

# Ordinanza 3274

## Progettazione di edifici in zona sismica

Prescrizioni  
della normativa

Rimini, 16-17 aprile 2004

Aurelio Ghersi

# 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 (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 2, alta duttilità, suolo B	---	$0.134 \times W$

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

# Confronto (carichi verticali più sisma)

Verifiche SLU

D.M. 16/1/96

Ordinanza  
3274

Carichi verticali:

$$1.4 g_k + 1.5 q_k$$

$$g_k + \psi_2 q_k$$

Forze orizzontali:

Masse  $W$

$$g_k + s$$

$$g_k + \varphi \psi_2 q_k$$

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

# Valutazione delle masse per SLU

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

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

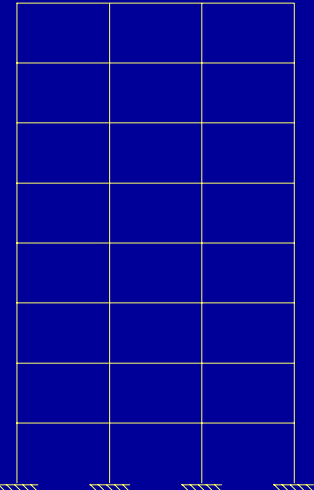
	$\psi_2$
Abitazioni, uffici non aperti al pubblico	0.30
Scuole, negozi, autorimesse	0.60
Tetti, coperture con neve	0.20
Magazzini, archivi, scale	0.80
Vento	0

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

# Valutazione delle masse per SLU

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

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

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



# Calcolo per SLU e per SLD

	SLU	SLD
Carichi verticali:	$g_k + \psi_2 q_k$	$g_k + \psi_0 q_k$
Forze orizzontali:		
Masse $W$	$g_k + \varphi \psi_2 q_k$	$g_k + \varphi \psi_0 q_k$
Forze	spettro di progetto (con $q$ )	spettro elastico con $a_g/2.5$

# Valutazione delle masse per SLD

$$W = g_k + \varphi \psi_0 q_k$$

$\psi_0 q_k$  = valore di combinazione del carico variabile

	$\psi_2$
Abitazioni, uffici non aperti al pubblico	0.70
Scuole, negozi, autorimesse	0.70
Tetti, coperture con neve	0.70
Magazzini, archivi, scale	1.00
Vento	0

