

# PROGETTAZIONE DI NUOVE COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO ARMATO E DI MURATURA. PRINCIPI GENERALI, ESEMPI E APPLICAZIONI

## Docenti del corso

---

**AURELIO GHERSI**  
**ROSARIO GIGLIOTTI**  
**DOMENICO LIBERATORE**  
**CARLO PELLEGRINO**

---

Corso organizzato con la  
collaborazione di:

 **Euroconference**

**ingenio**  
Informazione  
tecnica e progettuale

Lezione **3<sup>a</sup>**/5

**PARTE PRIMA.**  
**PROGETTAZIONE DI NUOVE COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO**

Docente di questa parte del corso

**AURELIO GHERSI**

---

Corso organizzato con la  
collaborazione di:

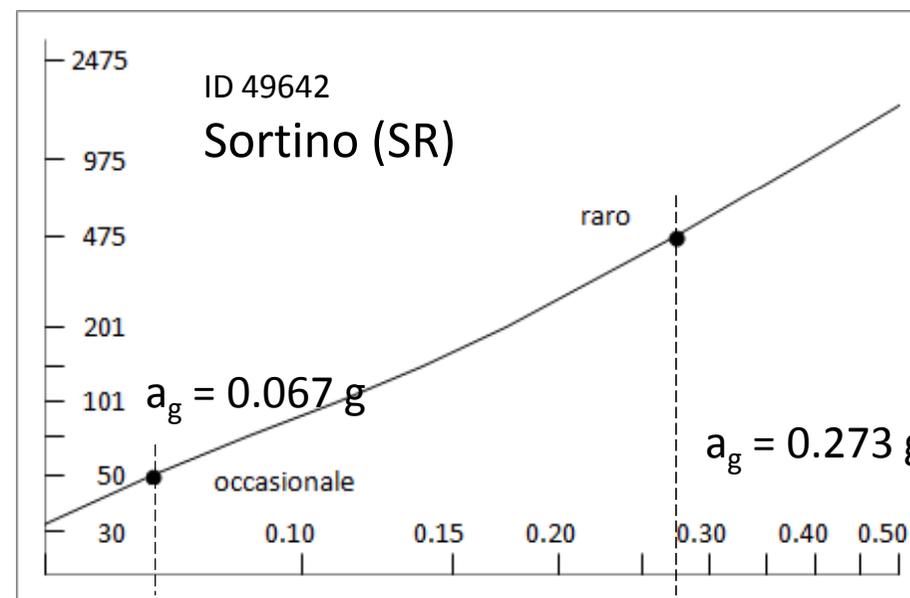
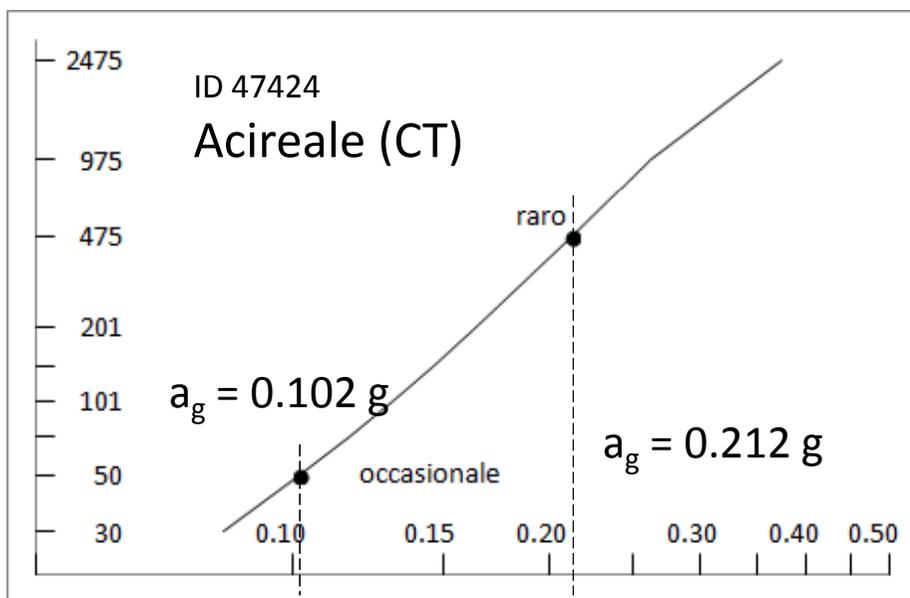
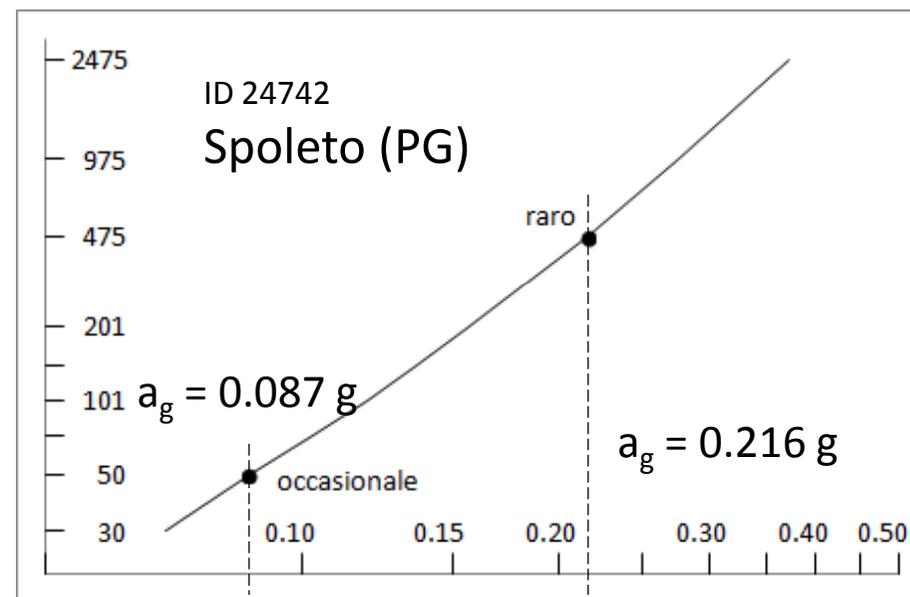
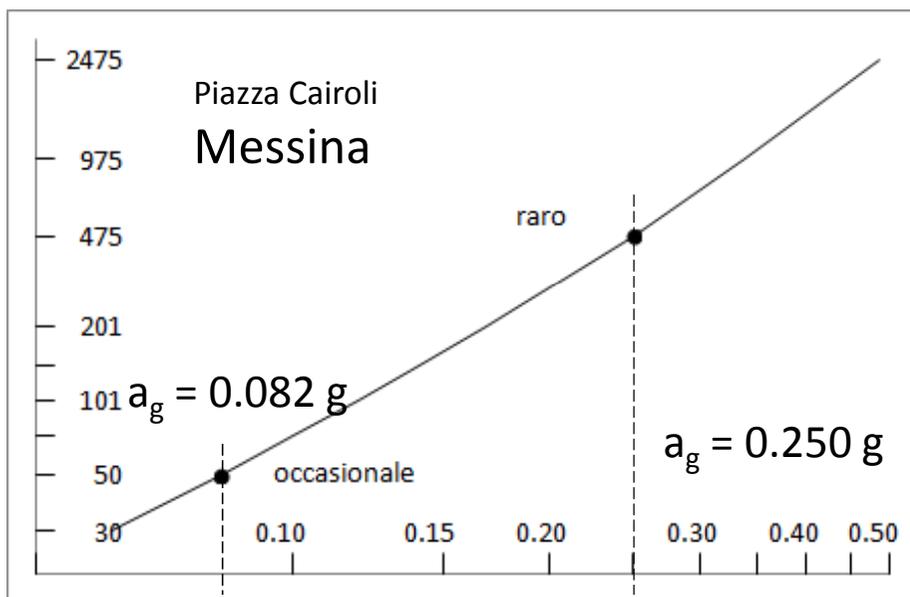
 **Euroconference**

**ingenio**  
Informazione  
tecnica e progettuale

# Obiettivi della progettazione strutturale

- **Per ogni sito è possibile individuare l'intensità (accelerazione di picco PGA) dei terremoti previsti, in funzione del periodo di ritorno**
  - A periodi di ritorno più brevi corrispondono accelerazioni minori, a periodi di ritorno più lunghi corrispondono accelerazioni maggiori
- Ad esempio:

<b>Periodo di ritorno</b>	<b>Terremoto</b>	<b>PGA (ad Ascoli Piceno)</b>
30	frequente	0.057 g
50	occasionale	0.072 g
475	raro	0.179 g
975	estremamente raro	0.231 g



- Nel progettare una struttura in zona sismica occorre garantirle opportune prestazioni in funzione del periodo di ritorno del terremoto
  - Si parla di “stato limite da rispettare” per quell’evento sismico

<b>Terremoto</b>	<b>Prestazione richiesta</b>	<b>SL</b>
frequente	mantenere l’operatività	SLO
occasionale	consentire un rapido ripristino dell’operatività	SLD
raro	evitare perdite di vite umane	SLV
estremamente raro	evitare il crollo	SLC

## Ovvero Stati Limite da rispettare

### Stati Limite di Esercizio

#### Stato Limite di Operatività – SLO

Danni ad elementi strutturali, non strutturali e impianti talmente modesti da non creare interruzioni d'uso significative

#### Stato Limite di Danno – SLD

Danni ad elementi strutturali, non strutturali e impianti modesti, tali da non compromettere significativamente resistenza e rigidezza. L'opera dopo il sisma deve rimanere utilizzabile, pur se con limitazione d'uso di attrezzature

NTC, punto 3.2.1

## Ovvero Stati Limite da rispettare

### Stati Limite Ultimi

#### Stato Limite di salvaguardia della Vita – SLV

Rottura di elementi non strutturali e impianti, danni significativi agli elementi strutturali con perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali. Esiste ancora un margine di sicurezza nei confronti del collasso.

#### Stato Limite di prevenzione del Collasso – SLC

Rottura di elementi non strutturali e impianti, danni molto gravi agli elementi strutturali. Esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso.

NTC, punto 3.2.1

- **In particolare, l'approccio tradizionale usato per la maggior parte degli edifici richiede di garantire:**
  - Una adeguata **rigidezza**, per limitare il danno non strutturale  
Verifica allo SLD = controllo degli spostamenti
  - Una adeguata **resistenza**, per sopportare forze opportunamente ridotte rispetto a quelle reali (mediante un fattore di struttura  $q$ )  
Verifica allo SLV = controllo delle caratteristiche di sollecitazione
  - Una adeguata **duttilità**, per garantire di superare le accelerazioni realmente indotte dal sisma  
Implicita nella verifica allo SLV
- **Note:**
  - **Approccio tradizionale**  
Verifica o progetto basato sul metodo delle forze, cioè applicando alla struttura forze (accelerazioni) ridotte mediante il fattore di struttura  $q$
  - **Maggior parte degli edifici**  
Solo in alcuni casi si richiedono verifiche allo SLO oppure allo SLC

- I **livelli di prestazione** sono associati a periodi di ritorno (e livelli dell'intensità sismica) legati alla cosiddetta **Vita di riferimento  $V_R$**  della struttura
- La vita di riferimento è definita dalla normativa (Norme Tecniche per le costruzioni) e dipende da:
  - Vita nominale  $V_N$
  - Classe d'uso

NTC, punto 2.4.1

- **I livelli di prestazione sono legati alla Vita di riferimento  $V_R$  della struttura, che dipende da:**

- Vita nominale  $V_N$
- Classe d'uso

- **Vita nominale:**

numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita nominale $V_N$
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$ anni
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$ anni
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$ anni

- I **livelli di prestazione** sono legati alla **Vita di riferimento  $V_R$**  della struttura, che dipende da:

- Vita nominale  $V_N$
- Classe d'uso

- **Classe d'uso:**

è legata alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche

TIPI DI COSTRUZIONE	Classe d'uso
Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli	I
Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali	II
Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi	III
Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità	IV

- I **livelli di prestazione** sono legati alla **Vita di riferimento  $V_R$**  della struttura, che dipende da:
  - Vita nominale  $V_N$
  - Classe d'uso

$$V_R = V_N \times C_U \geq 35 \text{ anni}$$

Il coefficiente d'uso  $C_U$  dipende dalla classe d'uso

Classe d'uso	I	II	III	IV
$C_U$	0.7	1.0	1.5	2.0

Ad esempio: per un edificio per abitazione di nuova realizzazione (opera ordinaria, normale affollamento) si ha  $V_R = 50$  anni

- I livelli di intensità sismica sono anch'essi legati alla Vita di riferimento  $V_R$  della struttura

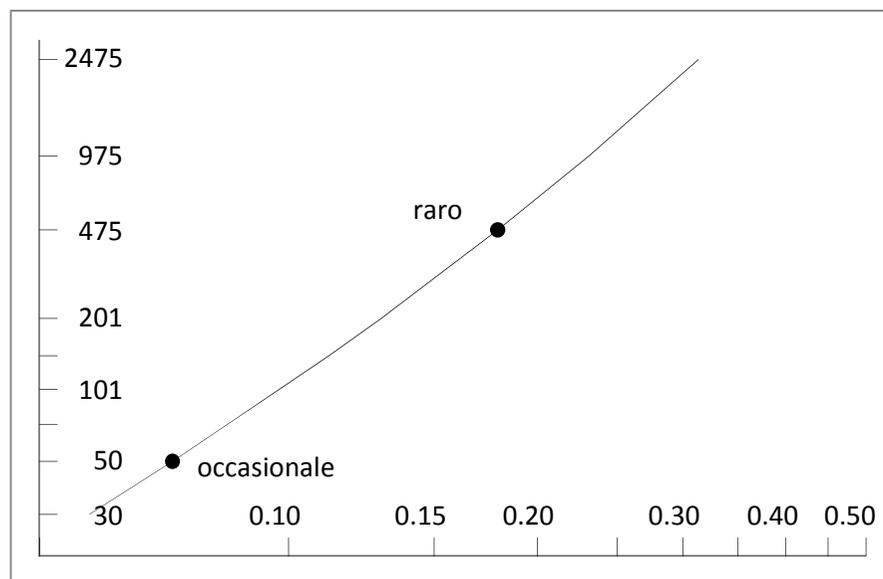
Livello	Probabilità di superamento	Periodo di ritorno *
Frequente	81% in $V_R$ anni	30 anni
Occasionale	63% in $V_R$ anni	50 anni
Raro	10% in $V_R$ anni	475 anni
Estremamente raro	5% in $V_R$ anni	975 anni

\* Per  $V_R = 50$  anni

NTC, punto 3.2.1

**Il rapporto tra le accelerazioni relative a SLV e SLD:**

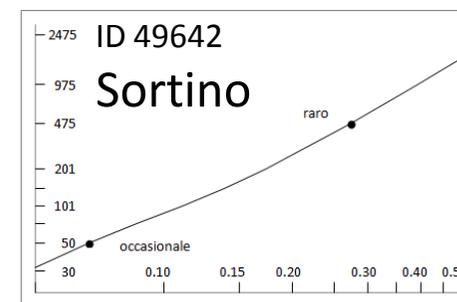
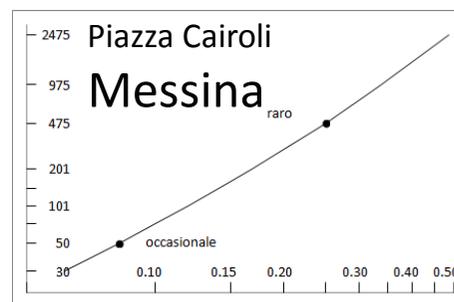
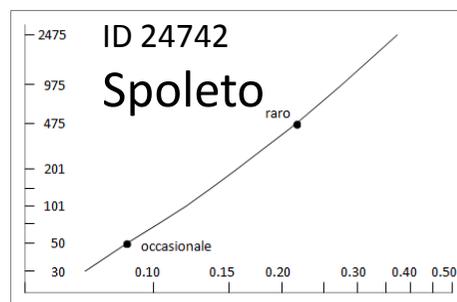
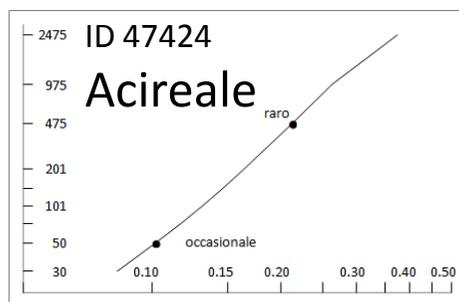
- In una impostazione tradizionale (usata da EC8) è costante e pari a 2.5
- Nell'impostazione della normativa italiana, varia da sito a sito
- È opportuno conoscere quale sia il rapporto tra le accelerazioni per SLV e SLD nel proprio sito



esempio

	<b>Ascoli Piceno</b>
PGA - SLV	0.179 g
PGA - SLD	0.072 g
rapporto	2.49

## PGA su roccia – altri esempi



	<b>Acireale</b>	<b>Spoleto</b>	<b>Messina</b>	<b>Sortino</b>
PGA - SLV	0.212 g	0.216 g	0.250 g	0.273 g
PGA - SLD	0.102 g	0.087 g	0.082 g	0.067 g
rapporto	2.08	2.49	3.05	4.10

Nota: valori calcolati per  $V_R = 50$  anni

# Processo progettuale

1. Concezione generale della struttura, nel rispetto di principi base di buona progettazione
2. Impostazione della carpenteria dell'edificio
3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura
4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura
5. Definizione delle armature ed elaborati grafici

- Parallelamente allo svolgimento delle fasi elencate occorre preparare la relazione di calcolo generale, ai sensi del capitolo 10 delle NTC (e delle varie indicazioni regionali che a questo fanno riferimento) con un **giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

“Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l’attendibilità. Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura”

NTC, punto 10.2

**La vera fase progettuale riguarda:**

- **L'impostazione della carpenteria**
- **Il dimensionamento degli elementi strutturali**

**Da queste scelte iniziali dipende:**

- Il comportamento della struttura durante il sisma
  - se la struttura è stata concepita male, il calcolo potrà attenuarne i difetti, ma non riuscirà a trasformarla in una buona struttura
- Il costo della struttura
  - se la struttura è stata concepita male, il costo sarà sicuramente maggiore

Il progetto deve **innanzitutto** rendere ottimale il comportamento elastico di una struttura (quello che si ha per terremoto non molto forte)

- Il comportamento elastico della struttura dipende sostanzialmente dalla sua **regolarità**
- Il termine “regolarità” sintetizza tutta una serie di aspetti diversi, che possono essere indicati come “principi base della progettazione strutturale”

In caso di sisma il progetto deve rendere ottimale **anche** il comportamento di una struttura oltre il limite elastico (quello che si avrà per terremoto di forte intensità)

- Il comportamento ultimo di una struttura dipende da come essa progressivamente si danneggia andando verso il collasso:
  - occorre evitare rotture fragili (come quelle a taglio)  
**gerarchia delle resistenze taglio-flessione**
  - occorre limitare il danneggiamento dei pilastri, rispetto a quello delle travi  
**gerarchia delle resistenze pilastri-travi**
  - occorre garantire buona duttilità agli elementi strutturali che si danneggiano a flessione  
**duttilità locale**

In caso di sisma il progetto deve rendere ottimale **anche** il comportamento di una struttura oltre il limite elastico (quello che si avrà per terremoto di forte intensità)

- **Gerarchia delle resistenze taglio-flessione**
  - si può garantire con una adeguata armatura trasversale (staffe)
  - è fondamentale, **in fase di impostazione della carpenteria**, evitare di avere travi o pilastri particolarmente più corti rispetto agli altri

In caso di sisma il progetto deve rendere ottimale **anche** il comportamento di una struttura oltre il limite elastico (quello che si avrà per terremoto di forte intensità)

