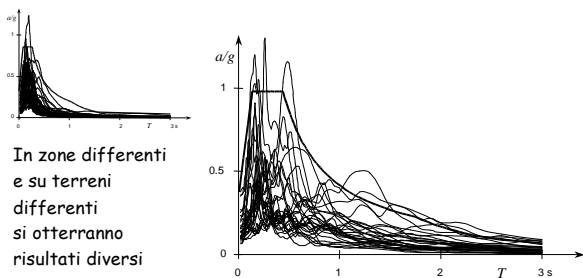
L'analisi di oscillatori semplici può essere ripetuta per diversi accelerogrammi (con un assegnato smorzamento)



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

RICHIAMI

Spettri di risposta

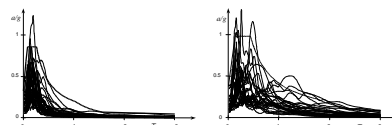


In zone differenti e su terreni differenti si otterranno risultati diversi

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

RICHIAMI

Spettri di risposta



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 D.M. 14/9/2005

Accelerazione di riferimento a_g
per terremoto con alto periodo di ritorno

Per strutture di classe 1:
probabilità di superamento del 10% in 50 anni

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

Per strutture di classe 2:
probabilità di superamento del 5% in 50 anni

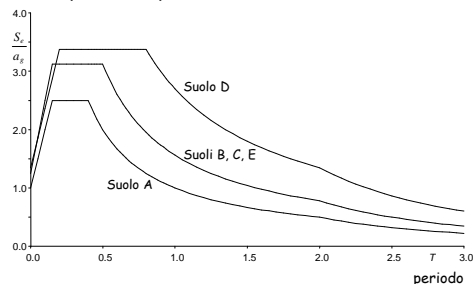
zona	1	2	3	4
a_g	0.49 g	0.35 g	0.21 g	0.07 g

cioè
moltiplicati
per 1.4

D.M. 14/9/05, punto 3.2.2.3

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno

accelerazione (normalizzata)

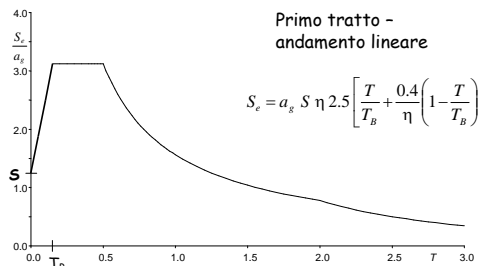


D.M. 14/9/05, punto 3.2.2.3.1

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno

Primo tratto -
andamento lineare

$$S_e = a_g S \eta 2.5 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{0.4}{\eta} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$



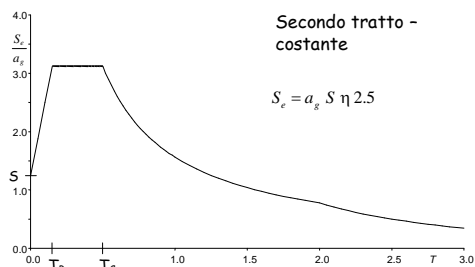
Amplificazione, legata
al tipo di terreno

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

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno

Secondo tratto -
costante

$$S_e = a_g S \eta 2.5$$

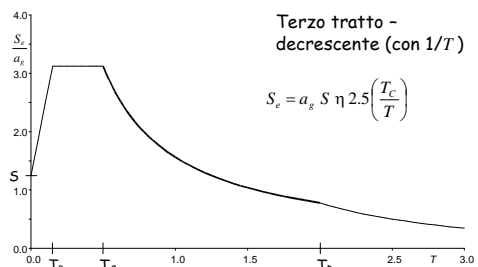


$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno

Terzo tratto -
decrescente (con 1/T)

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

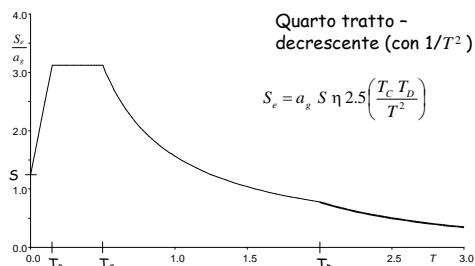


$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno

Quarto tratto -
decrescente (con 1/T²)

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



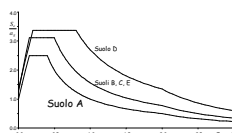
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno

Suolo A

Formazioni litoidi o suoli
omogenei molto rigidi

$V_{S30} > 800$ m/s



$$S = 1 \quad T_B = 0.15 \text{ s} \quad T_C = 0.4 \text{ s} \quad T_D = 2.0 \text{ s}$$

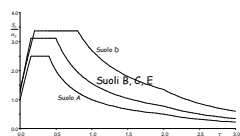
per terremoti con alto
periodo di ritorno

V_{S30}

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

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

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno



$S = 1.25$ $T_B = 0.15$ s $T_C = 0.5$ s
per terremoti con alto
periodo di ritorno

V_{S30}

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

Suolo B

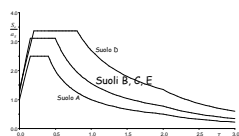
Depositi di sabbie e ghiaie
molto addensate o argille
molto consistenti

