

Edifici in cemento armato

Progettazione strutturale

Teramo, 2-3 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 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 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

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



La costa di Giardini Naxos
Foto © [Giambattista Scivoletto](#)

Analisi del comportamento di strutture in zona sismica

Per analizzare il comportamento della struttura occorre:

- 1) definire un modello per l'edificio
- 2) definire un modello per le azioni
- 3) definire un modello di comportamento

Analisi del comportamento di strutture in zona sismica

Per analizzare il comportamento della struttura occorre:

1) definire un modello per l'edificio

l'edificio (o, più in generale, l'oggetto del calcolo) non è costituito solo dalla struttura; occorre quindi definire

- quali elementi considerare e quali trascurare
- lo schema geometrico
- ipotesi semplificative

Analisi del comportamento di strutture in zona sismica

Per analizzare il comportamento della struttura occorre:

2) definire un modello per le azioni

possediamo registrazioni di diversi eventi sismici, ma per progettare una struttura dobbiamo "prevedere" quelle che saranno le azioni future che essa dovrà sopportare; occorre quindi definire

- terremoti di progetto
- spettri di risposta elastica e di progetto

Analisi del comportamento di strutture in zona sismica

Per analizzare il comportamento della struttura occorre:

3) definire un modello di comportamento

occorre indicare in che modo valutare la risposta della struttura all'azione sismica; ciò può essere fatto con

- analisi dinamica non lineare
- analisi statica non lineare
- analisi modale
- analisi statica

Regolarità e modello strutturale

Ipotesi nella modellazione

- trascurare gli elementi non strutturali (tramezzi e tompagni)
- considerare ciascun impalcato come infinitamente rigido nel proprio piano
- assumere uno schema geometrico di telaio spaziale o di insieme spaziale di telai piani
- considerare la struttura incastrata al piede ed analizzare separatamente la fondazione, soggetta alle azioni di incastro

Queste ipotesi possono essere inficiate, in misura minore o maggiore, dalla mancanza di regolarità.

Regolarità e modello strutturale

Elementi non strutturali

Possibili schematizzazioni del tompagno

- insieme di lastre, collegate in più punti alla maglia di telaio

problemi: difficoltà a tenere conto dell'unilateralità del vincolo

complessità dello schema

vantaggi: possibilità di analizzare tompagni con aperture

Regolarità e modello strutturale

Elementi non strutturali

Possibili schematizzazioni del tompagno

- pendolo, disposto nella diagonale compressa

larghezza B del pendolo (essendo l_d la lunghezza della diagonale, A l'area del pannello di muratura):

studi sperimentali di B. Stafford Smith: $B = 0.15 \div 0.30 l_d$

M. Pagano: $B = 0.5 A l_d \quad \Rightarrow \quad B \cong 0.20 \div 0.25 l_d$

D.M. 2/7/81 (Riparazione edifici ...): $B = 0.10 l_d$

Regolarità e modello strutturale

Elementi non strutturali

Effetto locale dei tompagni su travi e pilastri

- variazione dello sforzo normale nei pilastri (dovuto alla componente verticale della forza nella diagonale)
- variazione del taglio nella zona di estremità dei pilastri (dovuto alla componente orizzontale della forza nella diagonale), perché il pannello murario ha un contatto diffuso con le aste e non trasmette la forza direttamente nel nodo

Regolarità e modello strutturale

Elementi non strutturali

Effetto locale dei tompagni su travi e pilastri

- variazione del momento flettente nella zona di estremità dei pilastri, valutabile con $\Delta M = V L/10$ (essendo V la componente orizzontale della forza nella diagonale ed L la lunghezza dell'asta)
- analoghe variazioni del taglio e del momento flettente nelle travi

Regolarità e modello strutturale

Elementi non strutturali

Effetto globale dei tompagni su travi e pilastri

- se la distribuzione dei tompagni è regolare
 - i tompagni assorbono una parte dell'azione sismica (dal 10 al 50%)
 - le sollecitazioni nelle aste si riducono globalmente della stessa aliquota
 - l'incremento di sollecitazioni dovuto all'effetto locale dei tompagni è minore della riduzione globale
 - travi e pilastri stanno meglio**
- trascurare i tompagni è a vantaggio di sicurezza

Regolarità e modello strutturale

Elementi non strutturali

Effetto globale dei tompagni su travi e pilastri

- se la distribuzione dei tompagni è regolare

occorre però fare attenzione a:

comportamento dinamico: la presenza di tompagni riduce il periodo proprio della struttura; ciò può comportare un incremento dell'azione sismica

comportamento inelastico: la rottura dei tompagni è fragile; quando essa avviene, l'aliquota di azione sismica portata dai tompagni si scarica istantaneamente sulla struttura

Regolarità e modello strutturale

Elementi non strutturali

Effetto globale su travi e pilastri della presenza dei tompagni

- se la distribuzione dei tompagni non è regolare

se vi sono pochi tompagni molto robusti, l'incremento di sollecitazioni dovuto all'effetto locale dei tompagni è maggiore della riduzione globale;

→ pilastri e travi adiacenti a tali tompagni possono andare in crisi prima del previsto

Regolarità e modello strutturale

Elementi non strutturali

Effetto globale su travi e pilastri della presenza dei
tompagni

- se la distribuzione dei tompagni non è regolare

gli aspetti dinamici ed inelastici possono peggiorare ulteriormente la situazione: l'azione sismica, maggiorata per la riduzione di periodo, anticipa ulteriormente la rottura dei pilastri; la rottura dei tompagni può scaricare l'aliquota di azione sismica portata su pilastri già danneggiati o prossimi al collasso

travi e pilastri stanno peggio

→ non è corretto trascurare i tompagni

Regolarità e modello strutturale

Edificio a
Kobe

Elementi non strutturali

Altri problemi globali dovuti ad una distribuzione non regolare dei tumpagni

- una distribuzione planimetricamente irregolare dei tumpagni altera il comportamento statico della struttura e può provocare incrementi anche notevoli di sollecitazione sugli elementi più eccentrici; particolarmente fuorviante è il caso di edifici con struttura simmetrica o bilanciata (baricentro delle masse coincidente con quello delle rigidzze) ed elementi non strutturali dissimmetrici



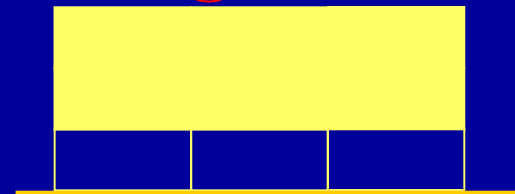
Regolarità e modello strutturale

Elementi non strutturali

Altri problemi globali dovuti ad una distribuzione non regolare dei travi

- una distribuzione planimetricamente irregolare dei travi può accentuare i problemi di resistenza e rigidezza degli impalcati (vedi più avanti: impalcato)
- una distribuzione irregolare dei travi in pianta o lungo l'altezza può accentuare i problemi di risposta dinamica in campo elastico ed inelastico (pilotis)

Le Corbusier



Regolarità e modello strutturale

Impalcato

Col termine "impalcato" si intende

l'insieme di solai e travi posti ad una stessa quota, in particolare quando li si considera soggetti ad azioni orizzontali.

La parte resistente di questo elemento è quindi, soprattutto, la soletta del solaio. Per carichi verticali si considera separatamente il solaio come trave continua appoggiata sulle travi (o vincolata con incastro parziale) e le travi come appartenenti al telaio spaziale e caricate con l'azione uniforme trasmessa dal solaio.

Regolarità e modello strutturale

Impalcato

Possibili schematizzazioni dell'impalcato

- insieme di lastre, collegate ai nodi del telaio spaziale

problemi: complessità dello schema

vantaggi: possibilità di tenere conto della deformabilità dell'impalcato nel suo piano

- elemento infinitamente rigido nel suo piano e quindi vincolo mutuo tra i nodi del telaio spaziale

Regolarità e modello strutturale

Impalcato

Verifiche necessarie

- *verifica di rigidità dell'impalcato*

è necessaria solo se si è formulata l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel suo piano

richiede di:

- analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
- calcolarne la deformazione con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave deformabile a taglio
- confrontare le deformazioni relative tra impalcati adiacenti con gli spostamenti relativi forniti dalla risoluzione del telaio spaziale

Regolarità e modello strutturale

Impalcato

Verifiche necessarie

- *verifica di resistenza dell'impalcato*
è SEMPRE necessaria

richiede di:

1. analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
2. eventualmente utilizzare azioni ottenute mediante schemi limite per tenere conto di elementi trascurati nello schema risolutivo (ad esempio i tompagni)

Regolarità e modello strutturale

Impalcato

Verifiche necessarie

- *verifica di resistenza dell'impalcato*
è SEMPRE necessaria

richiede di:

3. calcolarne lo stato tensionale (con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave)
4. confrontare le caratteristiche di sollecitazione con i valori limite;
5. valutare l'ammissibilità della sezione in calcestruzzo e l'eventuale necessità di armature aggiuntive per garantire la resistenza

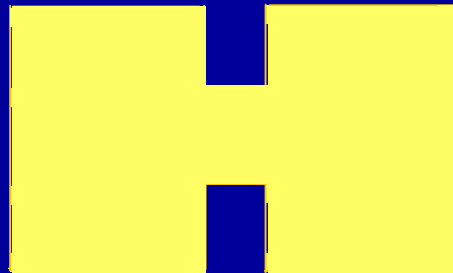
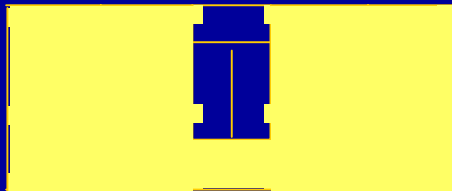
Regolarità e modello strutturale

Impalcato

Irregolarità strutturali e conseguenti problemi

- *forma poco compatta e presenza di grosse rientranze o parti mancanti nell'impalcato:*

➔ riduce localmente la resistenza e rende possibili grosse deformazioni localizzate



Casi tipici

Regolarità e modello strutturale

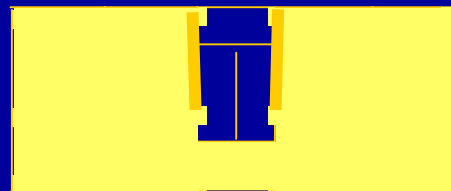
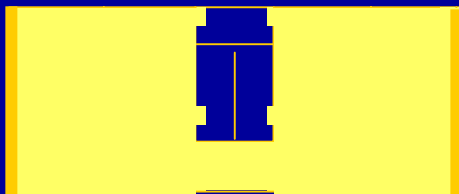
Impalcato

Irregolarità strutturali e conseguenti problemi

- *presenza di un numero molto basso di elementi resistenti verticali (singole pareti o nuclei irrigidenti):*

➔ per riportare l'azione sismica a tali elementi nascono sollecitazioni e deformazioni rilevanti

Casi tipici



Regolarità e modello strutturale

Impalcato

Irregolarità strutturali e conseguenti problemi

- *Variazione della rigidezza degli elementi resistenti verticali (telai e soprattutto pareti) tra un piano e l'altro:*


 nel trasferire azioni rilevanti da un punto all'altro l'impalcato può essere molto sollecitato e quindi deformarsi molto

Regolarità e modello strutturale

Impalcato

Irregolarità strutturali e conseguenti problemi

- *presenza di elementi trascurati nel modello geometrico (tompagni):*

 se questi elementi hanno una rigidezza rilevante, possono dar luogo ai problemi innanzi elencati; anche quando trascurare questi elementi è a vantaggio di sicurezza per travi e pilastri, può non esserlo per l'impalcato

Regolarità e modello strutturale

Schema geometrico di telaio

- l'uso di sezioni molto diverse, la presenza di travi che scaricano su altre travi o di pilastri che scaricano su travi ed altre irregolarità geometriche analoghe creano problemi nell'uso del modello di telaio (piano o spaziale) che richiede che gli assi delle aste che si uniscono in un nodo convergano in un punto
- la mancanza di aste verticali può inficiare il modello di insieme spaziale di telai piani, che trascura la congruenza verticale dei telai ortogonali nei punti di contatto
- la non ortogonalità di travi può inficiare il modello di insieme spaziale di telai piani, che trascura la interazione flesso-torsionale tra i telai ortogonali

Regolarità e modello strutturale

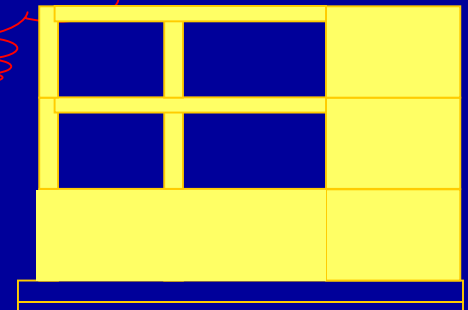
Separazione tra struttura e fondazione

L'ipotesi di struttura incastrata al piede è accettabile se la rigidezza degli elementi di fondazione è maggiore di quella delle travi e dei pilastri. Questo si può ottenere facilmente se le aste in elevazione hanno rigidezze tra loro comparabili

La presenza di alcune aste molto più rigide (ad esempio pareti) renderebbe necessario conferire una rigidezza molto elevata agli elementi di fondazione.

Ciò può essere anche non sufficiente, a causa della inevitabile deformabilità del terreno, a meno di non realizzare una fondazione scatolare estremamente rigida.

Casi tipici





Vetrina di Dolci tipici siciliani a Taormina
Foto © [Giambattista Scivoletto](#)

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

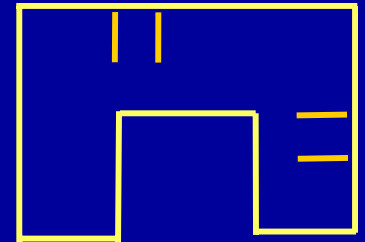
Rendere la struttura il più regolare possibile

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:

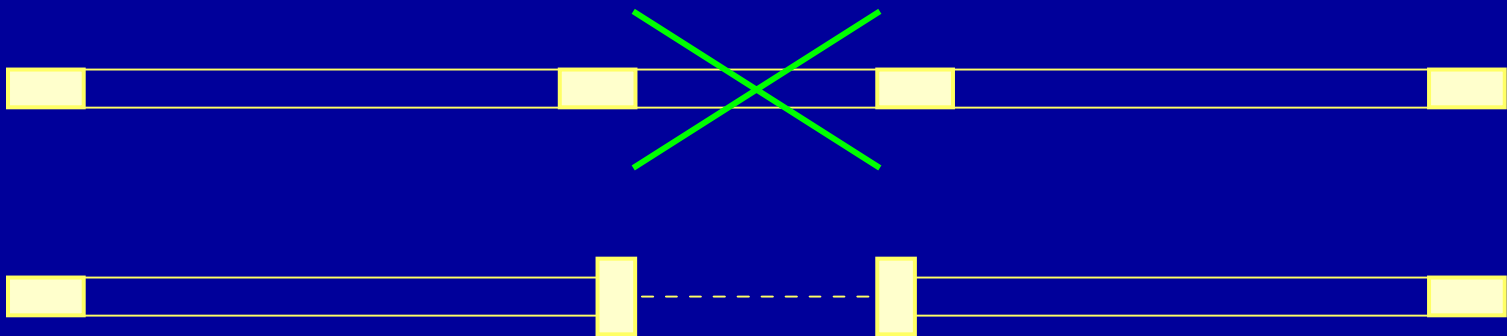
- Adottare per le luci di sbalzi, solai e travi limiti massimi leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma

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

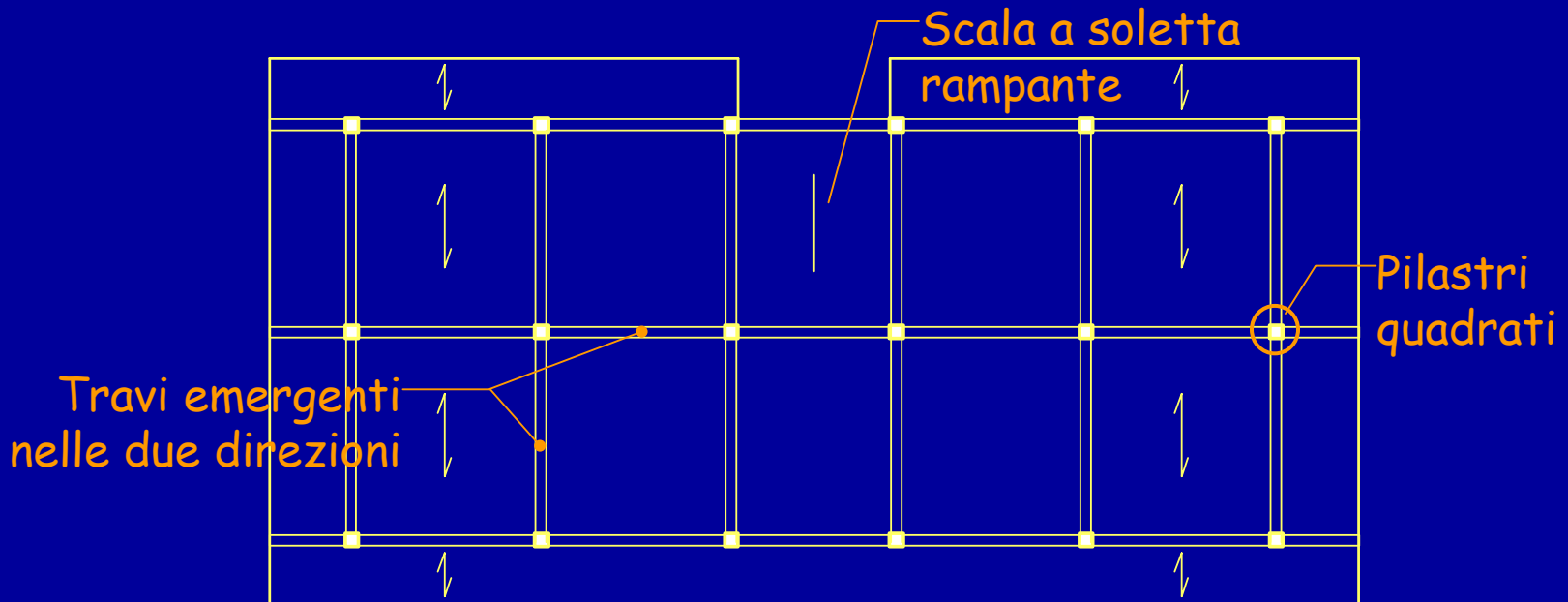
Nell'impostazione per carichi verticali:

- 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

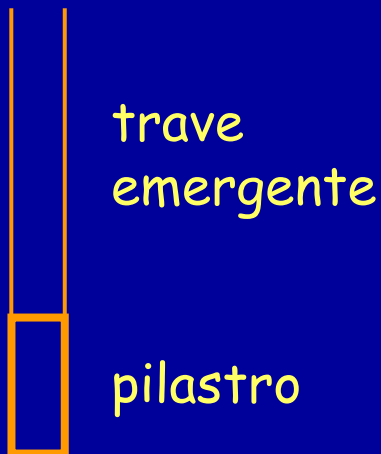
Nell'impostazione per azioni orizzontali:

- 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



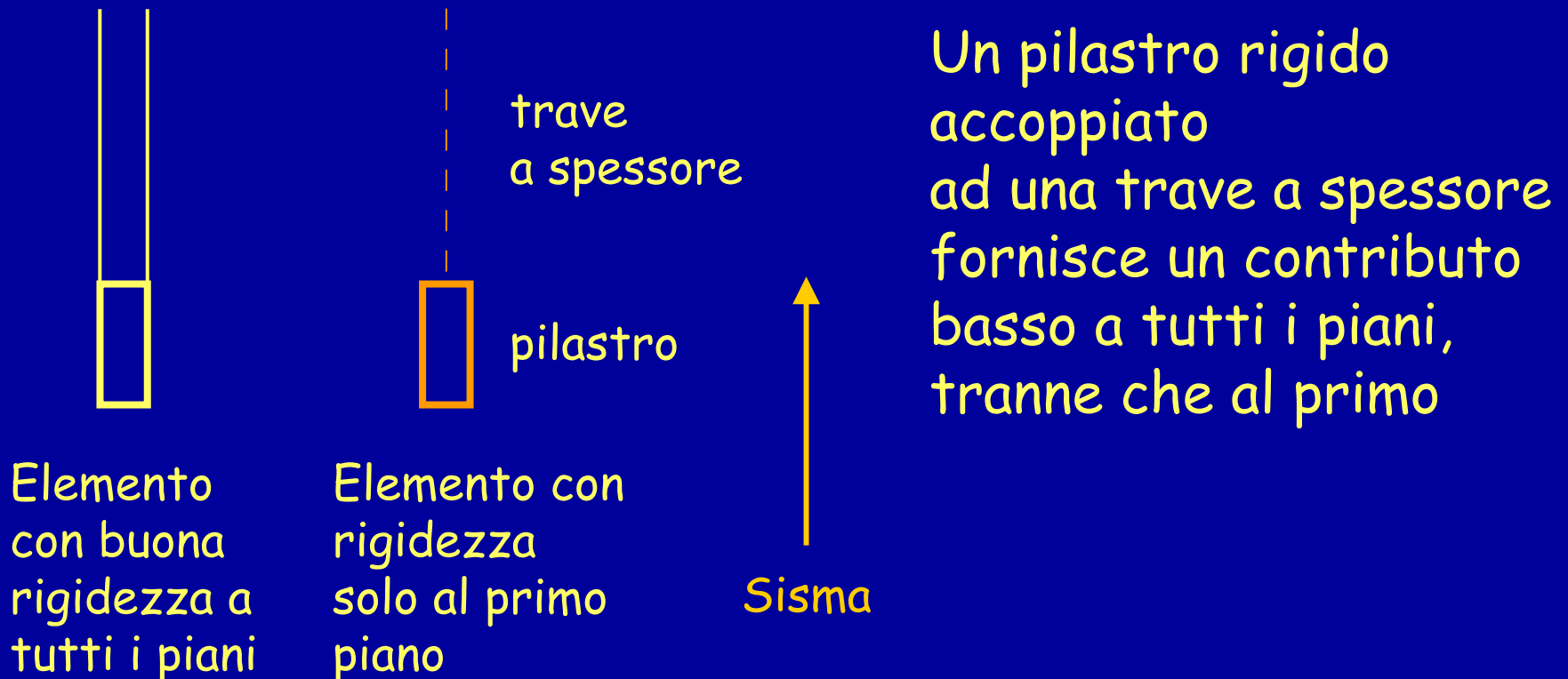
Elemento
con buona
rigidezza a
tutti i piani



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



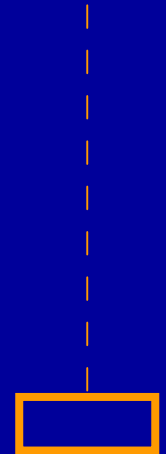
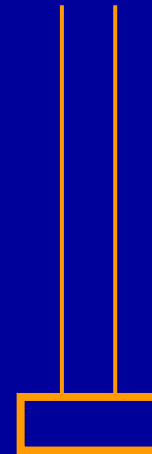
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



Elemento
con buona
rigidezza a
tutti i piani

Elemento con
rigidezza
solo al primo
piano



I pilastri con inerzia
minima danno contributo
in prima approssimazione
trascurabile

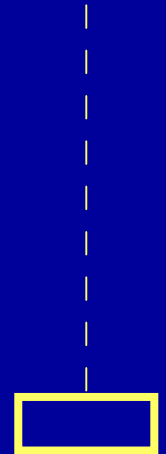
Elementi resistenti alle azioni orizzontali

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



Elemento con buona rigidità a tutti i piani

Elemento con rigidità solo al primo piano

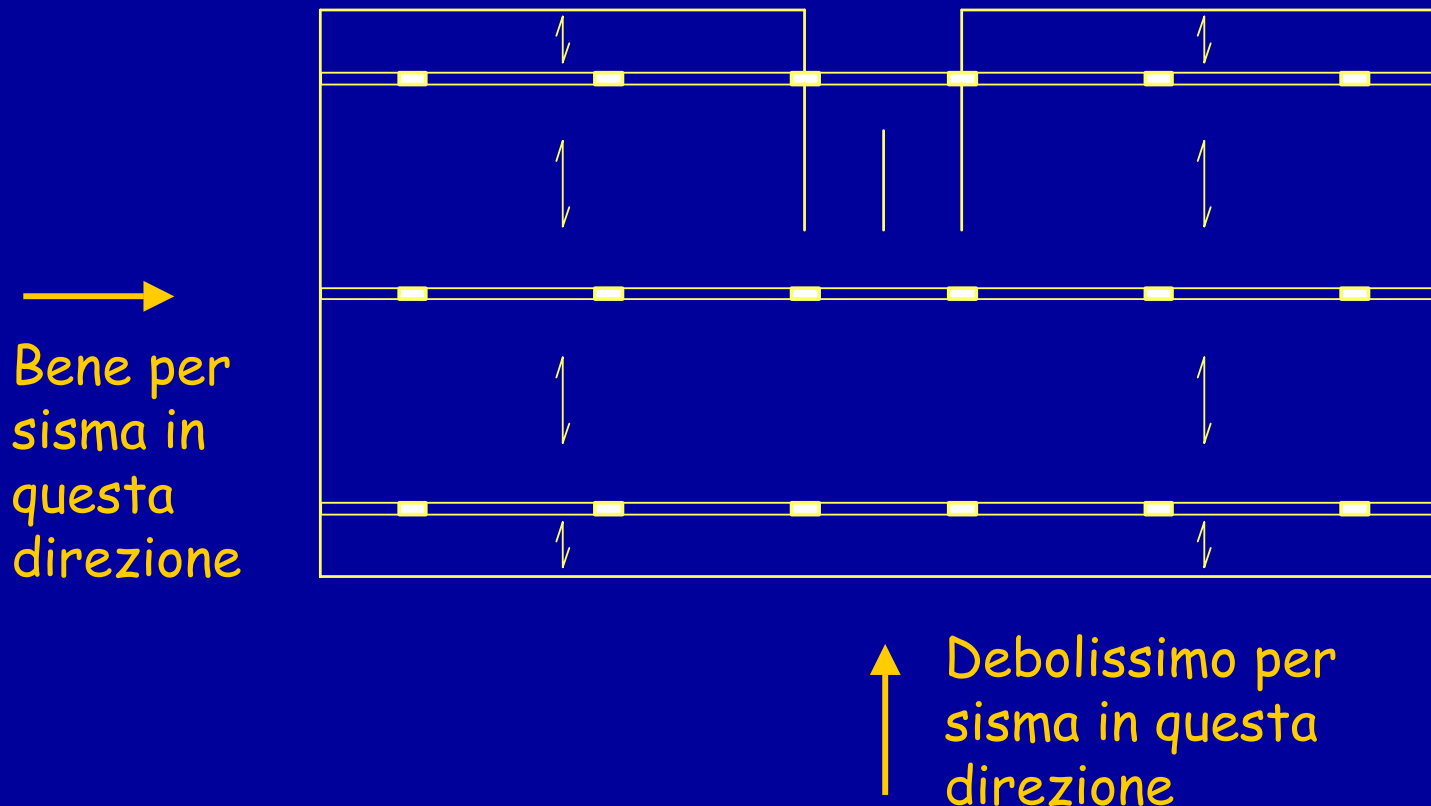


Elemento con rigidità limitata a tutti i piani

Elemento con rigidità trascurabile a tutti i piani

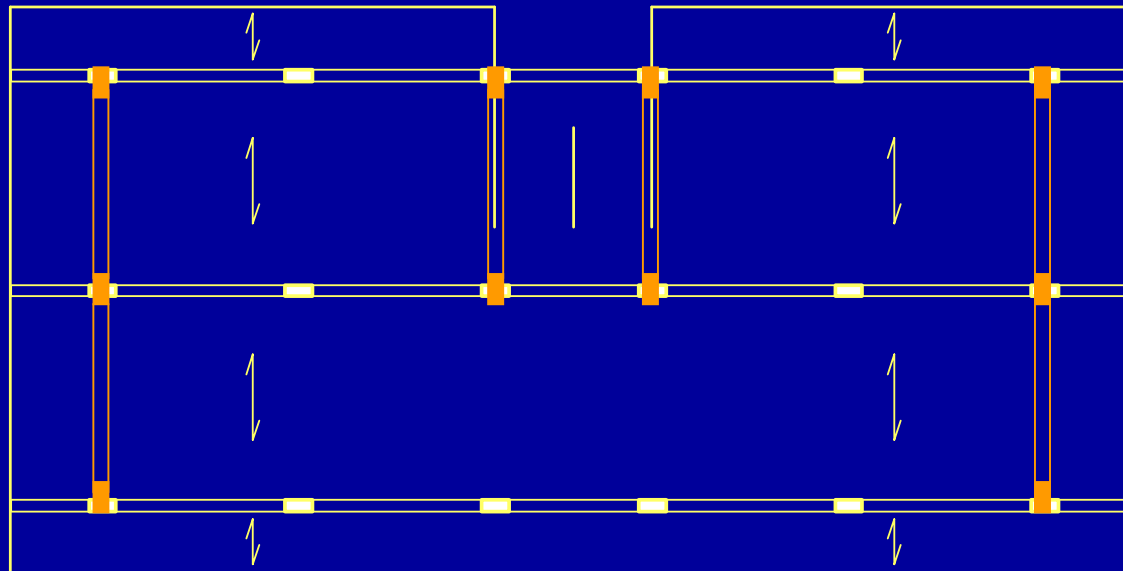
Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Al limite, per soli carichi verticali:



Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:

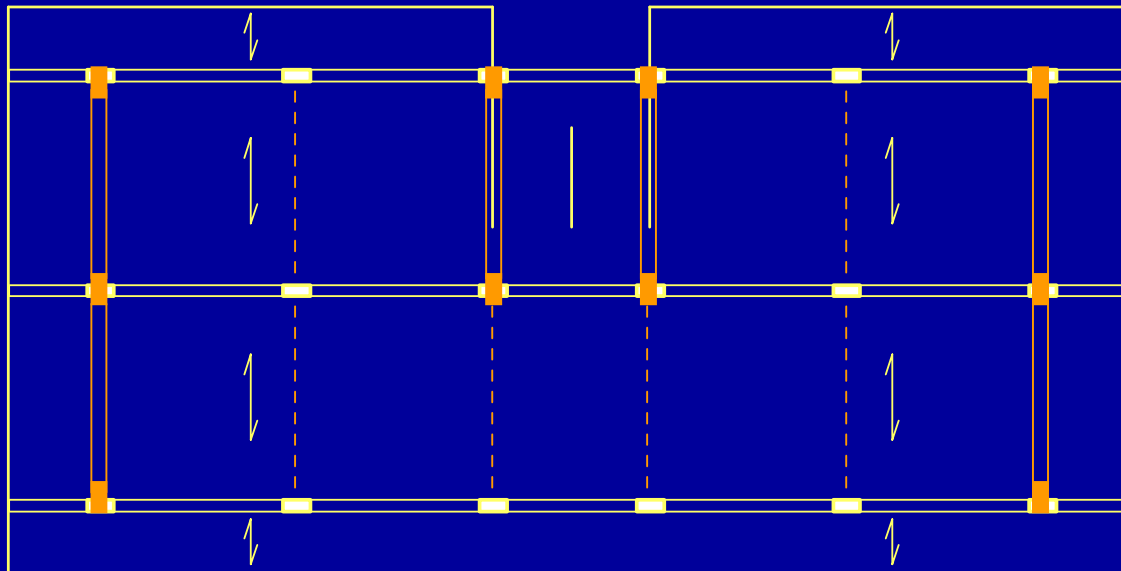


Girare un certo numero
di pilastri

Aggiungere travi emergenti
per renderli efficaci

Carpenteria: da soli carichi verticali ad azioni orizzontali

Interventi, per azioni orizzontali:

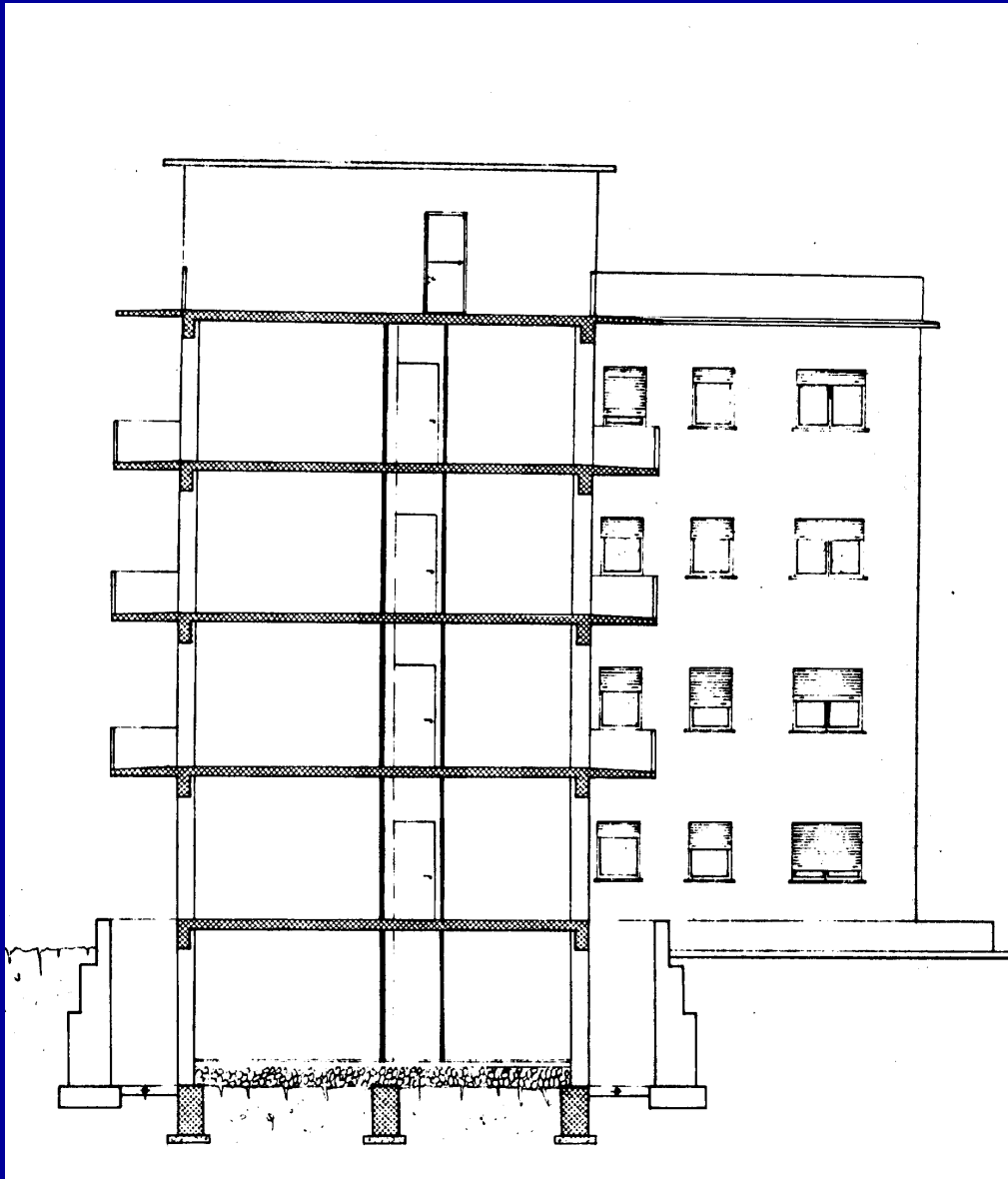


Si potranno poi aggiungere altre travi, a spessore, che sono però irrilevanti ai fini sismici

Esempio

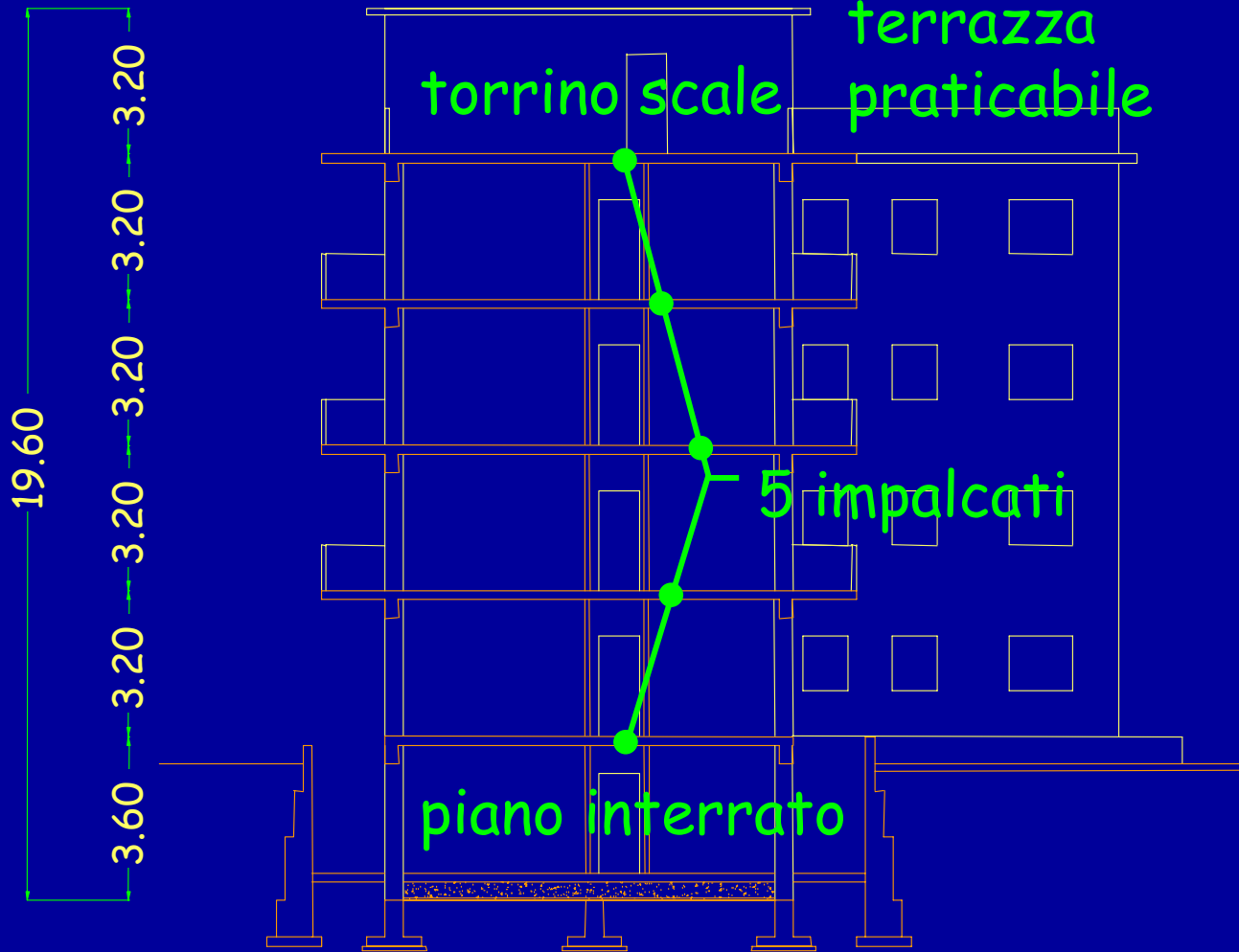


Esempio



Sezione

Esempio

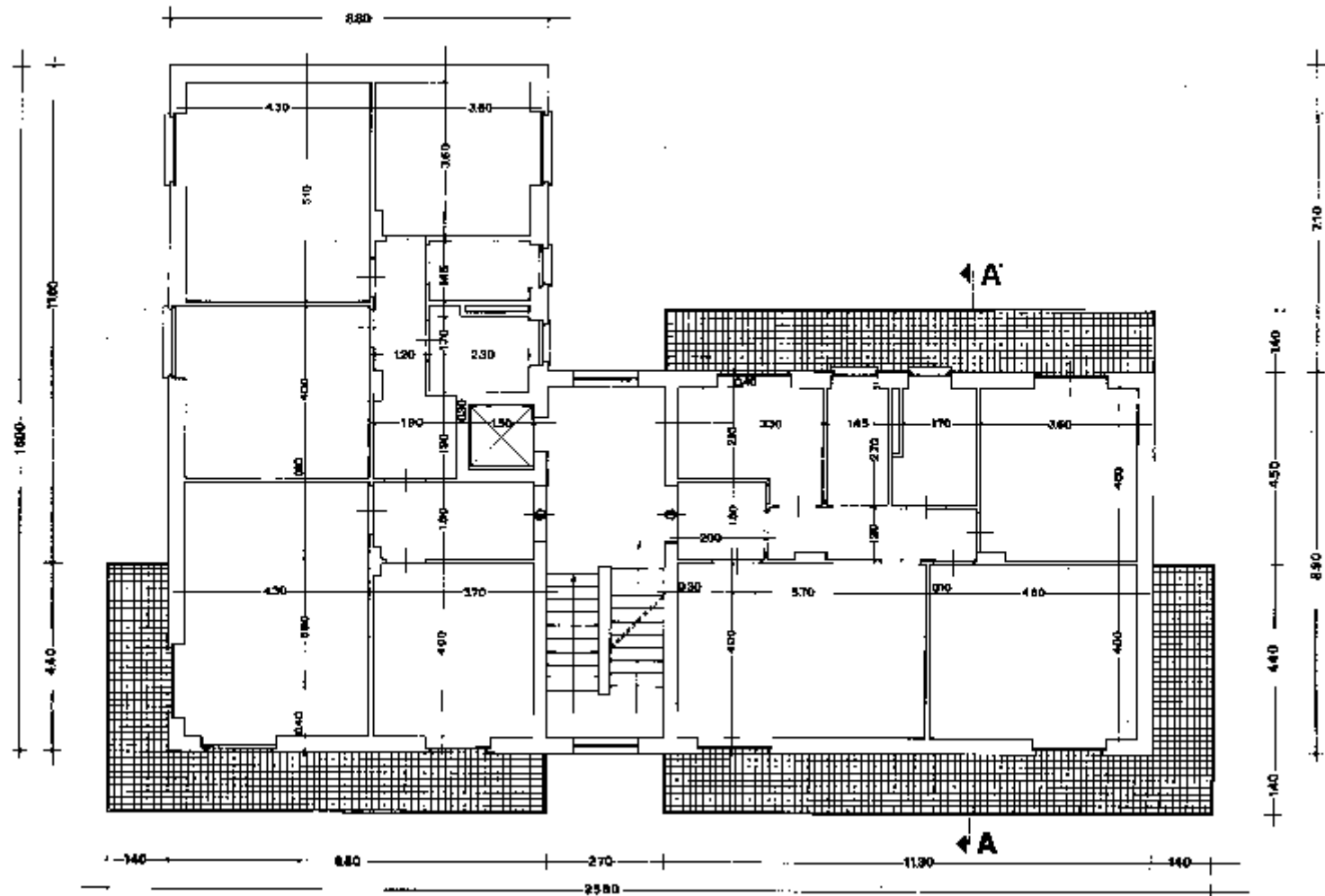


Sismicità media
= zona 2

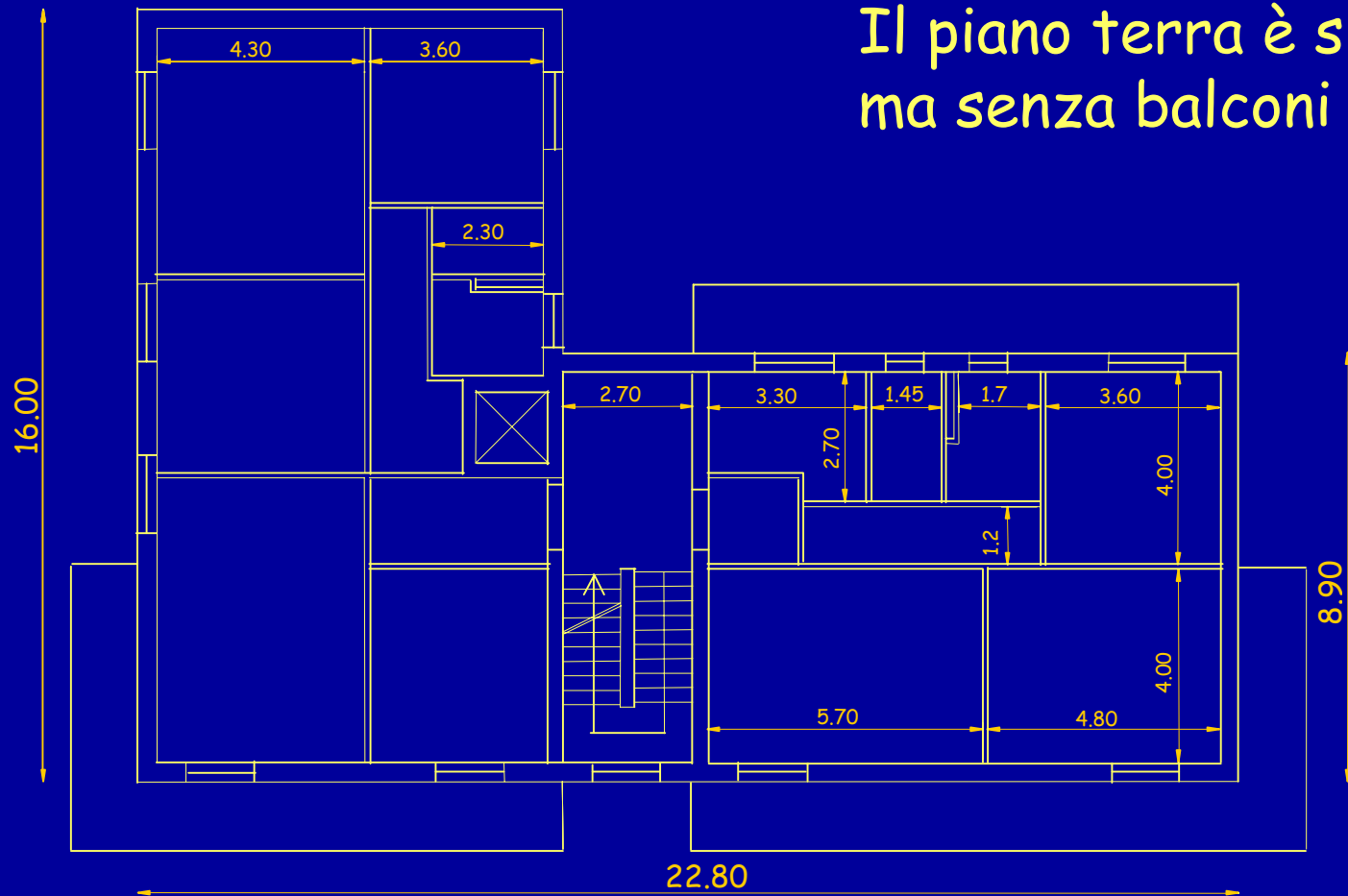
Terreno
costituito da
sabbie e ghiaie
mediamente
addensate

