

# Edifici in cemento armato

## Progettazione strutturale

Caltagirone, 27 aprile 2004

Marco Muratore

## Evoluzione della normativa sismica

**D.M.LL.PP. 24/01/86**

Lo stato di sollecitazione degli elementi strutturali, valutato con forze sismiche ridotte per tener conto della capacità di deformarsi plasticamente, non deve eccedere la loro resistenza.

*N.B.: Tale approccio garantisce esplicitamente la struttura dal collasso nei confronti del terremoto severo e assume, abbastanza arbitrariamente, che, se il predetto controllo sulle sollecitazioni è soddisfatto, in occorrenza di eventi sismici caratterizzati da intensità modesta il danno rimanga contenuto a livelli accettabili.*

## Evoluzione della normativa sismica

**D.M.LL.PP. 9/01/96**

Richiede l'esecuzione di due diverse verifiche: la prima, che limita ancora una volta l'entità delle sollecitazioni, è finalizzata ad evitare il collasso strutturale; la seconda, che si considera soddisfatta quando gli spostamenti relativi d'interpiano risultano inferiori a dei limiti prestabiliti, intende assicurare il contenimento del danno causato da un terremoto avente basso periodo di ritorno.

*N.B.: entrambe le verifiche vengono eseguite con le stesse forze sismiche.*

## Evoluzione della normativa sismica

**EUROCODICE 8 e O.P.C.M. 3274 DEL 20/03/2003**

Richiedono l'esecuzione di due diverse verifiche: "verifica di sicurezza nei confronti della stabilità" e "verifica di sicurezza nei confronti del danno".

Ciascuna di tali verifiche viene eseguite utilizzando un diverso livello d'intensità sismica.

## Filosofia del doppio livello di progetto

SI PROPONE DI GARANTIRE

- Sicurezza nei confronti della stabilità  
(stato limite ultimo - SLU)
- Sicurezza nei confronti del danno  
(stato limite di danno - SLD)

## Filosofia del doppio livello di progetto

### **Sicurezza nei confronti della stabilità (SLU)**

La struttura deve essere progettata e costruita per sopportare un'azione sismica avente periodo di ritorno molto elevato (500-1000 anni), pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, senza subire fenomeni di collasso sia a livello locale che globale. Inoltre bisogna garantire che la struttura conservi dopo il sisma una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

(La struttura non crolli in occorrenza di un evento sismico che ha bassa probabilità di verificarsi durante la vita della struttura.)

## Filosofia del doppio livello di progetto

### **Sicurezza nei confronti del danno (SLD)**

La struttura deve essere progettata e costruita per sopportare un'azione sismica avente basso periodo di ritorno (pari alla vita nominale della costruzione stessa), senza subire danni gravi agli elementi strutturali e non strutturali, nonché alle apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio. Il danno può essere tollerato fintantoché non costituisca una limitazione nell'utilizzo del manufatto e comporti bassi costi di riparazione.

(La struttura sopporti un evento sismico che ha alta probabilità di verificarsi durante la vita della struttura subendo danni limitati)

## Classi di importanza

Gli edifici sono classificati in 4 classi di importanza, in funzione:

- delle conseguenze del collasso sulle vite umane,
- dell'importanza per la pubblica incolumità
- dell'importanza per la protezione civile nell'immediato post-terremoto
- delle conseguenze economiche del collasso

## Fattori di importanza (O.P.C.M. punti 2.5 e 4.7)

CLASSE DI IMPORTANZA	EDIFICI
I	Edifici la cui integrità durante il terremoto è di vitale importanza per la protezione civile
II	Edifici la cui resistenza al sisma è di importanza in vista delle conseguenze associate al collasso
III	Edifici ordinari
IV	Edifici di minore importanza (Eurocodice 8)

Il fattore di importanza della III classe è  $\gamma_I = 1$ .

I valori raccomandati del fattore di importanza per edifici di classi I, II e IV sono rispettivamente 1.4, 1.2 e 0.8.

## Principi base della progettazione strutturale

### Regolarità

Condiziona:

- La qualità del comportamento strutturale
- La capacità di prevedere il comportamento della struttura
- Il costo necessario per rendere la struttura idonea a sopportare le azioni e ad essere adatta all'uso per il quale è prevista

Si veda l'articolo "La regolarità strutturale nella progettazione di edifici in zona sismica"

## Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale

Uniformità    Simmetria    Iperstaticità

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

Resistenza e rigidezza torsionale

Resistenza e rigidezza 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**

**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**

**Resistenza e rigidità 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 torsionale**  
=

Adeguata 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

Adeguata 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

## Processo progettuale

Pianta architettonica

Impostazione della carpenteria

Dimensionamento degli elementi strutturali

Verifica di massima

Calcolo

## Impostazione della carpenteria

## Impostazione della carpenteria

Definizione dell'orditura dei solai e della posizione di travi e pilastri (pensando anche alla fondazione)

La struttura deve essere in grado di portare

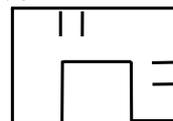
- i carichi verticali
- le azioni orizzontali equivalenti al sisma

## Obiettivi generali

Ospedale  
Benevento

Rendere la struttura il più regolare possibile

Valutare la possibilità di dividere il fabbricato in blocchi staticamente separati da giunti



Prestare molta attenzione alla scala

La soluzione con travi a ginocchio introduce elementi molto rigidi con conseguente:

- concentrazione delle sollecitazioni e riduzione della duttilità globale
- possibilità di introdurre una forte asimmetria nella distribuzione di rigidità

## Edifici con pareti o nuclei in c.a.

Compito dei diversi elementi:

- Le pareti portano l'azione sismica
  - Pilastri e travi portano i carichi verticali
- Impostazione separata, più semplice

Ma, attenzione:

Ai piani superiori l'azione sismica è portata dai telai, più che dalle pareti

Le fondazioni richiedono uno studio particolare (e costi maggiori)

## Edifici a struttura intelaiata

Travi e pilastri portano sia carichi verticali che azioni orizzontali

Può essere utile scindere il problema in due fasi:

1. Impostare la carpenteria pensando innanzi tutto ai soli carichi verticali  
tenendo però presenti i criteri derivanti dalla contemporanea presenza di azioni orizzontali
2. Rivedere la carpenteria per renderla più idonea a sopportare azioni orizzontali

## Edifici a struttura intelaiata

Nell'impostazione per carichi verticali:

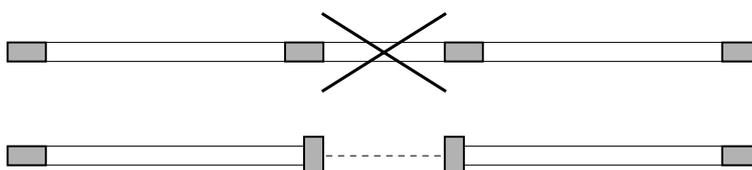
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma

Elemento	Per soli carichi verticali	In zona sismica
Solaio	7.00 m	6.00 m
Sbalzo	2.50 m	2.00 m
Trave emergente che porta rilevanti carichi verticali	6.00 m	5.50 m
Trave a spessore che porta rilevanti carichi verticali	5.00 m	4.50 m

## Edifici a struttura intelaiata

Nell'impostazione per carichi verticali:

- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma
- Evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni



## Edifici a struttura intelaiata

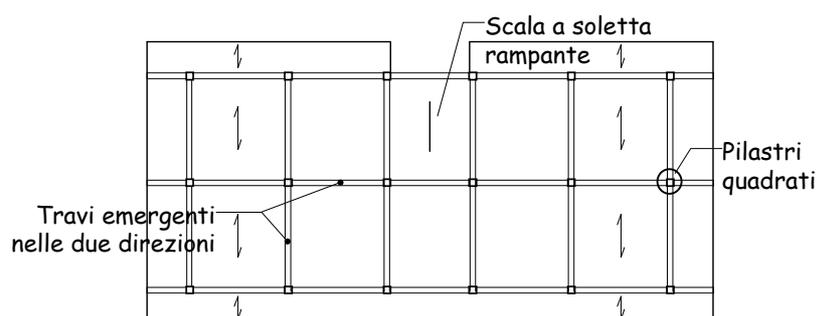
Nell'impostazione per carichi verticali:

- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma
- Evitare campate di trave troppo corte, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni
- Evitare forti disuniformità di carico verticale sui pilastri (carichi maggiori richiedono sezioni maggiori, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni)

## Edifici a struttura intelaiata

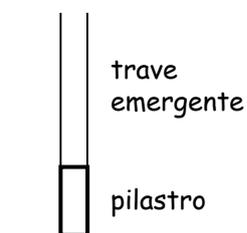
Nell'impostazione per azioni orizzontali:

- Garantire un irrigidimento uniforme nelle due direzioni, con elementi ben distribuiti in pianta



## Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



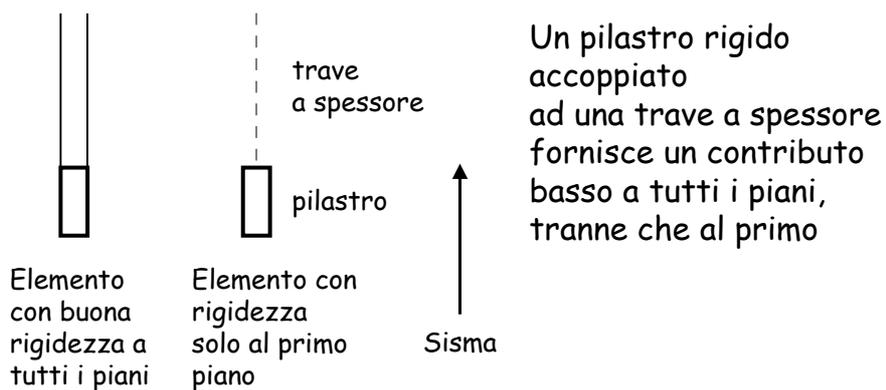
Elemento con buona rigidezza a tutti i piani



La resistenza all'azione sismica è affidata ai pilastri allungati nella direzione del sisma ed accoppiati a travi emergenti

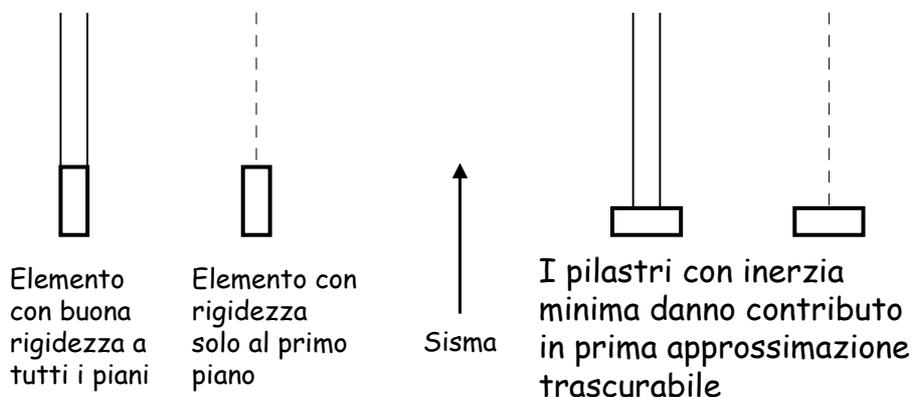
## Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



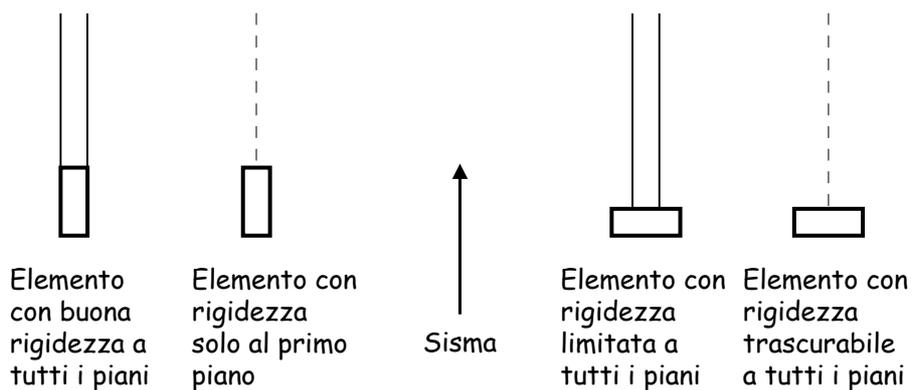
## Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore e pilastri rettangolari



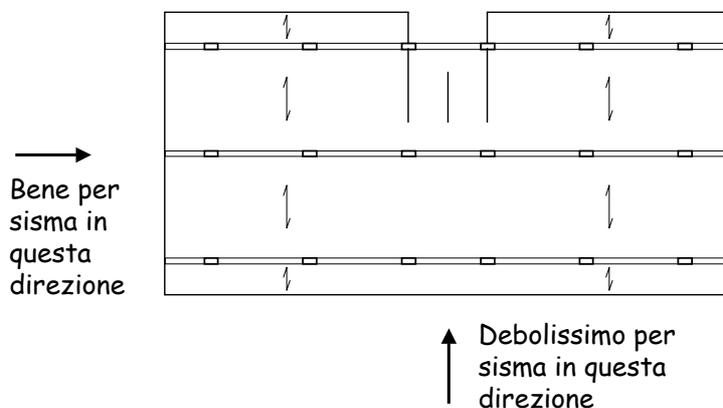
## Elementi resistenti alle azioni orizzontali

In realtà si hanno travi sia emergenti che a spessore  
e pilastri rettangolari



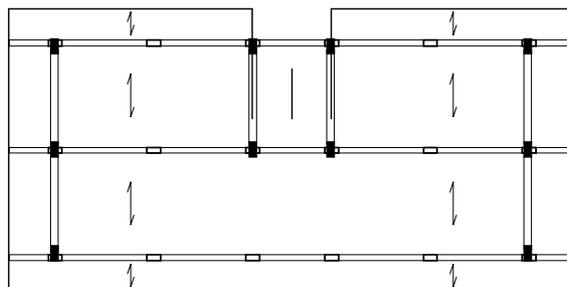
## Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Al limite, per soli carichi verticali:



## Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:

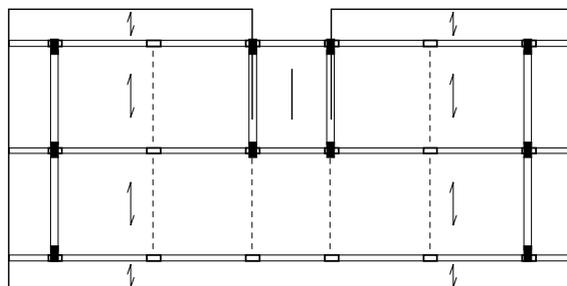


Girare un certo numero  
di pilastri

Aggiungere travi emergenti  
per renderli efficaci

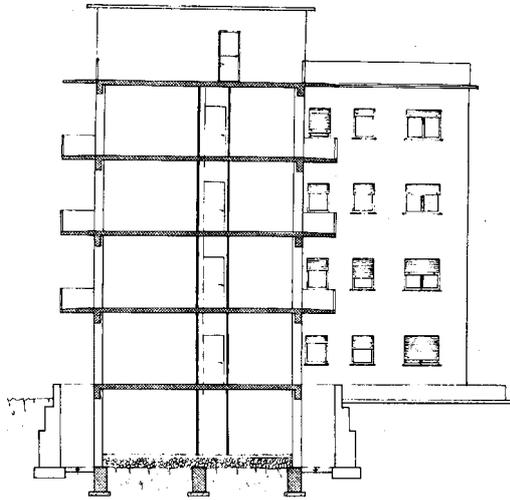
## Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:



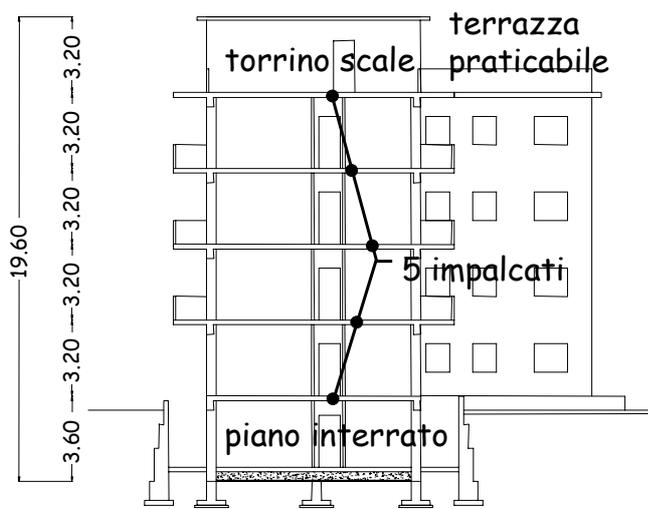
Si potranno poi aggiungere altre travi, a spessore,  
che sono però irrilevanti ai fini sismici

## Esempio



Sezione

## Esempio

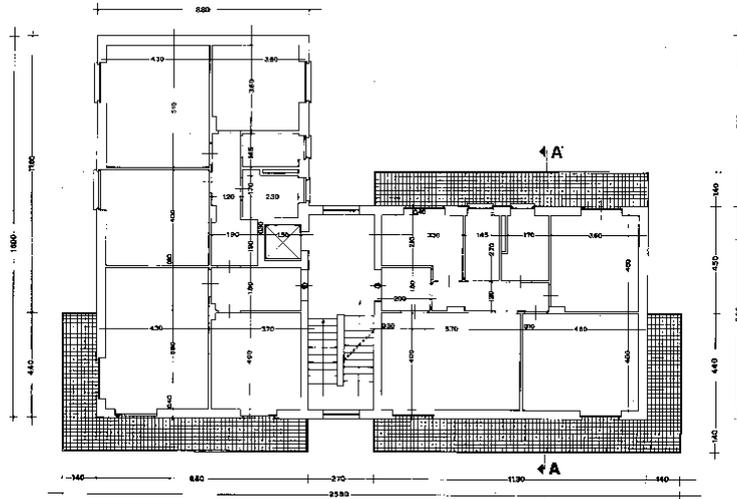


Sismicità media  
= zona 2

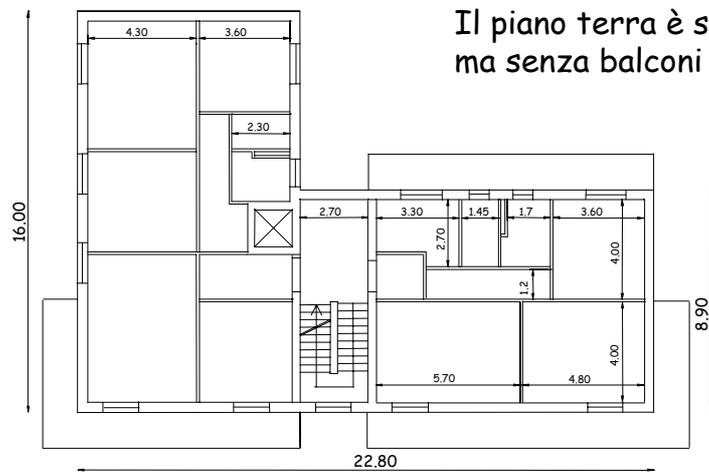
Terreno  
costituito da  
sabbie e ghiaie  
mediamente  
addensate

Sezione

## Piano tipo



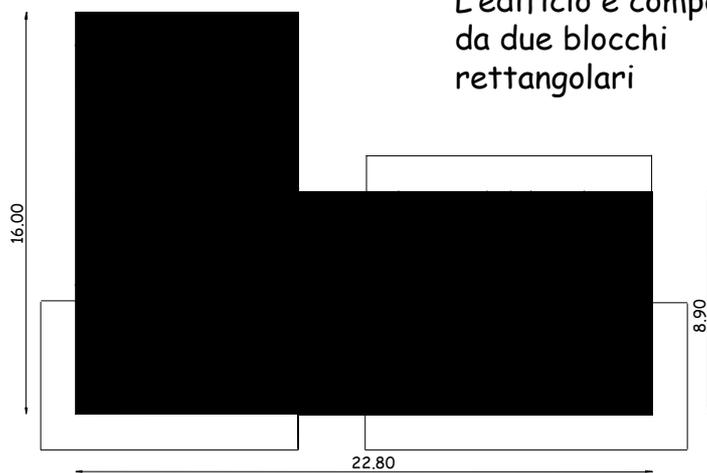
## Piano tipo



Il piano terra è simile,  
ma senza balconi

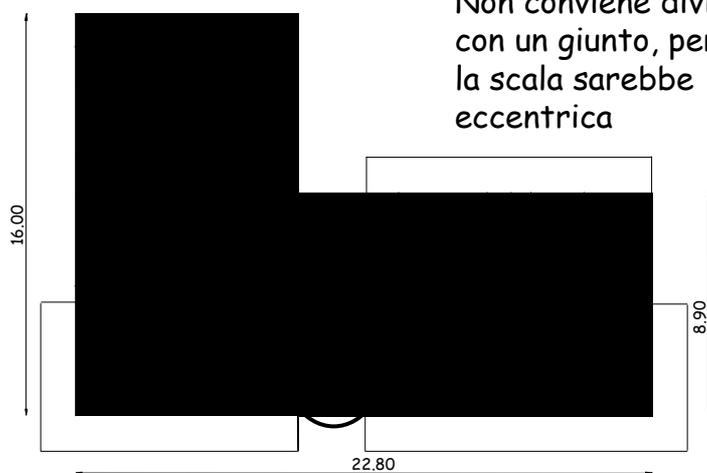
## Piano tipo

L'edificio è composto da due blocchi rettangolari



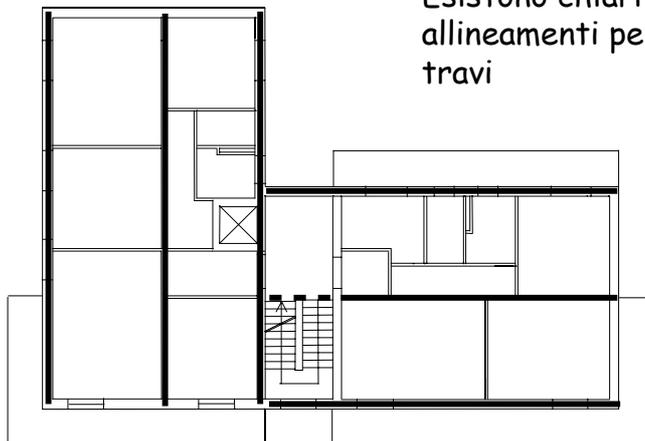
## Piano tipo

Non conviene dividerli con un giunto, perché la scala sarebbe eccentrica



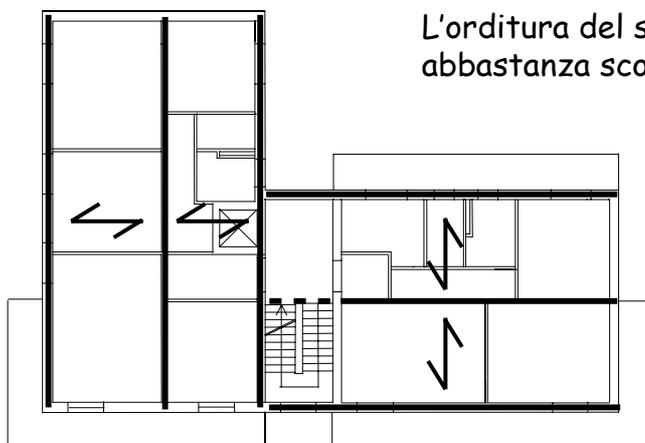
## Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali

Esistono chiari allineamenti per le travi

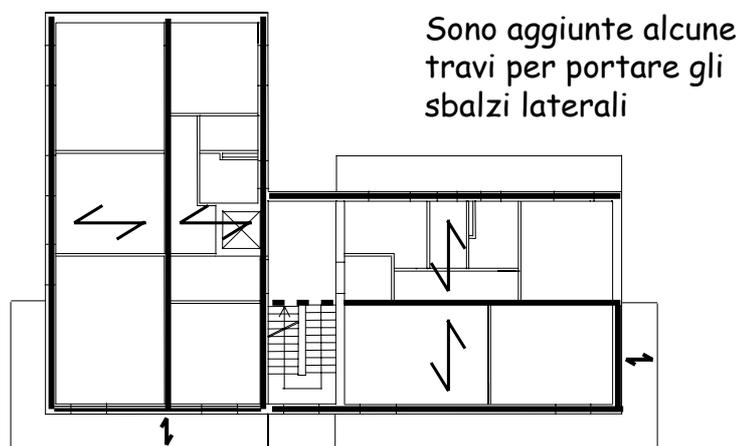


## Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali

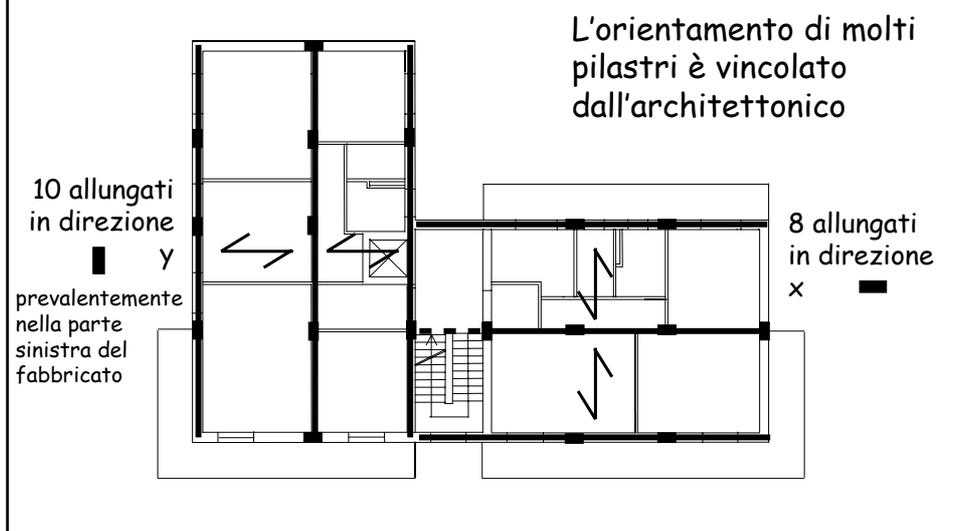
L'orditura del solaio è abbastanza scontata



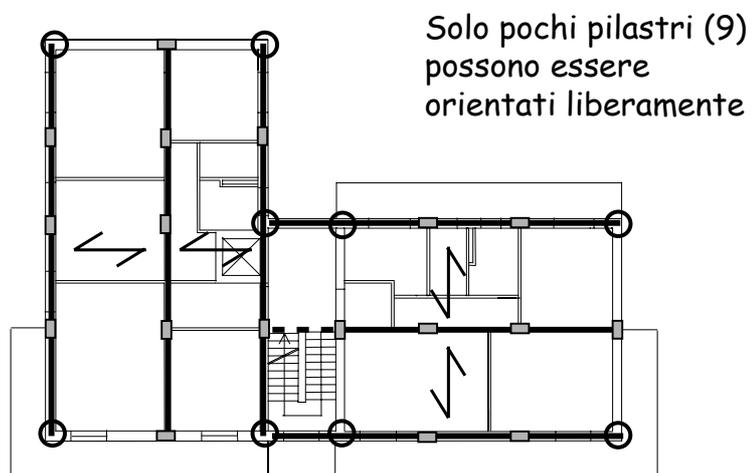
## Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali



## Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



### Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



### Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali



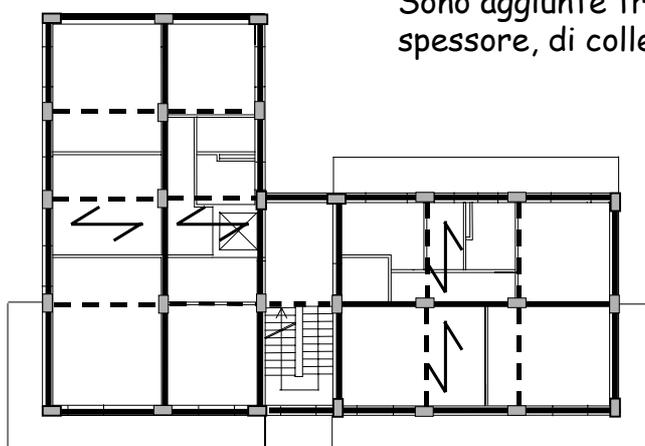
## Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

Sono aggiunte travi emergenti per dare rigidità ai pilastri

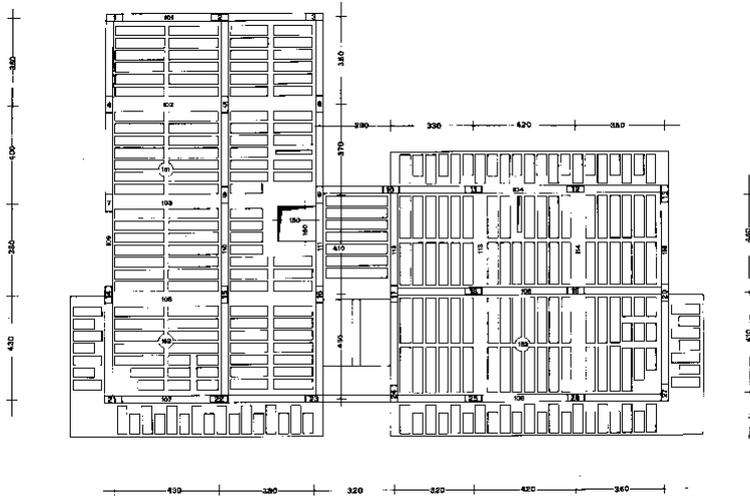


## Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

Sono aggiunte travi a spessore, di collegamento



# Carpenteria finale



# Break



## Dimensionamento delle sezioni

### Dimensionamento solaio

Il solaio deve trasmettere i carichi verticali alle travi, senza eccessive deformazioni  $s \geq \frac{L_{\max}}{25}$