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

Resistenza penetrometrica
 $N_{SPT} > 50$

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

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno



Parametri come per B

V_{S30}

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

Suolo C

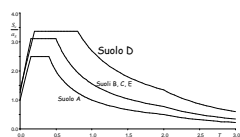
Depositi di sabbie e ghiaie
mediamente addensate o
argille di media consistenza

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

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

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

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno



$S = 1.35$ $T_B = 0.2$ s $T_C = 0.8$ s
per terremoti con alto
periodo di ritorno

V_{S30}

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

Suolo D

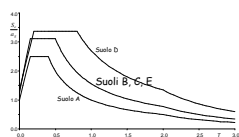
Depositi di terreni granulari da
sciolti a poco addensati oppure
coesivi da poco a
mediamente consistenti

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

Resistenza penetrometrica
 $N_{SPT} < 15$

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

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno



Parametri come per B

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 accelerazioni orizzontali, alto periodo di ritorno

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

Per questi tipi di terreno occorrono studi speciali

Suolo S2

Depositi di terreni soggetti a
liquefazione

Esempio

Dall'alto:

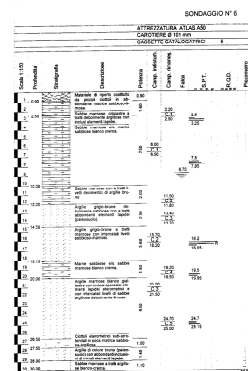
12 m - sabbie marnose
 $N_{SPT} = 26$

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
 $N_{SPT} = 18$

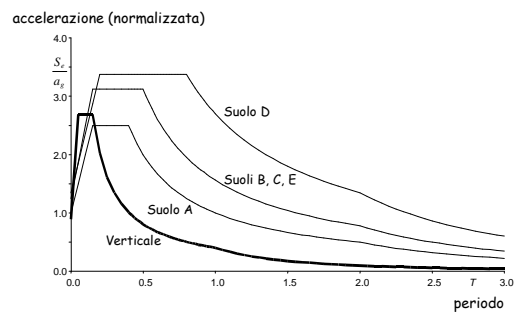
3.5 m - ciottoli, argille brune
 $N_{SPT} = 40$

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

$$N_{SPT} = 25.9$$

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

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali e verticali, alto periodo di ritorno



D.M. 14/9/05, punto 3.2.2.3.2

Accelerazione di riferimento a_{gd} per terremoto con basso periodo di ritorno

Per strutture di classe 1:
probabilità di superamento del 50% in 50 anni

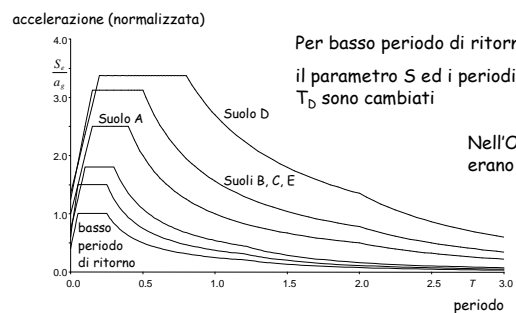
Per strutture di classe 2:
probabilità di superamento del 30% in 50 anni

Salvo più accurate valutazioni, si può assumere

$$a_{gd} = a_g / 2.5$$

D.M. 14/9/05, punto 3.2.2.3

Spettri di risposta elastica di normativa accelerazioni orizzontali, alto e basso periodo di ritorno



Per basso periodo di ritorno (SLD):
il parametro S ed i periodi T_B , T_C ,
 T_D sono cambiati

Nell'OPCM
erano uguali

D.M. 14/9/05, punto 3.2.2.6

Al di là del limite elastico:
sistemi a un grado di libertà

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

L'accelerazione massima del suolo, per terremoti
con elevato periodo di ritorno, è molto forte (0.35 g
in zone ad alta sismicità)

Per strutture con periodo medio-bassi si ha una
notevole amplificazione dell'accelerazione, rispetto
a quella del suolo (circa 2.5 volte)

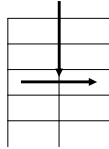
Le azioni inerziali (forze orizzontali indotte dal
sisma) possono essere comparabili con le azioni
verticali

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

Azioni orizzontali comparabili con le azioni verticali

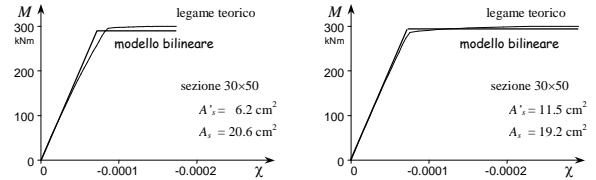
Le sollecitazioni provocate dalle azioni orizzontali sono molto forti

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



Comportamento oltre il limite elastico

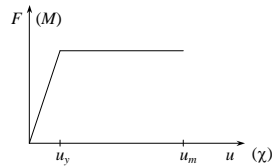
Occorre tener conto del comportamento non lineare delle singole sezioni



Il comportamento reale viene in genere rappresentato con un modello più semplice, bilineare (elastico-perfettamente plastico)

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico

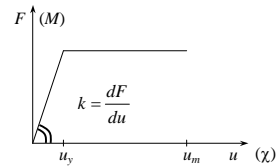


È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



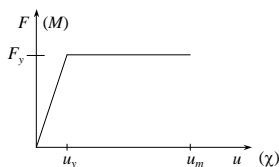
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Rigidezza = inclinazione del diagramma