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

# Confronto masse per SLU e per SLD

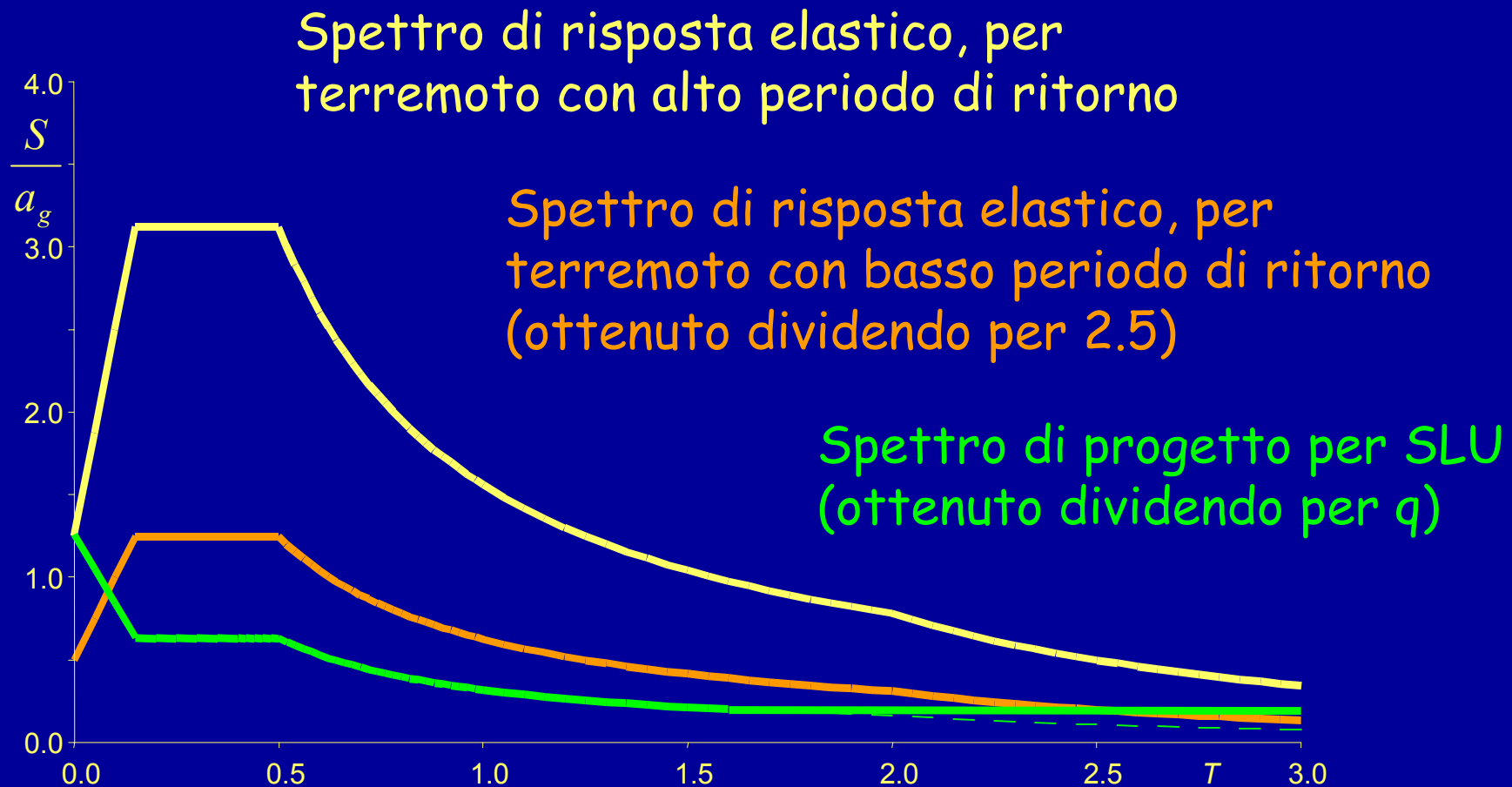
La differenza riguarda solo i carichi variabili  
(moltiplicati per  $\psi_2$  o per  $\psi_0$ )

Poiché il grosso dei carichi è in genere costituito dai carichi permanenti, alla fine le differenze sono minime:

$$\text{Masse per SLD} \cong 1.03 \times \text{Masse per SLU}$$

Vale la pena essere tanto precisi?

# Confronto spettri per SLU e per SLD



Per un ampio intervallo di periodi:  $S_{SLD} = S_{SLU} \frac{q}{2.5}$

# Verifica per SLD

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

In particolare:

Tamponamenti collegati rigidamente, che possono interferire con la deformabilità della struttura

$$d_r < 0.005 h$$

Tamponamenti collegati elasticamente alla struttura

$$d_r < 0.0075 h$$

# Considerazioni su SLU e SLD

Data:

- la piccola differenza tra masse per SLU e SLD
- la proporzionalità degli spettri (per un ampio intervallo di periodi)

si potrebbe effettuare il calcolo solo per SLU ed utilizzare gli spostamenti così trovati, amplificandoli del rapporto  $q/2.5$

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

spostamenti SLD = spostamenti SLU  $\times 1.33$

spostamento limite = 0.002 h

# Modellazione della struttura

Il modello deve rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidezza effettiva considerando, laddove appropriato, il contributo degli elementi non strutturali

In generale il modello sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete, connessi da diaframmi orizzontali

