

Corso di aggiornamento

Progettazione strutturale sulla base delle
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Progetto e verifica di edifici antisismici in c.a.

9 - Analisi strutturale: modellazione delle azioni

Spoleto

10-12 dicembre 2009

Aurelio Ghersi

Combinazione dell'azione sismica
con le altre azioni

Carichi verticali e sisma

Quali carichi verticali e quali masse considerare in accoppiata al sisma?

Vecchia norma

- Carichi verticali massimi ($g_k + q_k$) per TA, ($g_d + q_d$) per SLU
- Masse ridotte ($g_k + s q_k$) [forze $\times 1.5$ per SLU]

Nuova norma

- Carichi verticali e masse con valori quasi permanenti ($g_k + \psi_2 q_k$)

Valutazione delle masse per SLU

secondo le NTC 08

$$W = g_k + \psi_2 q_k$$

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

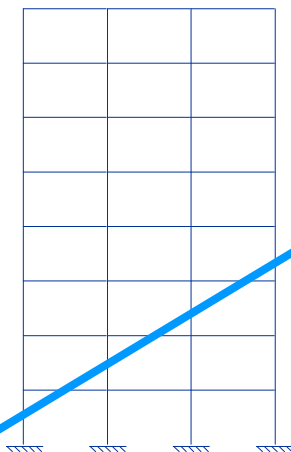
	ψ_2
Categoria A. Ambienti ad uso residenziale	0.3
Categoria B. Uffici	0.3
Categoria C. Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D. Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E. Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F. Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.6
Categoria G. Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.3
Categoria H. Coperture	0.0
Vento	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

Valutazione delle masse per SLU

secondo OPCM 3274 ed Eurocodice 8

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

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



Uso non
correlato

1.0

0.5

...

...

...

...

...

0.5

Piani con uso
correlato

0.8

0.8

0.8

Archivi

1.0

Veniva introdotto un coefficiente φ , concettualmente corretto ma tale da complicare i calcoli senza variare sostanzialmente il risultato

Precedente norma italiana (D.M. 16/1/96)

Verifiche con T.A.

Carichi verticali: $g_k + q_k$

Forze orizzontali:

Masse W $g_k + s q_k$

Forze per zone a media
sismicità $0.07 \times W$

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

Precedente norma italiana (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 a media sismicità	$0.07 \times W$	$1.5 \times 0.07 \times W$

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

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

Precedente norma italiana (D.M. 16/1/96)

Questo è abbastanza vero per le travi:

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

Non è vero per i pilastri:

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

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 (D.M. 14/1/08)

Verifiche con S.L.U.	solo carichi verticali	carichi verticali più sisma
Carichi verticali:	$1.3 g_k + 1.5 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze orizzontali:		Carichi variabili quasi permanenti
Masse W	---	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze per media sismicità, alta duttilità, suolo C	---	$0.134 \times W$

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

Confronto tra vecchia e nuova norma (carichi verticali più sisma)

Verifiche SLU	D.M. 16/1/96	D.M. 14/9/05
---------------	--------------	--------------

Carichi verticali:	$1.4 g_k + 1.5 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
--------------------	---------------------	--------------------