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



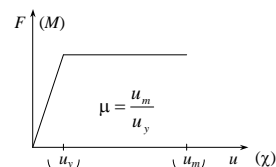
È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Resistenza = soglia di plasticizzazione

Comportamento oltre il limite elastico

Legame elastico-perfettamente plastico



È caratterizzato da tre parametri fondamentali:

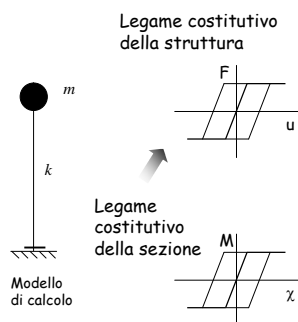
- Rigidezza
- Resistenza
- Duttilità

Duttilità = capacità di deformarsi plasticamente

Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico



Foto



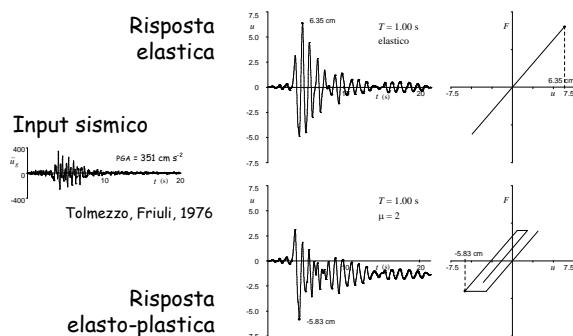
Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico

L'equazione del moto è formalmente la stessa, ma la rigidità non è più una costante

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k(u) u = -m \ddot{u}_g$$

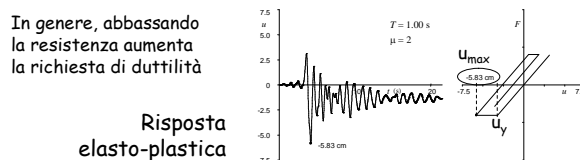
La risoluzione avviene per via numerica, in maniera analoga a quanto si fa per un oscillatore semplice elastico (ma con qualche complicazione in più)

Risposta sismica di un oscillatore semplice elasto-plastico



Richiesta di duttilità

Il rapporto tra lo spostamento massimo u_{\max} ottenuto come risposta al sisma e lo spostamento u_y di plasticizzazione è la duttilità necessaria al sistema per non collassare (richiesta di duttilità)



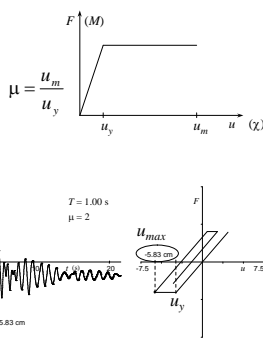
Progettazione di strutture elasto-plastiche

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

sia maggiore di quella richiesta

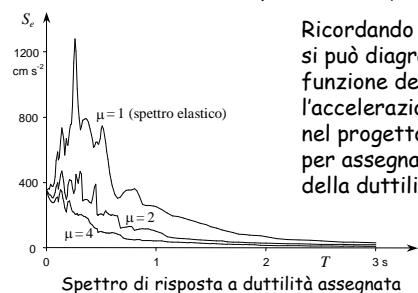
$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y}$$

Risposta elasto-plastica



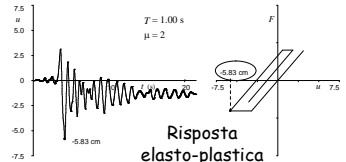
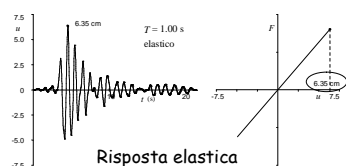
Progettazione di strutture elasto-plastiche

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

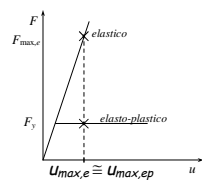


Ricordando che $F = m a$, si può diagrammare in funzione del periodo l'accelerazione da usare nel progetto, per assegnati valori della duttilità μ

Progettazione di strutture elasto-plastiche



Le analisi numeriche mostrano che lo spostamento di schemi elastici ed elasto-plastici è più o meno lo stesso



Progettazione di strutture elasto-plastiche

La forza di progetto può essere ottenuta dividendo

$$F_d$$

la forza necessaria per mantenere la struttura in campo elastico

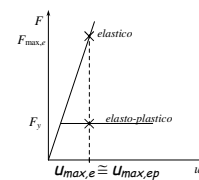
$$F_{max,e}$$

per la duttilità

$$\mu$$

$$F_d = F_y = \frac{F_{max,e}}{\mu}$$

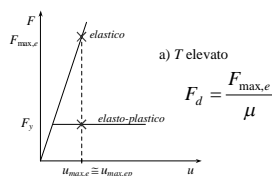
Le analisi numeriche mostrano che lo spostamento di schemi elastici ed elasto-plastici è più o meno lo stesso



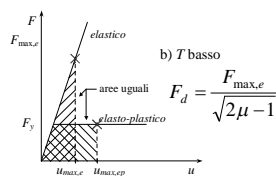
Progettazione di strutture elasto-plastiche

Il principio di uguaglianza di spostamenti vale solo per strutture con periodo medio-alto

Per strutture con periodo basso si può pensare ad una uguaglianza in termini energetici