Lo spessore del solaio definisce l'altezza delle travi a spessore

Aumentare lo spessore del solaio in presenza di travi a spessore molto lunghe e caricate

L'impalcato (solaio più travi) deve trasmettere l'azione sismica agli elementi resistenti (telai)

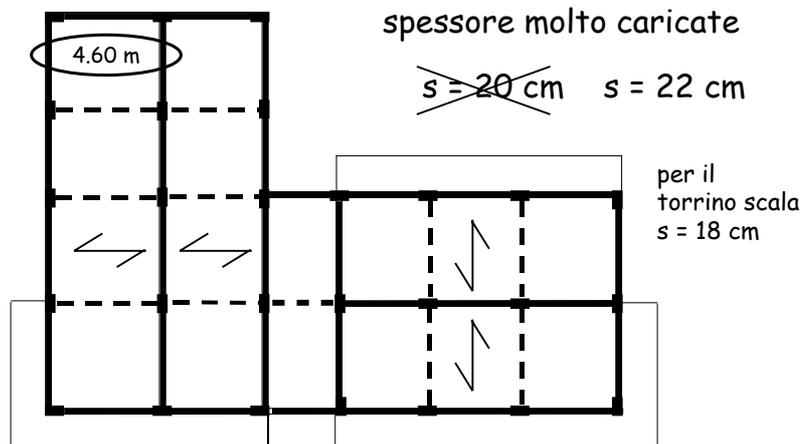
È sufficiente una buona soletta di 4-5 cm con rete  $\varnothing 8 / 25 \times 25$

## Esempio

La luce massima delle campate di solaio è inferiore a 5.00 m

Non ci sono travi a spessore molto caricate

$$s = \cancel{20} \text{ cm} \quad s = 22 \text{ cm}$$



## Carichi unitari

Una volta definito lo spessore, si possono calcolare i carichi unitari (kN/m<sup>2</sup>)

	$g_k$	$q_k$	SLU solo c.v	SLU con F	Masse SLU	Masse SLD
Solaio del piano tipo	5.00	2.00	10.00	5.60	4.30*	4.70*
Solaio di copertura	4.20	2.00	8.88	4.80	4.80	5.60
Solaio torrino scala	3.40	1.00	6.26	3.70	3.70	4.10
Sbalzo piano tipo	4.20	4.00	11.88	5.40	4.80	5.60
Sbalzo copertura	3.90	1.00	6.96	4.20	4.20	4.60
Scala, ultimo piano	5.00	4.00	13.00	8.20	8.20	9.00
Scala, altri piani	5.00	4.00	13.00	8.20	6.60	7.00

\* escluso tramezzi

## Dimensionamento travi a spessore

Se vi sono più travi emergenti che travi a spessore

Dimensionamento in base ai soli carichi  
verticali

Se tutte le travi sono a spessore

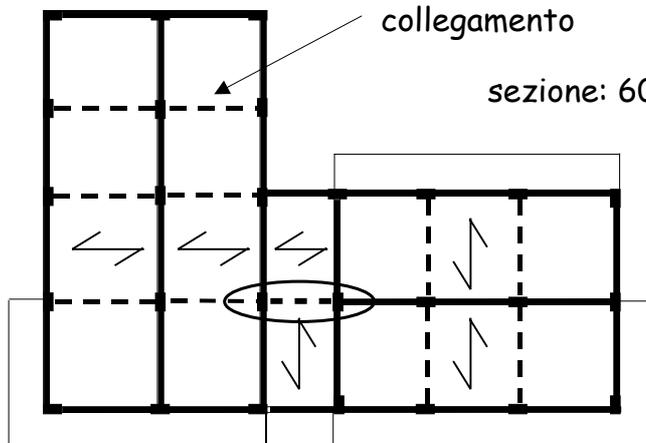
Aumentare l'altezza della trave (spessore del  
soffitto) di 4-6 cm

### Esempio

L'unica trave a spessore  
che porta carichi  
verticali ha luce modesta

Le altre travi sono solo di  
collegamento

sezione: 60x22



## Dimensionamento travi emergenti

Le sollecitazioni da sisma sono elevate ai piani inferiori e centrali

Campate più corte (con pilastri rigidi):

- momento flettente da sisma più alto
- sollecitazioni da carichi verticali più basse e viceversa

Il momento massimo sarà 2-3 volte quello da soli carichi verticali

Le sollecitazioni da sisma si riducono di molto ai piani superiori

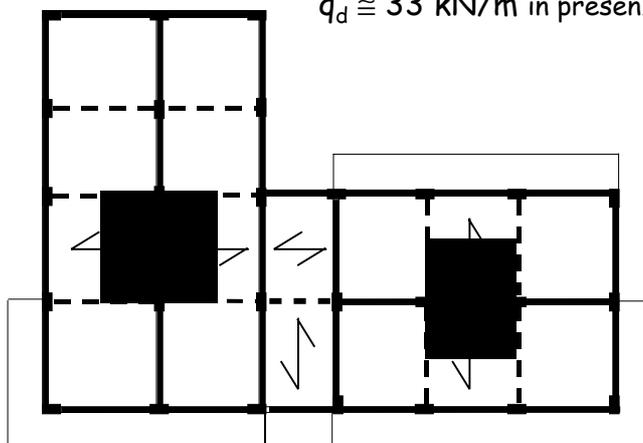
Ma avere travi rigide aiuta comunque i pilastri

### Esempio

Le travi di spina portano  
circa 5 m di solaio

$q_d \cong 55 \text{ kN/m}$  in assenza di sisma

$q_d \cong 33 \text{ kN/m}$  in presenza di sisma



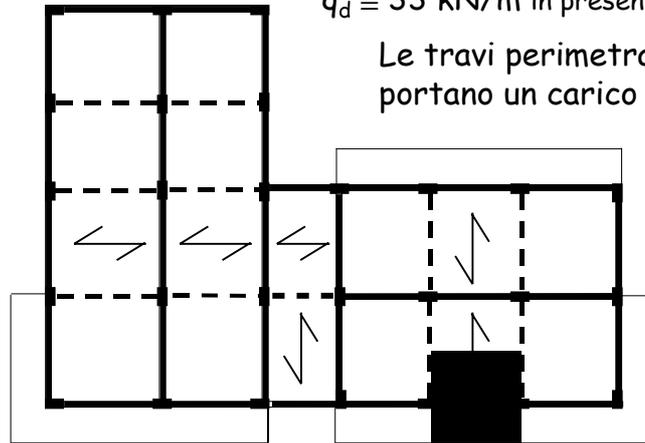
## Esempio

Le travi di spina portano  
circa 5 m di solaio

$q_d \cong 55 \text{ kN/m}$  in assenza di sisma

$q_d \cong 33 \text{ kN/m}$  in presenza di sisma

Le travi perimetrali  
portano un carico analogo



## Esempio - dimensionamento travi emergenti

Stima del momento, per soli carichi verticali

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{55 \times 4.30^2}{10} \cong 100 \text{ kNm}$$

Si può pensare, in presenza di sisma:  $M = 250 \text{ kNm}$

Dimensionamento della sezione:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.02 \sqrt{\frac{250}{0.30}} = 0.58 \text{ m}$$

sezione: 30x60

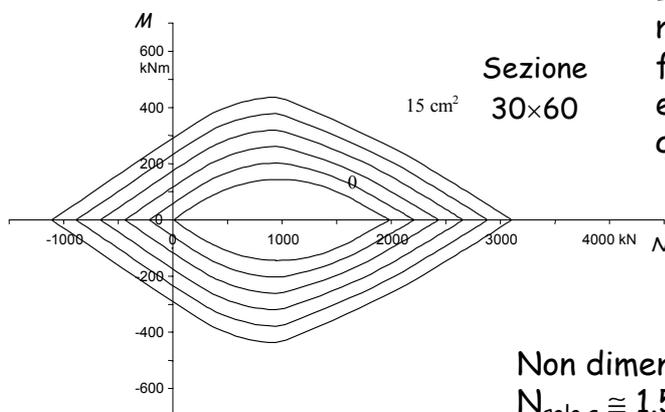
all'ultimo impalcato 30x50

## Altri carichi unitari

Una volta definita la sezione delle travi, se ne possono calcolare i carichi unitari (kN/m)