- **Gerarchia delle resistenze pilastri-travi**
  - si può garantire con una adeguata armatura longitudinale
  - è fondamentale, **in fase di impostazione della carpenteria**, assegnare ai pilastri dimensioni (sezioni trasversali) non più piccole di quelle delle travi

In caso di sisma il progetto deve rendere ottimale **anche** il comportamento di una struttura oltre il limite elastico (quello che si avrà per terremoto di forte intensità)

- **Duttilità degli elementi strutturali che si danneggiano a flessione**
  - si può garantire con una adeguata armatura longitudinale e trasversale
  - è fondamentale, **in fase di impostazione della carpenteria**, assegnare ai pilastri sezioni trasversali che li facciano lavorare a tensioni medie non eccessive

## **PROCESSO PROGETTUALE**

- 1. Concezione generale della struttura,  
nel rispetto di principi base  
di buona progettazione**

## Regolarità

**È un obiettivo fondamentale della progettazione ...**

**... ma cosa vuol dire regolarità?**

**Concetto generale, di portata molto vasta,  
facilmente intuibile ma difficile da definire**

**In realtà esistono molte problematiche, completamente diverse,  
che rientrano nel concetto di regolarità**

Ad esempio: scelta del tipo di analisi (statica o modale);  
scelta del fattore di comportamento

## 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

### Per valutare il comportamento sismico di un edificio occorre:

- Definire un modello geometrico e meccanico dell'edificio, includendo se necessario gli elementi non strutturali e tenendo conto del complesso terreno-fondazione
- Valutare la risposta sismica in campo elastico
- Valutare la risposta sismica oltre i limiti elastici

**Se l'edificio è regolare è possibile usare modelli e tipi di analisi standard**

## I cosiddetti “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**

consentono di usare modelli e tipi di analisi standard

**Semplicità strutturale**

=

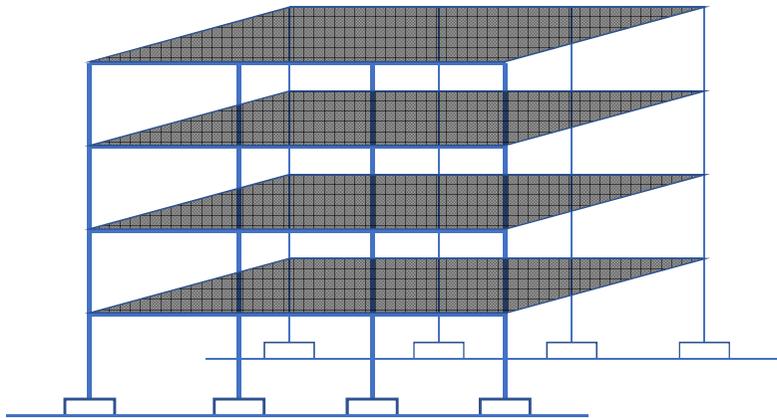
**Esistenza di chiari e diretti percorsi di trasmissione delle forze verticali e sismiche**

**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**

## Semplicità strutturale

Esempio (per carichi verticali)

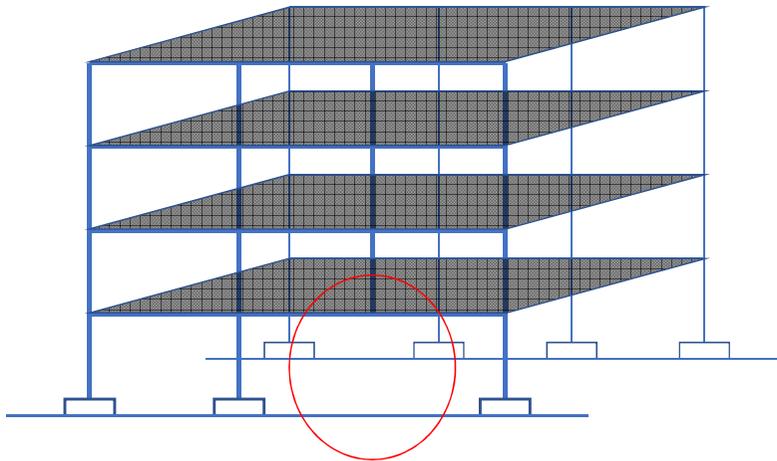


- Il solaio scarica sulle travi
- Ciascuna trave scarica su due pilastri
- I pilastri scaricano sul plinto
- Il plinto scarica sul terreno

Semplice

## Semplicità strutturale

Esempio (per carichi verticali)



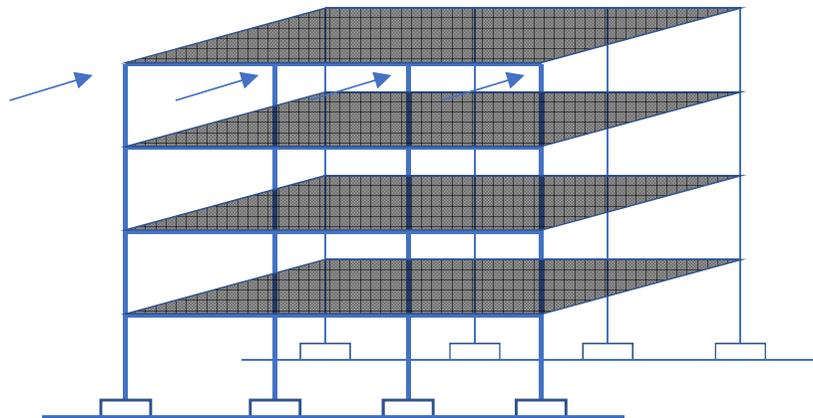
Se manca un pilastro:

Il flusso dei carichi cambia e diventa molto più contorto (il pilastro scarica su una trave che scarica su un altro pilastro)

Non semplice

## Semplicità strutturale

Esempio (per forze orizzontali)



Occorre che sia chiaro il flusso di questi carichi orizzontali e quindi da quali elementi verticali (pilastri) sono portati poi in fondazione

Se è chiaro: semplice

## Uniformità

=

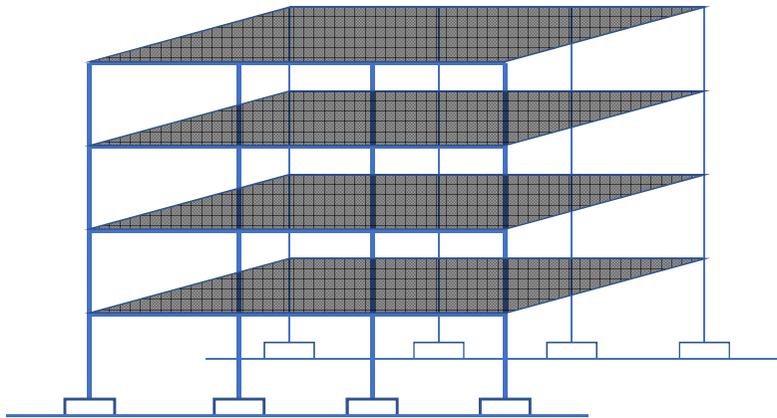
## Omogenea distribuzione degli elementi strutturali

**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**

## Uniformità

Esempio (per carichi verticali)

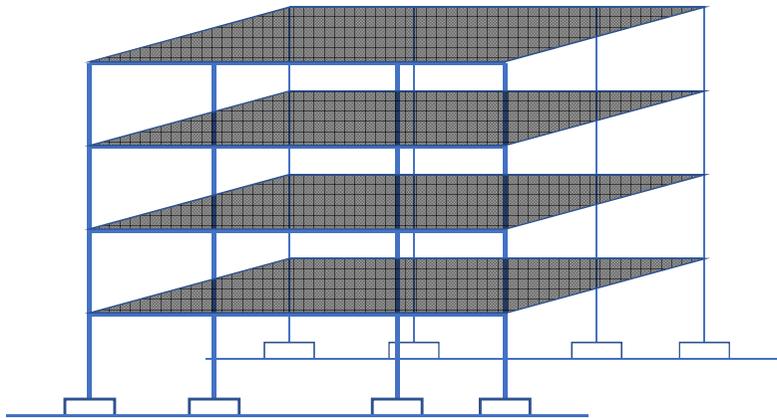


Se le luci delle campate di trave sono simili tra loro (ed i carichi portati pure) i momenti flettenti saranno molto simili nelle diverse campate

Uniforme

## Uniformità

Esempio (per carichi verticali)

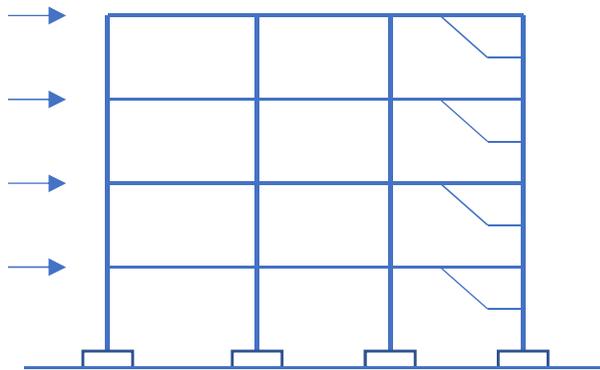


Se le luci delle campate di trave sono molto diverse tra loro i momenti flettenti saranno molto differenti nelle diverse campate

Non uniforme

## Uniformità

Esempio (per forze orizzontali)



In presenza di travi a ginocchio la metà di un pilastro è impedita di spostarsi

La rigidezza della restante metà è molto più grande di quella degli altri pilastri

Non uniforme

## 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**

Va bene

## Simmetria

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

Va bene

**In mancanza di questo bilanciamento:**

- Le sollecitazioni e gli spostamenti delle parti estreme sono molto maggiori rispetto a quello dei punti centrali
- Nei pilastri nasce una pressoflessione deviata molto rilevante

Non va bene

## Iperstaticità

**L'impiego di tipologie strutturali fortemente iperstatiche, come i telai, consente una redistribuzione delle azioni tra i diversi elementi strutturali ed una più diffusa dissipazione di energia all'interno della struttura**

## Iperstaticità



1994 – Northridge



1999 – Turchia

Mancanza di iperstaticità



La crisi dei pochi elementi resistenti porta rapidamente al collasso

## 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**

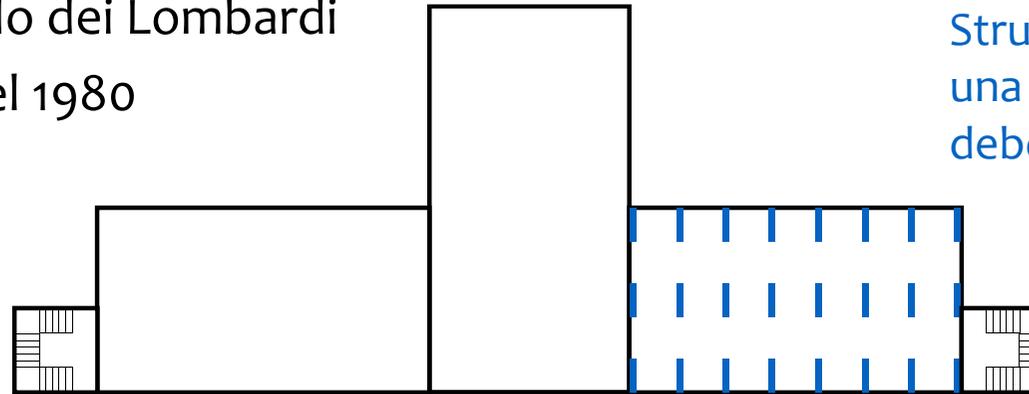
**Forti differenze di rigidezza  
possono rendere rilevanti aspetti in genere trascurabili**

## Resistenza e rigidezza bi-direzionale

Ospedale di S. Angelo dei Lombardi  
Crollato col sisma del 1980

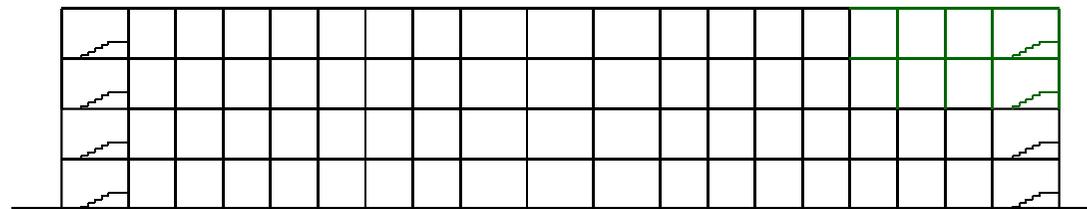
Struttura rigida in  
una direzione,  
debole nell'altra

PIANTA



Corpo scala non  
conteggiato nel  
calcolo

PROSPETTO

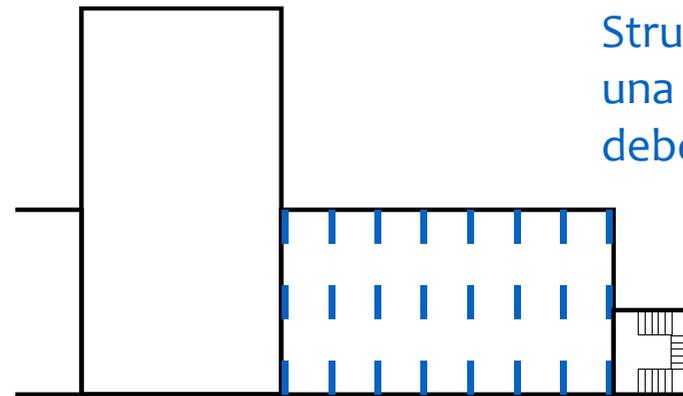


Parte costruita  
in un secondo  
momento

## Resistenza e rigidezza bi-direzionale

La zona scala, non conteggiata nel calcolo, era più rigida (in dir. x) della struttura e quindi ha subito sollecitazioni molto forti ed ha innescato il crollo

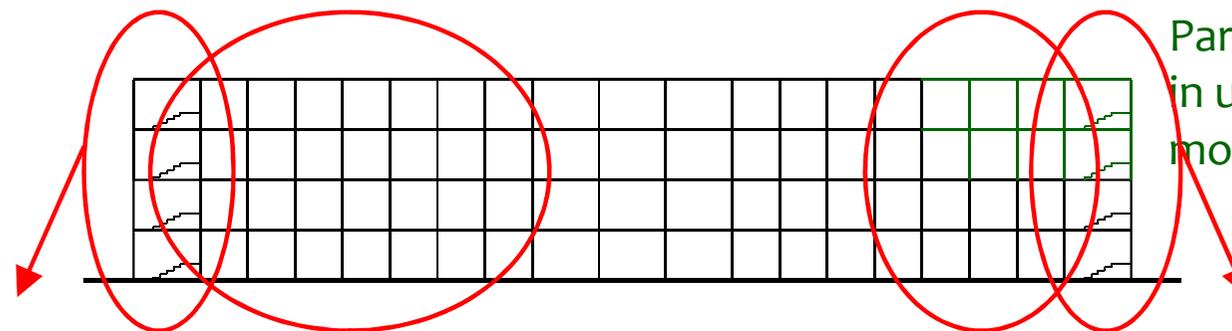
Nel crollo, la scala ha trascinato verso il basso tutto l'edificio



Struttura rigida in una direzione, debole nell'altra

Corpo scala non conteggiato nel calcolo

PROSPETTO

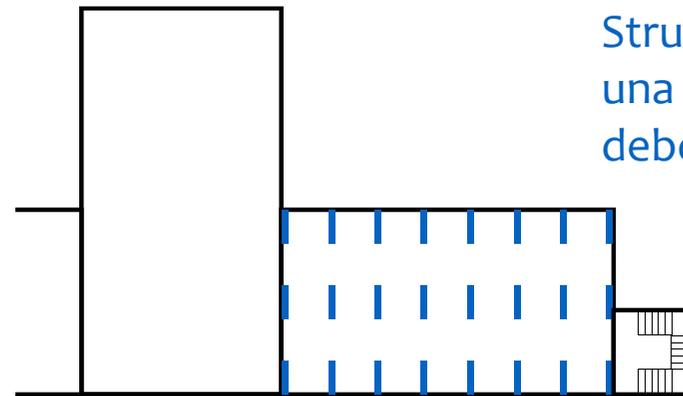


Parte costruita in un secondo momento

## Resistenza e rigidezza bi-direzionale

La zona scala, non conteggiata nel calcolo, era più rigida (in dir. x) della struttura e quindi ha subito sollecitazioni molto forti ed ha innescato il crollo

Nel crollo, la scala ha trascinato verso il basso tutto l'edificio



Struttura rigida in una direzione, debole nell'altra

Corpo scala non conteggiato nel calcolo

danneggiato, ma in piedi

Parte costruita in un secondo momento

PROSPETTO



## 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

## 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

## 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

# Regolarità e normativa

La normativa italiana ed europea affronta il problema (molto importante) della regolarità in maniera poco soddisfacente

- Le problematiche nelle quali entra in gioco la regolarità sono numerose e andrebbero distinte in maniera chiara
- Le definizioni di “regolarità” dovrebbero essere messe chiaramente in relazione con la problematica relativa
- Sarebbe opportuno usare sempre criteri di controllo **a posteriori**, basati sulla risposta sismica della struttura e non su definizioni approssimate **a priori**

### Secondo l'attuale normativa:

- La mancanza di **regolarità in altezza** riduce il fattore di comportamento  $q$  mediante il coefficiente  $K_R$
- La mancanza di **regolarità in pianta** riduce il fattore di comportamento  $q$  riducendo la sovraresistenza, cioè il rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$

La regolarità è vista solo in funzione del valore da assegnare al fattore di comportamento  $q$

L'attuale normativa non cita altri problemi (che però sembrano intravedersi nelle definizioni che dà)

- **Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio**
- Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione
- Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi

Regole applicative = consigli autorevoli  
ma non prescrizioni obbligatorie

- **In particolare:**
- le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%
- la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%
- il rapporto tra la capacità e la domanda calcolato per un generico orizzontamento non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente

Regole applicative = consigli autorevoli  
ma non prescrizioni obbligatorie

- **In particolare:**

- le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%

- la rigidezza da un orizzontamento all'altro non varia di più del 30%

- il rapporto di rigidezza tra orizzontamenti adiacenti è calcolato per l'orizzontamento adiacente

Si noti che per l'Eurocodice tutte queste sono regole applicative, non principi  
Inoltre le indicazioni di dettaglio sono differenti rispetto a quelle delle Norme Tecniche per le Costruzioni

soprastante

generico  
go rapporto

Regole applicative = consigli autorevoli  
ma non prescrizioni obbligatorie

- La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso
- Il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4
- Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali

Regole applicative = consigli (autorevoli ???)  
ma non prescrizioni obbligatorie

- **La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso**

- Il rapporto  
orizzontale
- Ciascun  
maggiore  
verticali

Anche in questo caso per l'Eurocodice tutte queste sono regole applicative, non principi  
Inoltre le indicazioni di dettaglio sono in parte differenti rispetto a quelle delle Norme Tecniche per le Costruzioni

ogni  
tanto  
strutturali

Regole applicative = consigli (autorevoli ???)  
ma non prescrizioni obbligatorie

### Cosa influenza realmente la duttilità della struttura e quindi il fattore di comportamento da utilizzare?

- **Carenza di duttilità locale**

Le prescrizioni di normativa su staffe e armatura longitudinale dovrebbero garantire una buona duttilità locale

La presenza di sforzo normale di compressione molto alto può ridurre la duttilità locale

Nel caso di aste molto corte è difficile rispettare la gerarchia taglio-flessione

### Cosa influenza realmente la duttilità della struttura e quindi il fattore di comportamento da utilizzare?

- **Precoce plasticizzazione di alcune sezioni**

Il calcolo dovrebbe garantire adeguata resistenza a tutte le sezioni

Aste molto rigide (ad esempio aste molto corte) hanno una sovraresistenza minore delle altre aste. Si potrebbe arrivare al collasso con la formazione di poche cerniere plastiche

Anche la rotazione planimetrica, nel caso di strutture non bilanciate, può portare ad una plasticizzazione precoce delle aste perimetrali

### Cosa influenza realmente la duttilità della struttura e quindi il fattore di comportamento da utilizzare?

- **Influenza delle tamponature**

Potrebbero essere inserite nel modello di calcolo (ma in genere non lo sono)

L'azione concentrata all'estremo di un pilastro può portare a rottura a taglio o plasticizzazione precoce

La distribuzione delle tamponature lungo l'altezza può portare ad un meccanismo di piano

La distribuzione delle tamponature in pianta può portare a rotazioni dell'impalcato e plasticizzazione precoce delle aste di estremità

- **Che senso hanno i riferimenti della normativa a**
  - pianta compatta
  - rigidezza dell'orizzontamento ?
  