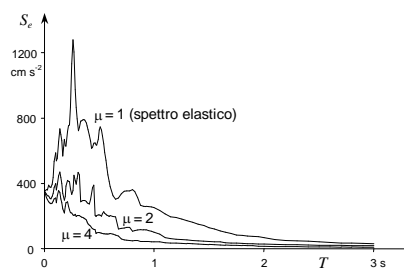
a) T elevato



b) T basso

Spettri di progetto di normativa

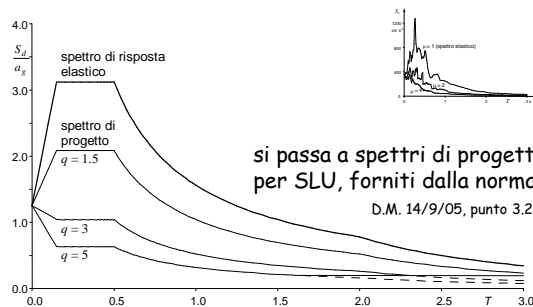
Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata



Spettri di progetto per SLU D.M. 14/9/2005

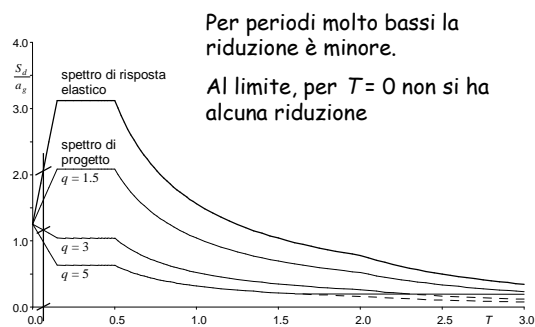
Spettri di progetto di normativa

Dagli spettri di risposta a duttilità assegnata



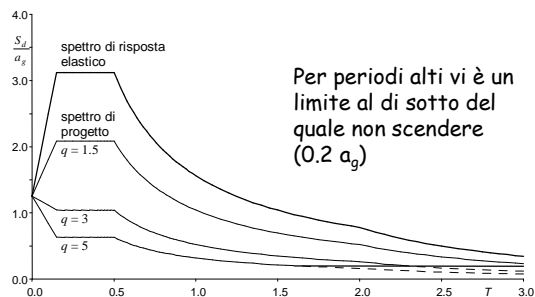
si passa a spettri di progetto per SLU, forniti dalla normativa
D.M. 14/9/05, punto 3.2.2.5

Spettri di progetto di normativa



Per periodi molto bassi la riduzione è minore.
Al limite, per $T = 0$ non si ha alcuna riduzione

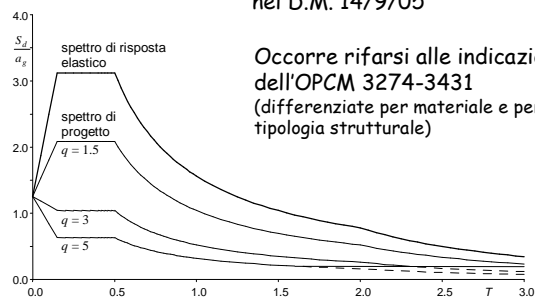
Spettri di progetto di normativa



Per periodi alti vi è un limite al di sotto del quale non scendere ($0.2 a_g$)

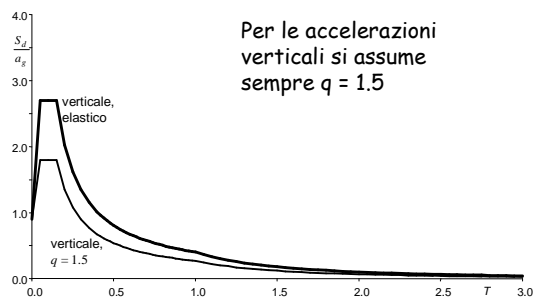
Spettri di progetto di normativa accelerazioni orizzontali

Il valore del fattore di struttura q non è definito nel D.M. 14/9/05



Occorre rifarsi alle indicazioni dell'OPCM 3274-3431 (differenziate per materiale e per tipologia strutturale)

Spettri di progetto di normativa accelerazioni verticali



Per le accelerazioni verticali si assume sempre $q = 1.5$

FINE

Sistemi a più gradi di libertà

Possibili approcci per valutare la risposta elastica

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

Analisi modale, per valutare la massima risposta

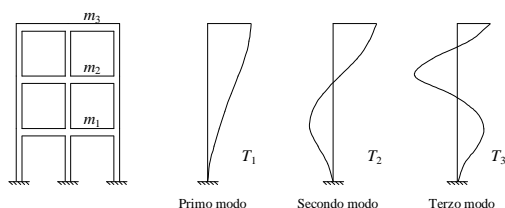
Analisi statica, per valutare in maniera approssimata la massima risposta

Ordinanza 3274, punto 4.5

Modi di oscillazione libera

Telaio piano (con traversi inestensibili):

numero di modi di oscillazione libera = numero di piani



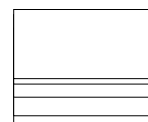
Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = $3 \times$ numero di piani

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

- n modi di traslazione in una direzione



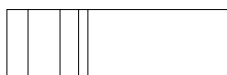
Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = $3 \times$ numero di piani