# Distribuzione effettiva delle masse

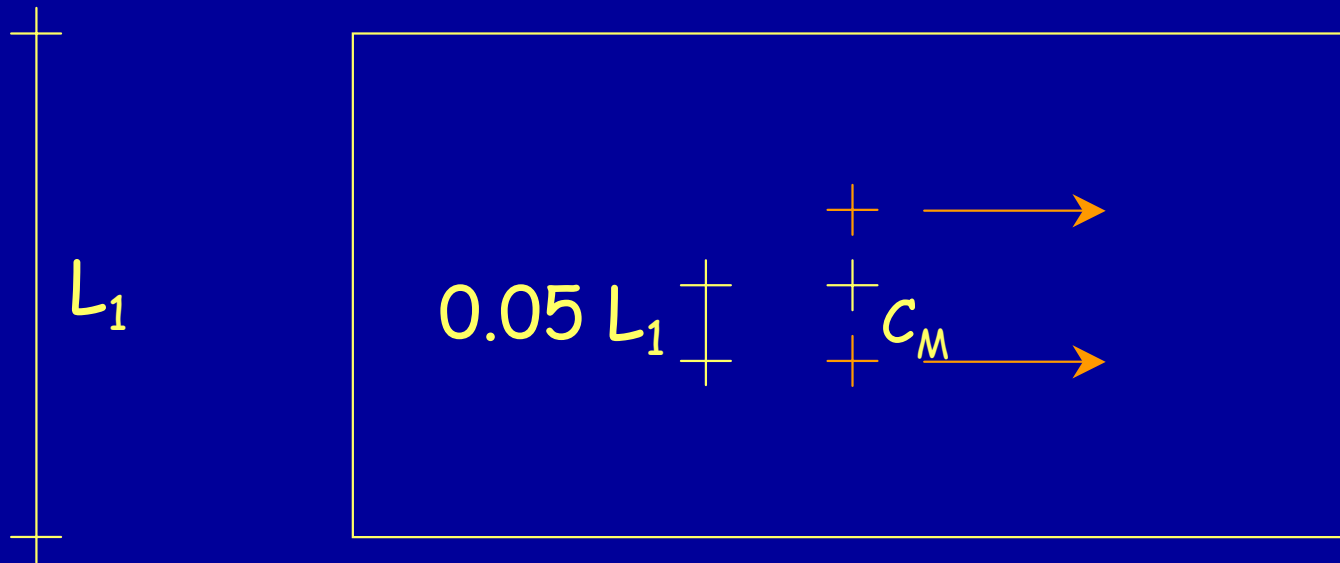
L'aliquota di carichi variabili presente in occasione del sisma potrebbe non essere uniformemente distribuita nell'edificio