- **Questi aspetti potrebbero essere rilevanti ai fini della rigidezza e della resistenza dell'impalcato**

Ma:

  - l'ipotesi di impalcato rigido è comoda, ma non indispensabile
  - La verifica di resistenza dell'impalcato in molti casi è facilmente rispettata, ma ovunque vi sia dubbio deve essere esplicitamente verificata

Indipendentemente dalle prescrizioni della normativa, il progettista deve **sempre** cercare di realizzare una costruzione **regolare in pianta** e **regolare in altezza**, conformemente a queste indicazioni:

- **Regolare in pianta**

È regolare in pianta una costruzione che ha un comportamento bilanciato, cioè che per effetto del sisma trasla con rotazioni nulle o minime, e che ha una adeguata rigidità rotazionale

- **Regolare in altezza**

È regolare in altezza una costruzione con una tipologia strutturale che si estende a tutti i piani e che ha una distribuzione delle masse e delle rigidità con valori che non cambiano eccessivamente da piano a piano e soprattutto con valori delle resistenze che non si discostano in maniera disuniforme da quelli strettamente necessari

# PROCESSO PROGETTUALE

## 2. Impostazione della carpenteria dell'edificio

## Impostazione della carpenteria

=

**Definizione dell'orditura dei solai e della posizione di travi e pilastri  
(per portare i carichi verticali e l'azione del sisma,  
ma pensando anche alla fondazione)**

La struttura deve essere in grado di portare

- i carichi verticali
- le azioni orizzontali equivalenti al sisma

### Obiettivo fondamentale:

- **Rendere la struttura il più regolare possibile**

### In particolare:

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

La divisione in corpi distinti è particolarmente consigliata nel caso di costruzioni di notevole estensione planimetrica

### Obiettivo fondamentale:

- **Rendere la struttura il più regolare possibile**

### In particolare:

- **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
- possibilità di introdurre una forte asimmetria nella distribuzione di rigidezze

### Obiettivo fondamentale:

- **Rendere la struttura il più regolare possibile**

### In particolare:

- **Valutare la possibilità di dividere il fabbricato in blocchi staticamente separati da giunti**
- **Prestare molta attenzione alla scala**

La soluzione con soletta rampante “tradizionale” richiede “solo” una trave a livello intermedio. In realtà:

- la soletta crea un collegamento tra i due impalcati adiacenti; nel passato questo effetto non era colto solo perché la soletta rampante non era mai inserita nel modello
- la trave intermedia crea pilastri corti, meno duttili

### Obiettivo fondamentale:

- **Rendere la struttura il più regolare possibile**

### In particolare:

- **Valutare la possibilità di dividere il fabbricato in blocchi staticamente separati da giunti**
- **Prestare molta attenzione alla scala**

È indispensabile trovare soluzioni alternative, come la scala asismica (in c.a., “alla Giliberti”, o interamente in acciaio):

- la trave che sostiene la scala in corrispondenza del pianerottolo di riposo è a livello di piano
- ciascuna rampa è indipendente dall'altra e appesa o poggiata alla trave innanzi citata

### Distinzione base tra:

- **Edifici con pareti o nuclei in c.a.**
  - separazione ideale tra elementi strutturali che portano i carichi verticali ed elementi che portano l'azione sismica
  - questo consente, almeno in prima approssimativamente, di studiare in maniera separata la disposizione di travi e pilastri e quella delle pareti
- **Edifici a struttura intelaiata**
  - gli elementi strutturali (travi e pilastri) portano contemporaneamente carichi verticali ed azione sismica

**Travi e pilastri portano sia carichi verticali che azioni orizzontali**

**Può essere utile, finché non si ha sufficiente esperienza, 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**

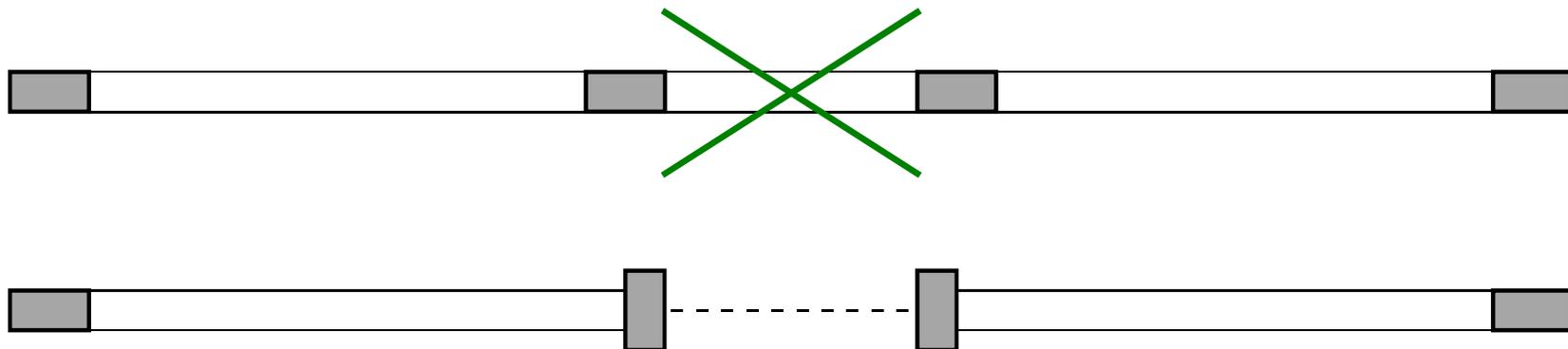
## Nell'impostazione per carichi verticali:

- **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

## 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 e rigide, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni



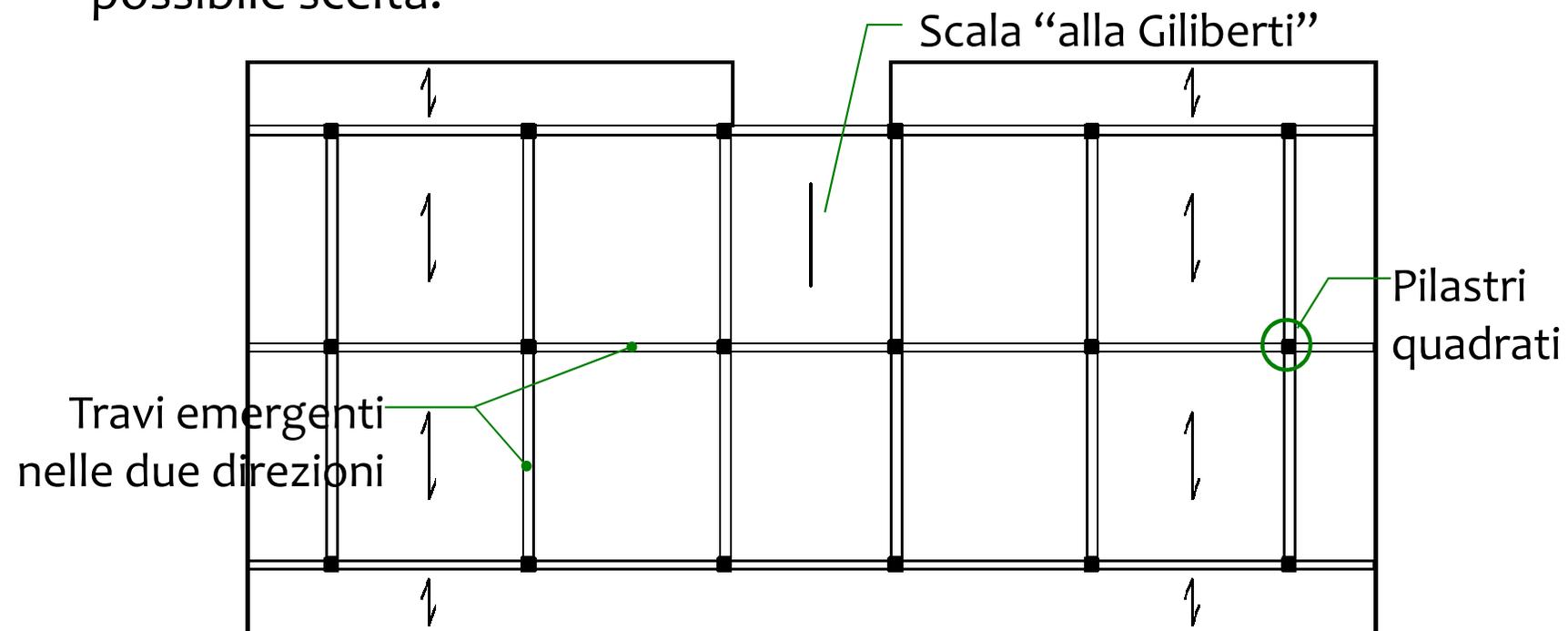
## Nell'impostazione per carichi verticali:

- **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 e rigide, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni**
- **Evitare forti disuniformità di carico verticale sui pilastri (carichi maggiori richiedono sezioni maggiori, che provocherebbero concentrazione di sollecitazioni)**

## Nell'impostazione per azioni orizzontali:

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

possibile scelta:



### Nell'impostazione per azioni orizzontali:

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

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

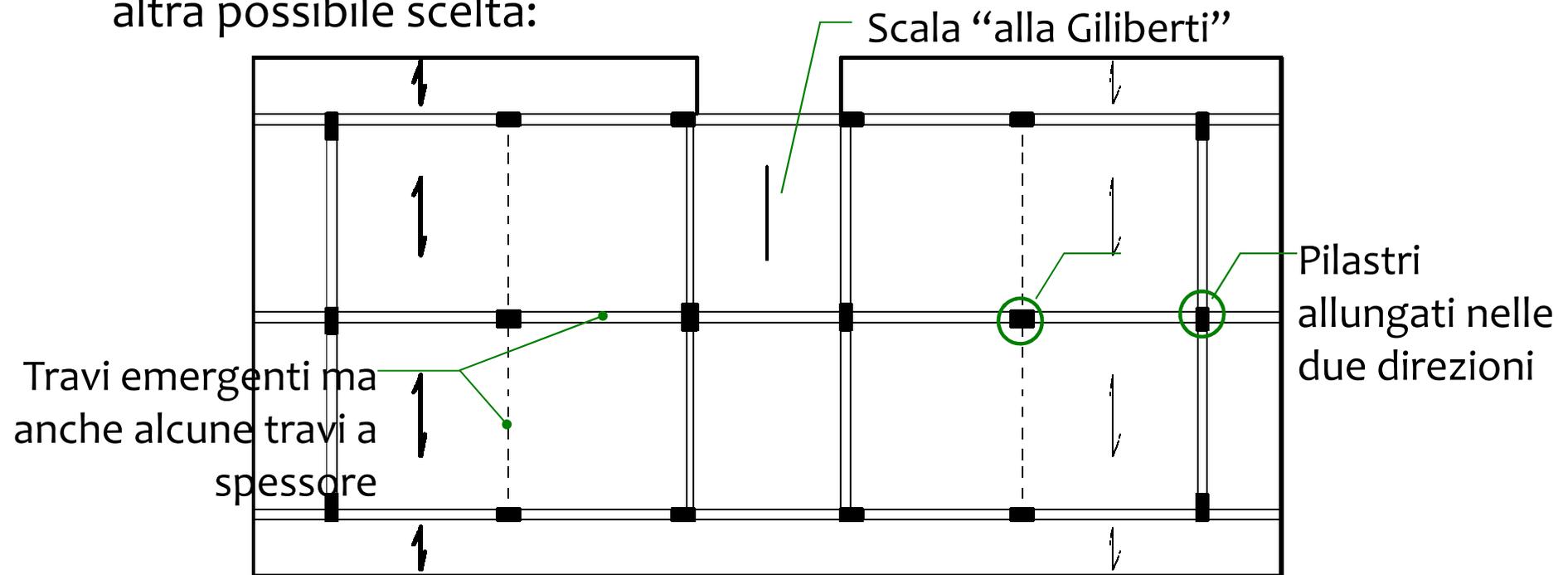
I singoli elementi assorbono un'aliquota dell'azione sismica minore o maggiore in proporzione alla loro rigidezza

- Una valutazione più accurata della rigidezza di ciascun elemento può essere fatta solo dopo aver definito le sezioni di travi e pilastri
- Per il momento si possono fare solo valutazioni qualitative

## Nell'impostazione per azioni orizzontali:

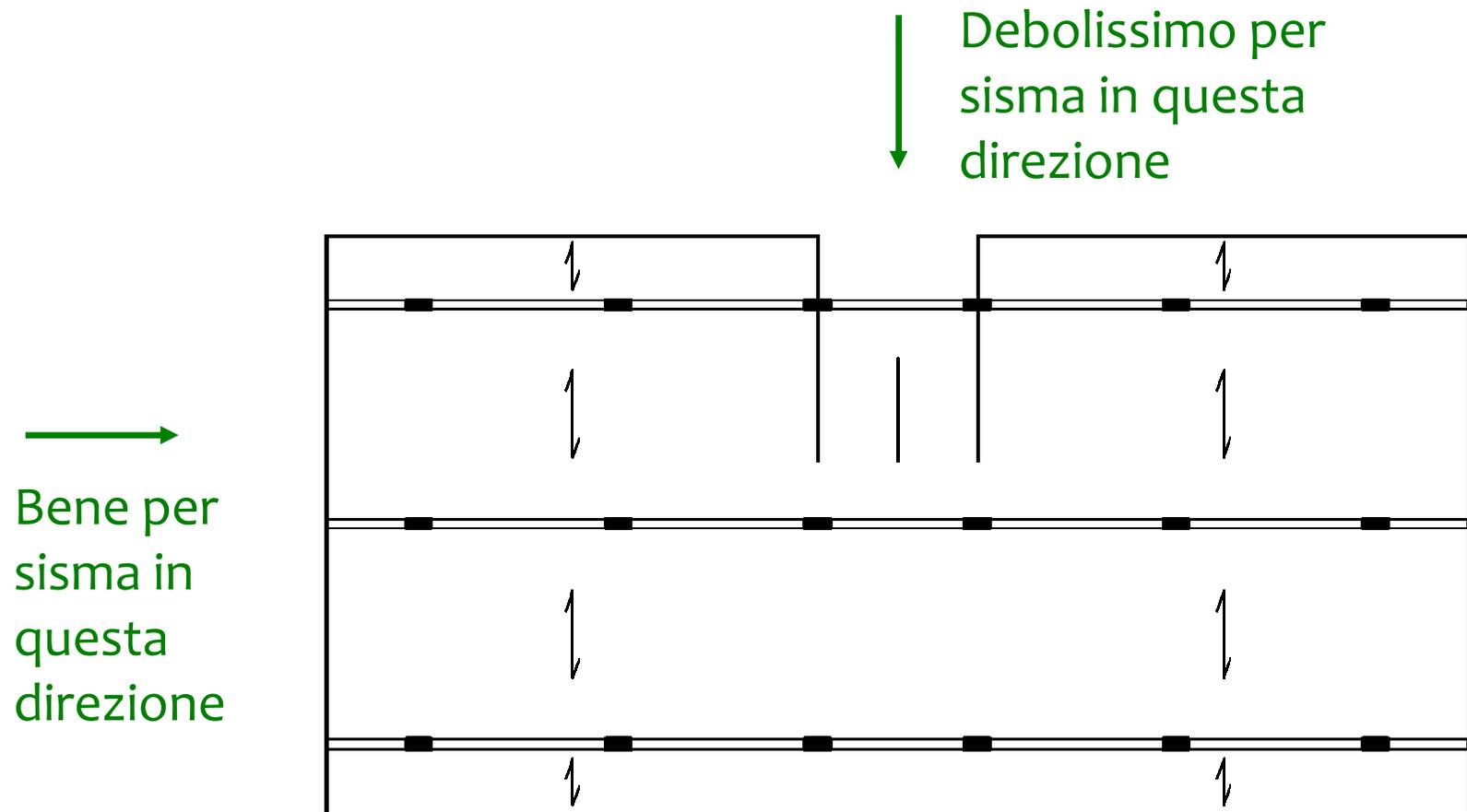
- **Garantire un irrigidimento uniforme nelle due direzioni, con elementi ben distribuiti in pianta**

altra possibile scelta:



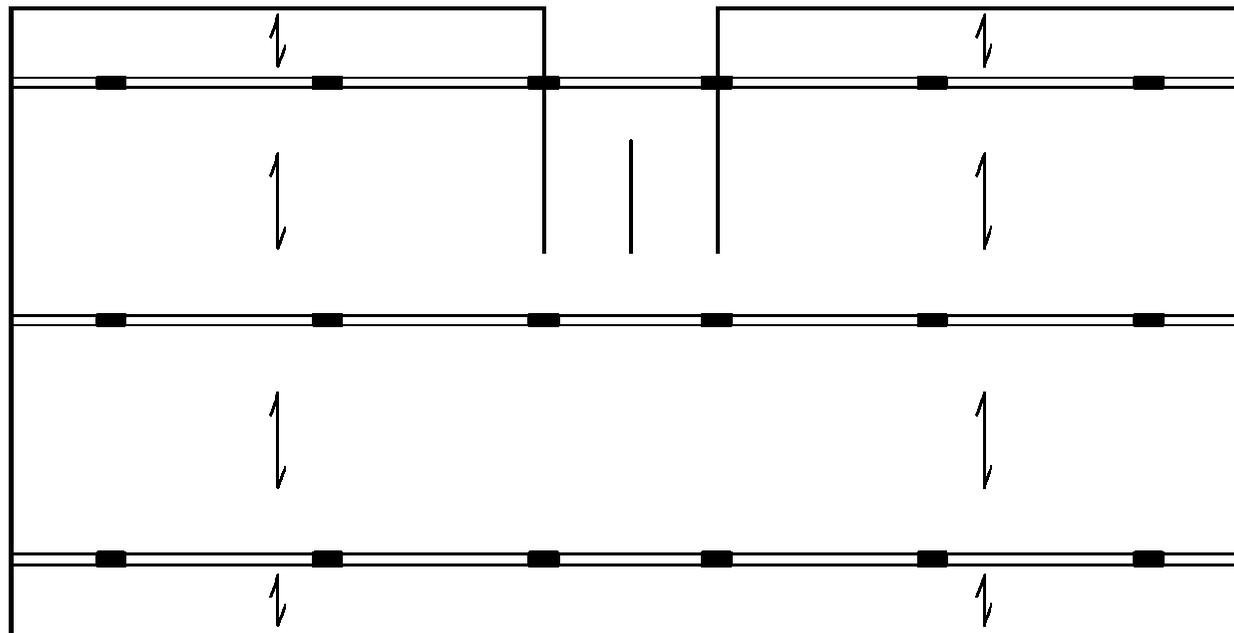
Se la carpenteria venisse definita pensando solo ai carichi verticali probabilmente non ci sarà una adeguata rigidezza nelle due direzioni