	$g_k$	$q_k$	SLU solo c.v	SLU con F	Masse SLU	Masse SLD
Travi 30 x 60	4.20		5.88	4.20	4.20	4.20
Travi 30 x 50	3.50		4.90	3.50	3.50	3.50
Travi 60 x 22	1.60		2.24	1.60	1.60	1.60
Tompagnature	6.00		8.40	6.00	6.00	6.00
Tramezzi	3.00				3.00	3.00

## Dimensionamento pilastri



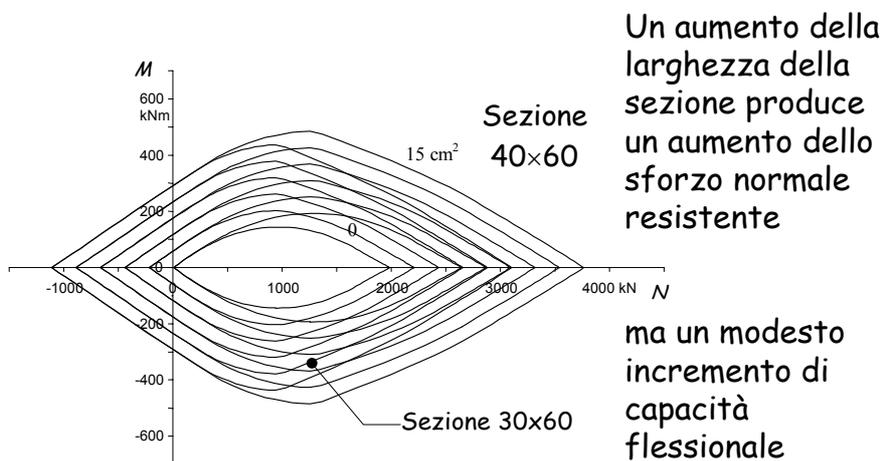
Sezione  
15 cm<sup>2</sup> 30x60

Il massimo momento flettente può essere portato quando:

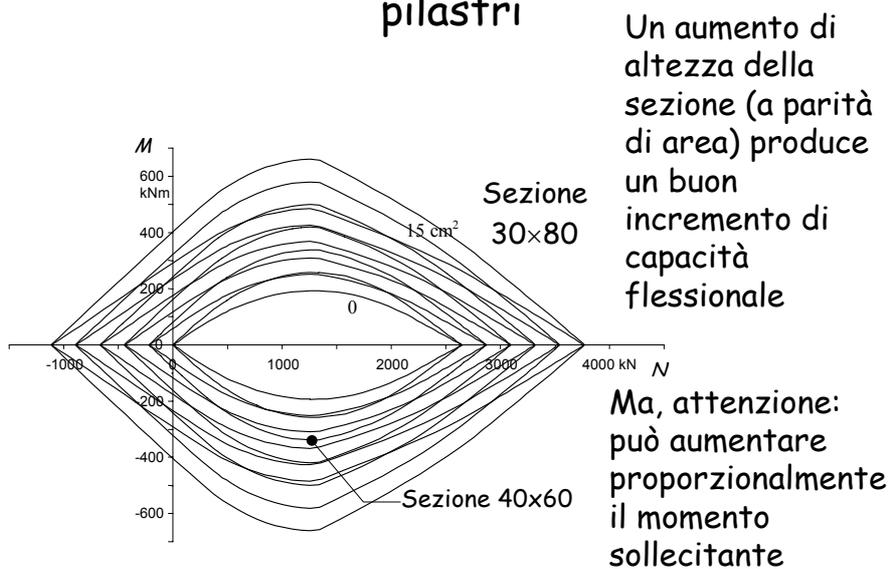
$$\frac{N}{A_c} \cong 0.5 \alpha f_{cd}$$

Non dimenticare che  
 $N_{\text{solo } q} \cong 1.5 N_{q+\text{sisma}}$

## Dimensionamento pilastri



## Dimensionamento pilastri



## Dimensionamento pilastri

Consigli:

1. Dimensionare la sezione del primo ordine in modo che la tensione media  $N/A_c$  non superi:  
↙ in presenza di sisma

$0.4 \alpha f_{cd}$  se si prevedono momenti flettenti non troppo elevati (zona 2, suolo B C E, q non troppo basso)

$0.3-0.4 \alpha f_{cd}$  se si prevedono momenti flettenti più elevati

## Dimensionamento pilastri

Consigli:

2. Usare per i diversi pilastri del primo ordine un numero basso di tipi di sezione (max 2 o 3) ed evitare eccessive differenze di momento d'inerzia

Quindi cercare di mantenere - più o meno - la stessa altezza delle sezioni e variare la base

## Dimensionamento pilastri

Consigli:

3. Ridurre gradualmente la sezione andando verso l'alto

Limitare le variazioni di sezione, che sono sempre possibile causa di errori costruttivi

Evitare forti riduzioni di tutti i pilastri ad uno stesso piano

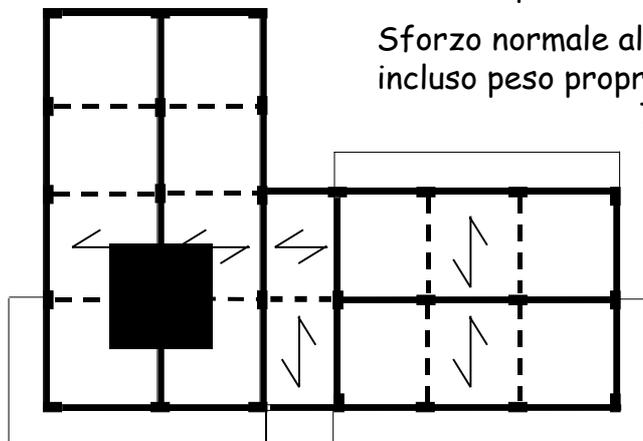
Mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

### Esempio

Pilastro interno, porta  
8 m di trave  
21 m<sup>2</sup> di solaio

Carico al piano: 140 kN

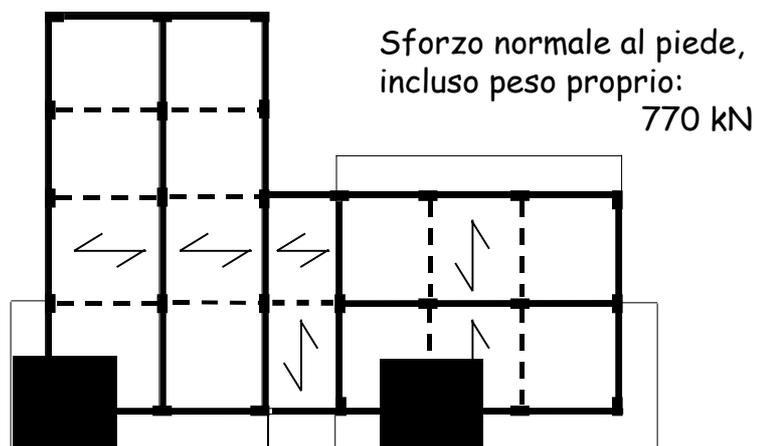
Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
770 kN