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

- n modi di traslazione in una direzione
- n modi di traslazione nell'altra direzione



Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):

numero di modi di oscillazione libera = $3 \times$ numero di piani

Se la pianta ha due assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono disaccoppiati:

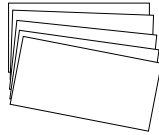
- n modi di traslazione in una direzione
- n modi di traslazione nell'altra direzione
- n modi di rotazione



Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale (con impalcati indeformabili nel piano):
numero di modi di oscillazione libera = 3 x numero di piani

Se la pianta non ha assi di simmetria, i modi di oscillazione libera sono accoppiati



Modi di oscillazione libera

Telaio spaziale

senza impalcati indeformabili nel piano

Il numero di modi di oscillazione libera è molto maggiore

Moto libero

L'equazione del moto, in termini matriciali, è analoga a quella dell'oscillatore semplice

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = 0$$

La soluzione, in caso di moto libero con deformata modale, è una funzione armonica

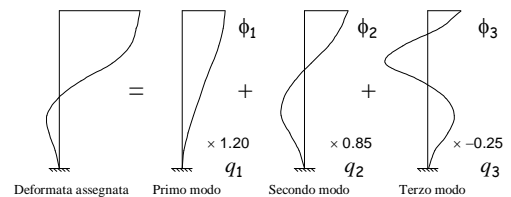
$$u_i(t) = \phi_{i,j} \cos(\omega_j t)$$

a condizione che sia $\det(\mathbf{k} - \omega_j^2 \mathbf{m}) = 0$

Da questa si ricavano le frequenze angolari ω_j e quindi i periodi T_j (autovalori) e le deformate ϕ (autovettori)

Equazione del moto

Una qualsiasi deformata può essere espressa come combinazione delle deformate modali



$$\mathbf{u} = \boldsymbol{\phi} \mathbf{q}$$

Equazione del moto libero

Con questa posizione, l'equazione del moto diventa

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = 0 \quad \mathbf{u} = \boldsymbol{\phi} \mathbf{q} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M} \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K} \mathbf{q} = 0$$

Nelle matrici \mathbf{M} e \mathbf{K} solo i termini della diagonale principale sono diversi da zero

Il sistema di equazioni è quindi costituito da equazioni disaccoppiate, ciascuna contenente una sola incognita

Si può valutare il contributo di ciascun modo separatamente, come se fosse un oscillatore semplice

Equazione del moto libero con smorzamento

Con la stessa posizione, l'equazione del moto in presenza di smorzamento diventa

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = 0 \quad \mathbf{u} = \boldsymbol{\phi} \mathbf{q} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M} \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K} \mathbf{q} = 0$$

In molti casi anche la matrice \mathbf{C} è diagonale e le equazioni sono disaccoppiate (sistemi classicamente smorzati)

Equazione del moto (risposta ad un accelerogramma)

L'equazione del moto $\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = -\mathbf{m} \mathbf{I} \ddot{u}_g$

diventa $\mathbf{M} \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K} \mathbf{q} = -\phi^T \mathbf{m} \mathbf{I} \ddot{u}_g$

Anche in questo caso se la struttura è classicamente smorzata il sistema si scompone in tante equazioni separate

$$\ddot{q}_j + 2 \xi_j \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = (-\Gamma_j) \ddot{u}_g$$

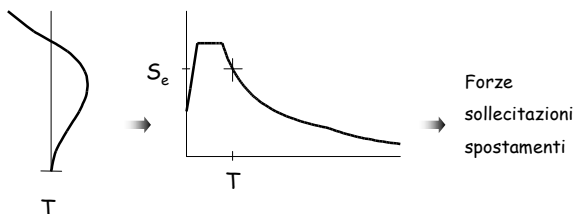
$$\Gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}^2}$$

Si noti che l'accelerazione del terreno è moltiplicata per Γ_j

Coefficiente di partecipazione modale: indica se il contributo del modo al moto totale del sistema è più, o meno, rilevante

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%

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:

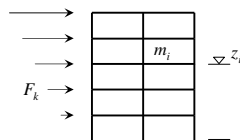
- in questo caso è opportuno usare la sovrapposizione quadratica completa (CQC)

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

Analisi statica

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

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

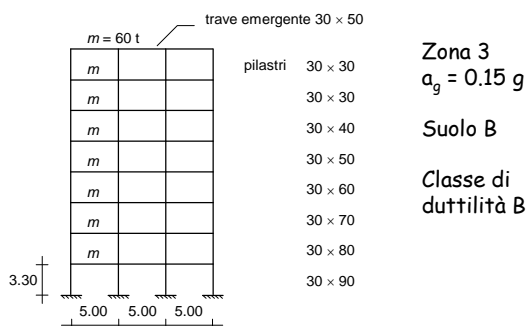


Il periodo proprio può essere valutato con formule semplificate

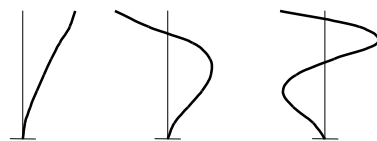
$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

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

Confronto analisi statica - modale Edificio 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 %

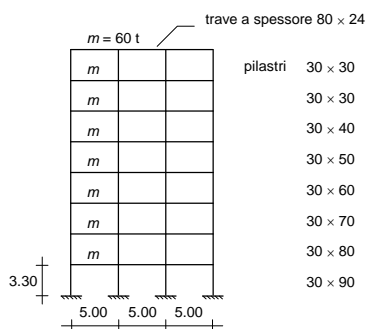
Forze statiche - modali [kN] Edificio con travi emergenti

piano	modale			analisi statica
	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

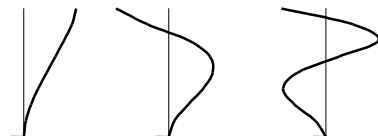
Tagli statici - modali [kN] Edificio con travi emergenti

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 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 statiche - modali [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

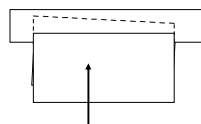
Tagli statici - modali [kN] Edificio con travi a spessore

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?