Sezione

Piano tipo

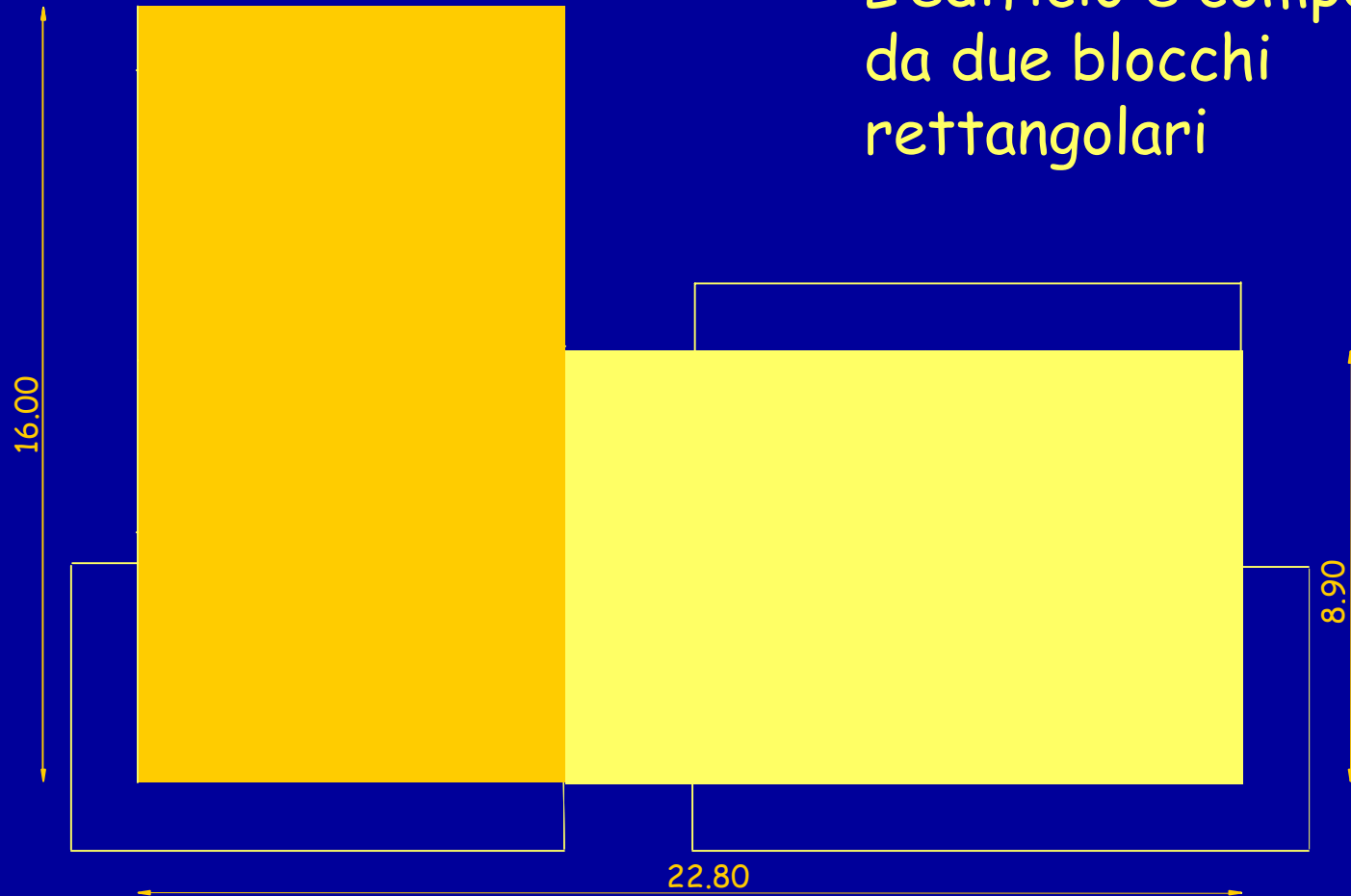


Piano tipo



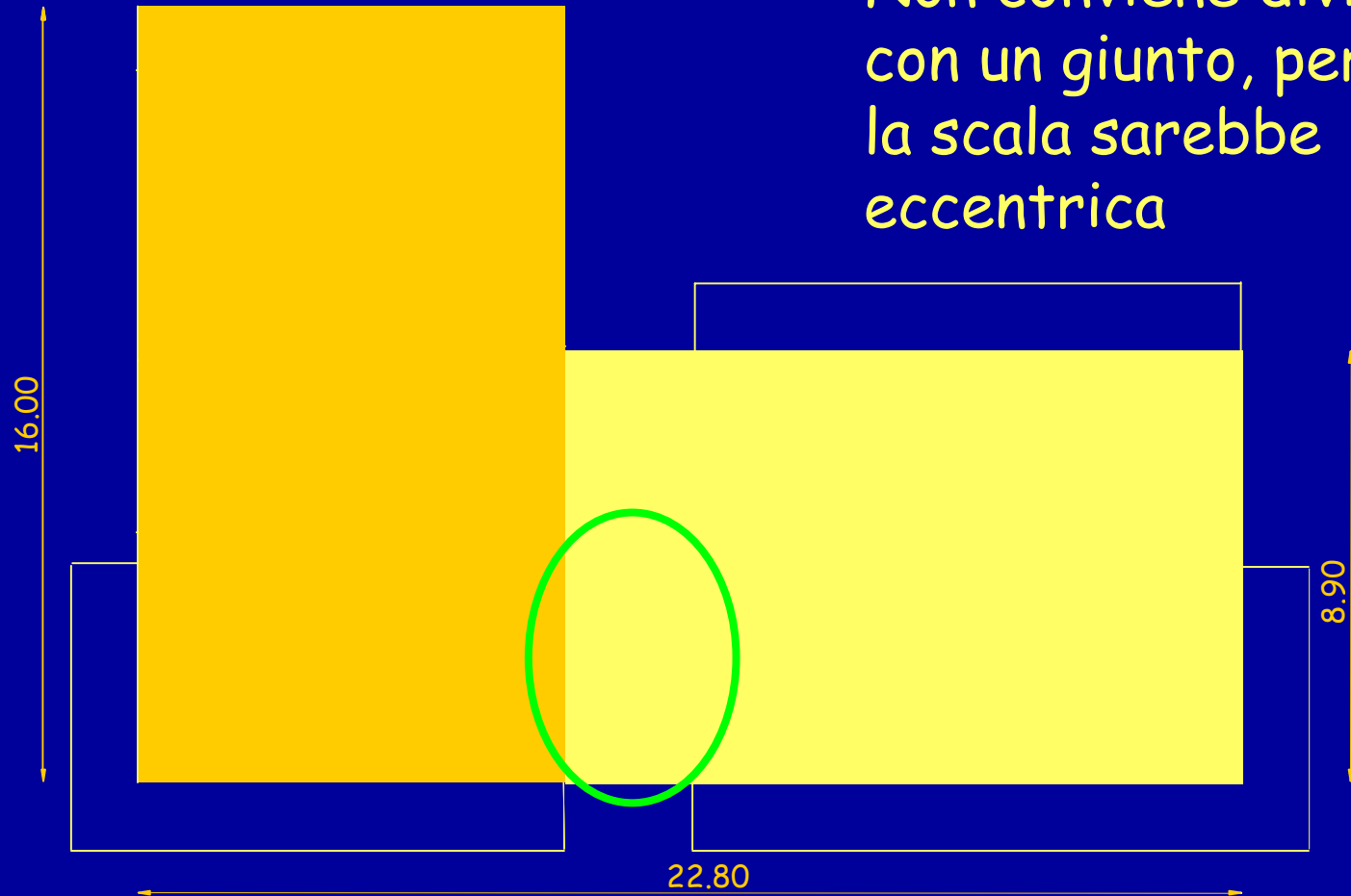
Piano tipo

L'edificio è composto da due blocchi rettangolari



Piano tipo

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



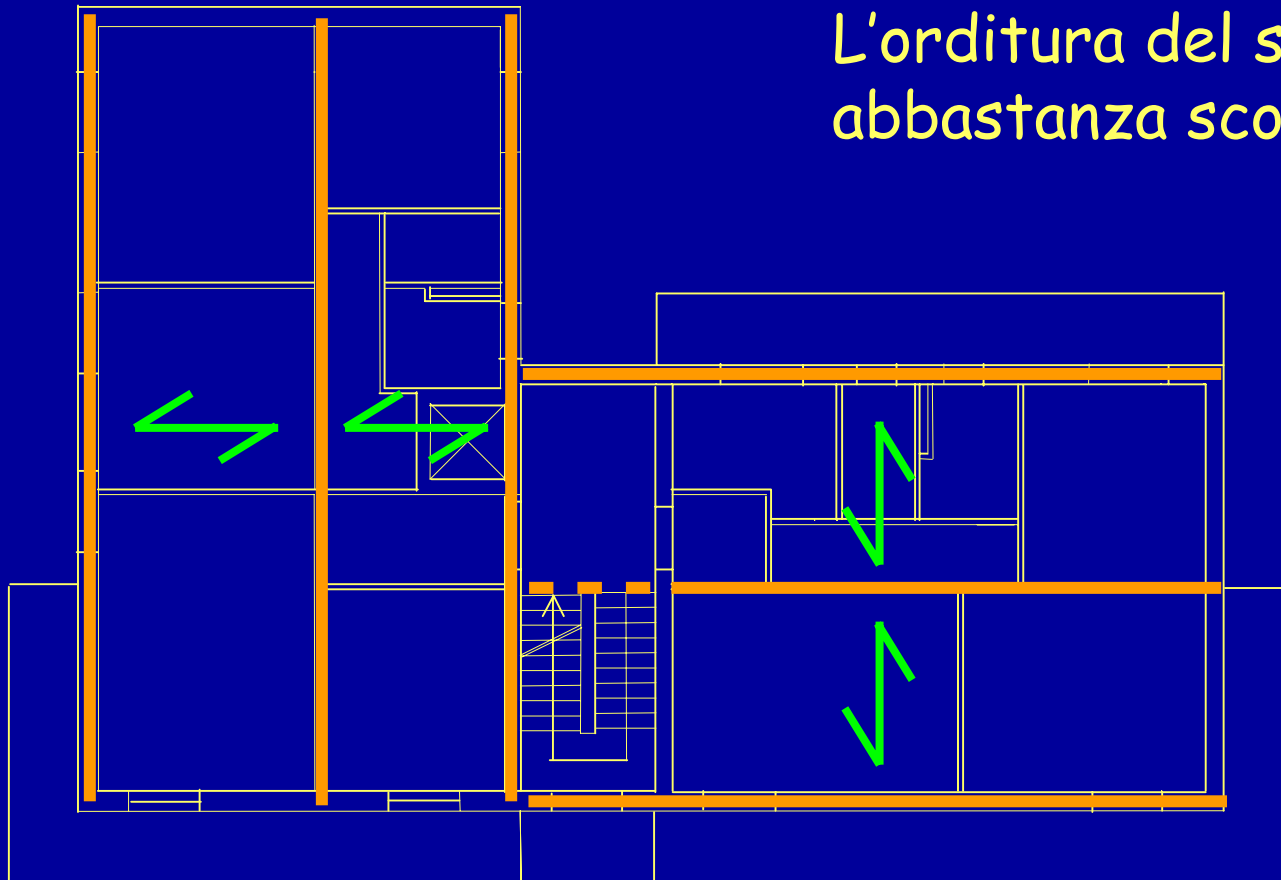
Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali

Esistono chiari allineamenti per le travi



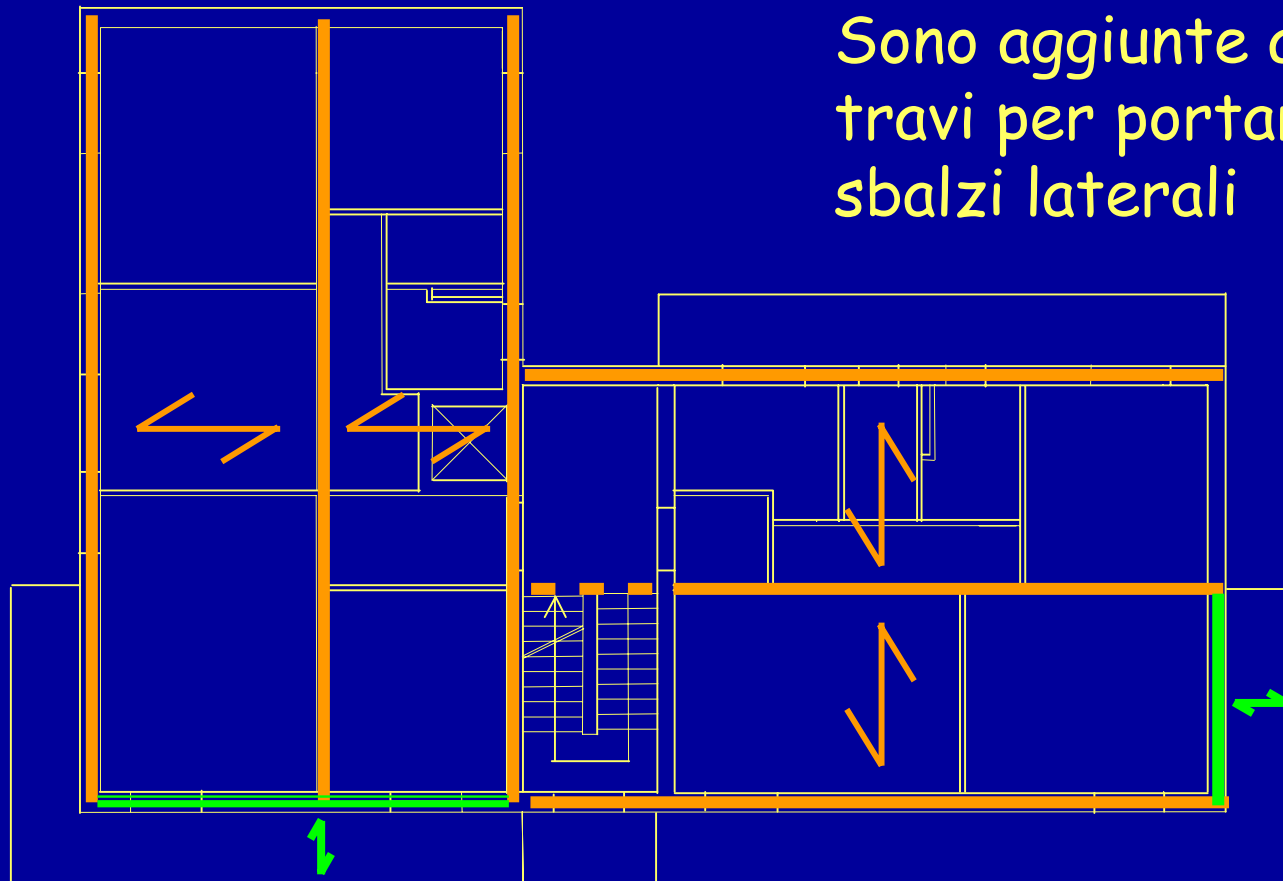
Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali

L'orditura del solaio è abbastanza scontata



Impostazione della carpenteria pensando ai carichi verticali

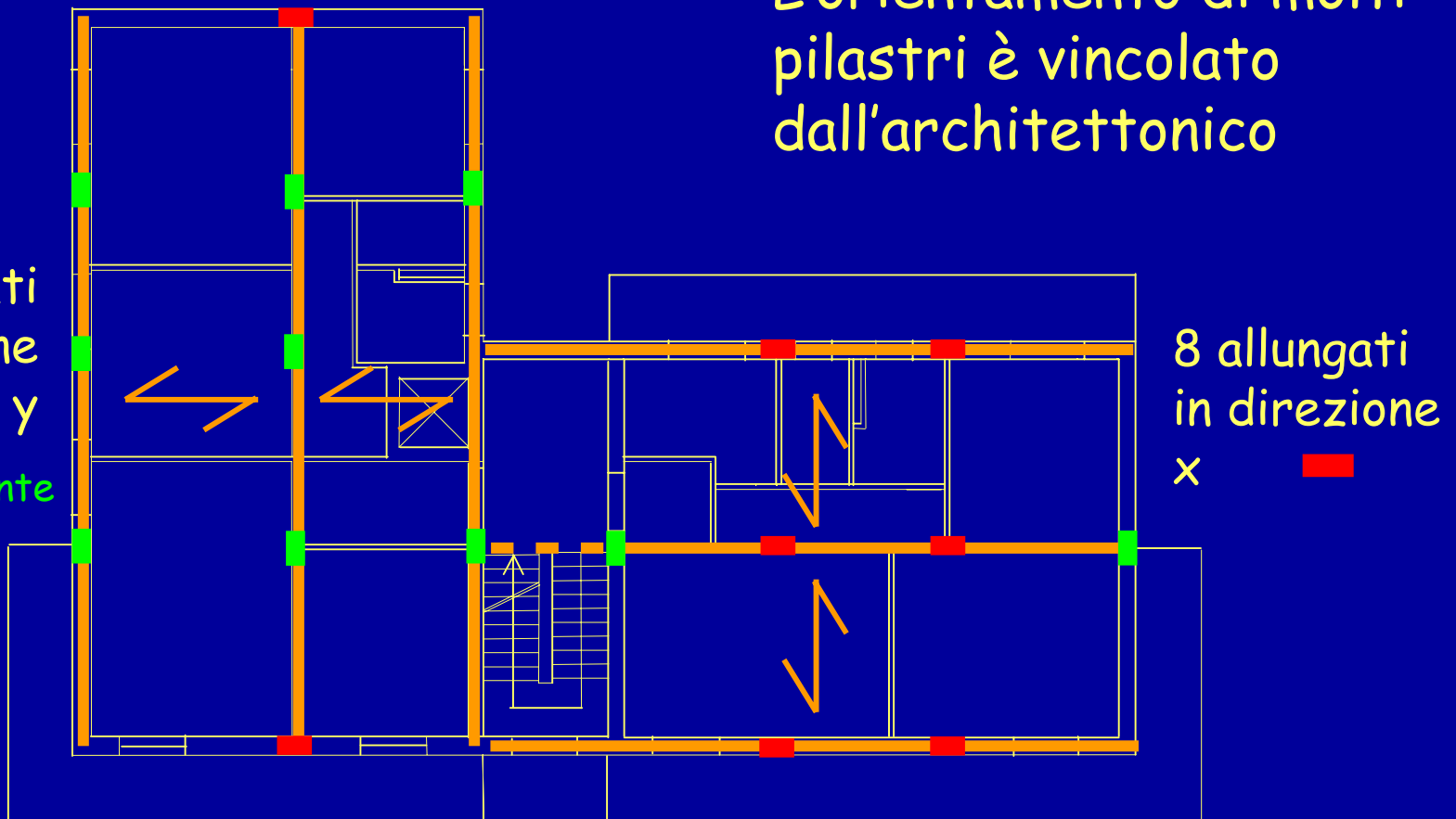
pensando ai carichi verticali



Sono aggiunte alcune travi per portare gli sbalzi laterali

Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

L'orientamento di molti pilastri è vincolato dall'architettura



10 allungati
in direzione

■ y

prevalentemente
nella parte
sinistra del
fabbricato

8 allungati
in direzione

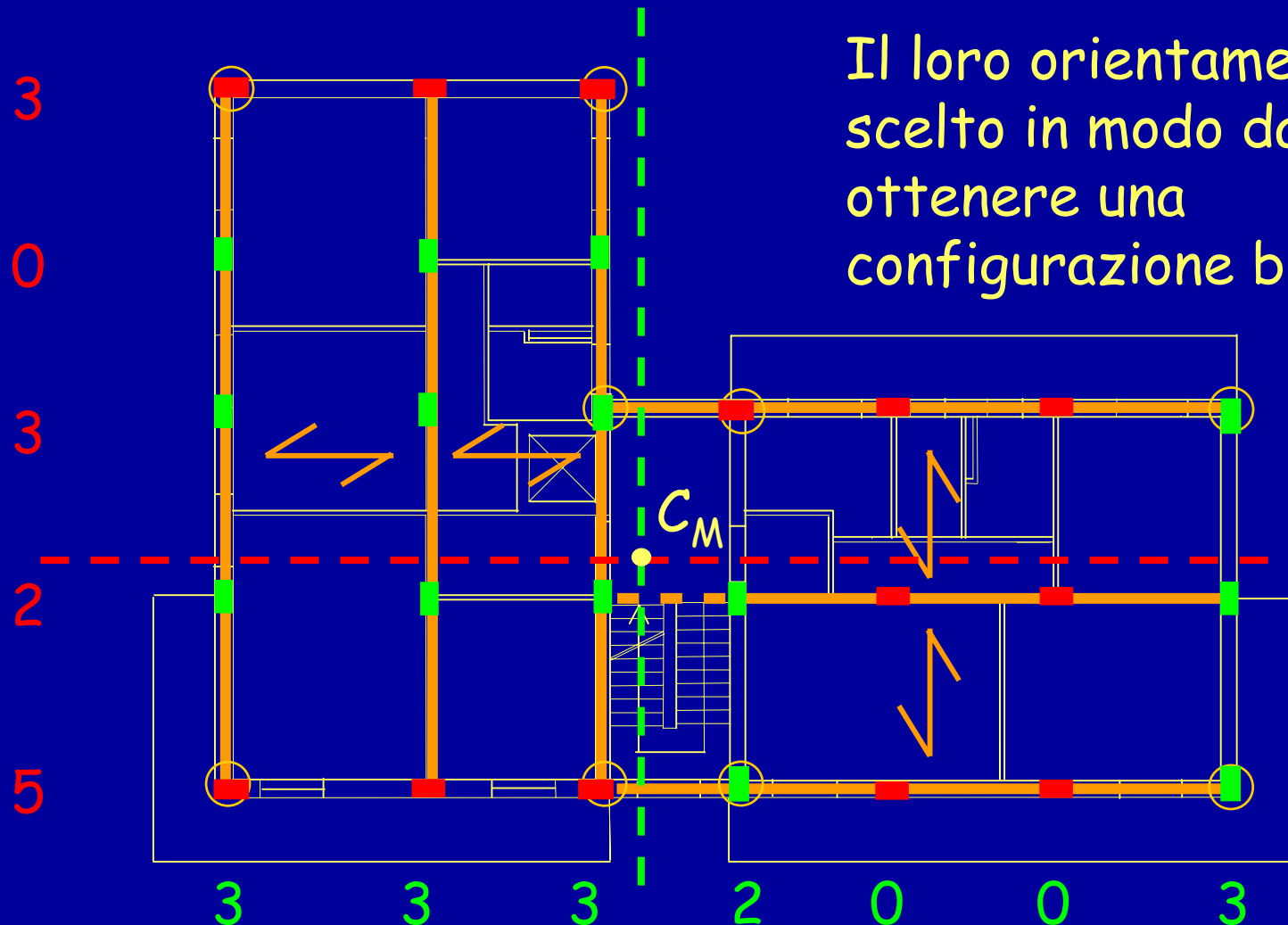
x ■

Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

Solo pochi pilastri (9)
possono essere
orientati liberamente



Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

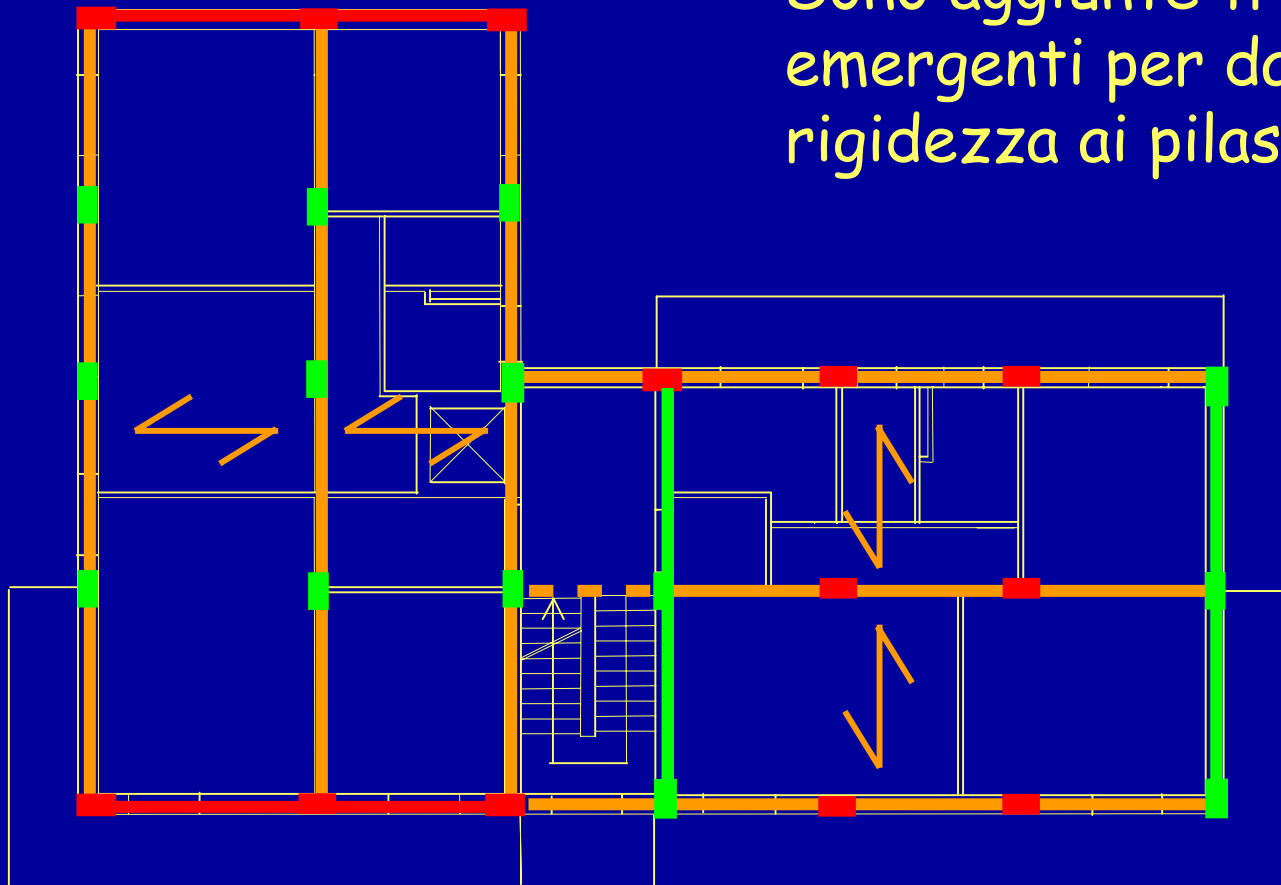


Il loro orientamento è scelto in modo da ottenere una configurazione bilanciata

Il lato destro è ancora meno rigido?

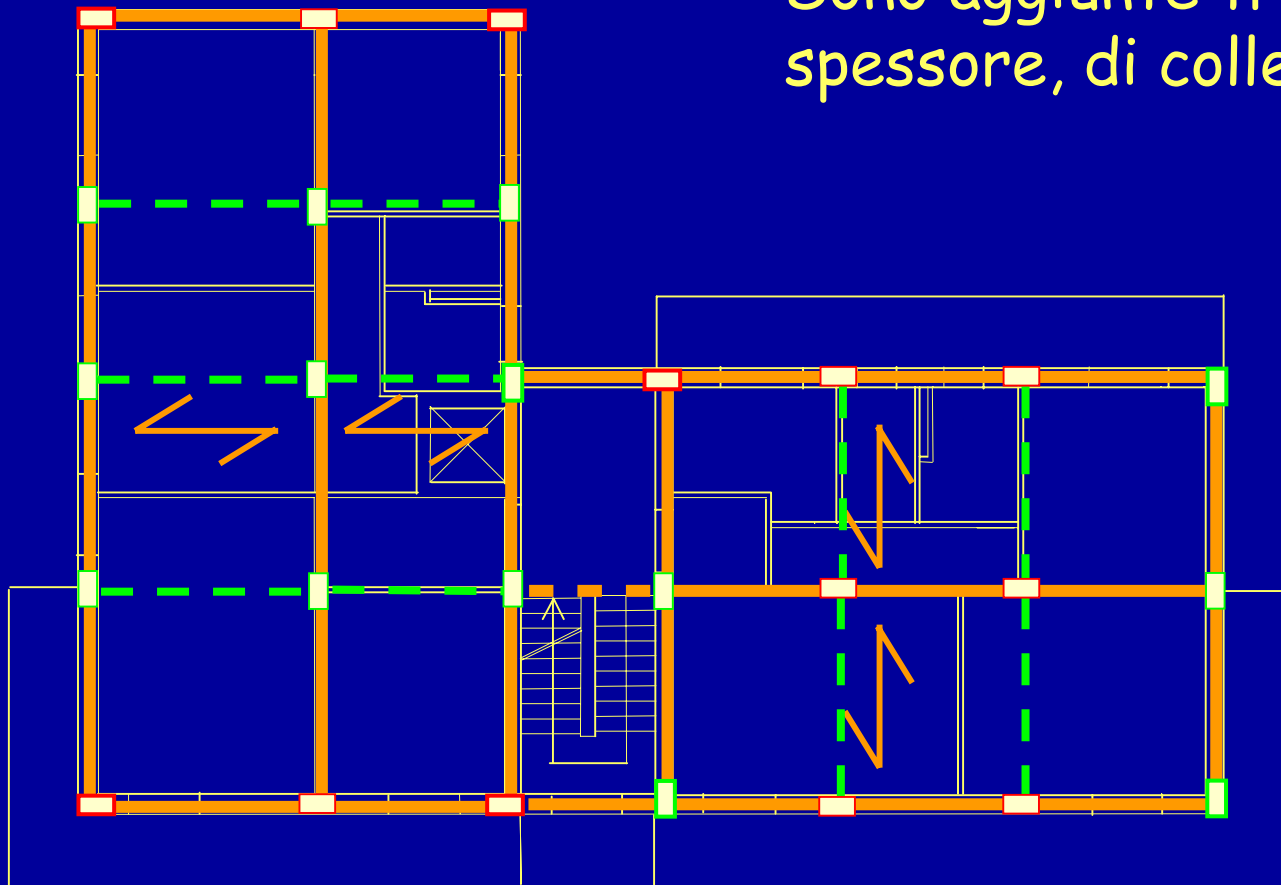
Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

Sono aggiunte travi emergenti per dare rigidità ai pilastri

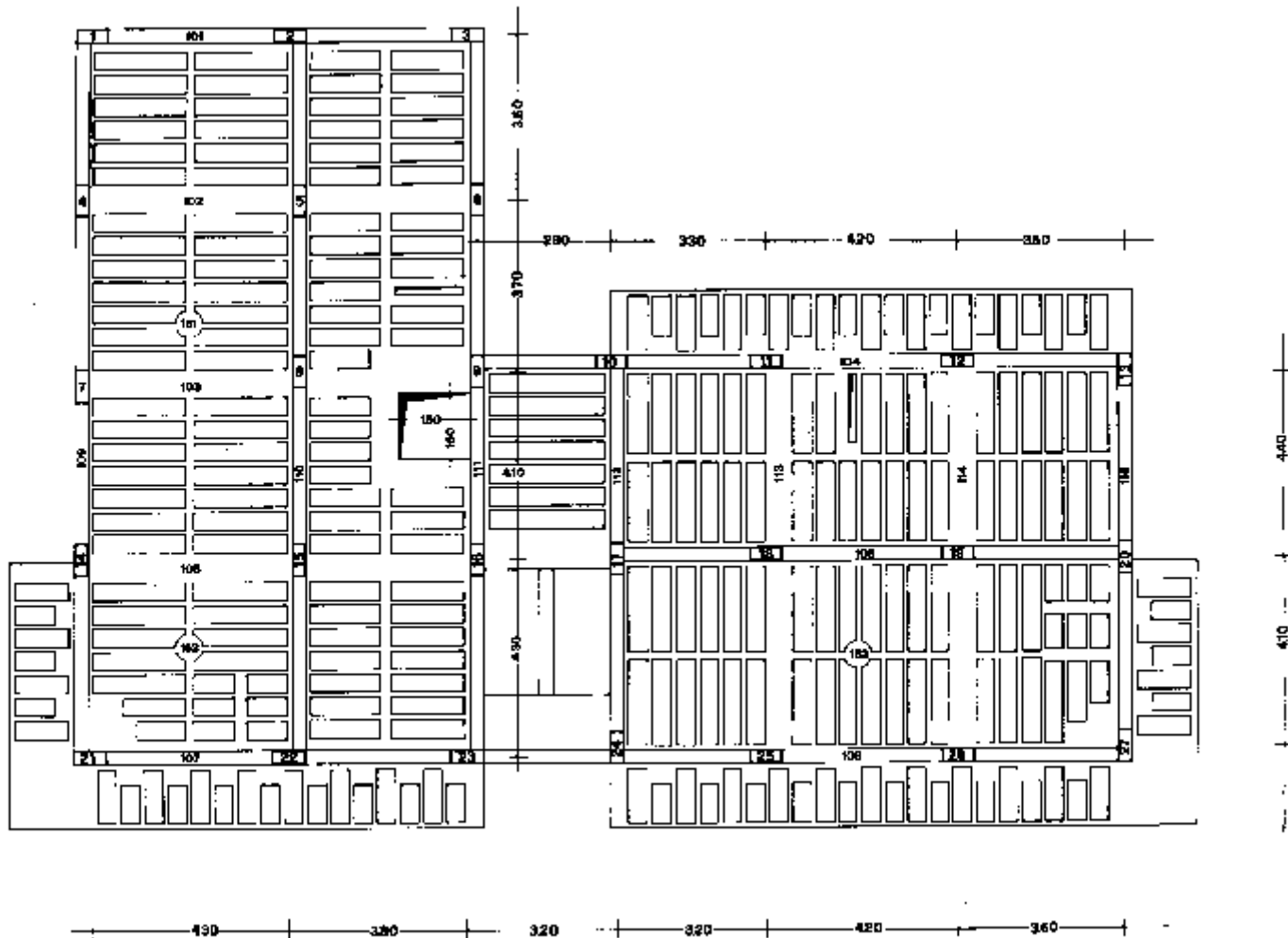


Impostazione della carpenteria pensando alle azioni orizzontali

Sono aggiunte travi a spessore, di collegamento



Carpenteria finale



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

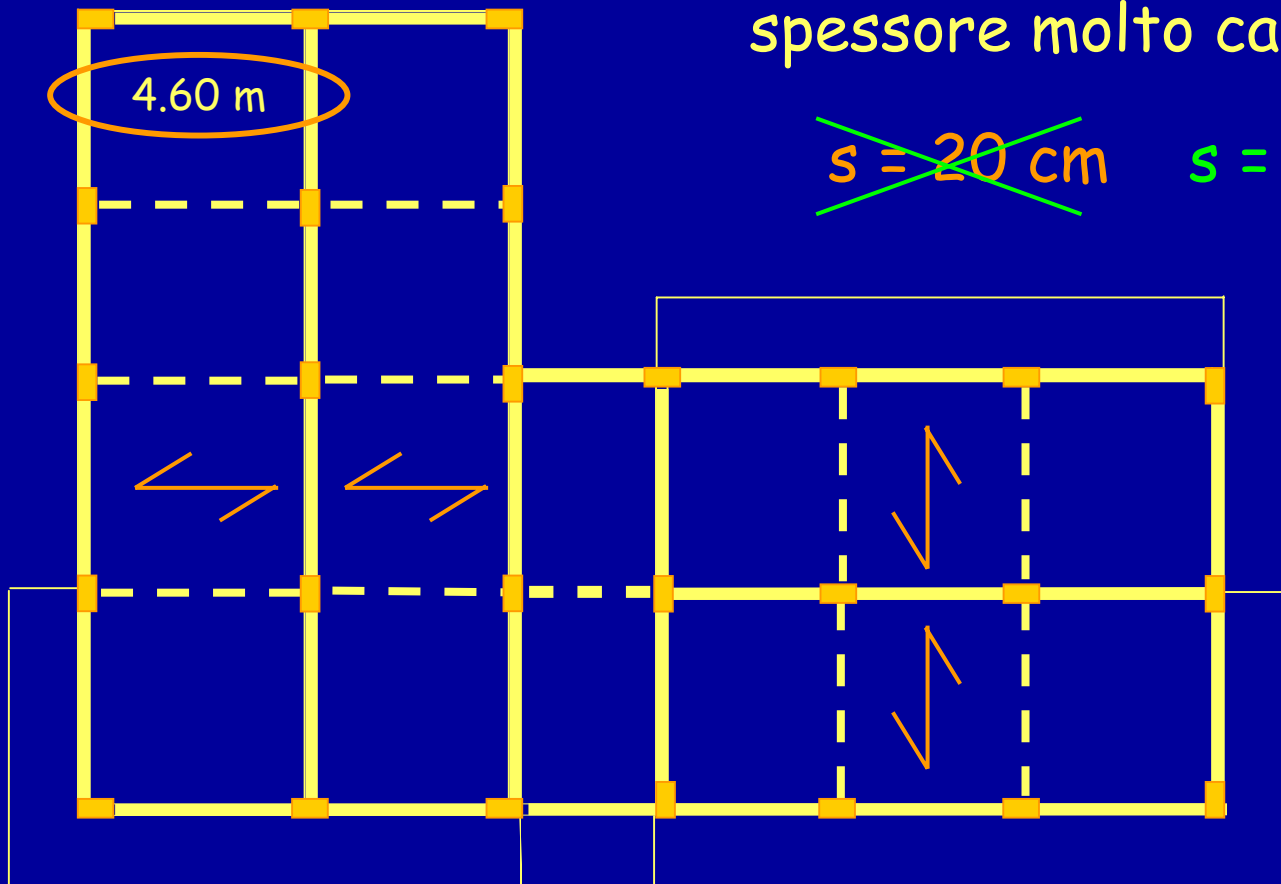
L'impalcato (solaio più travi) deve trasmettere l'azione sismica agli elementi resistenti (telai)