## Esempio

Pilastro laterale con sbalzo  
pilastro d'angolo con sbalzi

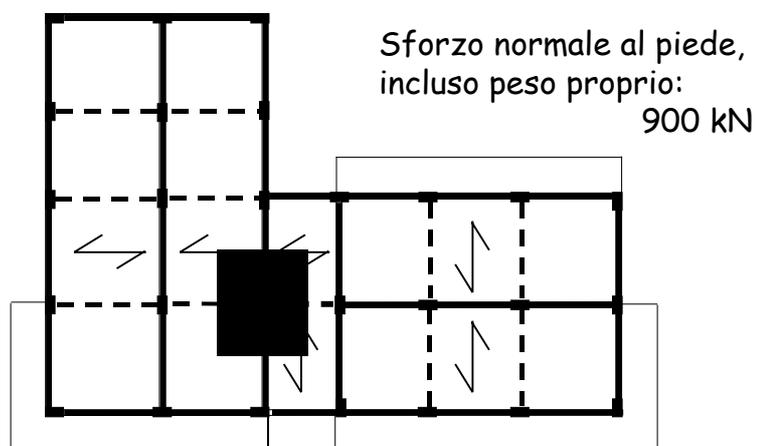
Più o meno lo stesso



## Esempio

Pilastro interno in  
corrispondenza della scala

Di più, a causa del torrino



### Esempio

Pilastro laterale privo di sbalzo o d'angolo con uno sbalzo

Carico al piano minore

Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
580 kN



### Esempio

Pilastro d'angolo privo di sbalzo

Carico al piano ancora minore

Sforzo normale al piede,  
incluso peso proprio:  
360 kN



## Esempio - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	$N_{Sd}$ (SLU con F)	$A_c$
Pilastri più caricati (20)	770 - 900 kN	1710-2000 cm <sup>2</sup>
Pilastri perimetrali senza sbalzo (5)	580 kN	1290 cm <sup>2</sup>
Pilastri d'angolo senza sbalzo (2)	360 kN	800 cm <sup>2</sup>

Se si prevedono sollecitazioni non troppo alte (zona 2, suolo B)  $A_c = \frac{N_{Sd}}{0.4 \alpha f_{cd}} \cong \frac{N_{Sd}}{4.5}$

## Esempio - dimensionamento pilastri

Tipo di pilastro	$N_{Sd}$	$A_c$	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri caricati (20)	770 - 900 kN	1710-2000 cm <sup>2</sup>	30 x 70	30 x 70
Pilastri perimetrali (5)	580 kN	1290 cm <sup>2</sup>	<del>30 x 50</del>	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	360 kN	800 cm <sup>2</sup>	<del>30 x 30</del>	30 x 70

La sezione 30 x 70 non crea problemi architettonici e permette una più uniforme distribuzione delle azioni sismiche.

## Esempio - dimensionamento pilastri

Variazione di sezione lungo l'altezza

La sezione 30 x 70 non crea problemi architettonici e non comporta costi eccessivi

quindi la si può mantenere invariata per tutta l'altezza

Solo per il torrino scala: sezioni 30x40

## Esempio - con pilastri più sollecitati

Se l'edificio fosse stato in zona 1 e suolo D

$$A_c = \frac{N_{Sd}}{0.3 \alpha f_{cd}} \cong \frac{N_{Sd}}{3.3}$$

Tipo di pilastro	$N_{Sd}$	$A_c$	Sezione minima	Sezione scelta
Pilastri molto caricati (2)	900 kN	2730 cm <sup>2</sup>	40 x 70	40 x 70
Pilastri caricati (18)	770 kN	2340 cm <sup>2</sup>	<del>40 x 60</del>	40 x 70
Pilastri perimetrali (5)	580 kN	1760 cm <sup>2</sup>	<del>30 x 60</del>	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	360 kN	1090 cm <sup>2</sup>	<del>30 x 40</del>	30 x 70

## Esempio - con pilastri più sollecitati

E ai piani superiori

Tipo di pilastro	Sezione alla base	Sezione 2° ordine	Sezione ordini sup.
Pilastri molto caricati (2)	40 x 70	40 x 70	30 x 70
Pilastri caricati (18)	40 x 70	30 x 70	30 x 70
Pilastri perimetrali (5)	30 x 70	30 x 70	30 x 70
Pilastri d'angolo (2)	30 x 70	30 x 70	30 x 70

Verifica di massima

## Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di 8÷11 kN/m<sup>2</sup>

Una valutazione di prima approssimazione del peso delle masse a ciascun piano può essere ottenuta moltiplicando la superficie totale dell'impalcato per 10 kN/m<sup>2</sup> (9 kN/m<sup>2</sup> in copertura, per la minore incidenza dei tombagni)

## Esempio - masse

La superficie degli impalcati nell'edificio in esame è

Torrino scala:  $S = 48.0 \text{ m}^2$

5° impalcato:  $S = 331.9 \text{ m}^2$

Piano tipo:  $S = 323.5 \text{ m}^2$

Per il piano terra:  $S = 263.2 \text{ m}^2$

Nota: il torrino scala può essere accorpato al 5° impalcato, ottenendo

5° impalcato e torrino:  $S = 379.9 \text{ m}^2$

## Esempio - masse

	Superficie m <sup>2</sup>	Incidenza kN/m <sup>2</sup>	Peso kN
5° impalcato più torrino	379.9	9.0	3419
4° impalcato	323.5	10.0	3235
3° impalcato	323.5	10.0	3235
2° impalcato	323.5	10.0	3235
1° impalcato	263.2	10.0	2632

Peso totale = 15756 kN

## Spettro di progetto

È ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

$$q = q_0 K_D K_R$$

Nell'esempio:

$$q_0 = 4.5 \times 1.3 = 5.85 \quad \text{telaio con più piani e più campate}$$

$K_D$  duttilità alta o bassa?

$K_R$  la struttura è regolare in altezza?

## 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

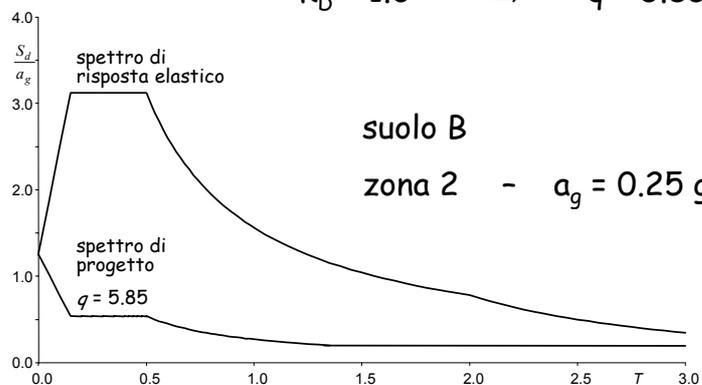
Ritengo che l'edificio in esame possa considerarsi sostanzialmente regolare in altezza:

$$K_R = 1.0$$

## Spettro di progetto

Ipotizzo (per ora) di realizzare la struttura ad alta duttilità

$$K_D = 1.0 \quad \Rightarrow \quad q = 5.85$$



## Ordinata spettrale

Dipende dal periodo

Si può assumere  $T_1 = C_1 H^{3/4}$

con

$$C_1 = 0.075$$

per strutture intelaiate in c.a.