- Ad esempio

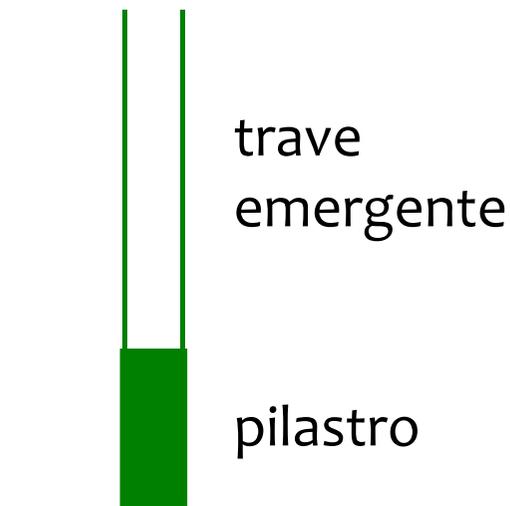


Se la carpenteria venisse definita pensando solo ai carichi verticali probabilmente non ci sarà una adeguata rigidezza nelle due direzioni

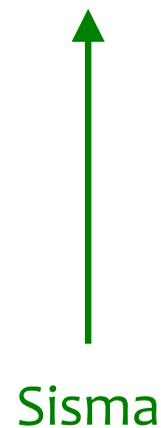
- Ad esempio
- In un caso come questo la differenza tra le due direzioni è evidente, ma più in generale occorre ragionare per valutare la rigidezza degli elementi e controllarne la distribuzione



Quando sono presenti sia travi emergenti che travi a spessore ed i pilastri hanno sezione rettangolare

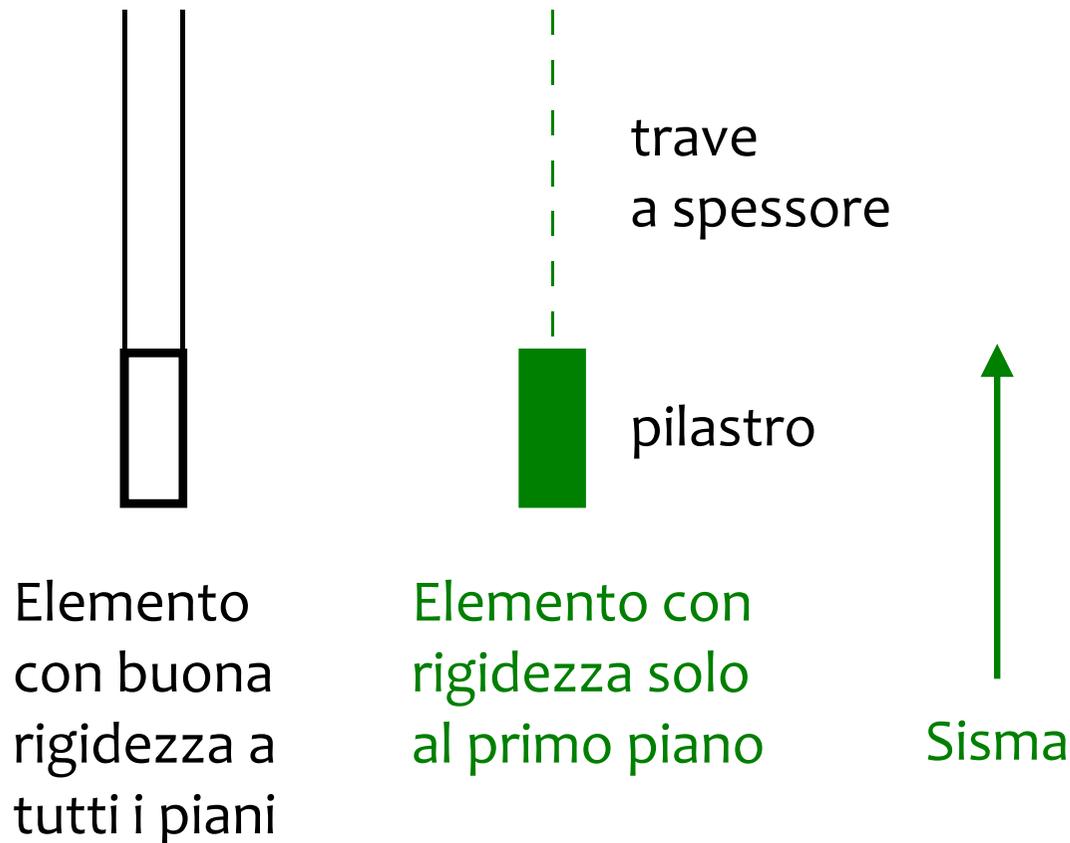


Elemento  
con buona  
rigidezza a  
tutti i piani



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

Quando sono presenti sia travi emergenti che travi a spessore ed i pilastri hanno sezione rettangolare

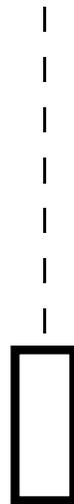


Un pilastro rigido accoppiato ad una trave a spessore fornisce un contributo basso a tutti i piani, tranne che al primo

Quando sono presenti sia travi emergenti che travi a spessore ed i pilastri hanno sezione rettangolare



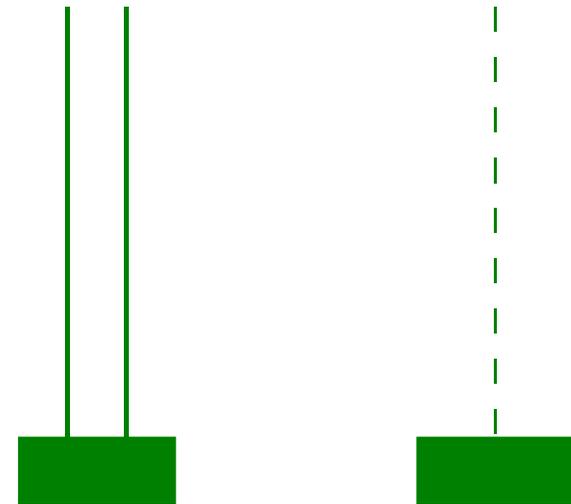
Elemento con buona rigidezza a tutti i piani



Elemento con rigidezza solo al primo piano



Sisma

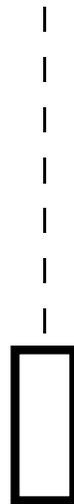


I pilastri con inerzia minima danno contributo modesto, in prima approssimazione trascurabile

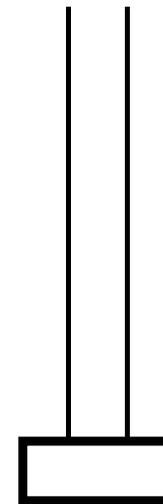
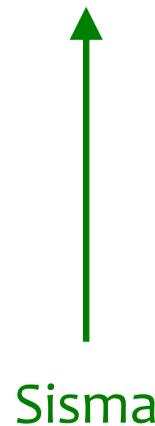
Quando sono presenti sia travi emergenti che travi a spessore ed i pilastri hanno sezione rettangolare



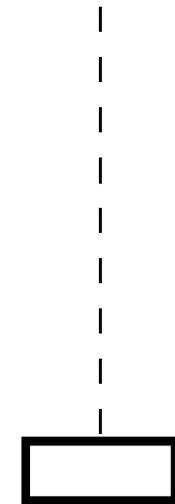
Elemento con buona rigidezza a tutti i piani



Elemento con rigidezza solo al primo piano

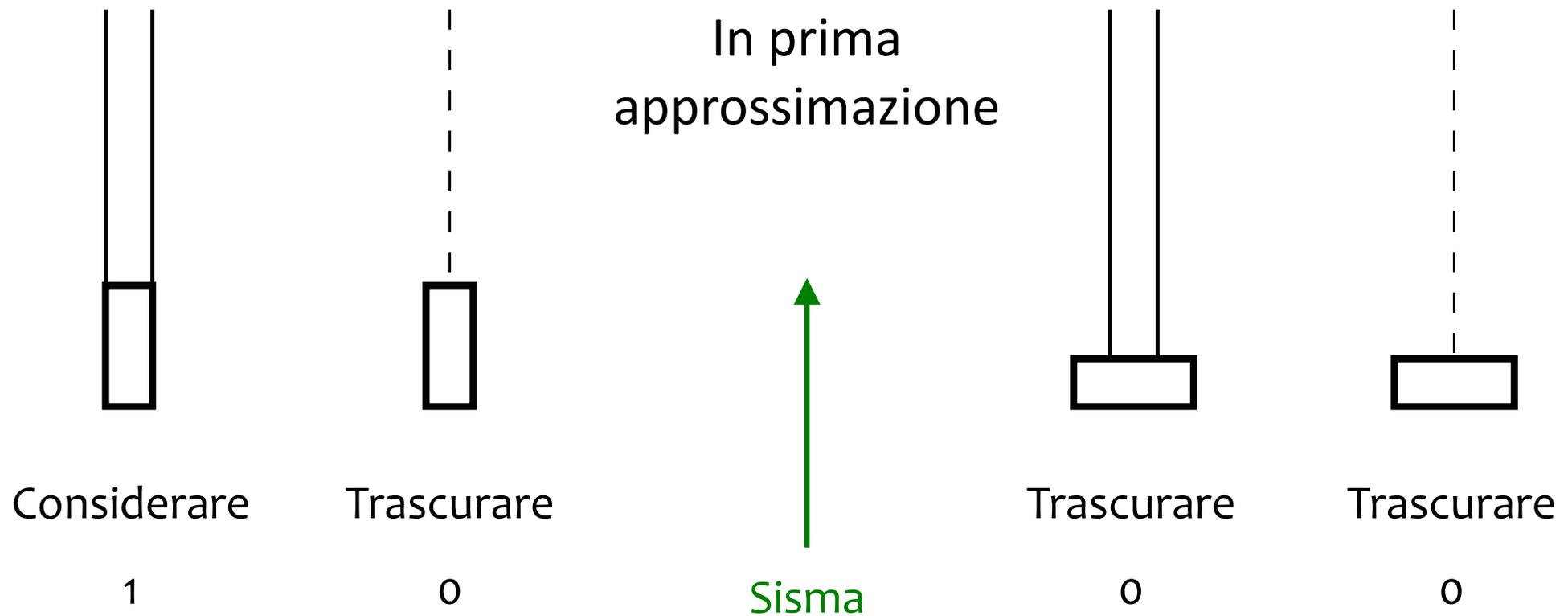


Elemento con rigidezza limitata a tutti i piani

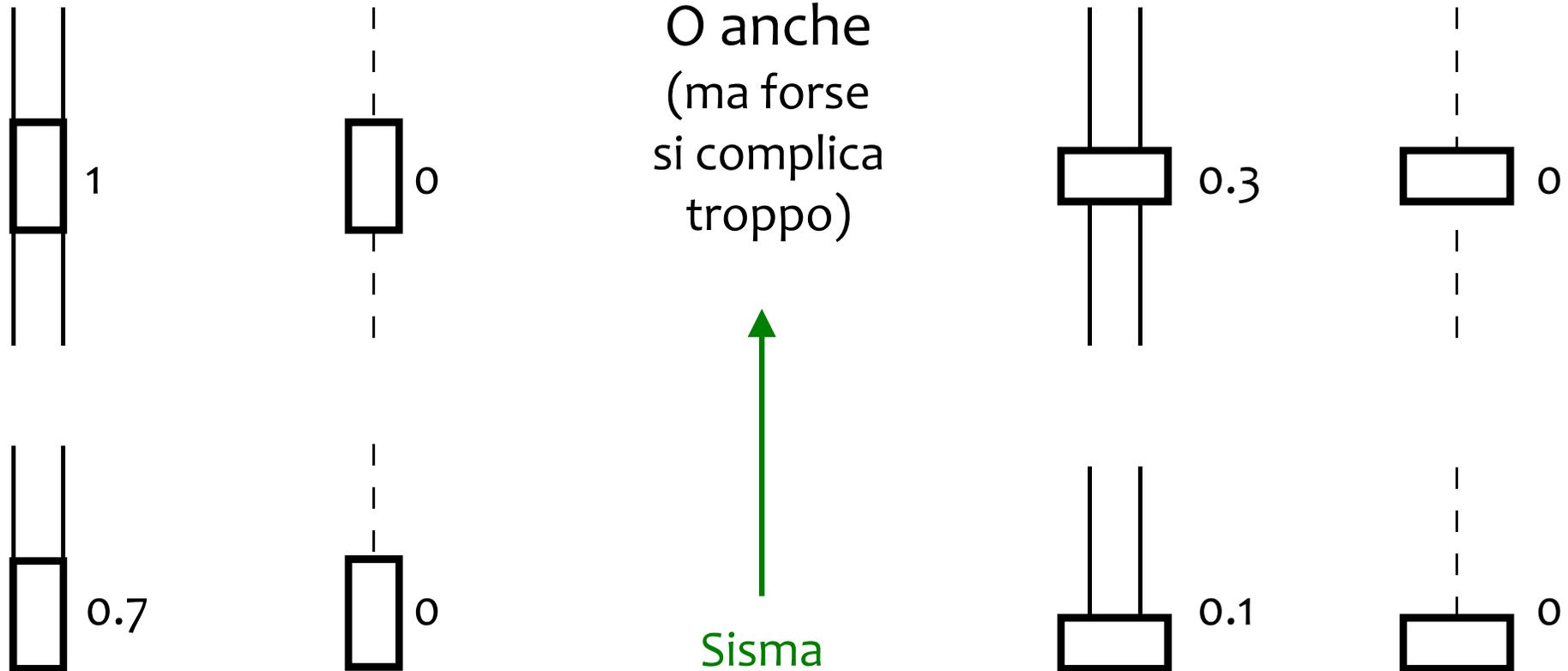


Elemento con rigidezza trascurabile a tutti i piani

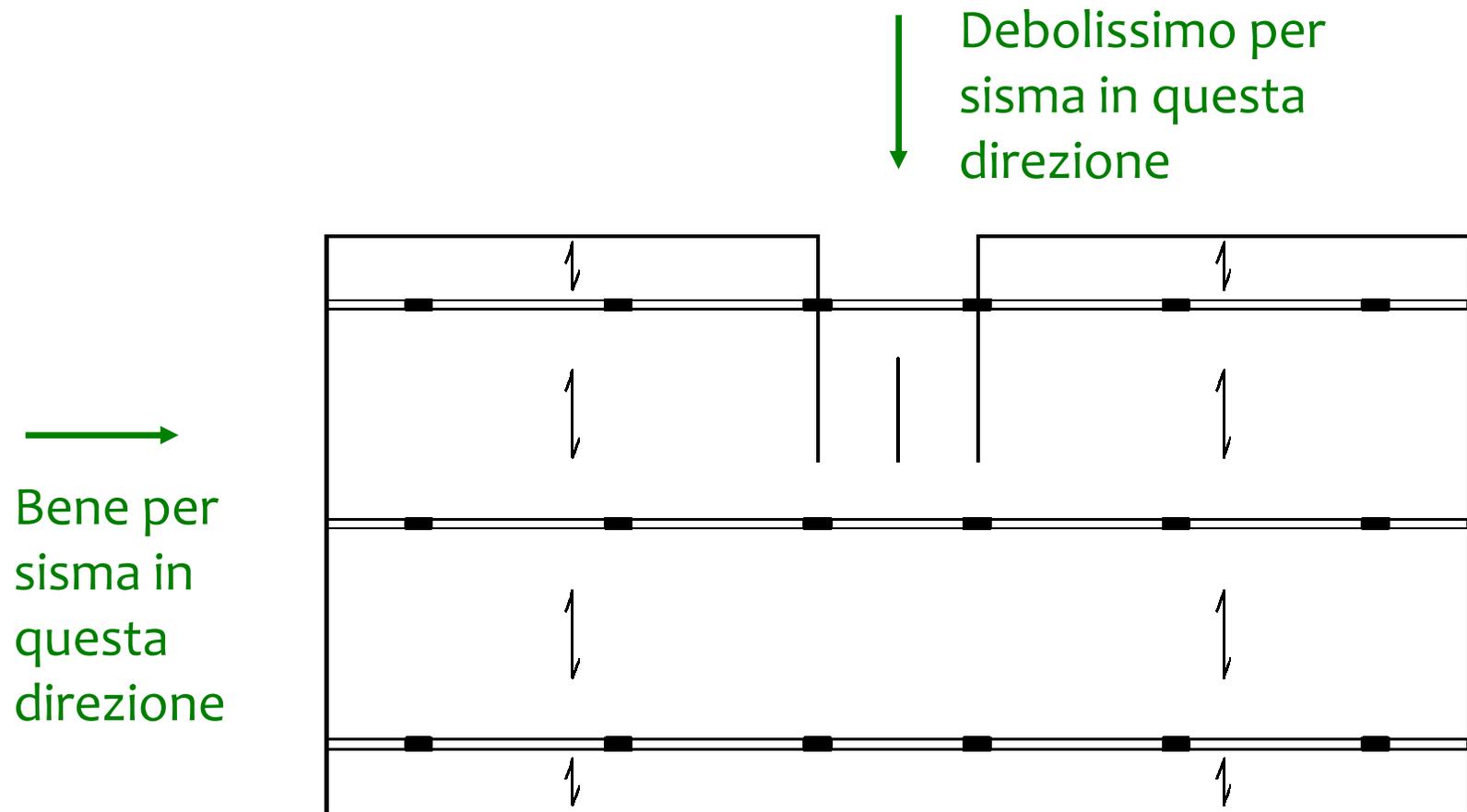
Quando sono presenti sia travi emergenti che travi a spessore ed i pilastri hanno sezione rettangolare



Quando sono presenti sia travi emergenti che travi a spessore ed i pilastri hanno sezione rettangolare



Sulla base di queste considerazioni si può passare da una impostazione di carpenteria fortemente carente ...

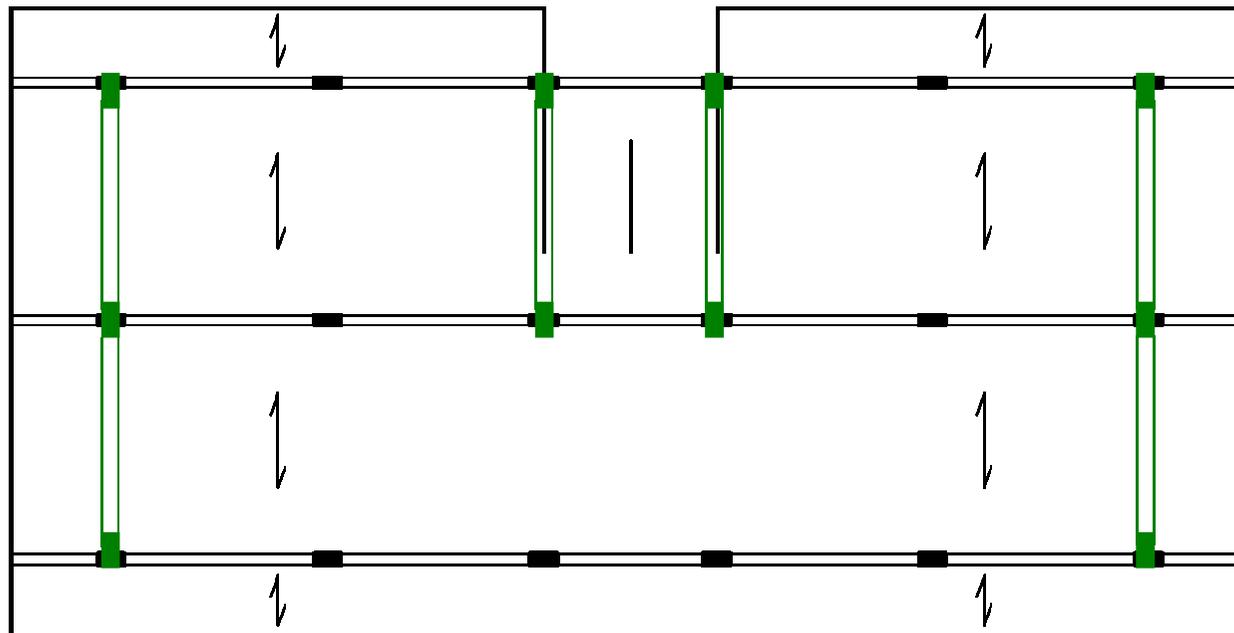


Sulla base di queste considerazioni si può passare da una impostazione di carpenteria fortemente carente ...