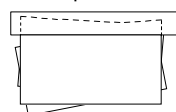
L'analisi statica fornisce risultati attendibili purché:
- la struttura abbia comportamento piano (basse rotazioni planimetriche)

Analisi statica



Per edifici con forti rotazioni, non va bene

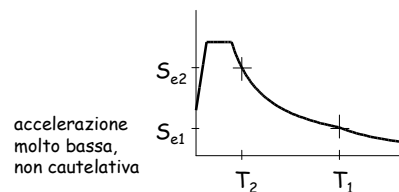
Analisi modale



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



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)

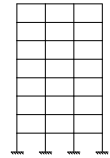
L'analisi statica è però uno strumento fondamentale per capire il comportamento fisico della struttura e per valutarne a priori la risposta (e quindi anche per controllare a posteriori i risultati dell'analisi modale)

FINE

Al di là del limite elastico:
sistemi a più gradi di libertà

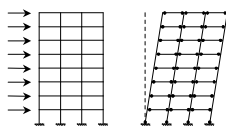
Dalla sezione alla struttura

Per schemi a più gradi di libertà



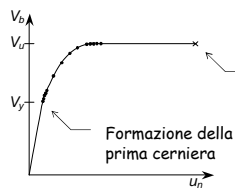
il passaggio tra comportamento della
sezione e comportamento globale è
molto più complesso

Meccanismi di collasso per schemi multipiano



Notare:

Buon incremento della forza
da prima plasticizzazione a
collasso

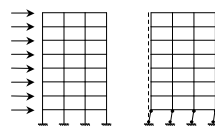


Collasso (rottura
di una sezione)

Forti spostamenti a collasso =
elevata duttilità globale

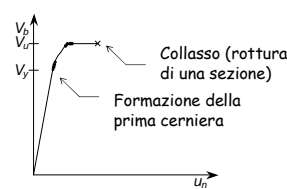
Modalità di collasso:
globale

Meccanismi di collasso per schemi multipiano



In altri casi, invece:

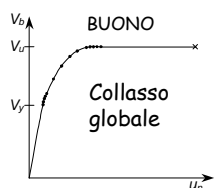
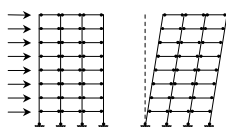
Basso incremento della forza
da prima plasticizzazione a
collasso



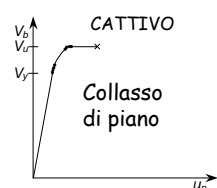
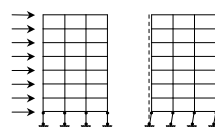
Modesti spostamenti a
collasso = ridotta duttilità
globale

Modalità di collasso:
di piano

Meccanismi di collasso per schemi multipiano



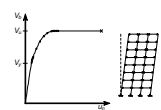
Per avere alta duttilità occorre un collasso globale



Meccanismi di collasso per schemi multipiano

Nella progettazione, per ottenere una struttura
ad alta duttilità occorre:

- garantire una buona duttilità locale (con particolare attenzione ai dettagli costruttivi)
- garantire un collasso globale, fornendo maggiore resistenza ai pilastri (criterio di gerarchia delle resistenze)
- evitare che la mancanza di regolarità porti a concentrazione della plasticizzazione



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

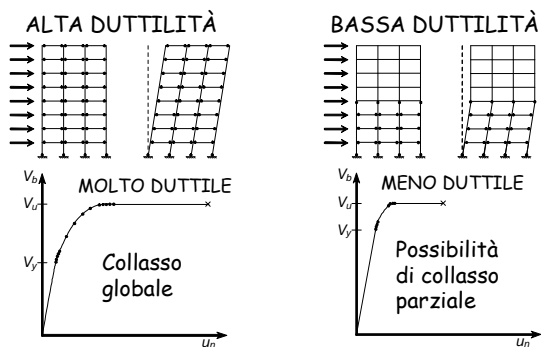
$$q = q_0 K_\alpha K_D K_R$$

Dipende da:

- Duttilità generale della tipologia strutturale
- Rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione
- Classe di duttilità dell'edificio
- Regolarità dell'edificio

D.M. 14/9/05, punto 5.7.7.1.1

Scelte progettuali: alta o bassa duttilità



Scelte progettuali: alta o bassa duttilità

- | ALTA DUTTILITÀ | BASSA DUTTILITÀ |
|--|---|
| • Forze sismiche minori (minore resistenza) | • Forze sismiche maggiore (maggiore resistenza) |
| • Dettagli costruttivi più curati | • Dettagli costruttivi meno curati |
| • Progetto dei pilastri col criterio di gerarchia delle resistenze | • Non si usa il criterio di gerarchia delle resistenze per i pilastri |
| • Evitare irregolarità strutturali per evitare forti concentrazioni della plasticizzazione | |