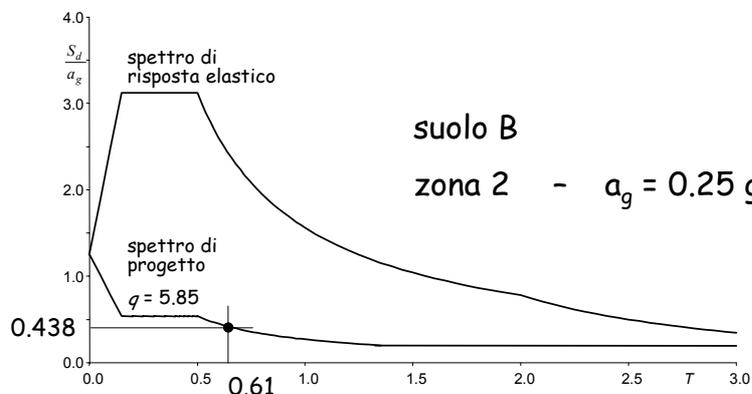
H = altezza dell'edificio dal  
piano di fondazione (m)

Nell'esempio: H = 16.40 m (escluso torrino)

$$T_1 = 0.075 \times 16.40^{3/4} = 0.61 \text{ s}$$

## Esempio - ordinata spettrale

$$S_d = 0.438 \times 0.25 \text{ g} = 0.109 \text{ g}$$



## Forze per analisi statica

Taglio alla base  $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_1) =$   
 $= 0.85 \times 15756 \times 0.109 = 1459.8 \text{ kN}$

Forza al piano  $F_k = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$

## Forze per analisi statica

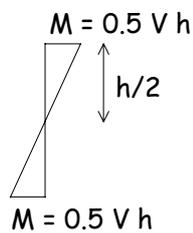
Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
5+torrino	3419	16.40	56072	503.4	503.4
4	3235	13.20	42702	383.4	886.8
3	3235	10.00	32350	290.4	1177.2
2	3235	6.80	21998	197.5	1374.7
1	2632	3.60	9475	85.1	1459.8
somma	15756		162597		

## Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

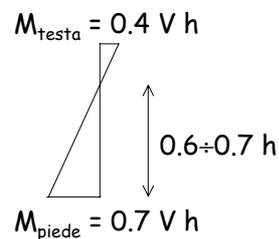
1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri "che contano" (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)

2. Valutare il momento nei pilastri

ai piani superiori

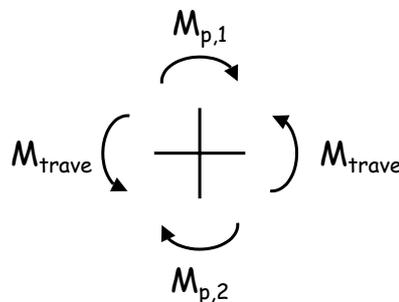


al primo ordine



## Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

3. Valutare i momenti nelle travi



Per l'equilibrio:

$$M_{trave} = \frac{M_{p,1} + M_{p,2}}{2}$$

## Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

4. Incrementare i momenti per tenere conto dell'eccentricità accidentale

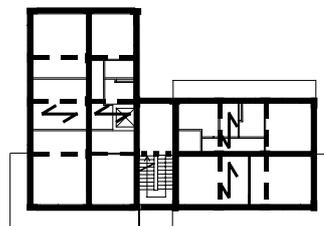
Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, incrementare del 15%

5. Se la struttura deve essere ad alta duttilità, aumentare i momenti nei pilastri (tranne che alla base); in linea di massima moltiplicare:  
per 1.2÷1.5 ai piani inferiori  
per 2 ai piani superiori

Attenzione ai casi di trave più rigida dei pilastri

## Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)
5	503.4
4	886.8
3	1177.2
2	1374.7
1	1459.8



I pilastri (tutti uguali) sono:  
13 allungati in direzione x  
14 allungati in direzione y

Ripartisco il taglio globale tra 13 pilastri

## Caratteristiche della sollecitazione 1 - ripartizione

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
5	503.4	38.7
4	886.8	68.2
3	1177.2	90.6
2	1374.7	105.7
1	1459.8	112.3

Volendo, potrei ridurre il taglio di un 20%, per tener conto del contributo dei pilastri "deboli"

## Caratteristiche della sollecitazione 2 - momento nei pilastri

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
5	503.4	38.7	62.0
4	886.8	68.2	109.1
3	1177.2	90.6	144.9
2	1374.7	105.7	169.2
1 testa	1459.8	112.3	161.7
piede			283.0

$M = V h / 2$

$M = V 0.4 h$

$M = V 0.7 h$

### Caratteristiche della sollecitazione 3 - momento nelle travi

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kNm)
5	503.4	38.7	62.0	31.0
4	886.8	68.2	109.1	85.6
3	1177.2	90.6	144.9	127.0
2	1374.7	105.7	169.2	157.0
1 testa	1459.8	112.3	161.7	165.4
piede			283.0	

$$M_t = M_{p5}/2$$

$$M_t = (M_{p5} + M_{p4})/2$$

### Caratteristiche della sollecitazione 4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	503.4	38.7	62.0	31.0
4	886.8	68.2	109.1	85.6
3	1177.2	90.6	144.9	127.0
2	1374.7	105.7	169.2	157.0
1 testa	1459.8	112.3	161.7	165.4
piede			283.0	

Caratteristiche della sollecitazione  
4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	503.4	38.7	71.3	31.0
4	886.8	68.2	125.5	85.6
3	1177.2	90.6	166.6	127.0
2	1374.7	105.7	194.6	157.0
1 testa	1459.8	112.3	186.0	165.4
piede			325.4	

+15%

Caratteristiche della sollecitazione  
4 - incremento per eccentricità

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	503.4	38.7	71.3	35.6
4	886.8	68.2	125.5	98.4
3	1177.2	90.6	166.6	146.1
2	1374.7	105.7	194.6	180.6
1 testa	1459.8	112.3	186.0	190.3
piede			325.4	

+15%

## Caratteristiche della sollecitazione 5 - per gerarchia delle resistenze

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kN)	Momento trave (kN)
5	503.4	38.7	142.5	35.6
4	886.8	68.2	225.9	98.4
3	1177.2	90.6	283.3	146.1
2	1374.7	105.7	291.9	180.6
1 testa	1459.8	112.3	278.9	190.3
piede			325.4	

x 2  
x 1.5  
 non modificato

## Verifica travi

Momento per carichi verticali (con sisma)

$$M = \frac{qL^2}{10} = \frac{33 \times 4.30^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

Momento per azione sismica

$$M = 190 \text{ kNm}$$

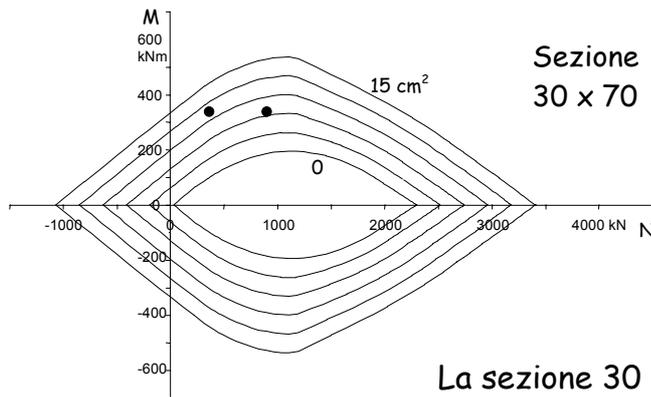
Momento massimo, totale

$$M = 60 + 190 = 250 \text{ kNm}$$

La sezione 30 x 60 va bene

## Verifica pilastri

Utilizzando il dominio M-N



M = 325 kNm

N = 360 kN

N = 900 kN

occorrono 3 o 4  
Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 va bene

## FINE

Per questa presentazione:

coordinamento

realizzazione

ultimo aggiornamento

A. Gherzi

M. Bosco,

A. Gherzi

30/03/2004