... ad una carpenteria soddisfacente

Girare un certo numero di pilastri

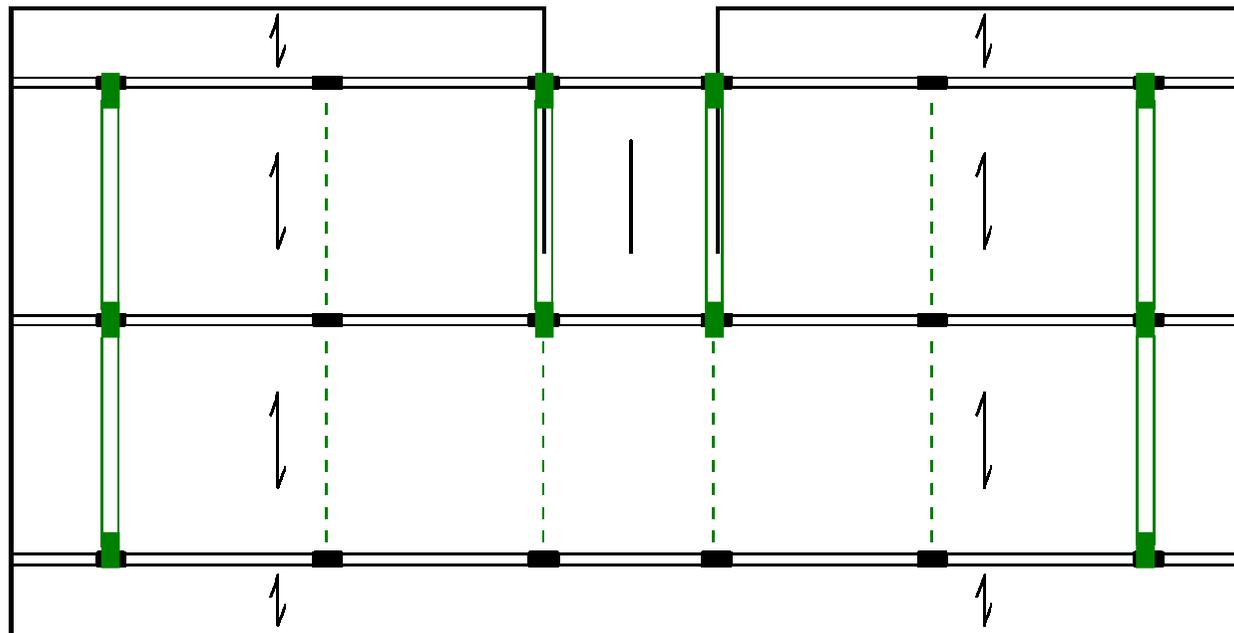
Aggiungere travi emergenti per renderli efficaci



Sulla base di queste considerazioni si può passare da una impostazione di carpenteria fortemente carente ...

... ad una carpenteria soddisfacente

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



## Esempio

### Tipologia:

edificio adibito a civile abitazione, a 5 piani

### Classe dell'edificio:

classe II (costruzione con normale affollamento, senza contenuti pericolosi e funzioni sociali essenziali)

### Ubicazione:

zona sismica con  $a_g = 0.25 g$

### Categoria di suolo:

categoria C (sabbie e ghiaie mediamente addensate)

### **Struttura portante principale:**

con struttura intelaiata in cemento armato

### **Solai:**

in latero-cemento, gettati in opera

### **Scale:**

a soletta rampante asismica

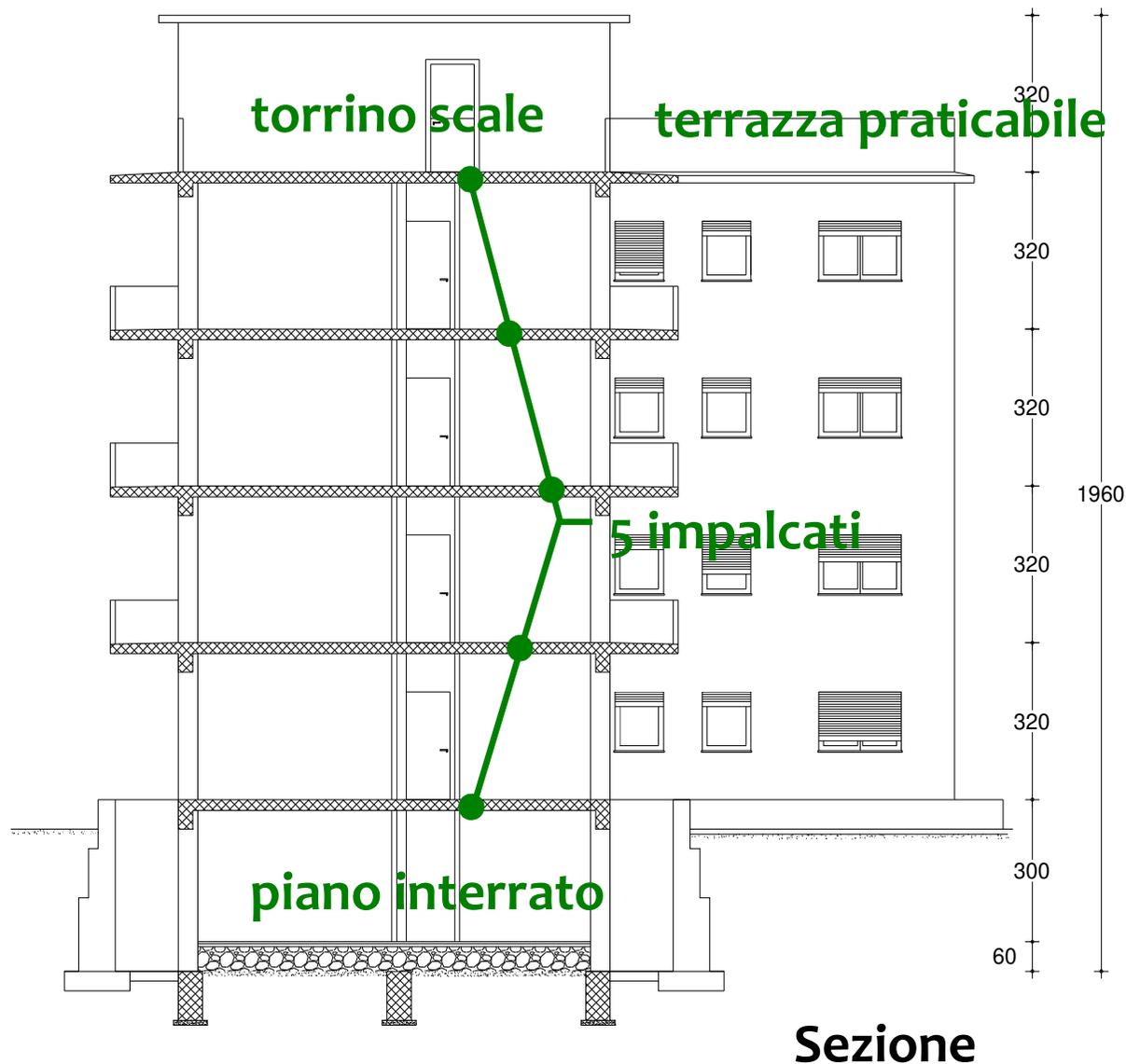
### **Fondazioni:**

reticolo di travi rovesce

### **Materiali:**

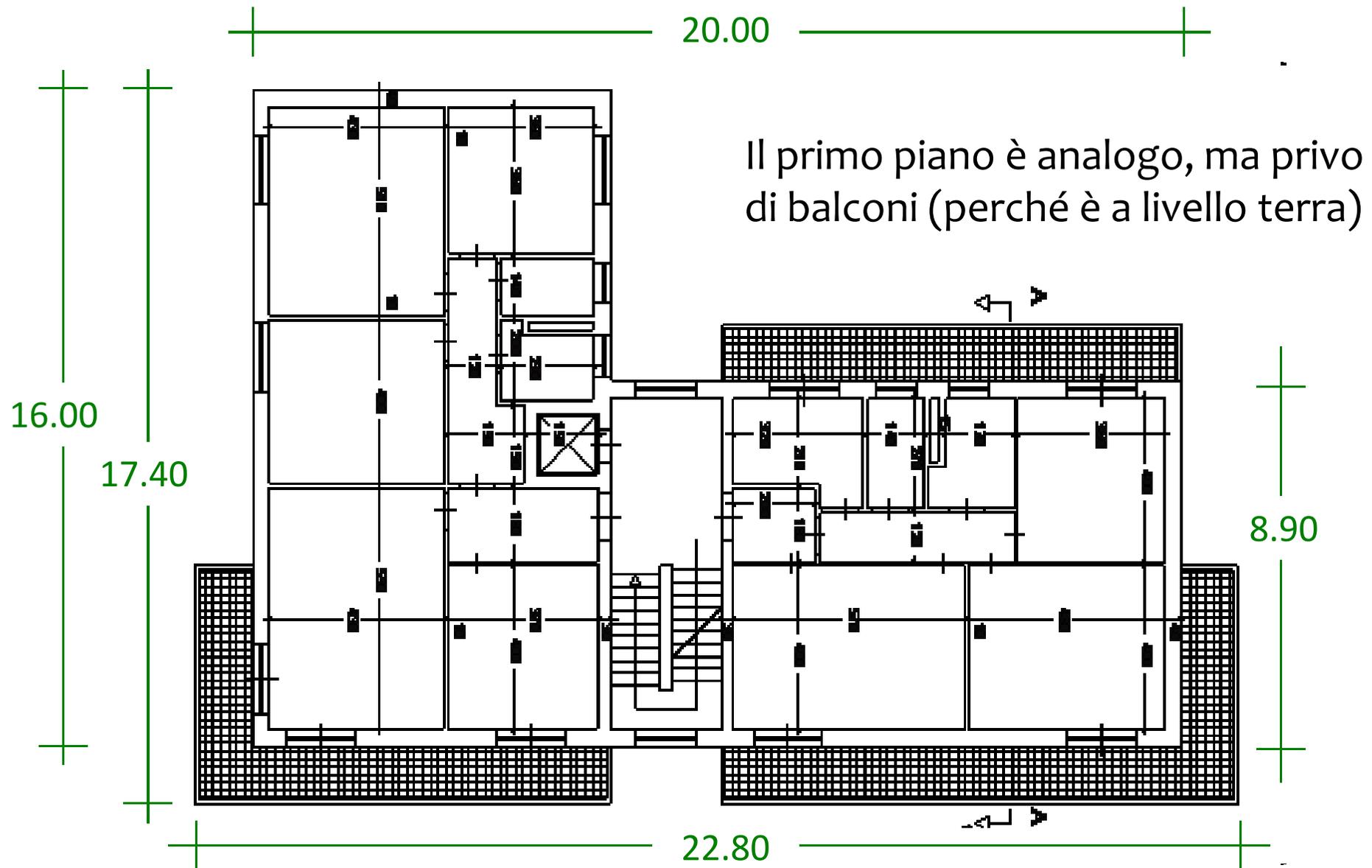
calcestruzzo C30/37, acciaio B450C

Nota: in passato avevo fatto riferimento ad un calcestruzzo C25/30 ( $f_{ck} = 25$  MPa,  $R_{ck} = 30$  MPa)



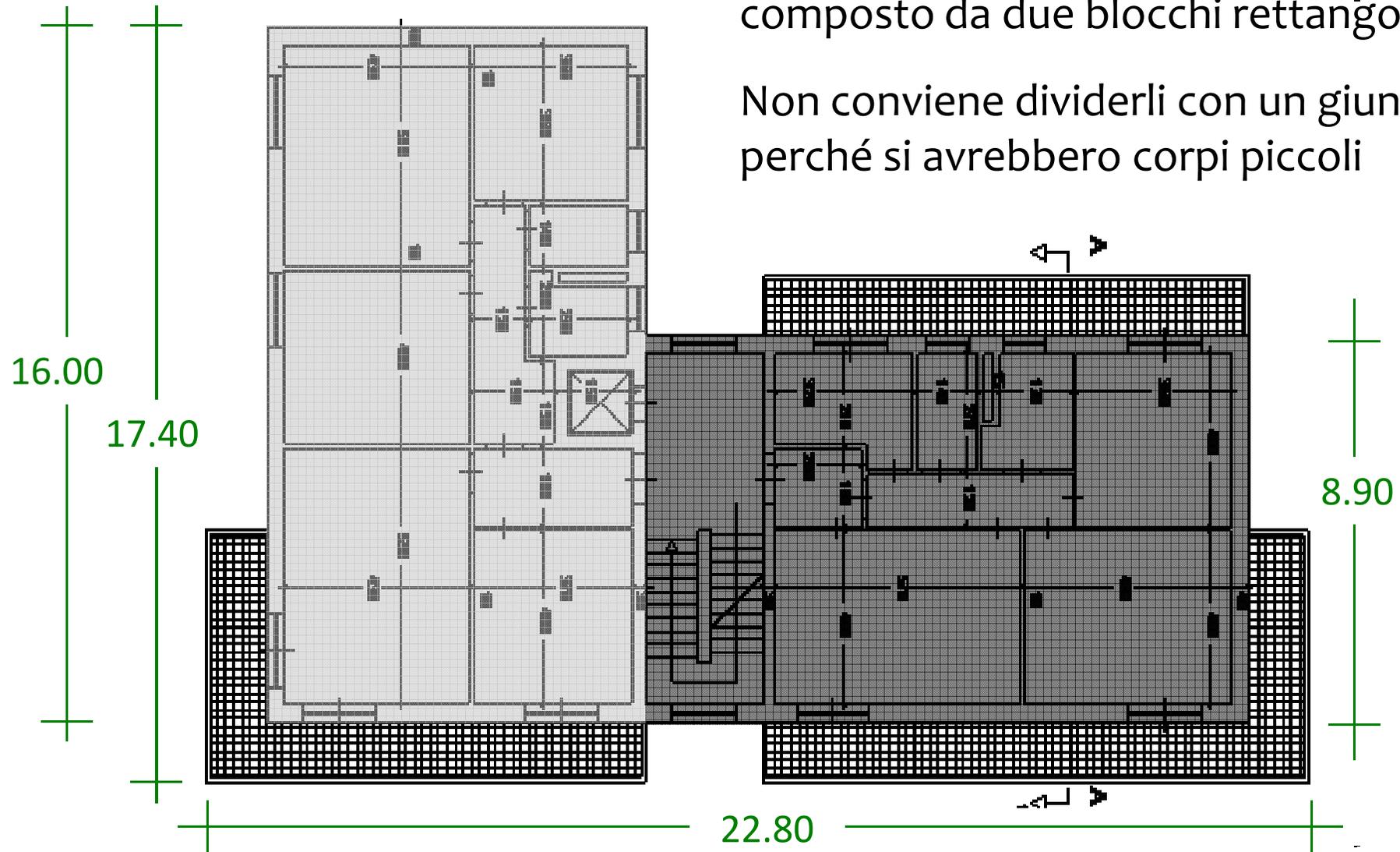
Sismicità medio-alta  
 $a_g = 0.25 g$

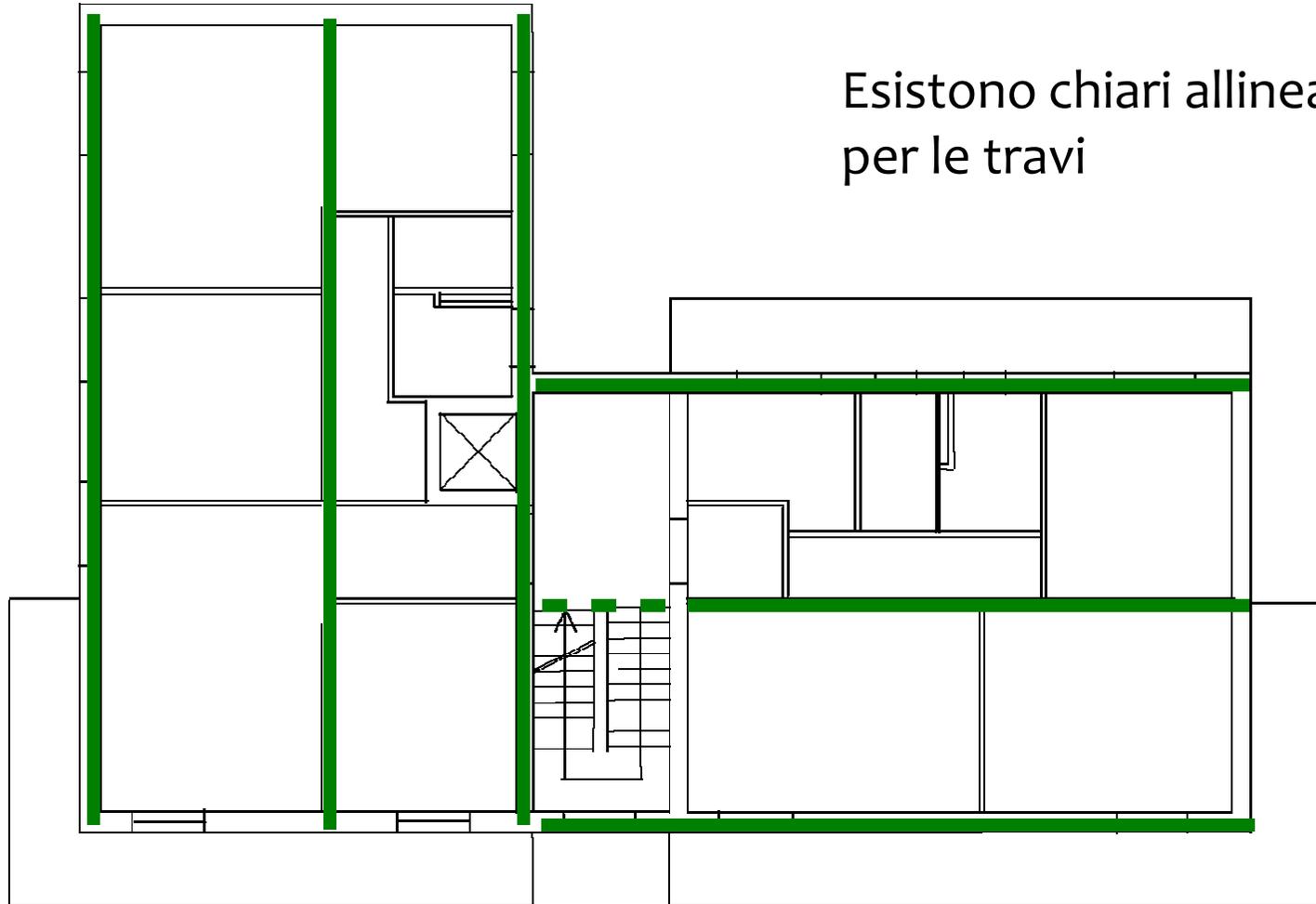
Terreno costituito da  
sabbie e ghiaie  
mediamente  
addensate