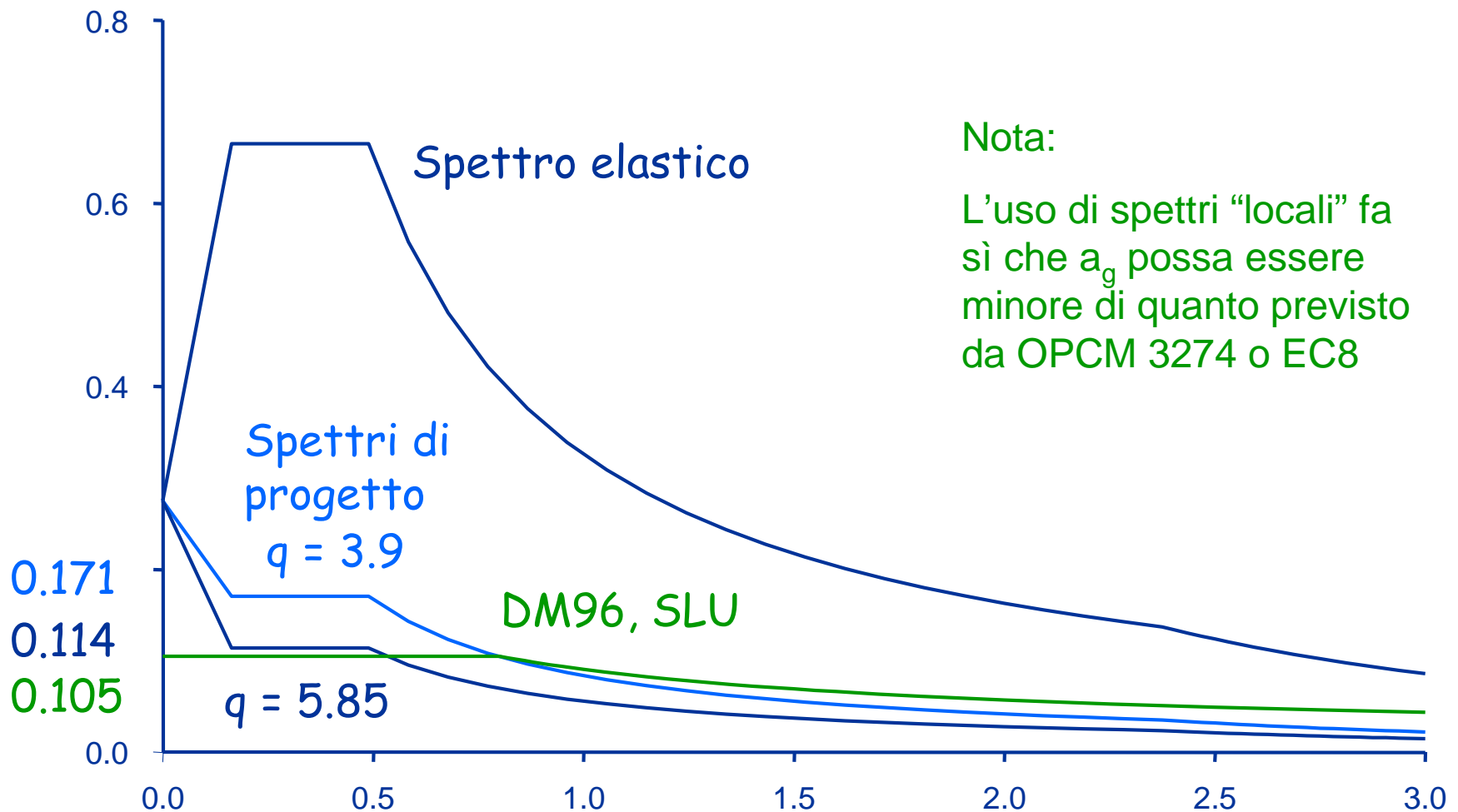
Forze orizzontali:

Masse W	$g_k + s q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
-----------	---------------	--------------------

Forze per zone a media sismicità, ecc.	$0.105 \times W$	$0.134 \times W$
--	------------------	------------------

Notare:	Carichi verticali minori	Masse quasi invariate	Forze orizzontali maggiori
---------	--------------------------	-----------------------	----------------------------

Confronto di spettri di risposta SLV, Spoleto



Verifica per SLD

Gli spostamenti calcolati per SLD devono essere inferiori ai limiti indicati nella norma

Le NTC 08 forniscono limiti dettagliati (punto 7.3.7.2)