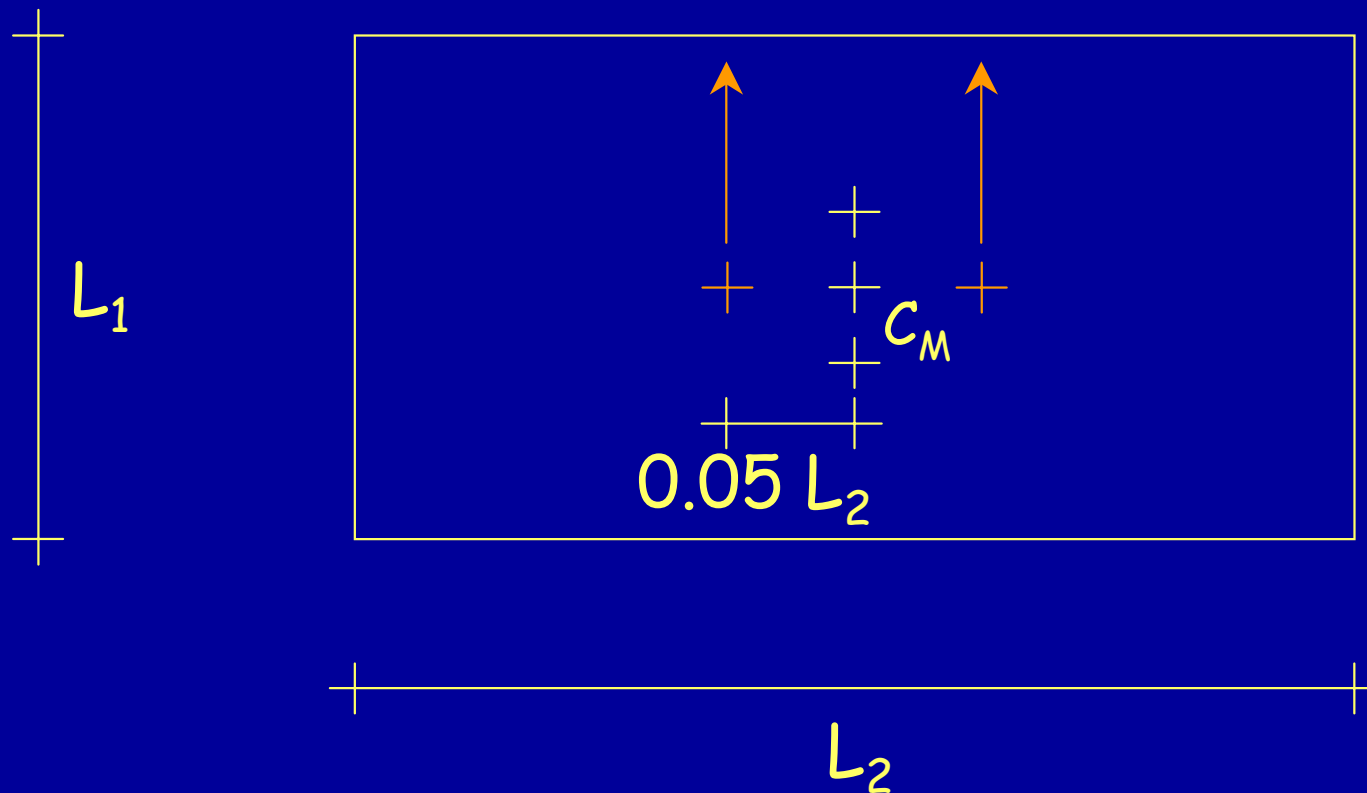
Il centro di massa deve essere spostato di una quantità detta "eccentricità accidentale"



# Eccentricità accidentale



# Eccentricità accidentale



Aumentano, di molto, le  
combinazioni di carico

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

Come combinarle?

# Componente verticale

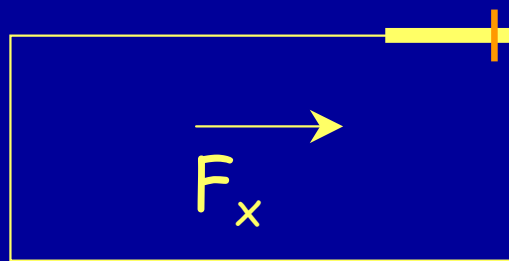
Se ne tiene conto solo per:

- 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

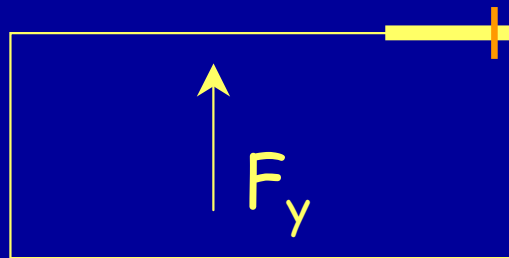
# Componenti orizzontali per le travi

Radice quadrata della somma dei quadrati, oppure  
azione in una direzione più 30% di azione nell'altra