Regolarità

Regolarità in pianta

Regolarità in elevazione

Regolarità in pianta

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

Regolarità in elevazione 1/2

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

Regolarità in elevazione 2/2

- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo nelle strutture intelaiate progettate in Classe di Duttività Bassa non è significativamente diverso per piani diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta calcolata ad un generico piano non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano); può fare eccezione l'ultimo piano di strutture intelaiate di almeno tre piani;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale da un piano al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Altri problemi nella modellazione delle azioni

Modellazione delle azioni

Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa (i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme) → eccentricità accidentale

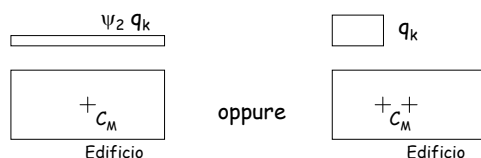
Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica

→ criteri di combinazione delle componenti

Problemi concettualmente giusti, ma che complicano notevolmente il calcolo

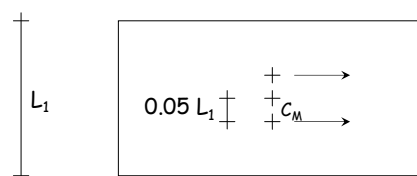
Distribuzione effettiva delle masse

L'aliquota di carichi variabili presente in occasione del sisma potrebbe non essere uniformemente distribuita nell'edificio

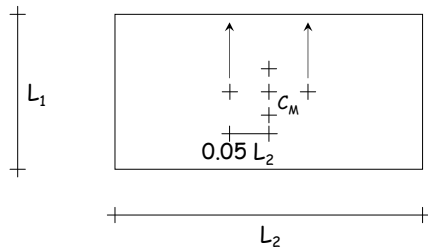


Il centro di massa deve essere spostato di una quantità detta "eccentricità accidentale"

Eccentricità accidentale



Eccentricità accidentale



Aumentano, di molto, le combinazioni di carico

Ordinanza 3431, punto 4.4

Considerazioni sull'eccentricità accidentale

L'eccentricità accidentale dovrebbe dipendere dal rapporto carichi variabili / carichi permanenti e quindi essere legata alla tipologia strutturale e alla destinazione d'uso

La norma fornisce una indicazione semplice per tener conto degli effetti dell'eccentricità accidentale:

amplificare per $1 + 0.6 \frac{x}{L}$ x distanza da C_M
 $x = L/2 \Rightarrow 1.30$

In genere molto cautelativo

Non corretto per edifici deformabili torsionalmente

Modellazione delle azioni Combinazione delle componenti

Le componenti orizzontali e verticali del sisma agiscono simultaneamente

Esse però non sono correlate
(i massimi si raggiungono in istanti diversi)

Come combinarle?

Criterio generale (OPCM 3431, punto 4.6):

sommare

- gli effetti massimi di una componente dell'azione
- il 30% dei massimi prodotti dalle altre componenti

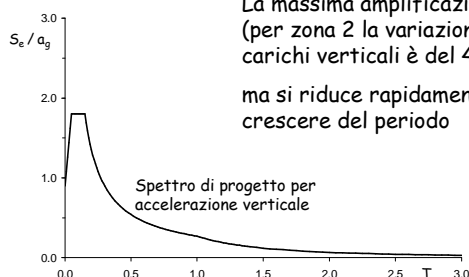
Componente verticale

Se ne tiene conto solo per:

- Elementi con luce maggiore di 20 m
- Elementi principali precompressi
- Elementi a mensola
- Elementi spingenti
- Pilastri in falso
- Edifici con piani sospesi

Si noti che l'accelerazione spettrale dipende dal periodo e dalla zona sismica

Componente verticale Considerazioni

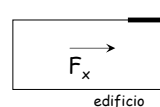


La massima amplificazione è di 1.8
(per zona 2 la variazione dei carichi verticali è del 45%)

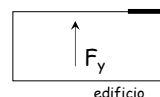
ma si riduce rapidamente al crescere del periodo

Componenti orizzontali per le travi

Azione in una direzione più 30% di azione nell'altra



$M = 230 \text{ kNm}$

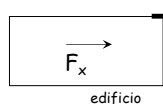


$M = 50 \text{ kNm}$
causato dalla rotazione

$$M_d = 230 + 0.3 \times 50 = 245 \text{ kNm}$$

Componenti orizzontali per i pilastri

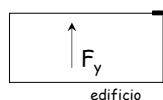
Stesso criterio,
ma occorre tener conto
della direzione del sisma prevalente