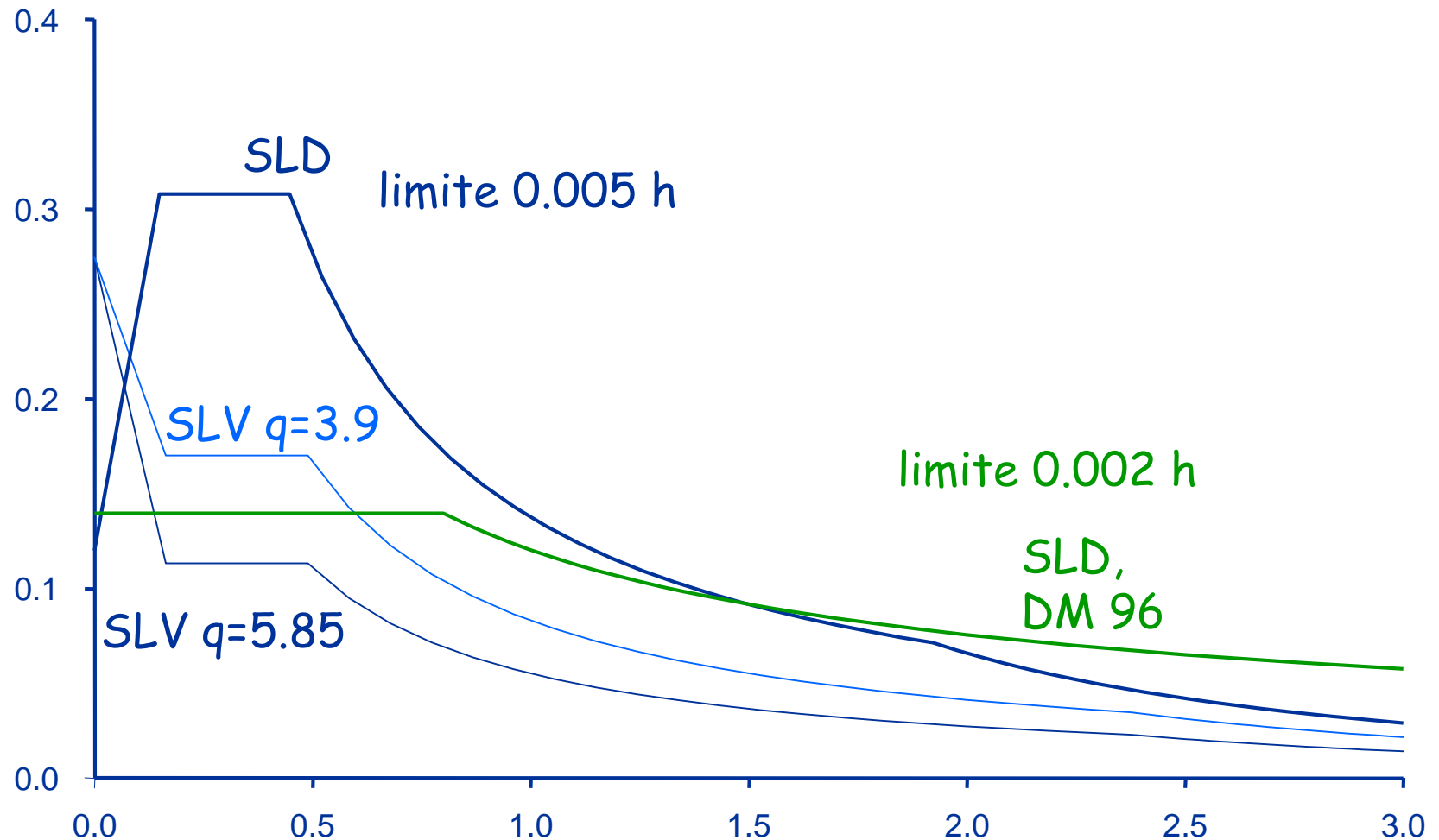
- Tamponamenti collegati rigidamente, che possono interferire con la deformabilità della struttura
 $d_r < 0.005 h$
- Tamponamenti collegati elasticamente alla struttura
 $d_r < 0.010 h$

Considerazioni su SLV e per SLD

secondo le NTC 08

	SLU	SLD
Carichi verticali:	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse W	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \psi_2 q_k$
Forze	spettro di progetto (con a_g e q)	spettro elastico con $a_g/2.5$ approssimativamente

Confronto di spettri di risposta SLV-SLD, Spoleto



Considerazioni su SLV e SLD

Il calcolo della struttura andrebbe fatto per SLV e poi ripetuto per SLD, col nuovo spettro

Ai fini pratici, si potrebbe effettuare il calcolo solo per SLV ed utilizzare gli spostamenti così trovati, amplificandoli del rapporto tra le ordinate spettrali (con riferimento al periodo principale)