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



~~$s = 20 \text{ cm}$~~ $s = 22 \text{ cm}$

per il torrino scala
 $s = 18 \text{ cm}$

Carichi unitari

Una volta definito lo spessore, si possono calcolare i carichi unitari (kN/m²)

	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

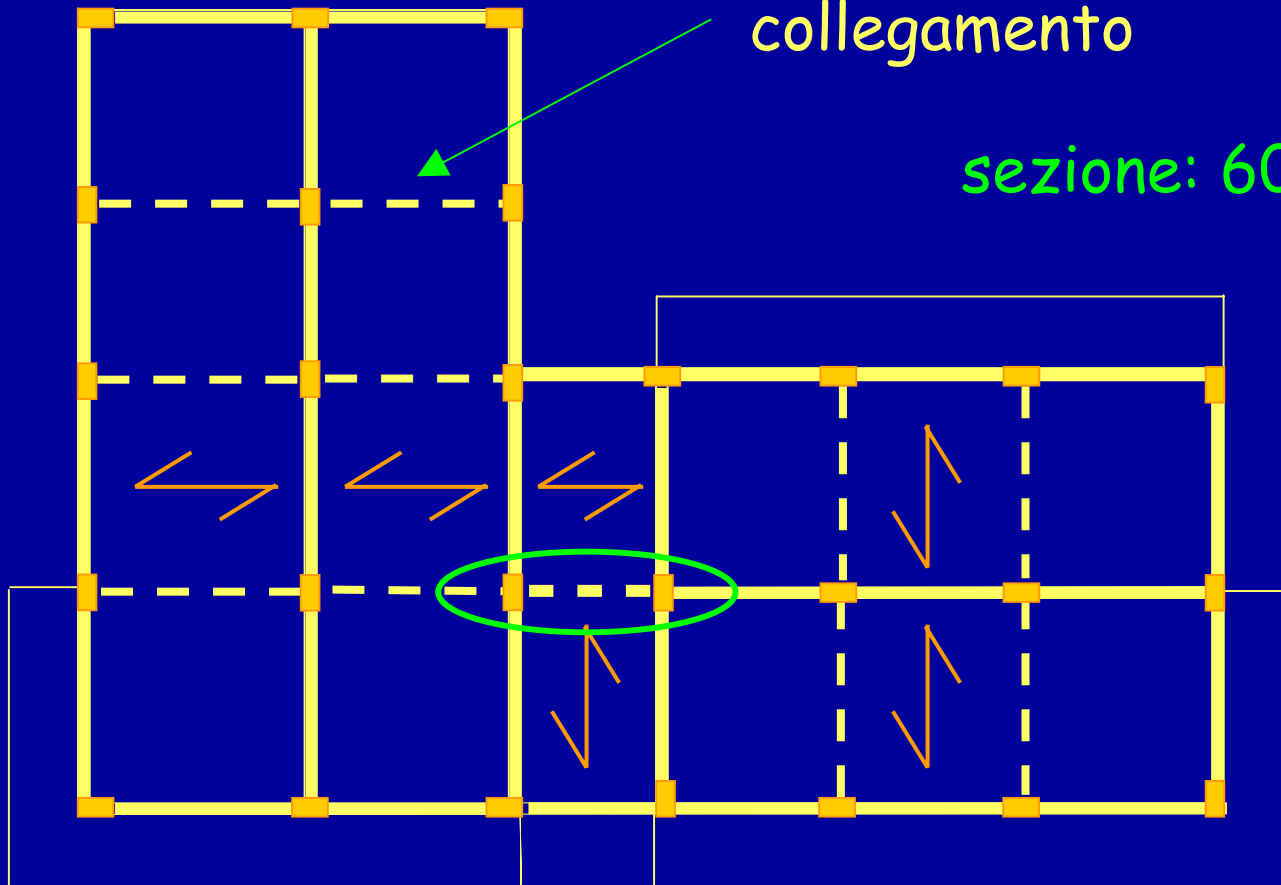
Aumentare l'altezza della trave (spessore del
solaio) di 4-6 cm

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

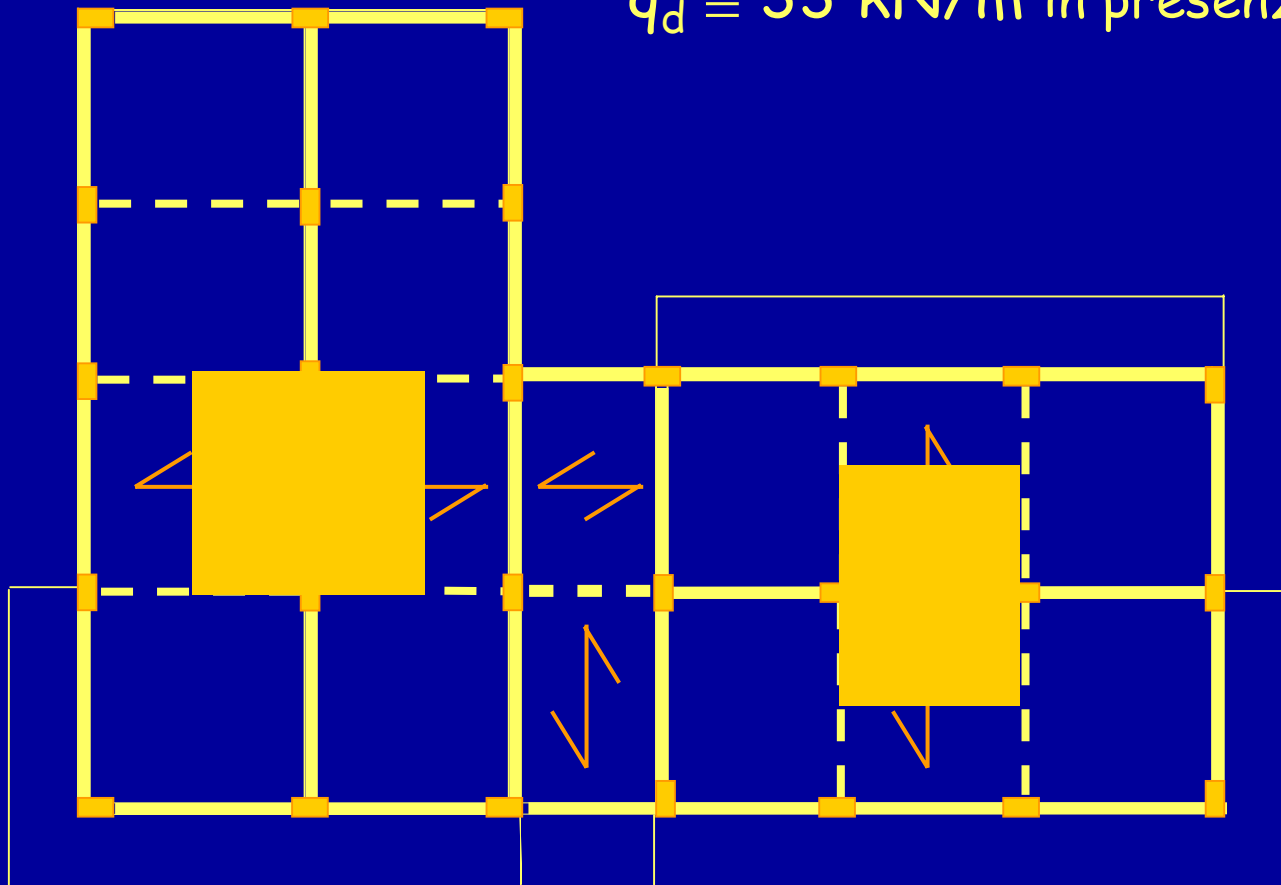
Ma avere travi rigide aiuta comunque i pilastri