edificio

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



edificio

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

causato dalla  
rotazione

$$M_d = \sqrt{230^2 + 50^2} = \\ = 235 \text{ kNm}$$

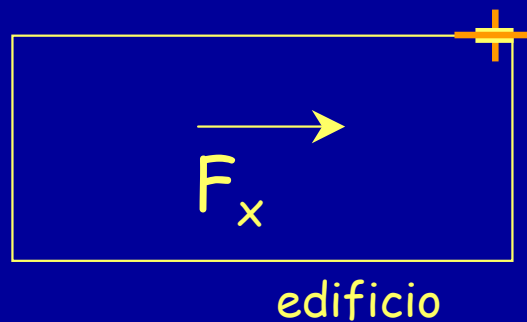
oppure

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

cautelativo purché  
 $M_1 > 1.5 M_2$

# Componenti orizzontali per i pilastri

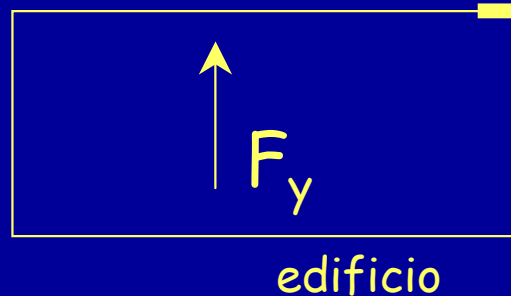
Stesso criterio, ma è necessaria una interpretazione



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

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

causato dalla  
rotazione



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

causato dalla  
rotazione

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

Si potrebbe usare  
SRSS

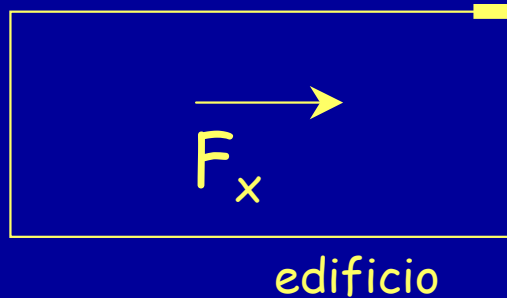
$$M_{d,x} = \sqrt{280^2 + 50^2} =$$
$$= 284 \text{ kNm}$$

$$M_{d,y} = \sqrt{45^2 + 105^2} =$$
$$= 114 \text{ kNm}$$

Ma come verificare  
il pilastro?

# Componenti orizzontali per i pilastri

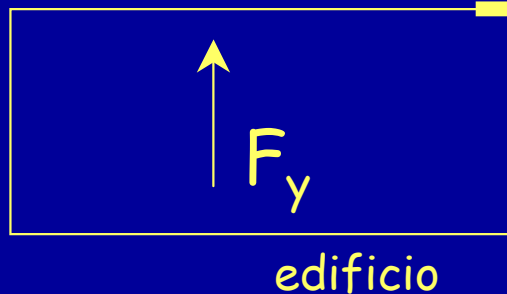
Interpretazione



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

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

causato dalla  
rotazione



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

causato dalla  
rotazione

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

Sisma prevalente  
in direzione x

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

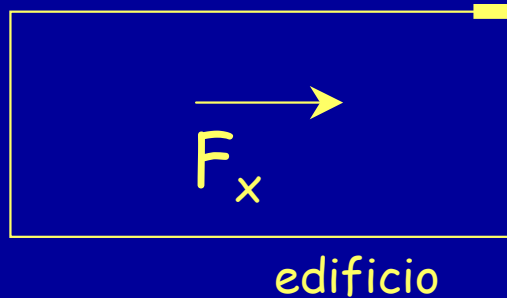
$$M_{d,y} = 45 + 0.3 \times 105 =$$
$$= 77 \text{ kNm}$$