Nota: Per il D.M. 16/1/96:

spostamenti SLD = spostamenti SLU \times 1.33

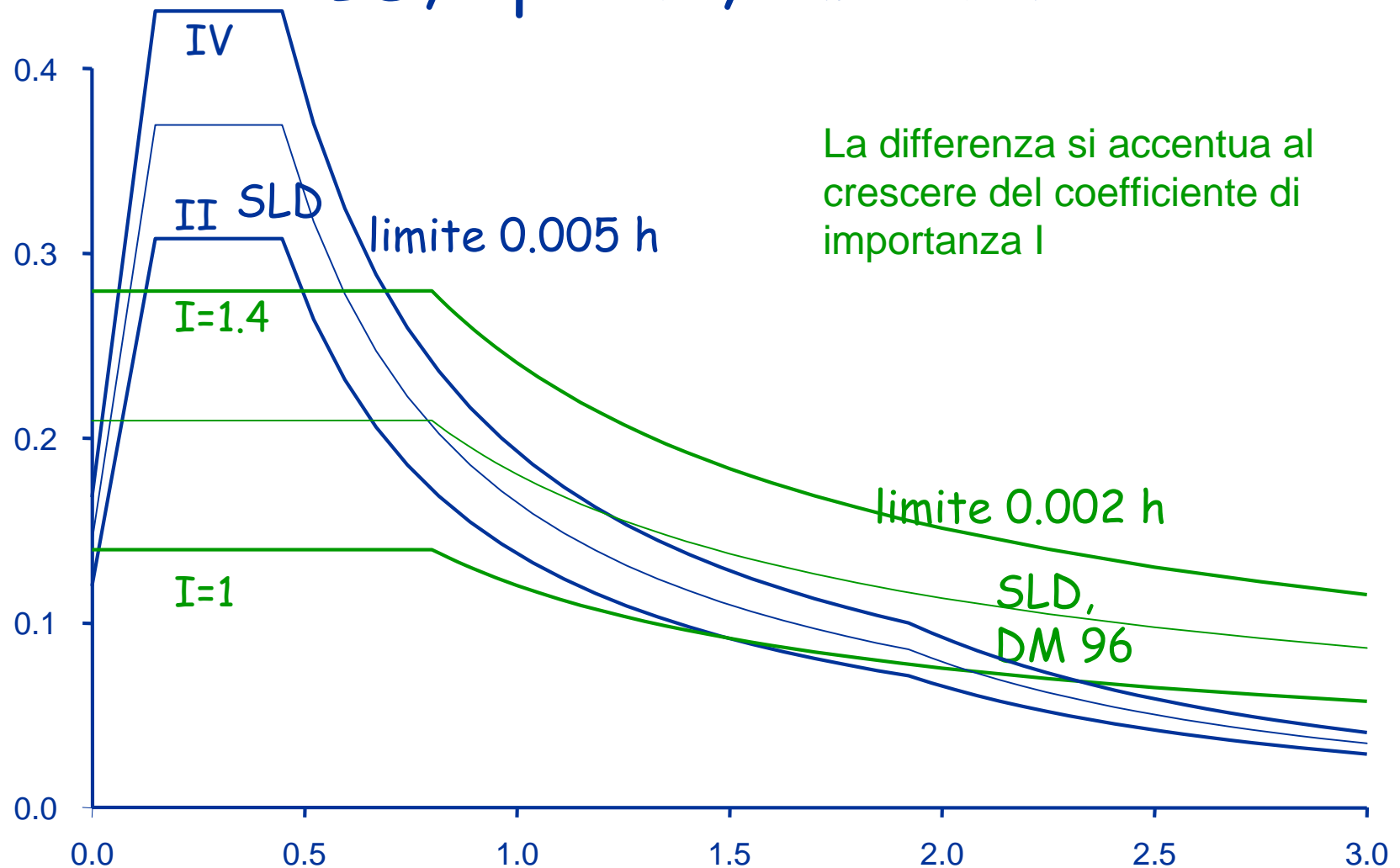
spostamento limite = 0.002 h

Le NTC 08 sono in genere meno gravose:

spostamenti SLD \cong spostamenti SLV \times 2

spostamento limite = 0.005 h

Confronto di spettri di risposta SLD, Spoleto, varie classi



Altri problemi
nella modellazione delle azioni sismiche

Modellazione delle azioni

1. 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
2. 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

Modellazione delle azioni

1. Eccentricità accidentale

“Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo”

“Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti”

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 quindi essere spostato di una quantità detta "eccentricità accidentale"

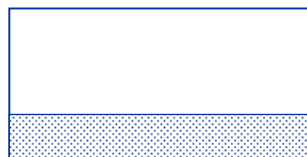
Eccentricità accidentale

Perché il 5% ?