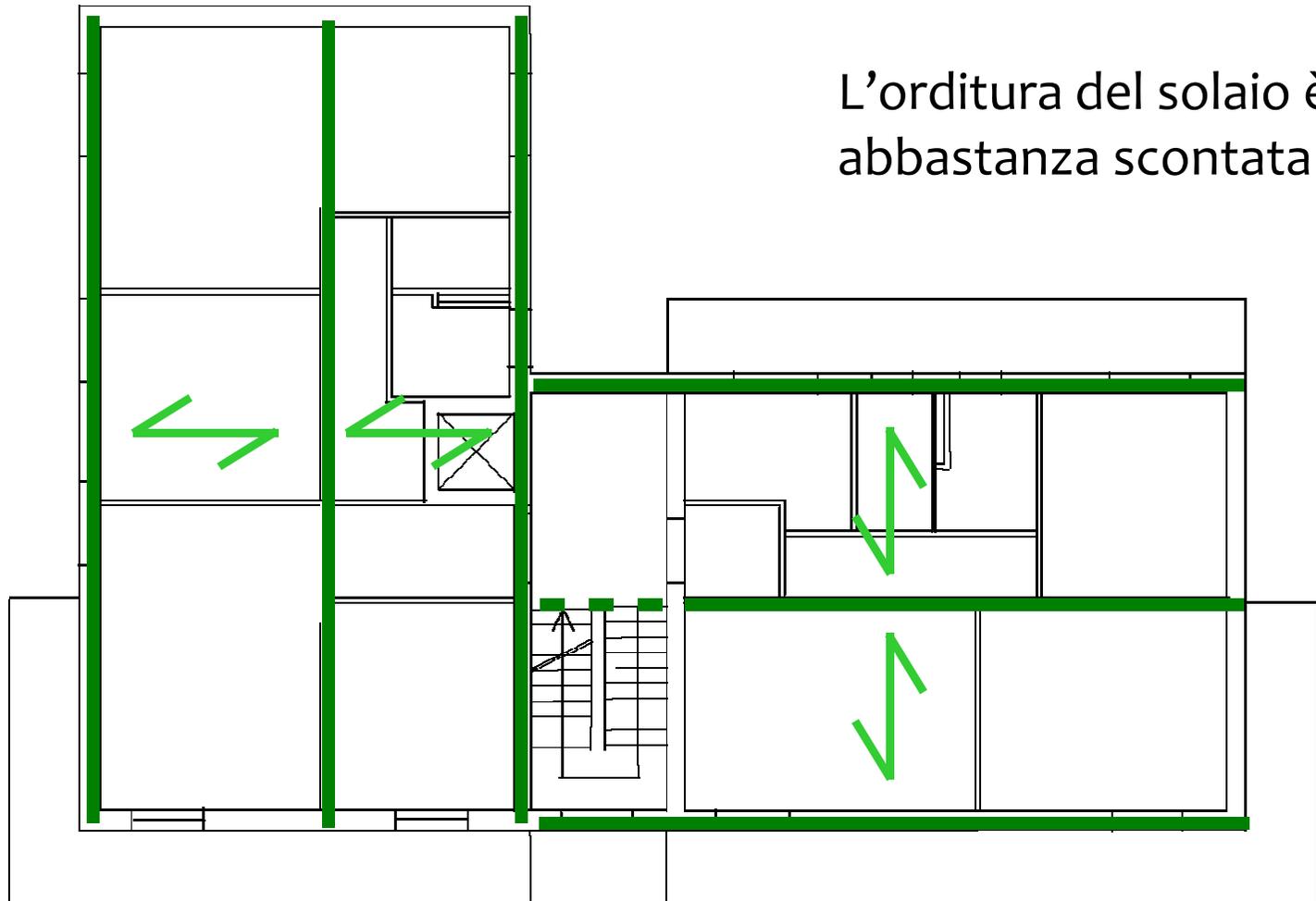
L'edificio può essere visto come  
composto da due blocchi rettangolari

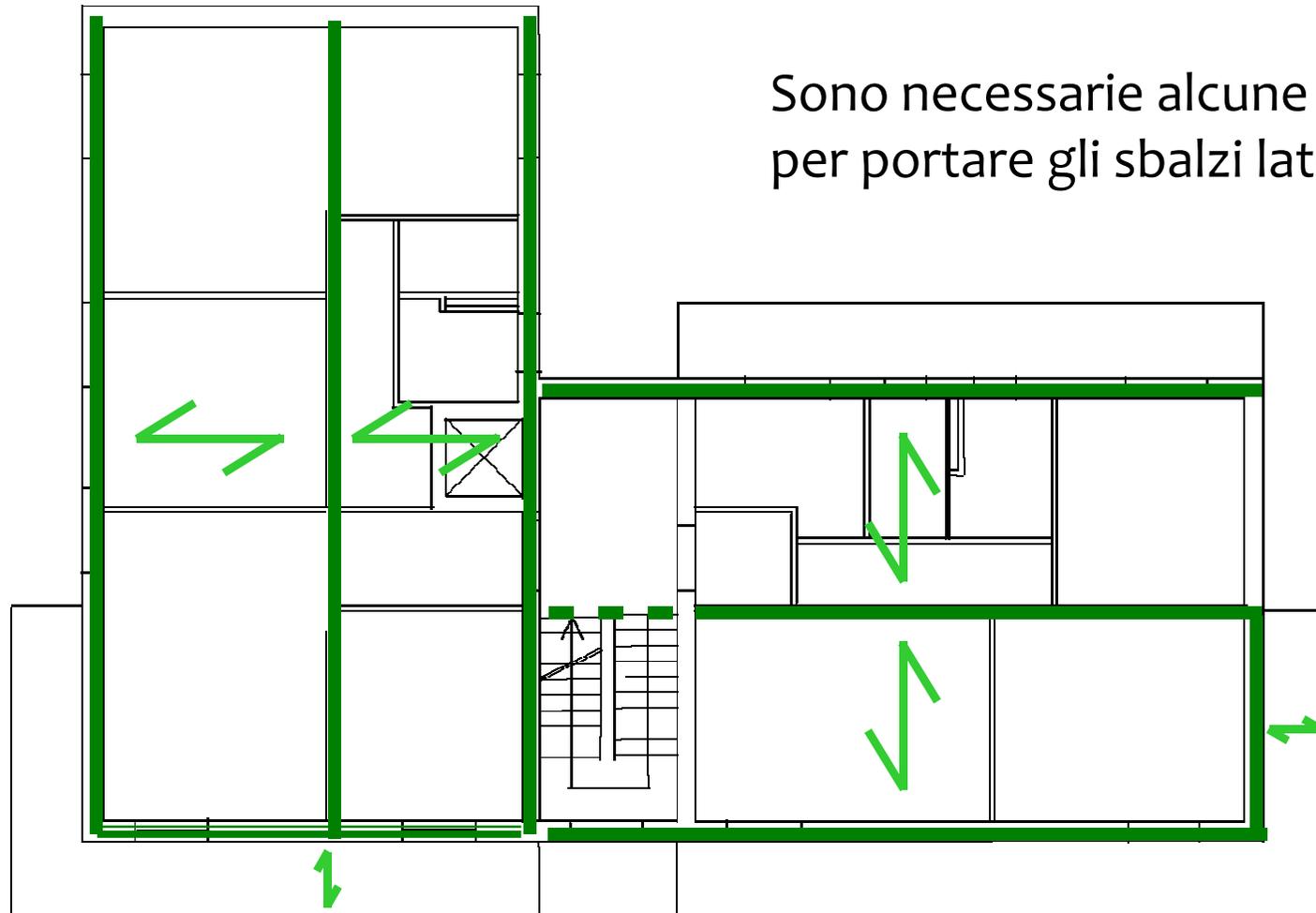
Non conviene dividerli con un giunto,  
perché si avrebbero corpi piccoli





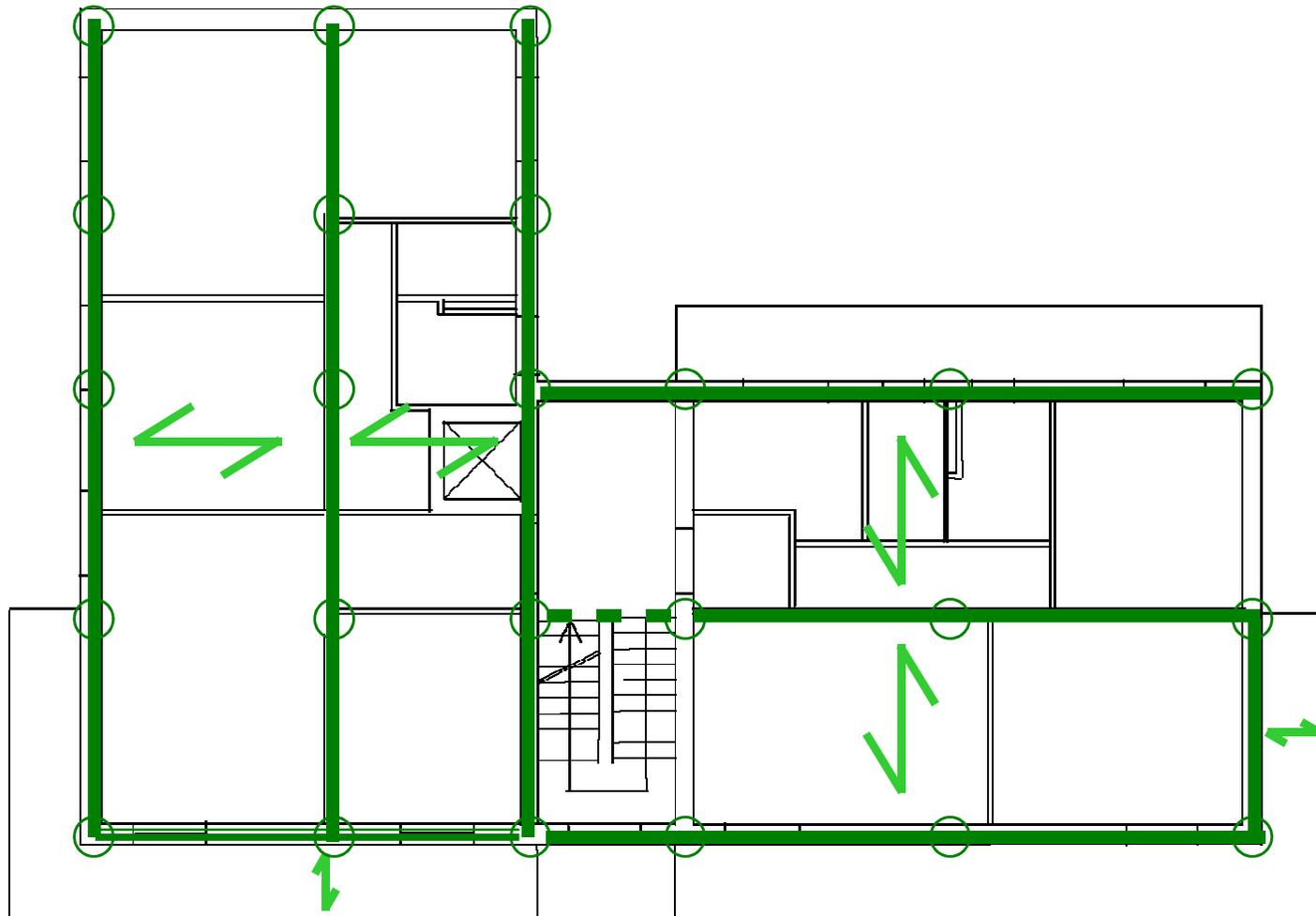
Esistono chiari allineamenti  
per le travi



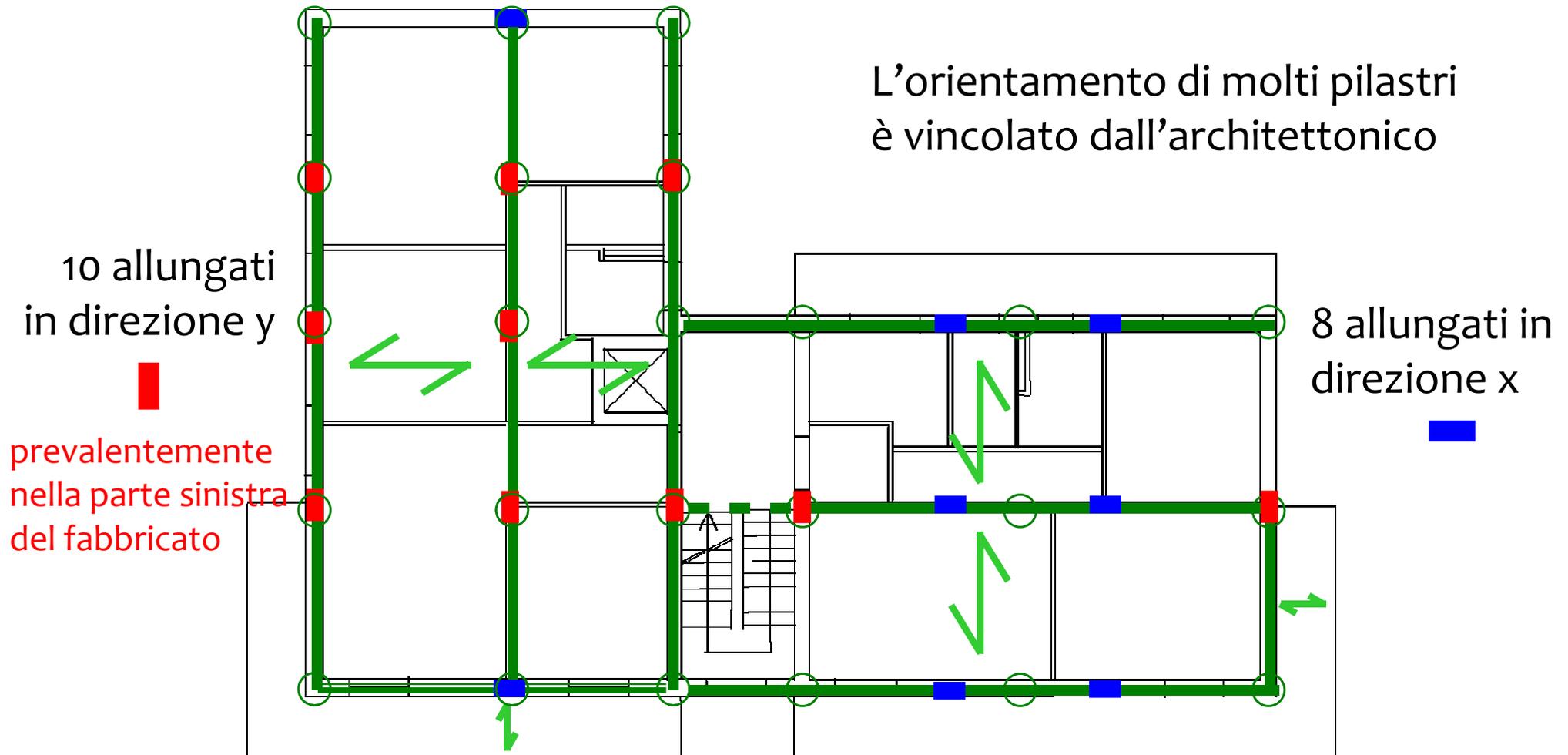


Sono necessarie alcune altre travi  
per portare gli sbalzi laterali

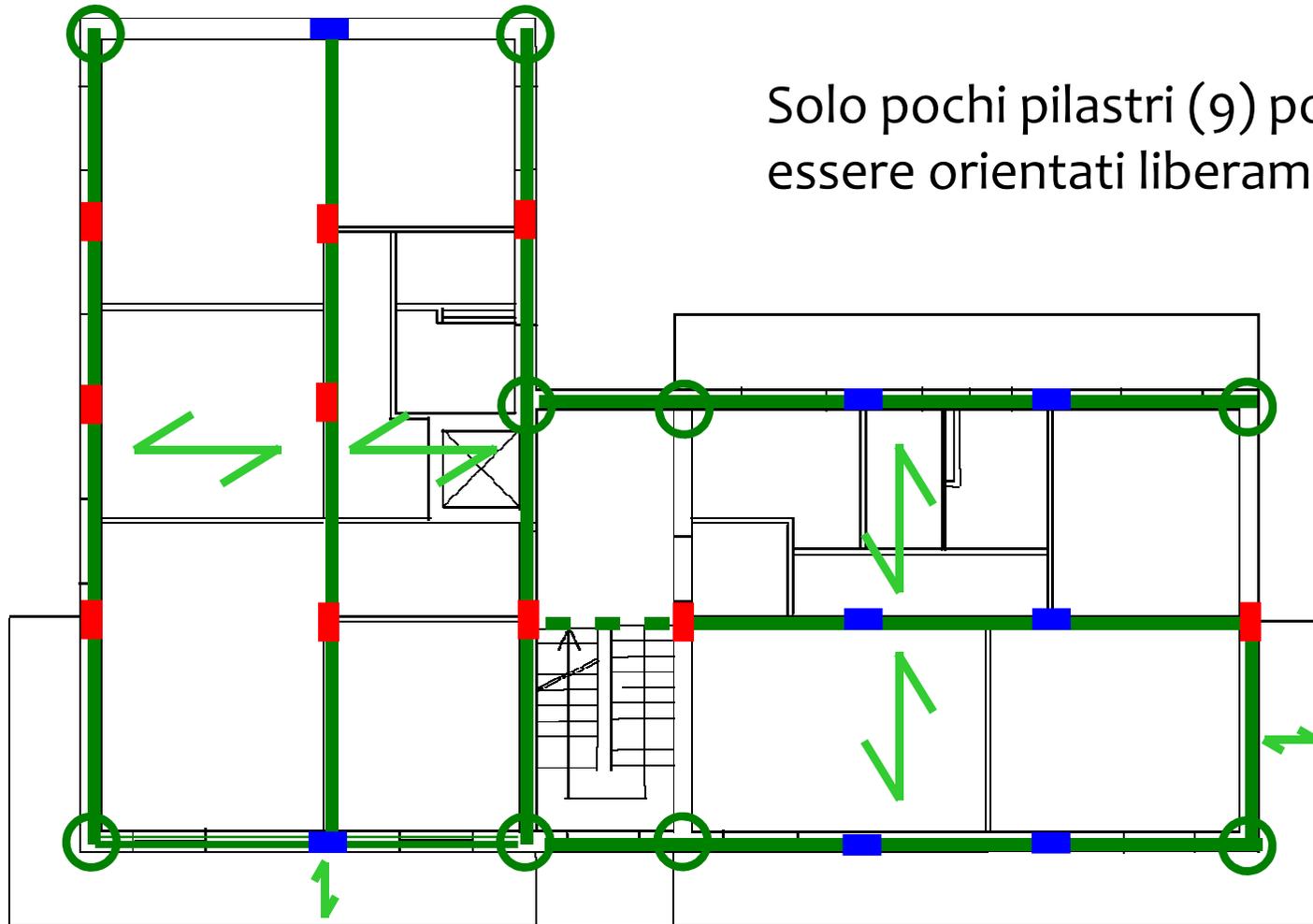
La posizione dei pilastri è abbastanza ovvia