$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

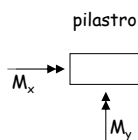
causato dalla
rotazione



$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla
rotazione

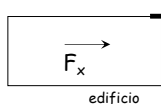
$$M_x = 105 \text{ kNm}$$



Componenti orizzontali per i pilastri

Stesso criterio,
ma occorre tener conto
della direzione del sisma prevalente

Sisma prevalente
in direzione x



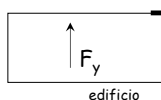
$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla
rotazione

$$M_{d,y} = 280 + 0.3 \times 50 =$$

$$= 295 \text{ kNm}$$



$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla
rotazione

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$

$$M_{d,x} = 45 + 0.3 \times 105 =$$

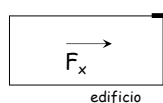
$$= 77 \text{ kNm}$$

Verifica a presso-
flessione deviata

Componenti orizzontali per i pilastri

Stesso criterio,
ma occorre tener conto
della direzione del sisma prevalente

Sisma prevalente
in direzione y



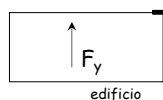
$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

$$M_x = 45 \text{ kNm}$$

causato dalla
rotazione

$$M_{d,y} = 50 + 0.3 \times 280 =$$

$$= 134 \text{ kNm}$$



$$M_y = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla
rotazione

$$M_x = 105 \text{ kNm}$$

$$M_{d,x} = 105 + 0.3 \times 45 =$$

$$= 119 \text{ kNm}$$

Verifica a presso-
flessione deviata

Componenti orizzontali per i pilastri

Nota:

Allo SLU, la pressoflessione deviata è molto meno
gravosa che alle TA

Se la struttura è ben dimensionata, cioè ha rotazioni
non elevate, si può progettare a pressoflessione
retta, separatamente per le due direzioni

La verifica a pressoflessione deviata sarà quasi
sicuramente soddisfatta

In conclusione:

come possiamo valutare il comportamento
sismico di una struttura?

Possibili approcci per valutare la risposta sismica elasto-plastica

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

Analisi statica non lineare

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

Analisi elastica lineare (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 elastica lineare (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 (OPCM) fornisce indicazione più dettagliate su come calcolare q e prescrizioni che dovrebbero garantire la duttilità necessaria

Analisi statica non lineare

È un approccio proposto abbastanza di recente:

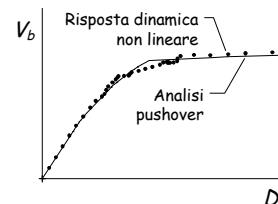
- Si calcolano gli spostamenti massimi della struttura soggetta a forze crescenti (analisi non lineare o analisi pushover)
- Si valutano gli spostamenti che la struttura subirà durante il sisma e si controlla se sono inferiori a quelli di collasso

Displacement based design
Progettazione basata sugli spostamenti

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)

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

Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale

Uniformità Simmetria Iperstaticità

Resistenza e rigidità bi-direzionale

Resistenza e rigidità torsionale

Resistenza e rigidità dell'impalcato

Adeguate fondazione

Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale

=

Esistenza di chiari e diretti percorsi di trasmissione delle forze verticali e sismiche

La modellazione, l'analisi, il dimensionamento, la definizione dei dettagli, la costruzione sono soggetti a minori incertezze

La previsione del comportamento della struttura è più affidabile

Principi base della progettazione strutturale

Uniformità

=

Omogenea distribuzione degli elementi strutturali

Consente una trasmissione diretta delle forze di inerzia generate dalla massa distribuita dell'edificio

Evita concentrazioni di tensione o elevate richieste di duttilità locale, che possono causare un collasso strutturale prematuro

Principi base della progettazione strutturale

Simmetria

Se la configurazione dell'edificio è simmetrica o quasi simmetrica, una disposizione simmetrica degli elementi resistenti evita rotazioni in pianta, aiutando il raggiungimento dell'uniformità

Anche in assenza di simmetria, si possono disporre gli elementi strutturali in maniera bilanciata, in modo da limitare la rotazione in pianta

Principi base della progettazione strutturale

Uniformità e Simmetria



1995 – Kobe

Mancanza di regolarità planimetrica e di regolarità altimetrica



Stati Uniti



Concentrazione del danno su pochi elementi strutturali

Principi base della progettazione strutturale

Iperstaticità

L'impiego di tipologie strutturali fortemente iperstatiche, come i telai, consente una più diffusa dissipazione di energia all'interno della struttura

Principi base della progettazione strutturale

Iperstaticità



1994 - Northridge



1999 - Turchia

Mancanza di iperstaticità ➡ La crisi dei pochi elementi resistenti porta rapidamente al collasso

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

Il moto sismico ha sempre due componenti orizzontali

La struttura dell'edificio deve essere in grado di resistere ad azioni orizzontali agenti in qualsiasi direzione

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza bi-direzionale



1908 - Messina

Mancanza di collegamento tra pareti ortogonali ➡ Le pareti ortogonali al sisma si ribaltano

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza torsionale

=

Adeguate rigidezza e resistenza agli elementi strutturali più eccentrici

Serve per limitare gli effetti dei moti torsionali che tendono a sollecitare in modo non uniforme i differenti elementi strutturali

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza dell'impalcato

=

Esistenza di una soletta di adeguato spessore, continua e senza forti riduzioni in pianta

Serve per garantire la trasmissione delle azioni inerziali dalle masse agli elementi resistenti

Consente di limitare il numero di modi da prendere in considerazione per valutare la risposta dinamica della struttura

Principi base della progettazione strutturale

Adeguate fondazione

=

Elementi di fondazione ben collegati tra loro e dotati di adeguata rigidezza

Serve per evitare cedimenti differenziali (verticali e orizzontali) del piede dei pilastri

Assicura che l'intero edificio sia soggetto ad una uniforme eccitazione sismica