Se si applica il carico variabile massimo su un'area pari a $\psi_2 \times$ area totale si ottiene un'eccentricità nettamente minore



$$e_{a1} = 0.021 L_1$$



$$e_{a2} = 0.021 L_2$$

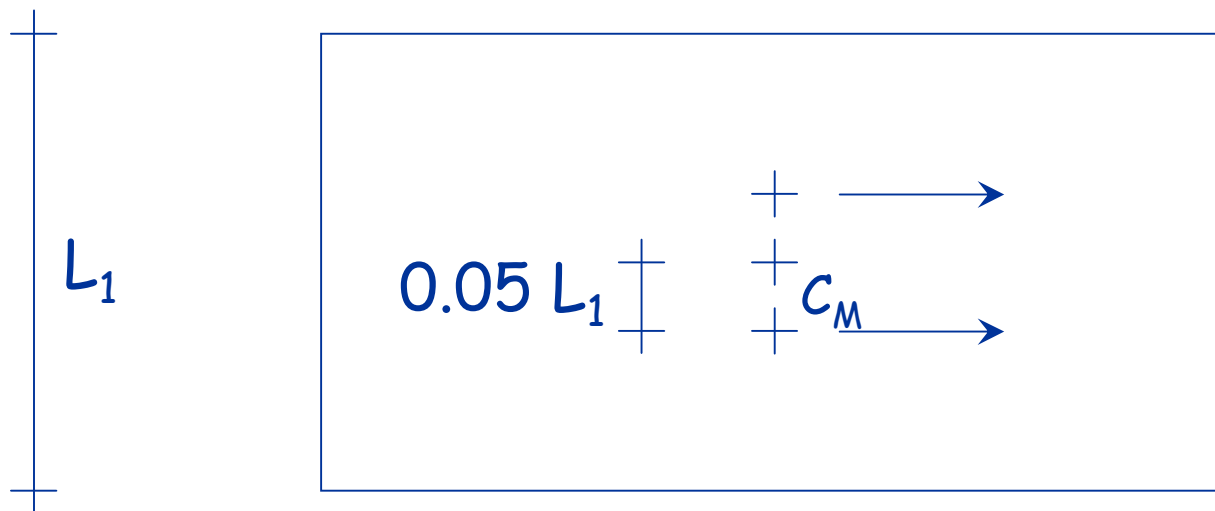


$$\begin{aligned} e_{a1} &= 0.015 L_1 \\ e_{a2} &= 0.015 L_2 \end{aligned}$$

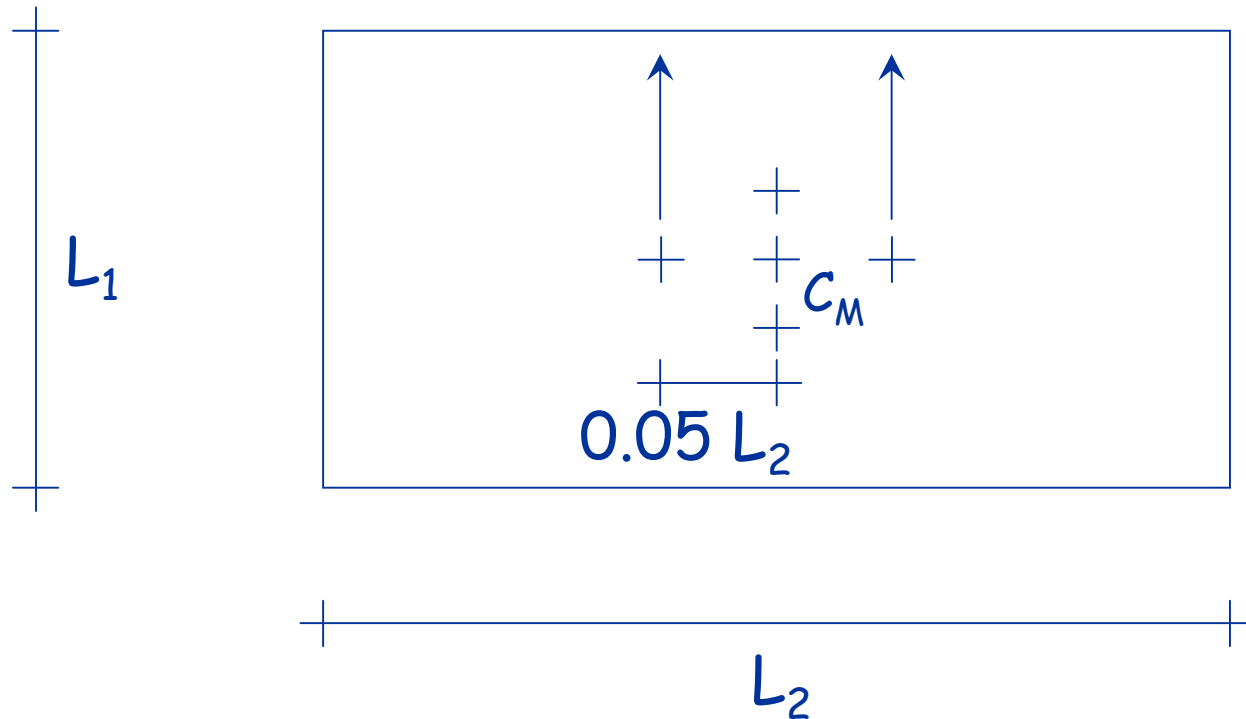
Il valore 0.05 è maggiore, per tener conto di:

- amplificazione della rotazione per effetti dinamici
- rotazione per lo sfasamento dell'onda sismica da un estremo all'altro dell'edificio

Eccentricità accidentale



Eccentricità accidentale



Aumentano, di molto, le
combinazioni di carico

Eccentricità accidentale

Come tenerne conto?

Effettuando più volte l'analisi modale, considerando il centro di massa spostato di una quantità pari a e_a

oppure

Considerando le forze statiche applicate al centro di massa spostato di una quantità pari a e_a

ovvero

Considerando l'effetto di coppie pari alle forze statiche per l'eccentricità e_a

Eccentricità accidentale

Come tenerne conto?

Preferisco questa impostazione perché così:

- riduco il numero di schemi base di calcolo da controllare
- giudico più facilmente l'effetto della eccentricità accidentale
- evito di accentuarne l'effetto (l'eccentricità e_a è già amplificata per tener conto di effetti dinamici)

Considerando l'effetto di coppie pari alle forze statiche per l'eccentricità e_a

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

2. 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 (NTC 08, punto 7.3.5):

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:

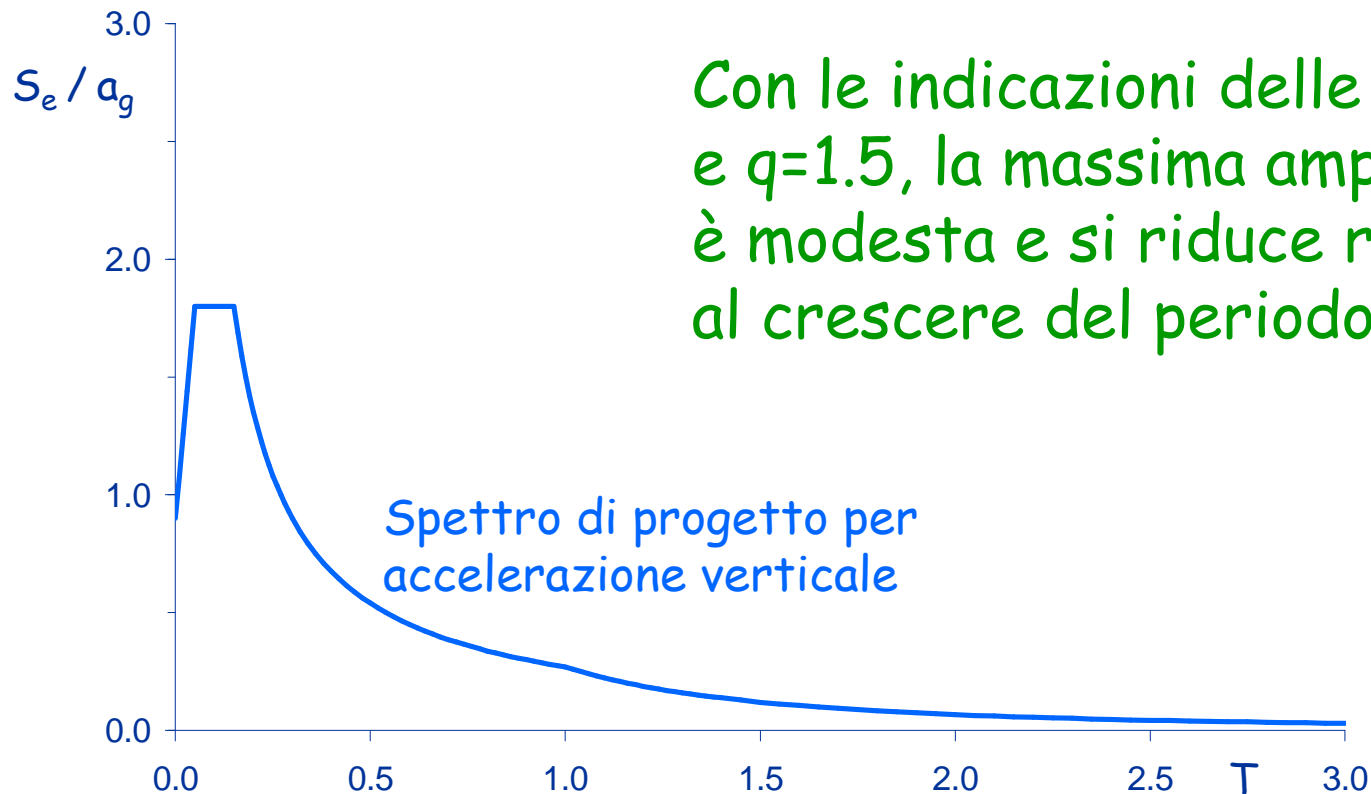
- Elementi con luce maggiore di 20 m
- Solai precompressi di luce superiore a 8 m
- Sbalzi di luce superiore a 4 m
- Elementi spingenti
- Pilastri in falso
- Edifici con piani sospesi

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

Componente verticale

Considerazioni

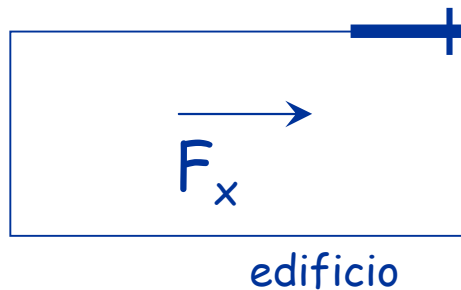
$$F_v = 1.35 F_o \sqrt{a_g / g}$$



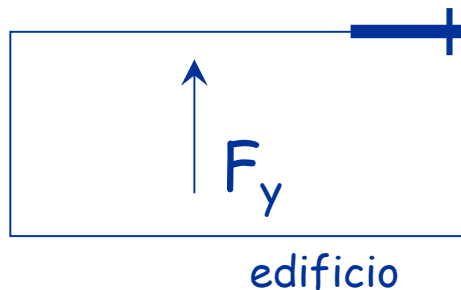
Con le indicazioni delle NTC08, e $q=1.5$, la massima amplificazione è modesta e si riduce rapidamente al crescere del periodo

Componenti orizzontali per le travi

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



$$M = 230 \text{ kNm}$$



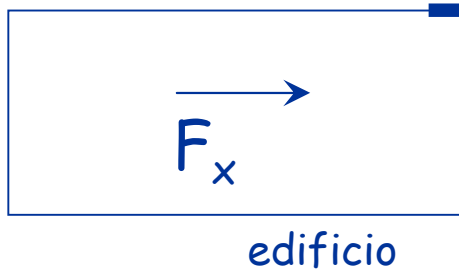
$$M = 50 \text{ kNm}$$

causato dalla
rotazione

$$\begin{aligned} M_d &= 230 + 0.3 \times 50 = \\ &= 245 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Componenti orizzontali per i pilastri