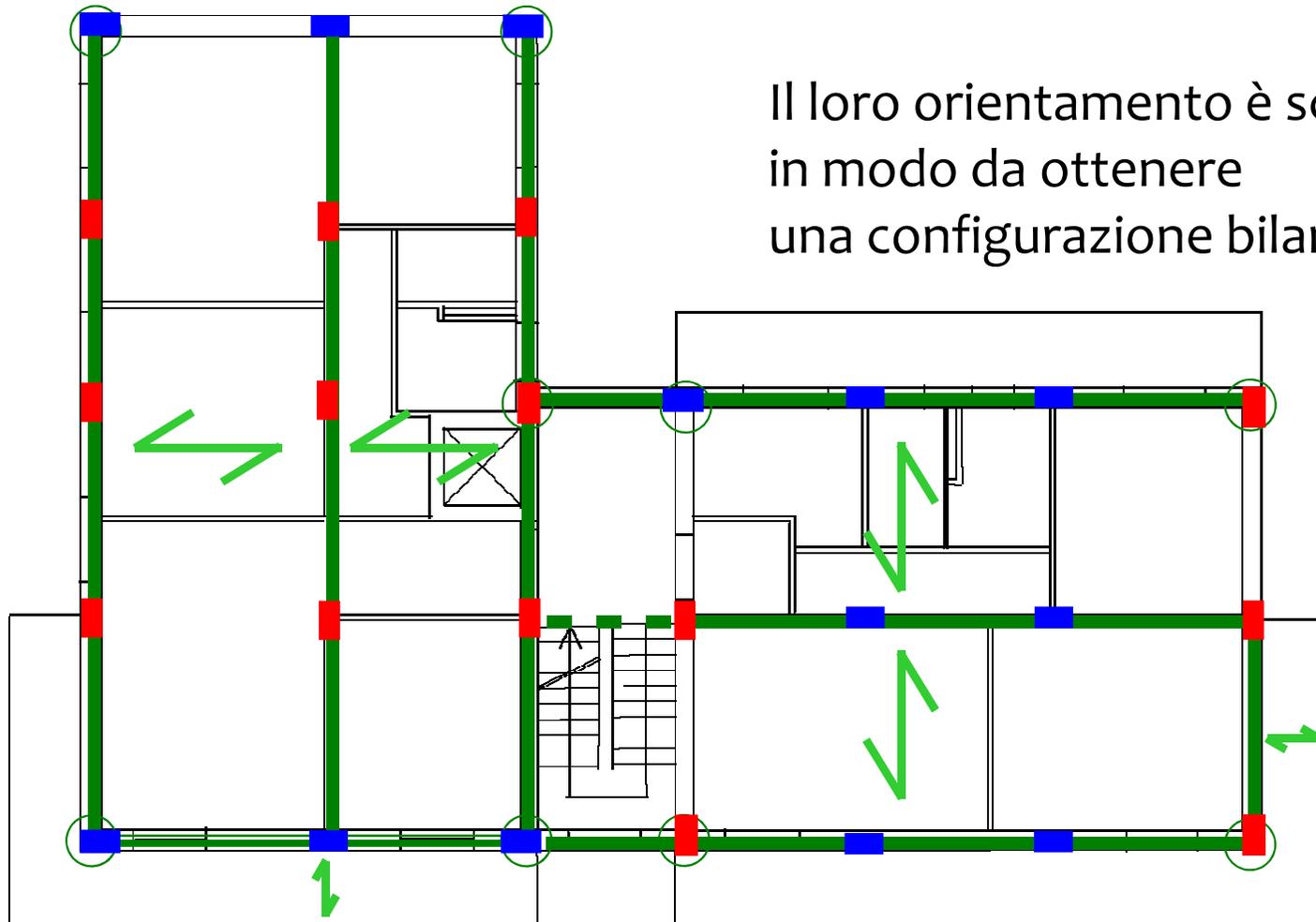
La posizione dei pilastri è abbastanza ovvia



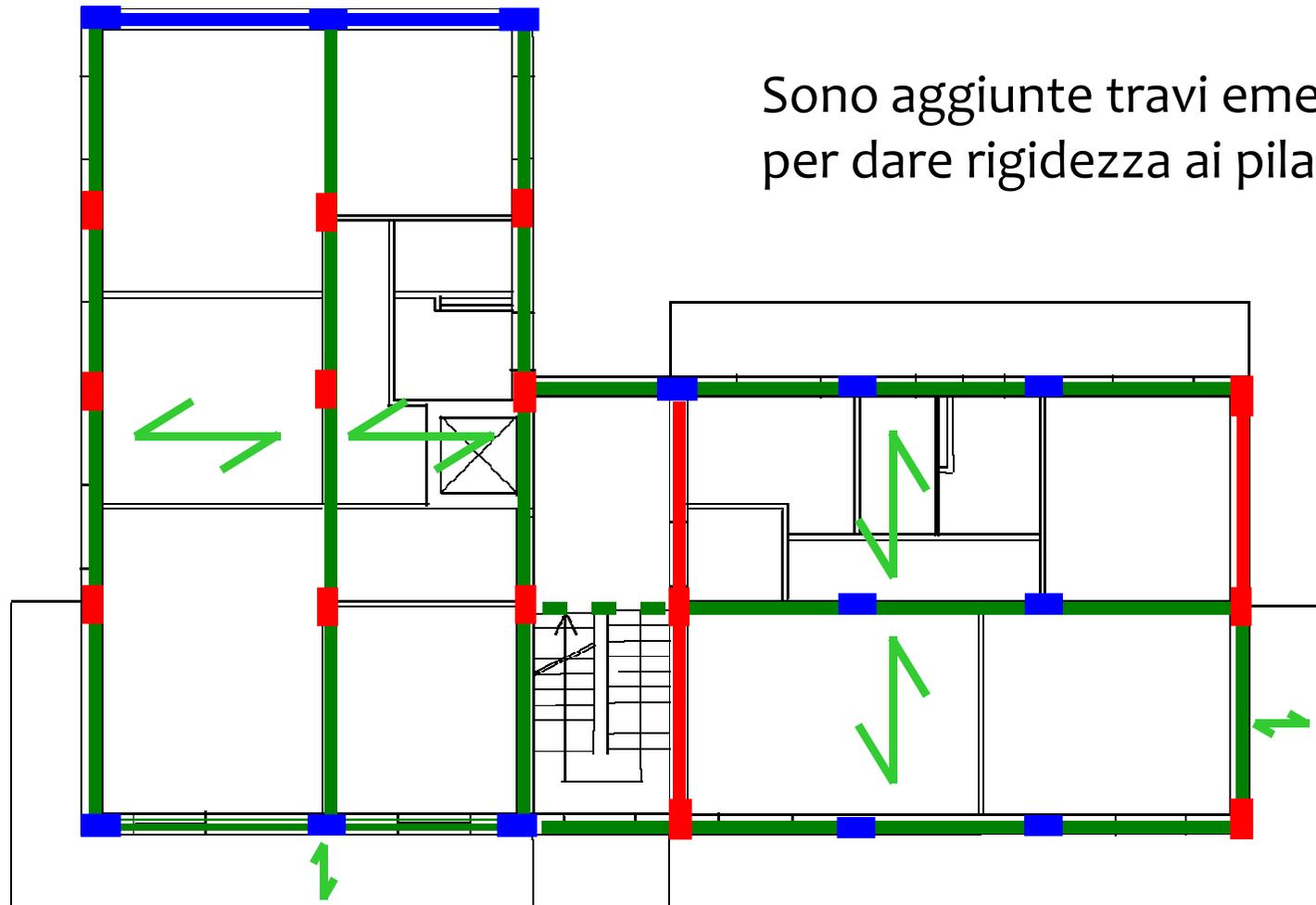
La posizione dei pilastri è abbastanza ovvia



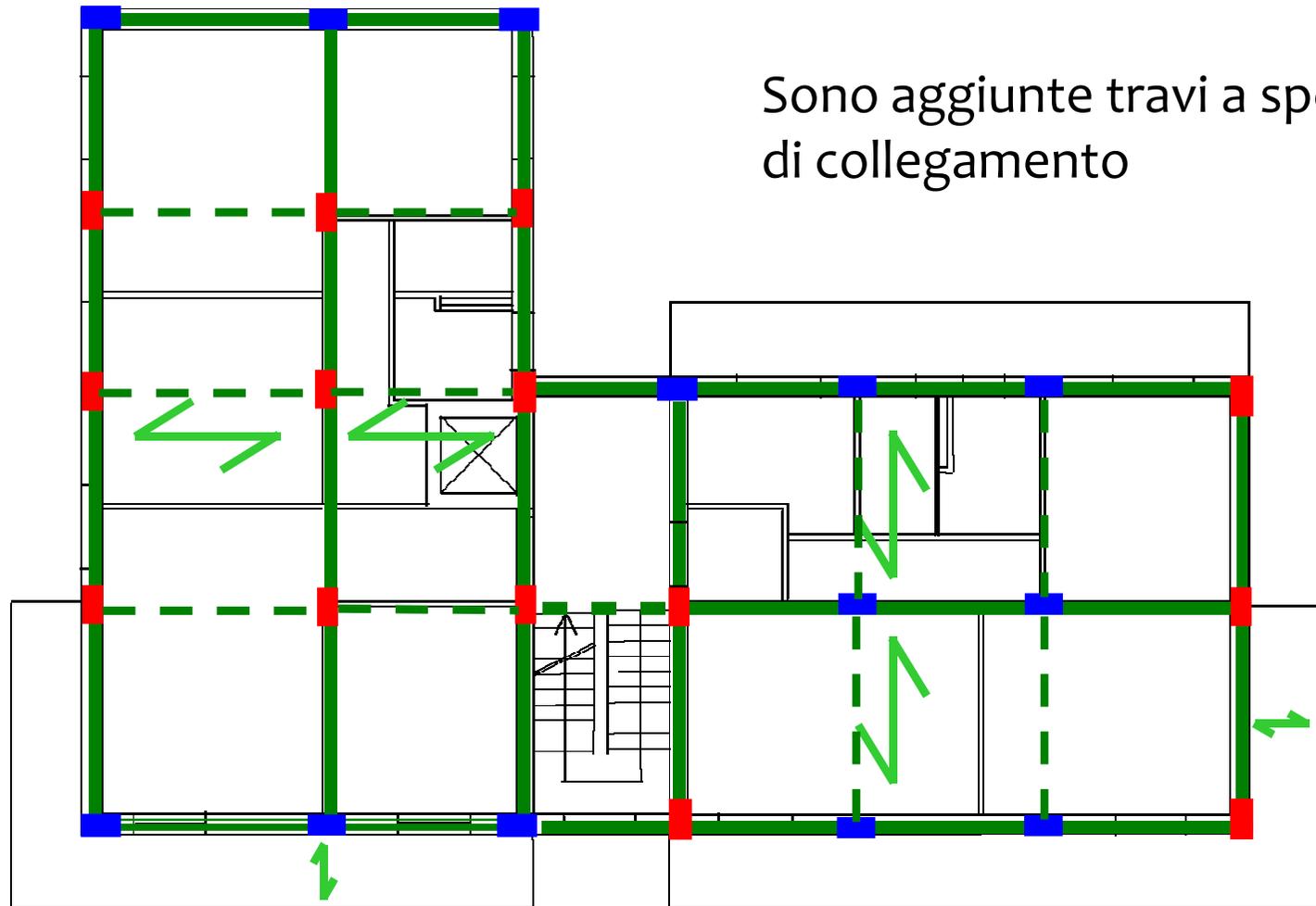
La posizione dei pilastri è abbastanza ovvia

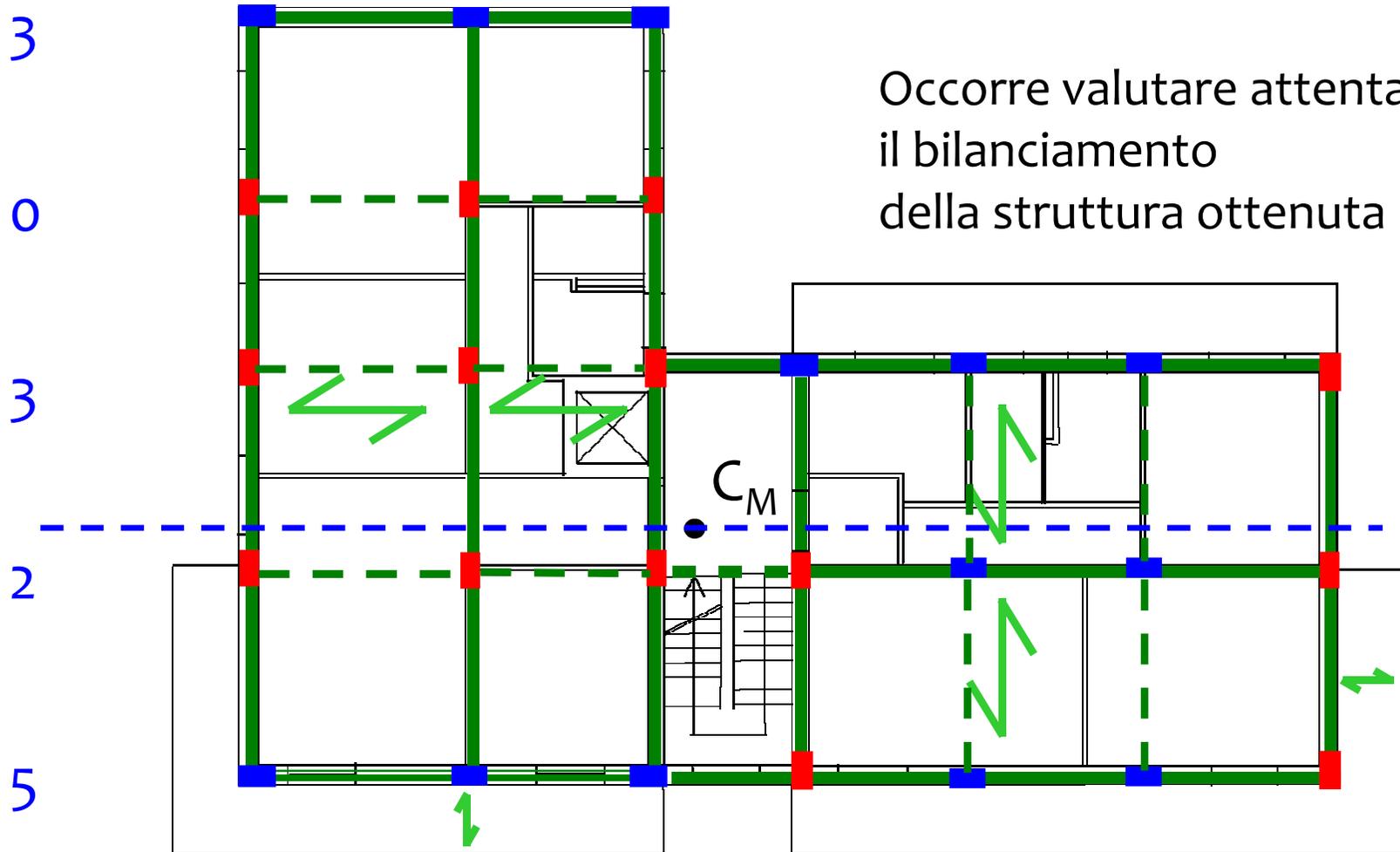


Il loro orientamento è scelto in modo da ottenere una configurazione bilanciata

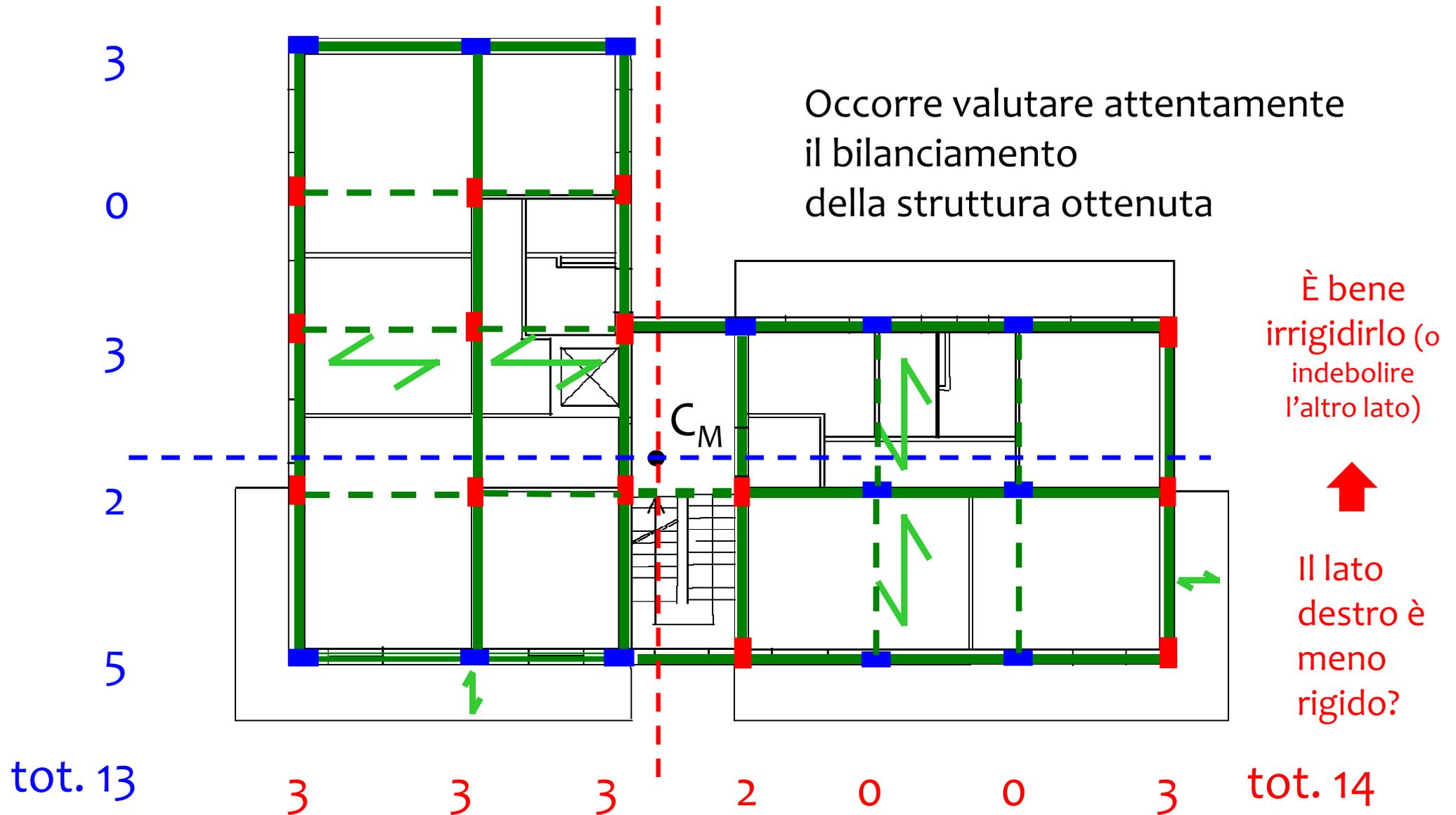


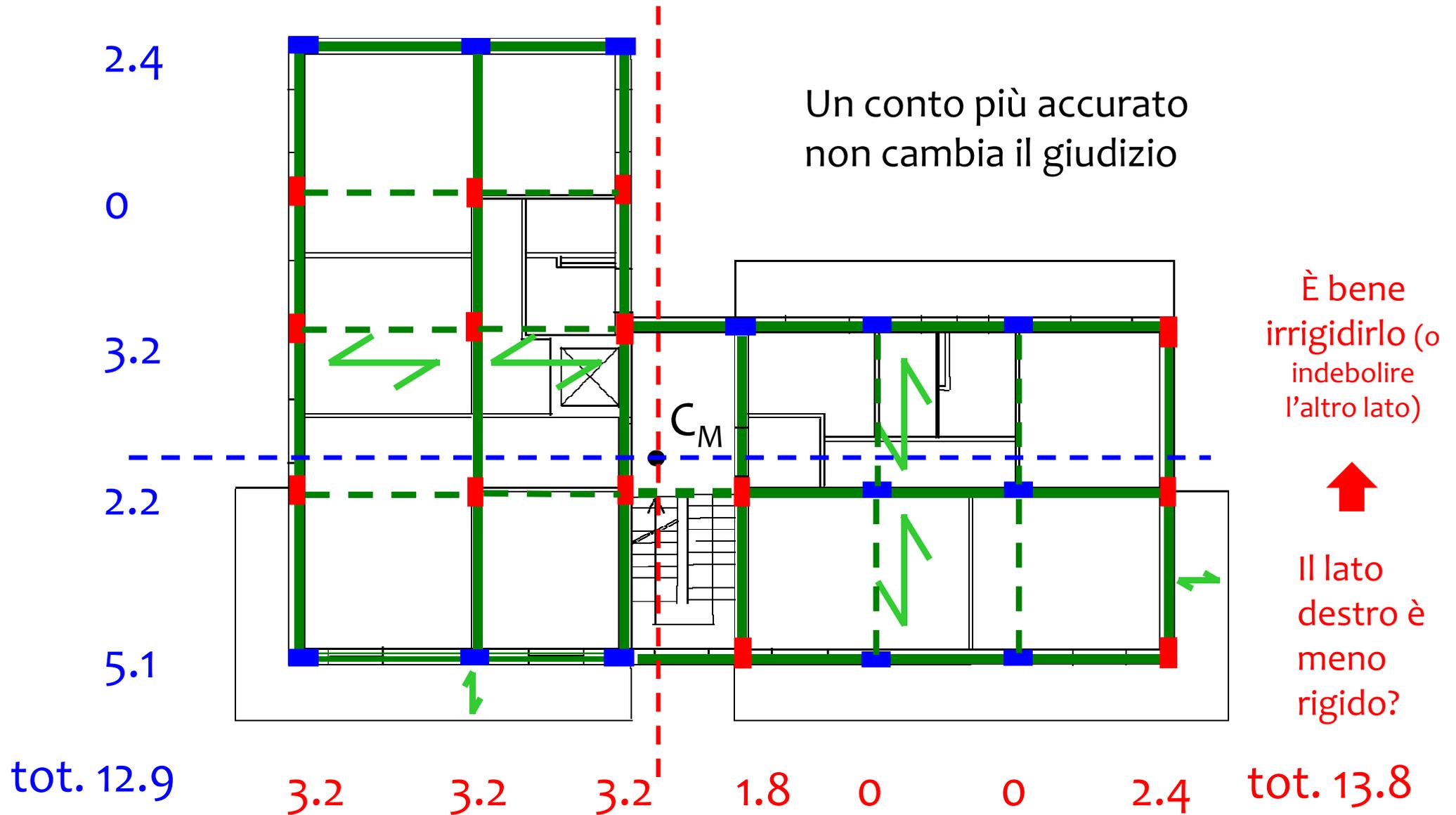
Sono aggiunte travi emergenti  
per dare rigidezza ai pilastri