Verifica a presso-  
flessione deviata



# Componenti orizzontali per i pilastri

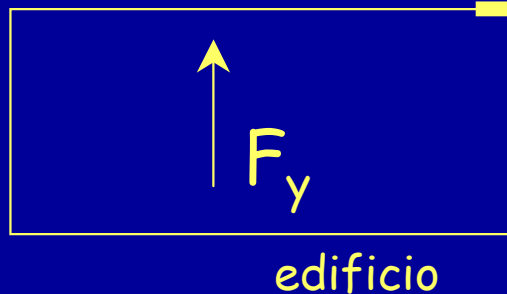
Interpretazione



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

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

causato dalla  
rotazione



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

causato dalla  
rotazione

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

Sisma prevalente  
in direzione y

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

$$M_{d,y} = 105 + 0.3 \times 45 =$$
$$= 119 \text{ kNm}$$

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

# Modellazione della struttura

## Una pignoleria che comporta rischi

Secondo l'Ordinanza:

"Nel caso di edifici con struttura in cemento armato la rigidezza degli elementi può essere valutata considerando gli effetti della fessurazione, considerando la rigidezza secante a snervamento.

In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere assunta pari alla metà dei corrispondenti elementi non fessurati"

# Modellazione della struttura

## Una pignoleria che comporta rischi

Analisi (convenzionale) di strutture in cemento armato: si fa riferimento alla sezione geometrica

Più correttamente, si dovrebbe considerare la sezione reagente omogeneizzata

Differenza:

maggiore per le travi, sempre fessurate

minore per i pilastri, in gran parte tutti compressi

# Modellazione della struttura

## Una pignoleria che comporta rischi

È veramente importante tenerne conto?

È prudente seguire le indicazioni dell'Ordinanza (dimezzare le rigidzze di tutti gli elementi)?

Notare che se tutti gli elementi sono meno rigidi:

- a parità di forze, le sollecitazioni non cambiano
- la struttura è più deformabile, quindi con periodo più alto (e ordinata spettrale minore)

Come conseguenza:

- le sollecitazioni si riducono (costi minori per SLU)
- gli spostamenti aumentano (costi maggiori per SLD)

# Duttilità locale - Considerazioni

Per strutture in cemento armato:

“Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti con travi a spessore, anche in una sola delle direzioni principali, devono essere progettate per la classe di duttilità B”  
[punto 5.3.2]

E se c'è solo un telaio con travi a spessore?

Riflessione: in un telaio con tante travi emergenti, si può ritenere che il telaio con travi a spessore sia “resistente all'azione sismica”?

# Regolarità in altezza

I sistemi resistenti verticali si estendono per tutta l'altezza dell'edificio

Massa e rigidezza non variano bruscamente da un piano all'altro

Il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo non varia molto da un piano all'altro

Principi generali = prestazione richiesta

# Regolarità in altezza

Andando dal basso verso l'alto:

- la massa rimane costante o si riduce al massimo del 20%
- la rigidezza rimane costante o si riduce al massimo del 20%
- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza di calcolo varia di  $\pm 15\%$

Regole applicative = prescrizioni (obbligatorie?)



# Regolarità in altezza

Si noti inoltre che:

- il controllo delle masse può essere effettuato *a priori*, all'inizio del calcolo
- il controllo sulla rigidezza e sulla resistenza può essere effettuato solo *a posteriori*, dopo aver effettuato il calcolo e la disposizione delle armature

# Regolarità in pianta

Configurazione in pianta compatta, approssimativamente simmetrica (per masse e rigidzze)

Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio è inscritto inferiore a 4

Rientri o sporgenze non superiori al 25% delle dimensioni dell'edificio

Solai infinitamente rigidi nel loro piano

Ma a cosa serve?

FINE

Diapositive tratte dalle presentazioni  
"Azioni - 8", preparate per Teramo e  
Catania

Immagini tratte dal libro (in preparazione):  
A. Gherzi, P. Lenza  
Edifici antisismici in c.a.

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Gherzi

realizzazione

A. Gherzi

ultimo aggiornamento

16/04/2004