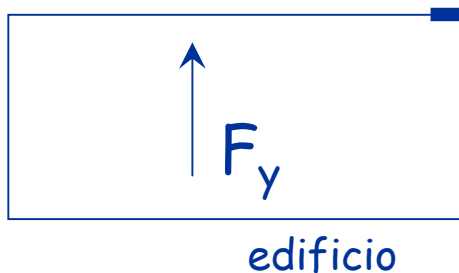
Stesso criterio,
ma occorre tener conto
della direzione del sisma prevalente



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

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

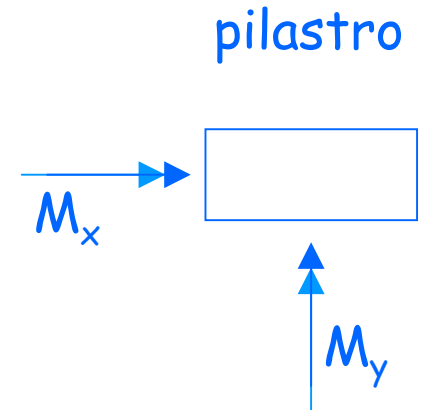
causato dalla
rotazione



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

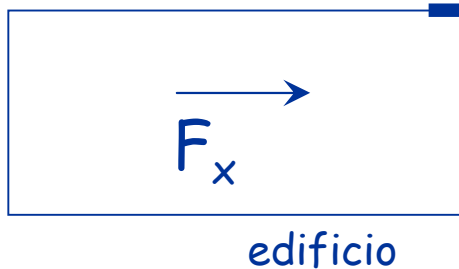
causato dalla
rotazione

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



Componenti orizzontali per i pilastri

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



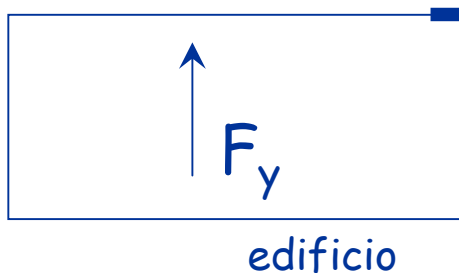
$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

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

causato dalla
rotazione

Sisma prevalente
in direzione x

$$M_{d,y} = 280 + 0.3 \times 50 =$$
$$= 295 \text{ kNm}$$



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

causato dalla
rotazione

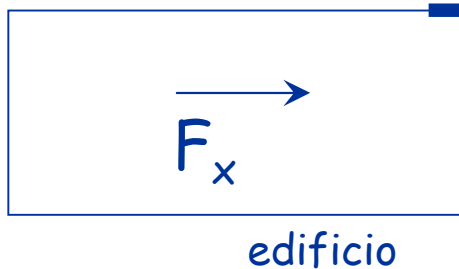
$$M_x = 105 \text{ kNm}$$

$$M_{d,x} = 45 + 0.3 \times 105 =$$
$$= 77 \text{ kNm}$$

Verifica a presso-
flessione deviata

Componenti orizzontali per i pilastri

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



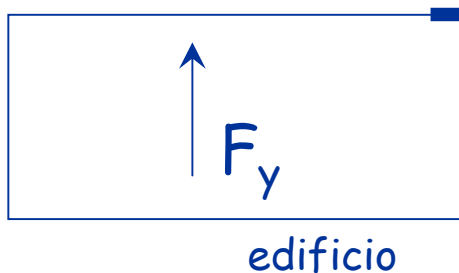
$$M_y = 280 \text{ kNm}$$

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

causato dalla
rotazione

Sisma prevalente
in direzione y

$$M_{d,y} = 50 + 0.3 \times 280 =$$
$$= 134 \text{ kNm}$$



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

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, mantenendosi appena in abbondanza

La verifica a pressoflessione deviata sarà quasi sicuramente soddisfatta