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



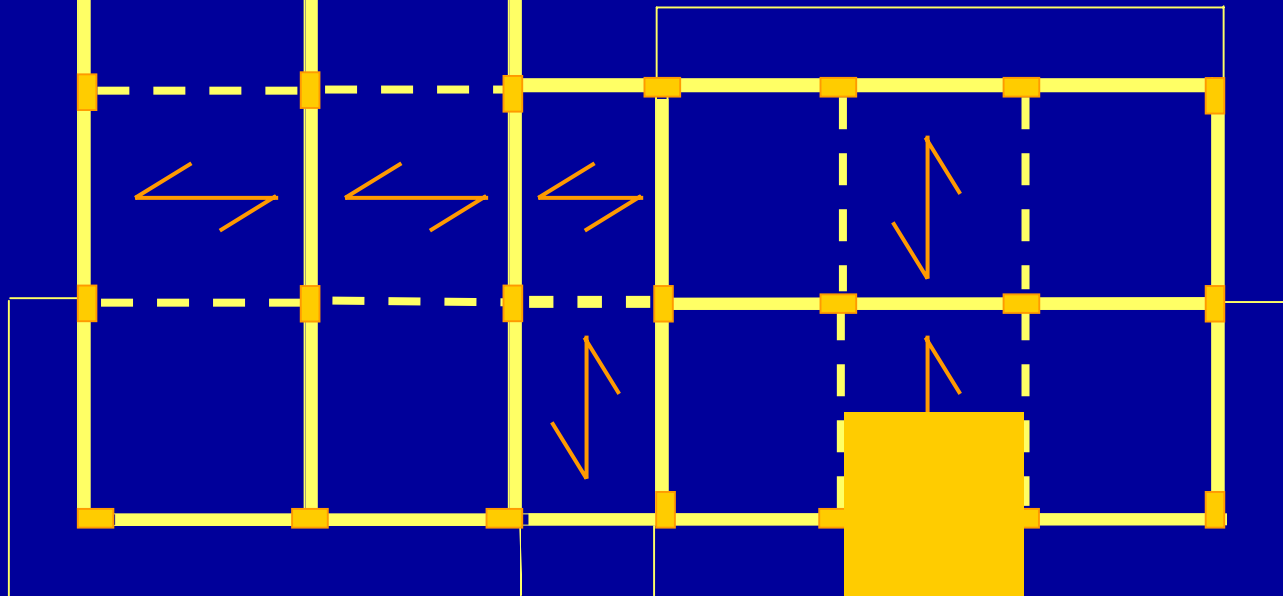
Esempio

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

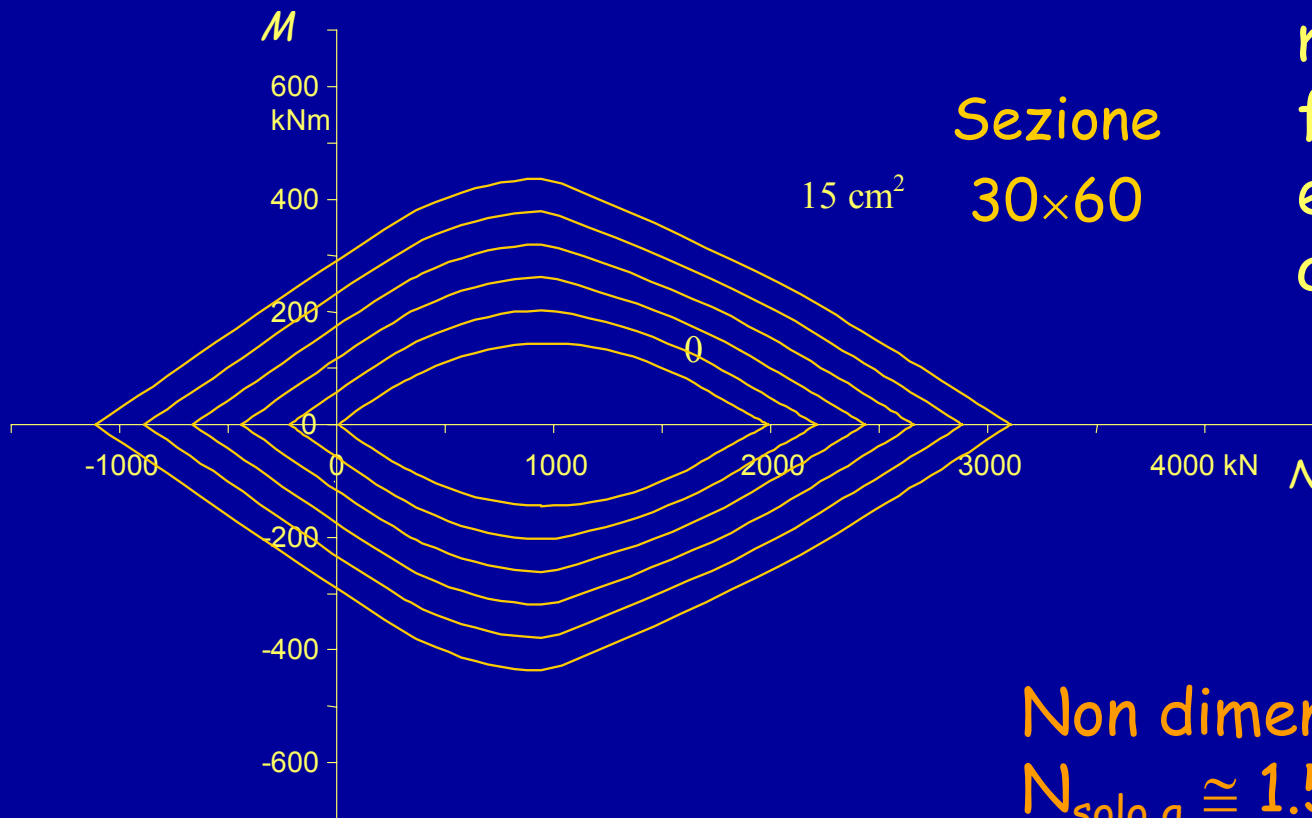
all'ultimo impalcato 30x50

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



15 cm²

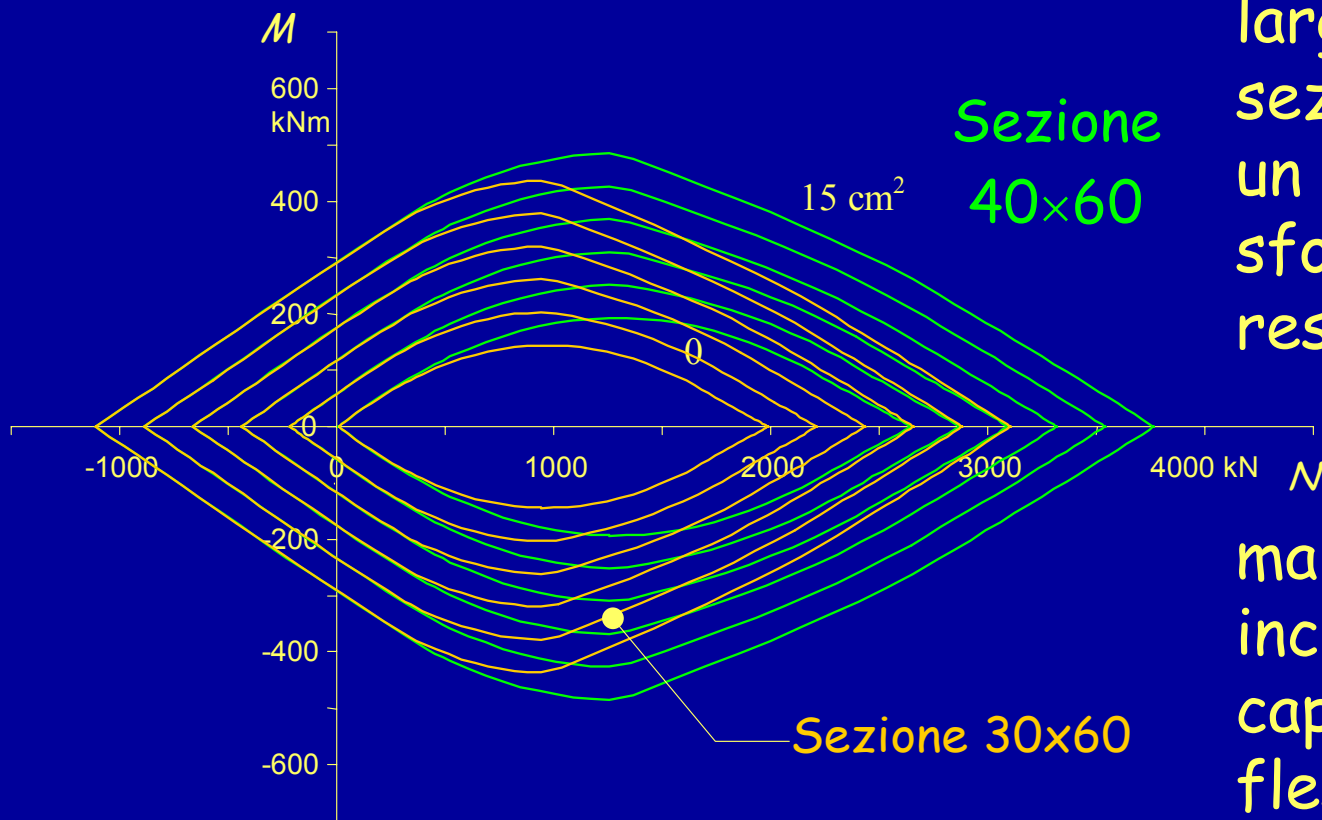
Sezione
30×60

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

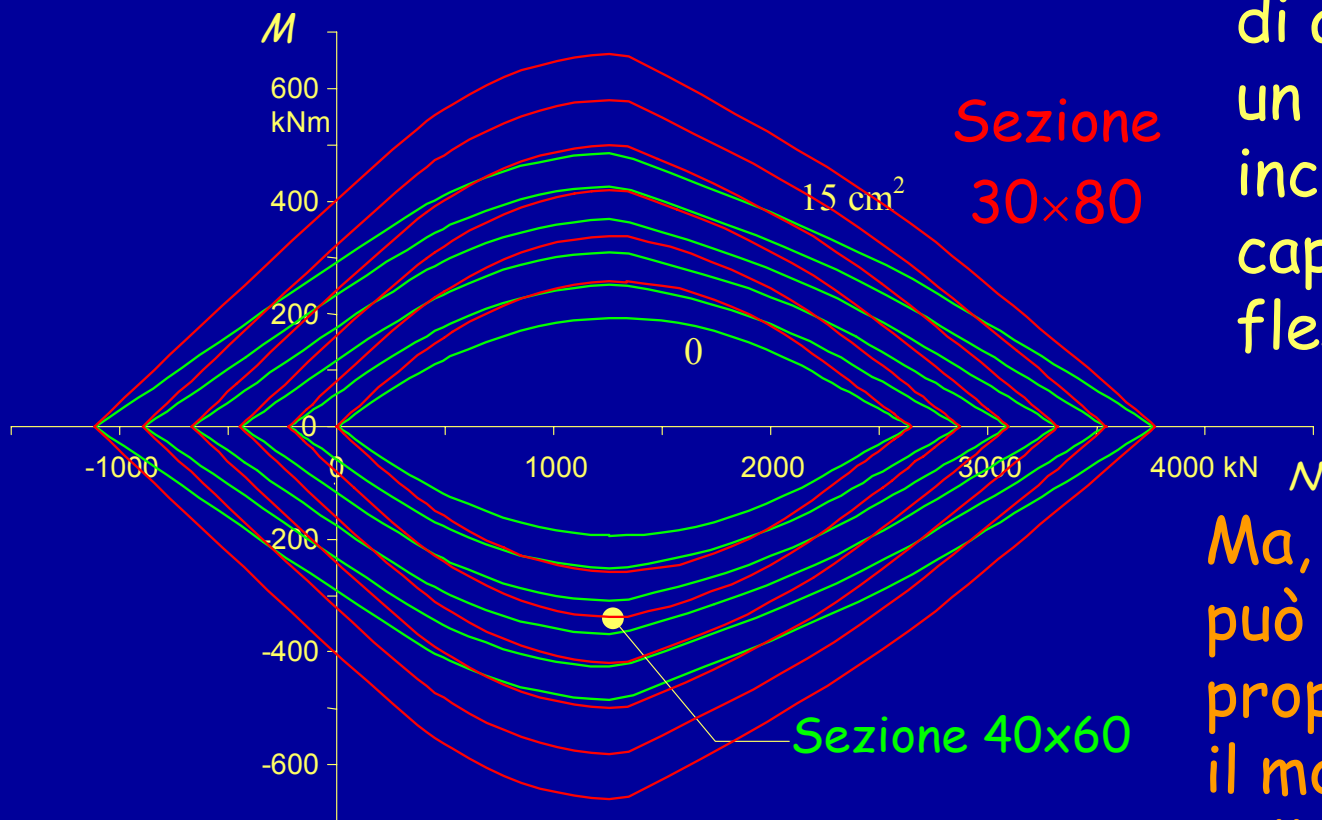


Un aumento della larghezza della sezione produce un aumento dello sforzo normale resistente

ma un modesto incremento di capacità flessionale

Dimensionamento pilastri

Un aumento di altezza della sezione (a parità di area) produce un buon incremento di capacità flessionale



Ma, attenzione: può aumentare proporzionalmente il momento sollecitante

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

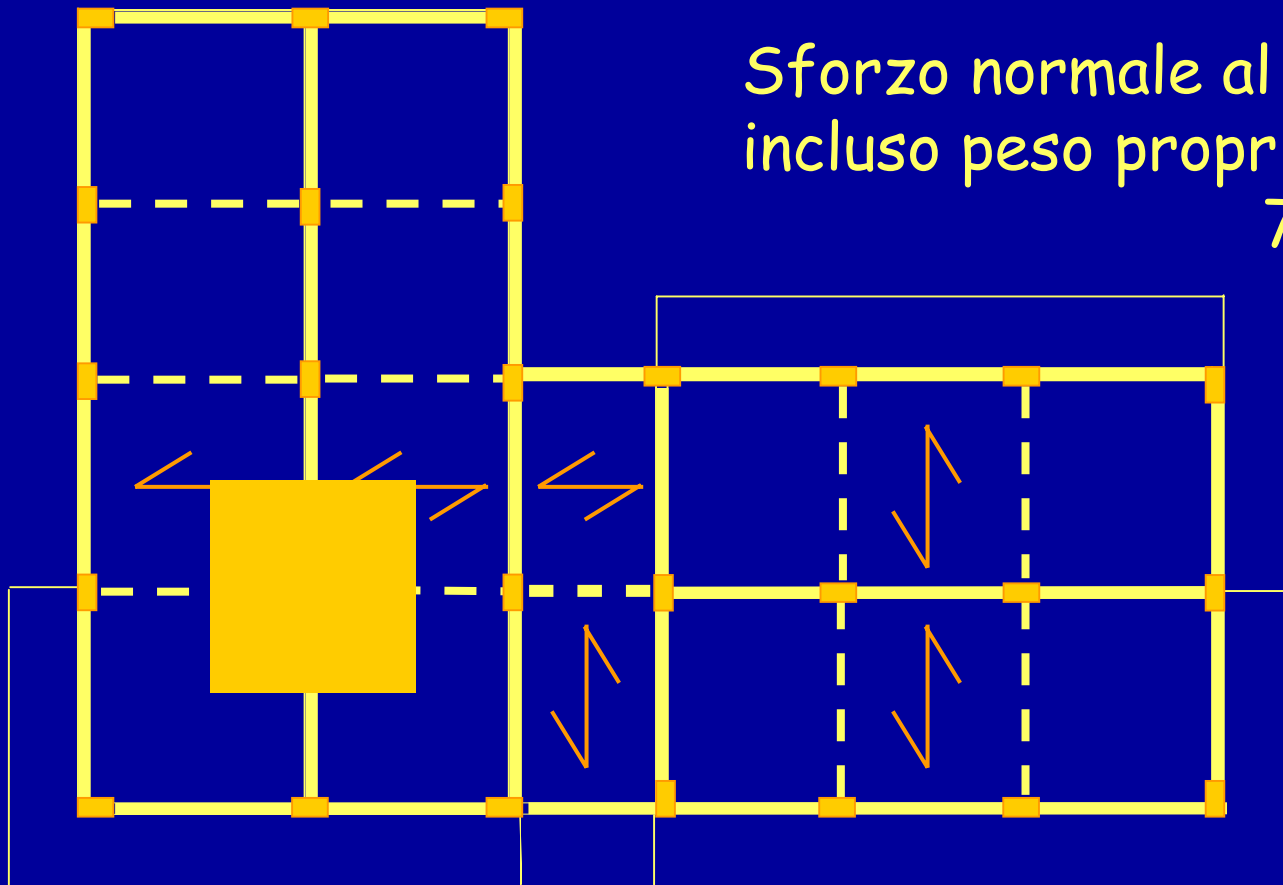
Mantenere una dimensione adeguata, non troppo piccola, anche ai piani superiori

Esempio

Pilastro interno, porta
8 m di trave
21 m² 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

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
770 kN

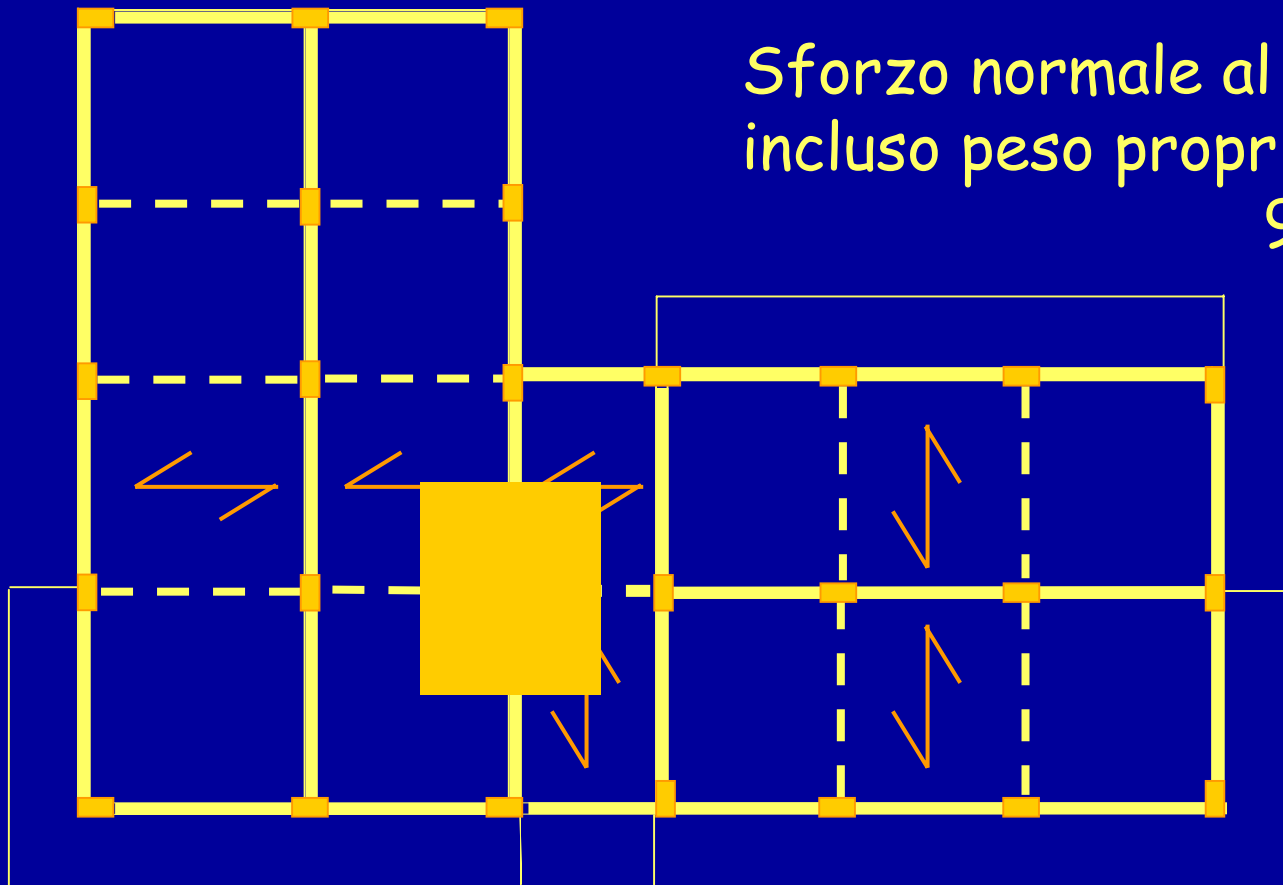


Esempio

Pilastro interno in
corrispondenza della scala

Di più, a causa del torrino

Sforzo normale al piede,
incluso peso proprio:
900 kN



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

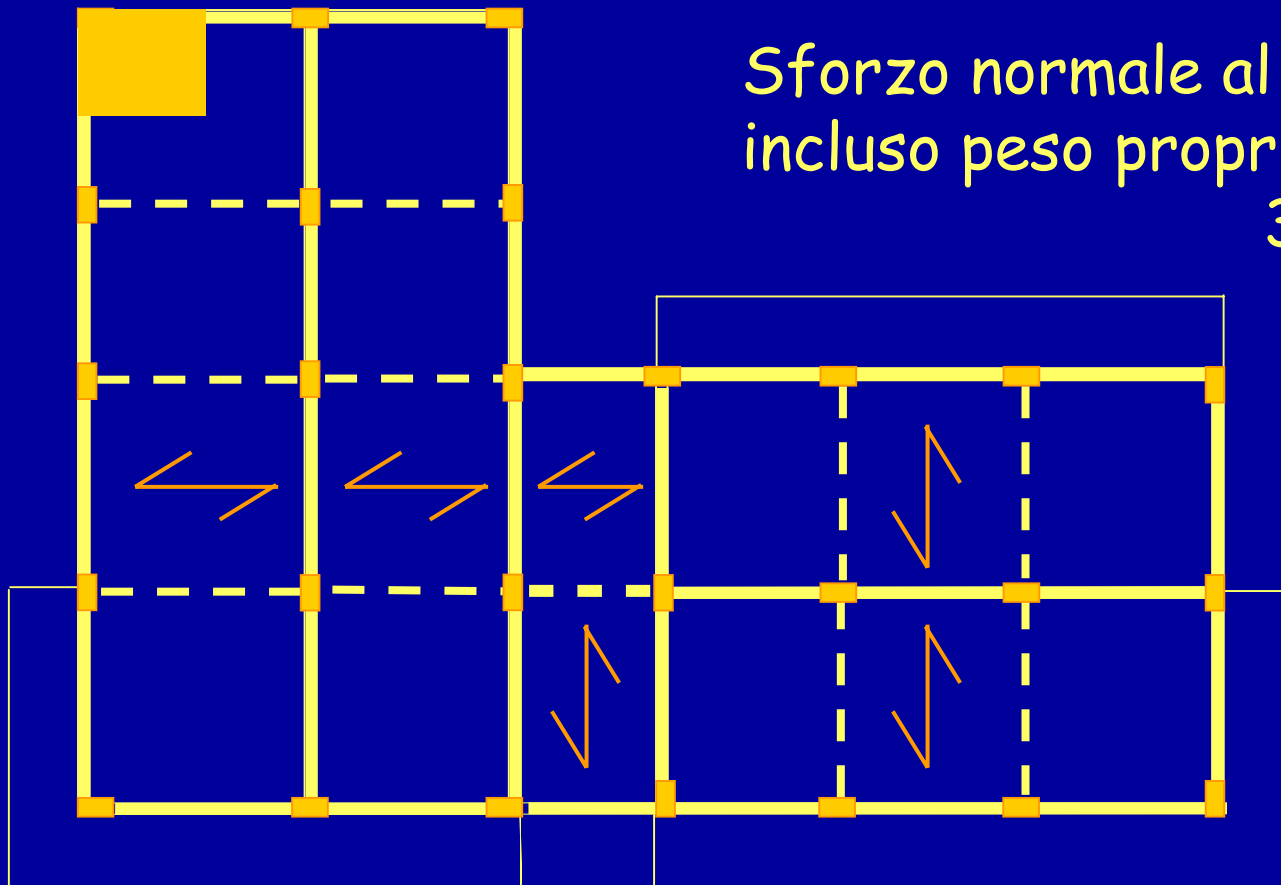


Esempio

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 ²
Pilastri perimetrali senza sbalzo (5)	580 kN	1290 cm ²
Pilastri d'angolo senza sbalzo (2)	360 kN	800 cm ²

Se si prevedono sollecitazioni non troppo alte (zona 2, suolo B)

$$A_c = \frac{N_{Sd}}{0.4 \alpha f_{cd}} \approx \frac{N_{Sd}}{4.5}$$

Esempio - dimensionamento pilastri

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

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

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



photo©Luigi Nifosi

Verifica di massima

Masse

In un edificio in cemento armato il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media di $8\div 11 \text{ kN/m}^2$

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^2 (9 kN/m^2 in copertura, per la minore incidenza dei tompagni)

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 ²	Incidenza kN/m ²	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:

$q_0 = 4.5 \times 1.3 = 5.85$ 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

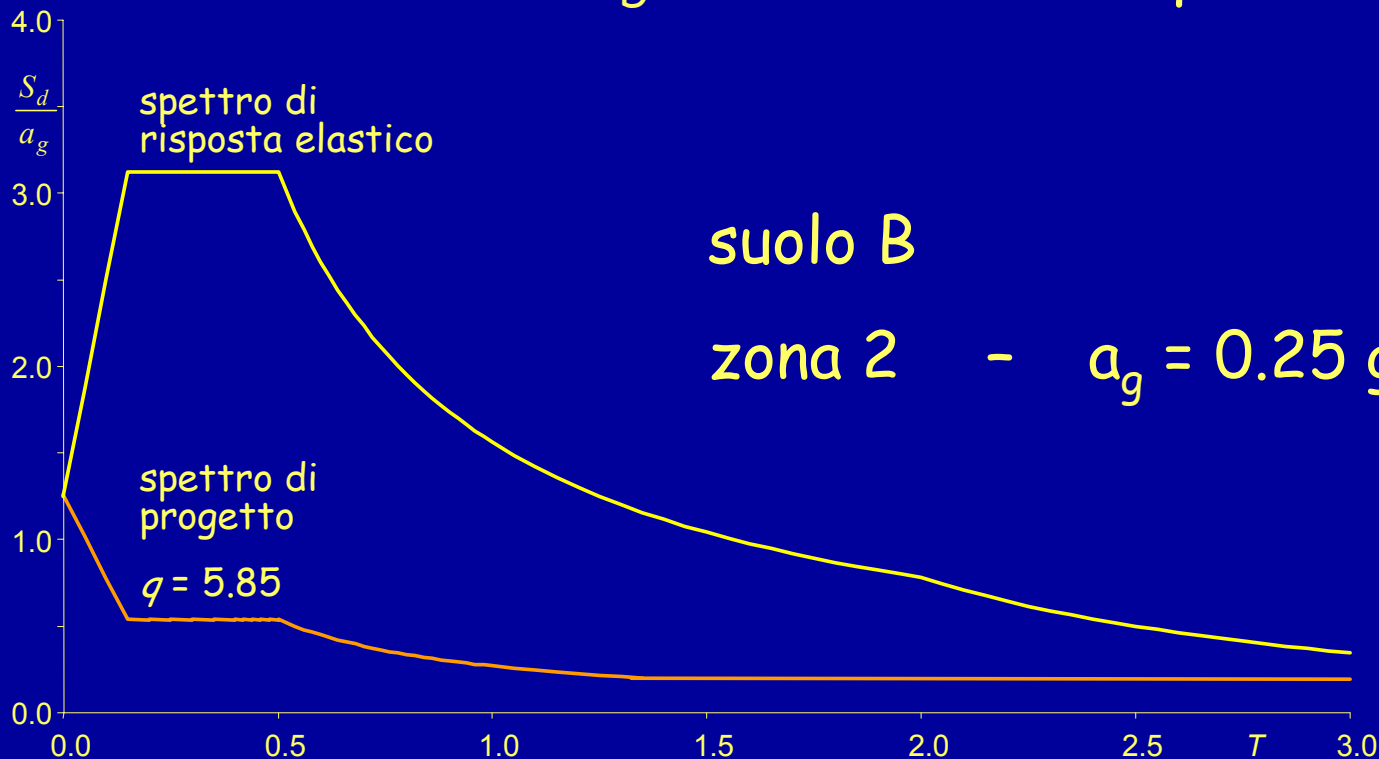
Ritengo che l'edificio in esame possa considerarsi sostanzialmente regolare in altezza:

$$K_R = 1.0$$

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.

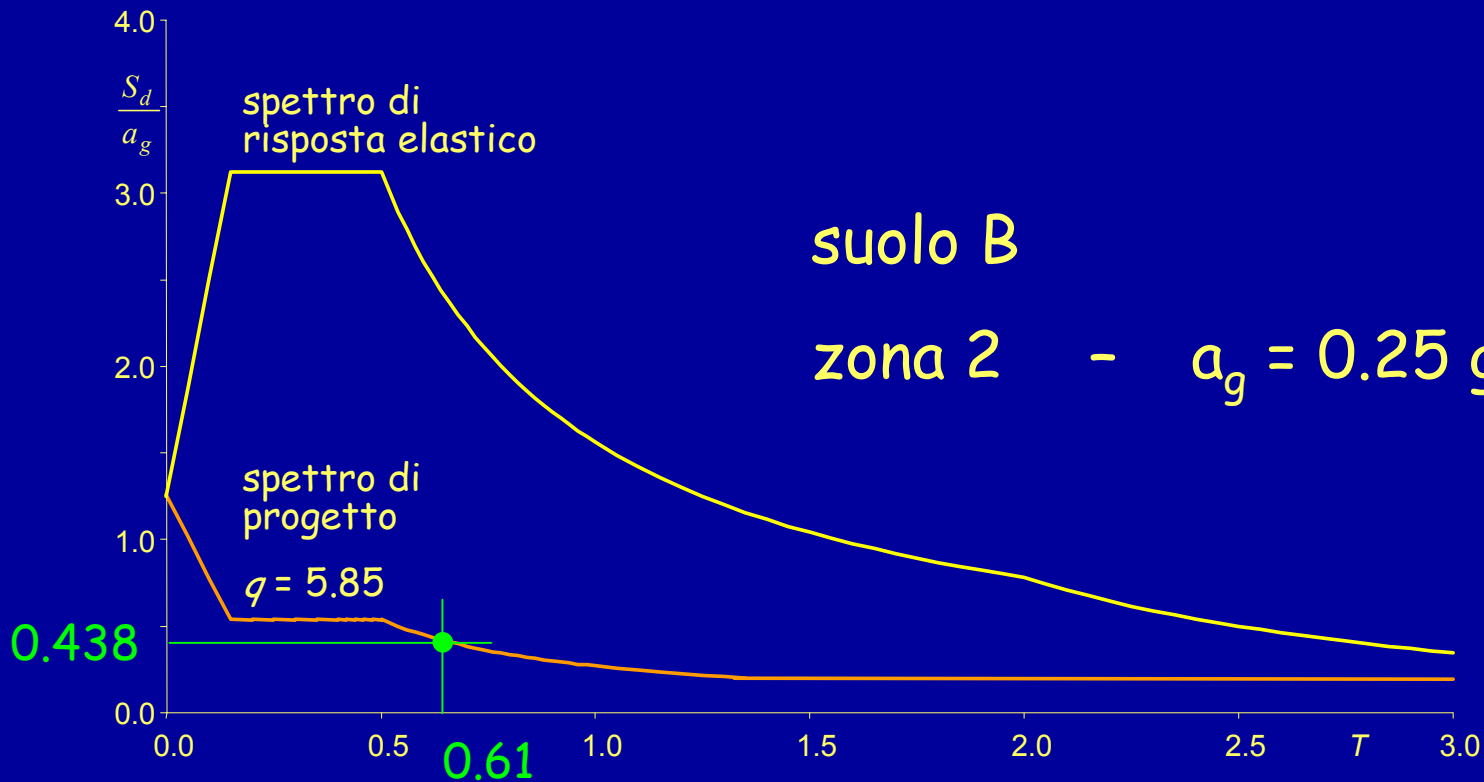
H = altezza dell'edificio dal
piano di fondazione (m)

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

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

Esempio - ordinata spettrale

$$S_d = 0.438 \times 0.25 g = 0.109 g$$



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

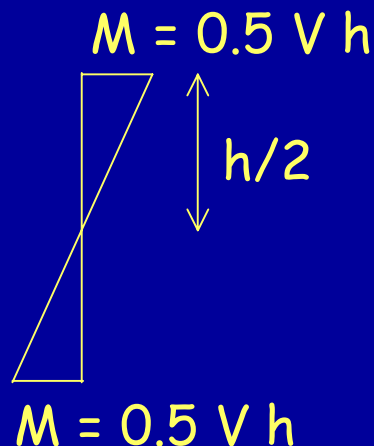
Forze per analisi statica

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		

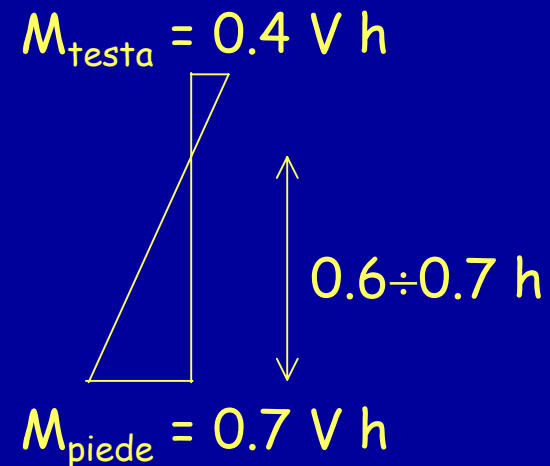
Come prevedere le caratteristiche della sollecitazione?

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

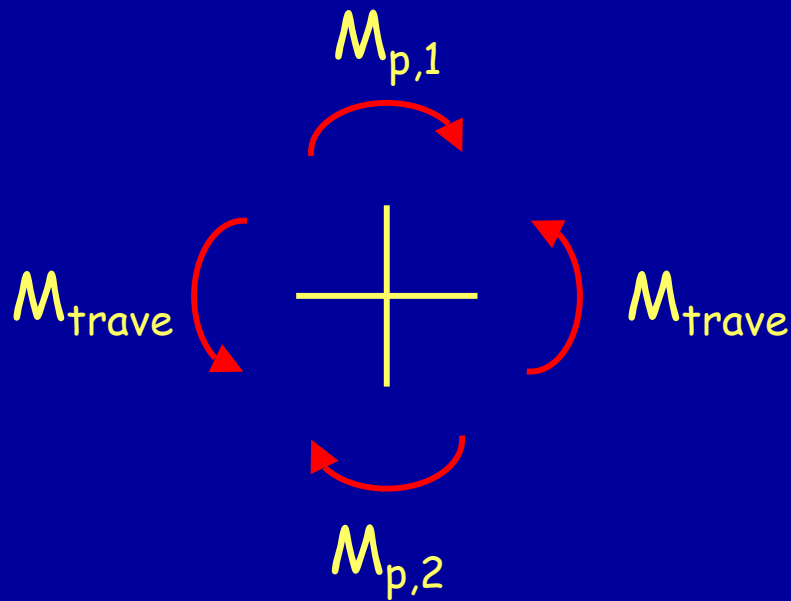


al primo ordine



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

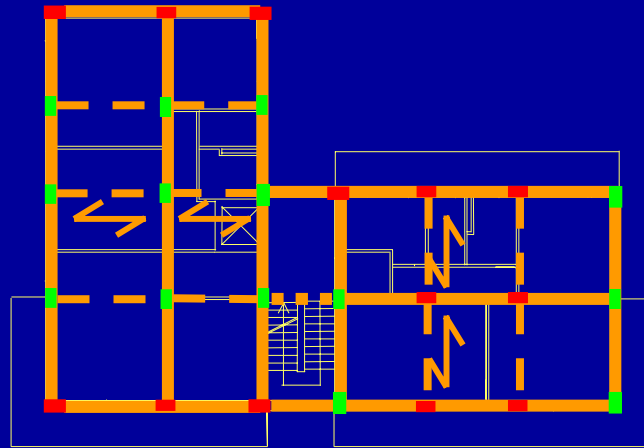
Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, incrementare del 15%

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

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

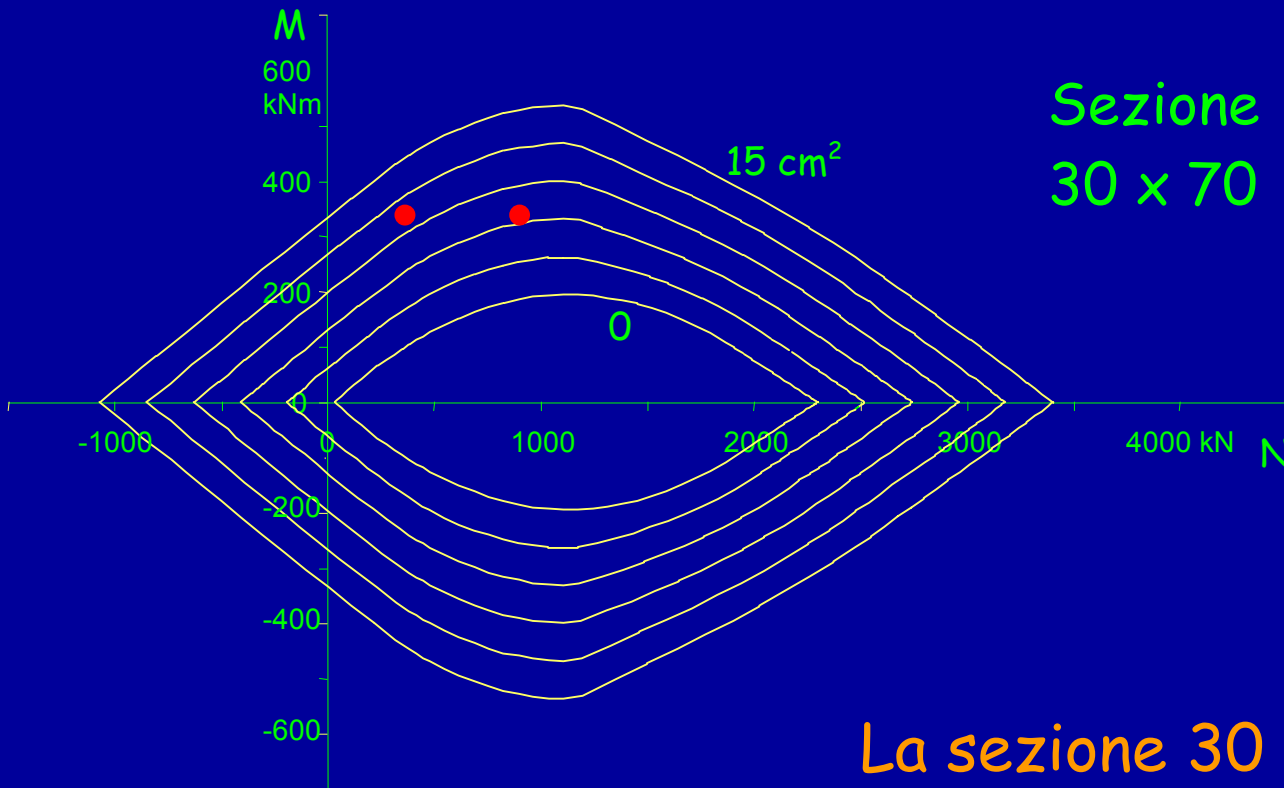
Momento massimo, totale

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

La sezione 30 x 60 va bene

Verifica pilastri

Utilizzando il dominio M-N



$$M = 325 \text{ kNm}$$

$$N = 360 \text{ kN}$$

$$N = 900 \text{ kN}$$

occorrono 3 o 4
Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 va bene



FINE

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Ghersi

realizzazione

M. Bosco,
A. Ghersi

ultimo aggiornamento

30/03/2004

FINE

Tratto dalla presentazione EdifCA1
(aggiunte 2-9, 20-47, 65 e 108)

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

Per questa presentazione:

coordinamento

A. Gherzi

realizzazione

M. Bosco,
A. Gherzi

ultimo aggiornamento

30/03/2004