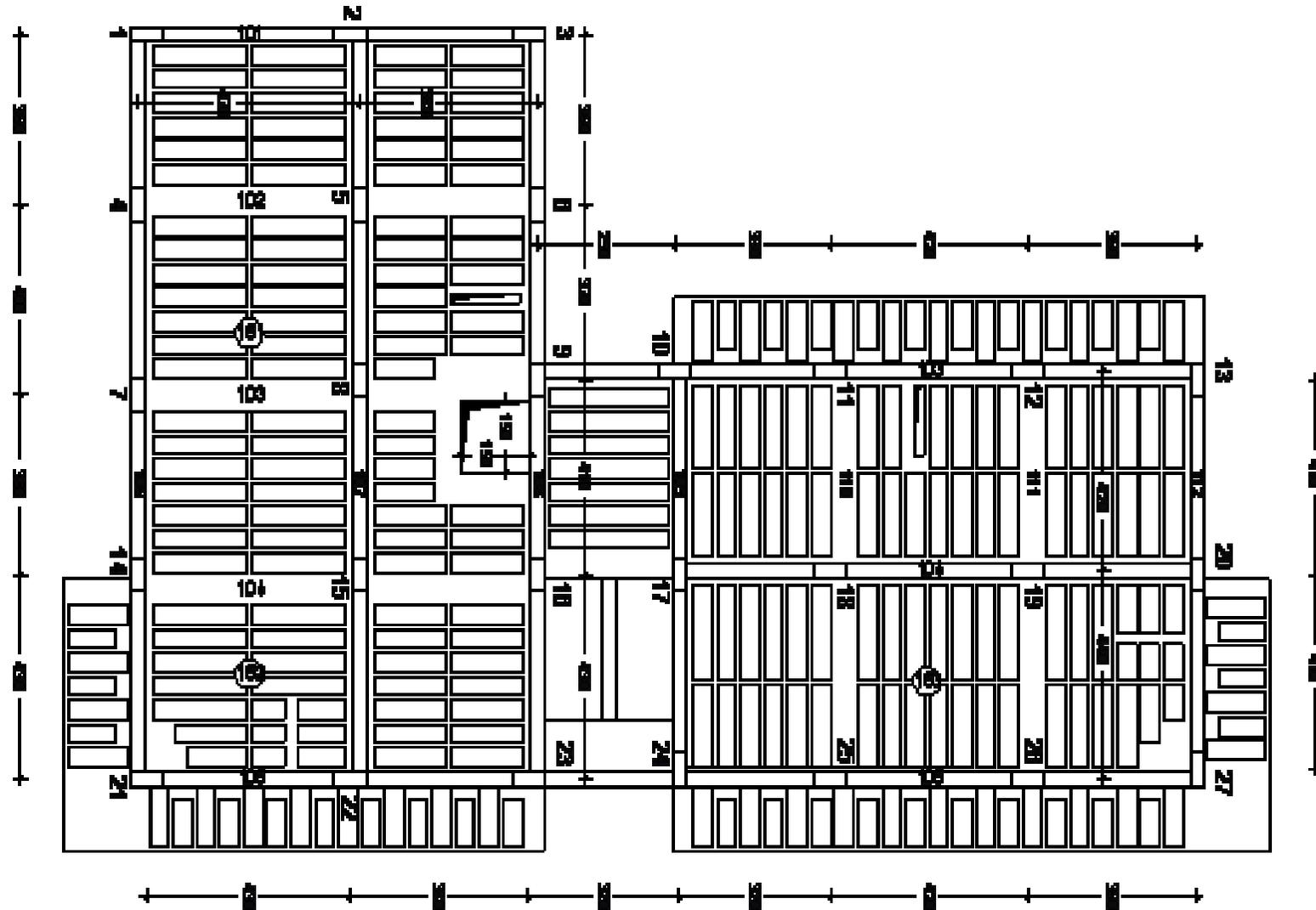




tot. 13 Sostanzialmente bilanciato







## **PROCESSO PROGETTUALE**

### **3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura**

# Controlli e scelte preliminari Il sito su cui edificare la costruzione

**Il dimensionamento strutturale di una struttura antisismica è molto condizionato dalla sismicità del sito**

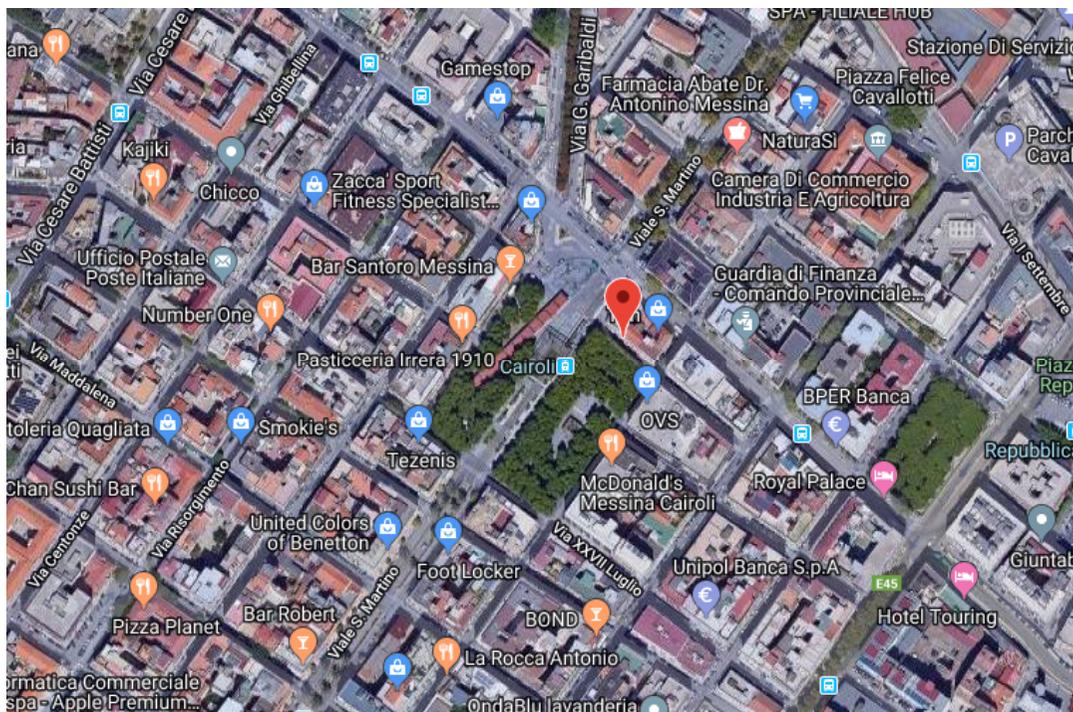
**Come prime operazioni, preliminari all'attività progettuale:**

- 1. Individuare i parametri sismici del sito**
- 2. Individuare le caratteristiche del suolo**
- 3. Determinare gli spettri di risposta elastica per quel sito e per quel suolo**

Il dimensionamento strutturale di una struttura antisismica è molto condizionato dalla sismicità del sito

- Ad esempio:

## Ubicazione dell'edificio



## Parametri sismici

Classe dell'edificio  
 II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti ▼

Vita Nominale Struttura ..... 50 ▼

Periodo di Riferimento per l'azione sismica ..... 50

**Parametri di pericolosità Sismica**

Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [s]
Operatività	30	0.061	2.360	0.280
Danno	50	0.082	2.316	0.292
Salvaguardia Vita	475	0.250	2.410	0.360
Prevenzione Collasso	975	0.339	2.445	0.383

## Il dimensionamento strutturale di una struttura antisismica è molto condizionato dalla sismicità del sito

- Ad esempio:

		spessore H	$c_u$	$\varphi$	$V_s$	E	$\gamma$	$\nu$
strato		m	kPa	°	m/s	kPa	kN/m <sup>3</sup>	
1	limo	4	30	25	80	10000	17	0.40
2	limo argilloso	6	40	24	100	12000	18	0.45
3	argilla o.c.	20	95	23	380	80000	19	0.48

Il parametro che si utilizza è la velocità  $V_s$  delle onde di taglio.  
Se non è fornita, può essere ricavata dagli altri parametri geotecnici, in questo caso dalla coesione non drenata  $c_u$

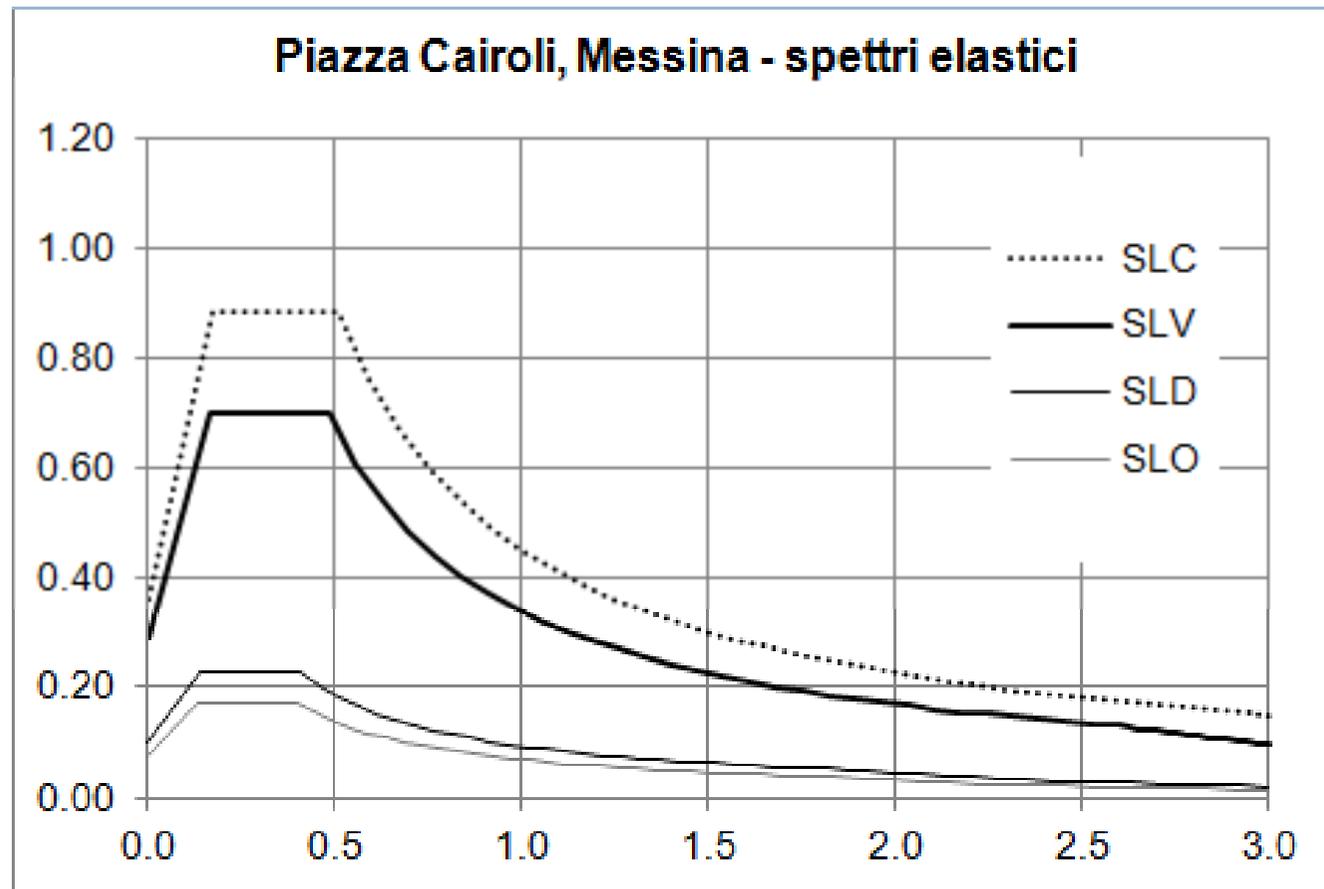
Occorre una relazione geotecnica che fornisca le caratteristiche del terreno

- Dai dati geotecnici si determina la velocità media  $V_{s,eq}$  nei 30 metri al di sotto della fondazione

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{V_{si}}} = \frac{30}{\frac{4}{80} + \frac{6}{100} + \frac{20}{380}} = 184.5 \text{ m/s}$$

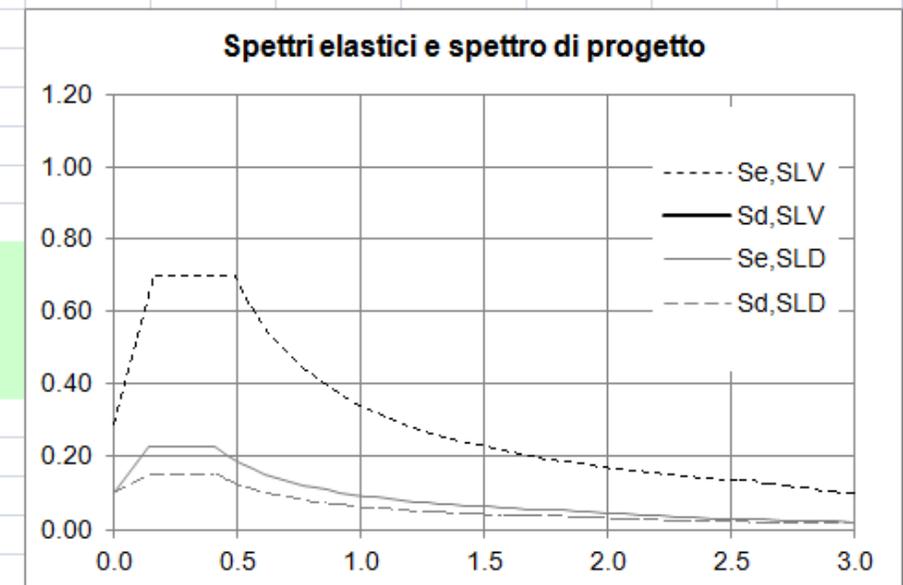
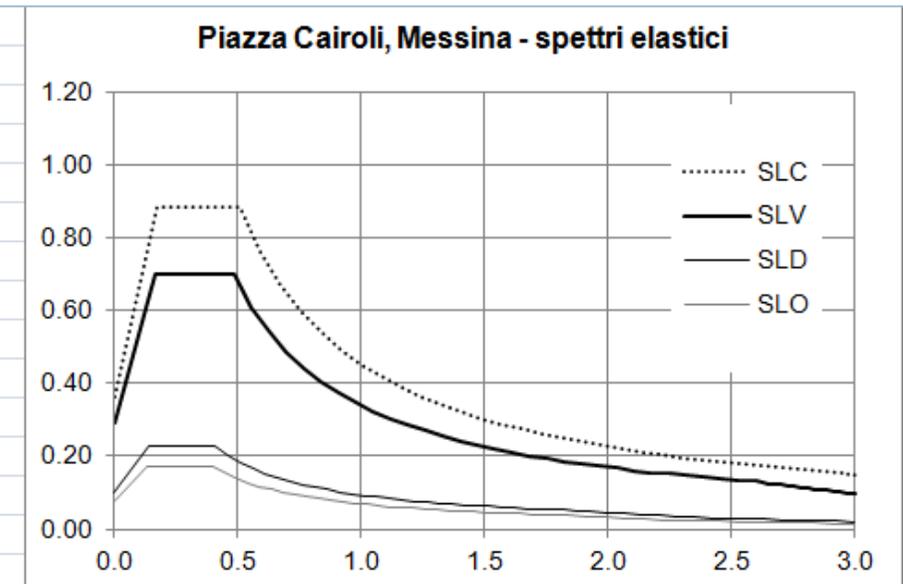
- Poiché questo valore è compreso tra 180 e 360 m/s il suolo è di tipo C

- Noto il sito e le caratteristiche del terreno in esame si determinano gli spettri di risposta elastica



# Schermata dal file Excel Spettri

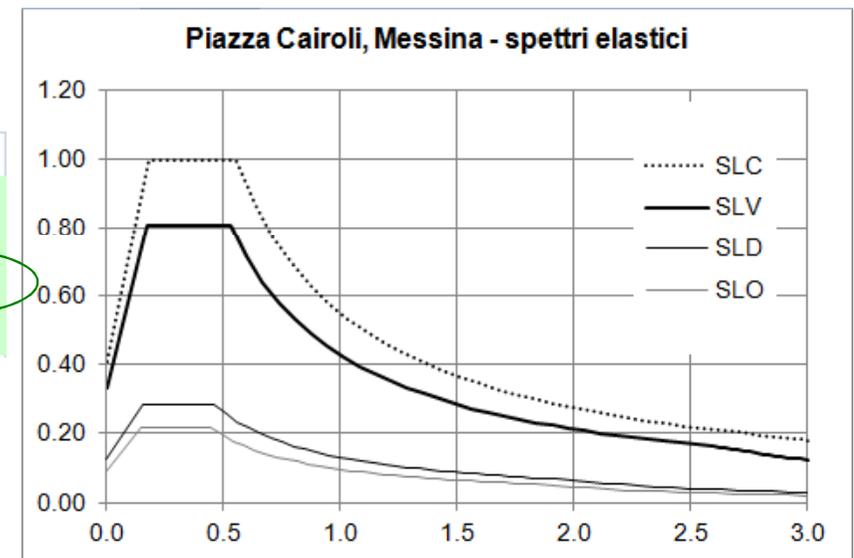
Spettri di risposta							
Località	Piazza Cairoli, Messina						
Pericolosità sismica							
stato limite	$T_r$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$			
SLO	30	0.061	2.360	0.280			
SLD	50	0.082	2.316	0.292			
SLV	475	0.250	2.410	0.360			
SLC	975	0.339	2.445	0.383			
categoria topografica	T1	posizione		0%			
smorzamento	5%						
suolo	B						
Si ottiene:	S	$S a_g$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$S_e(T_C)$	
SLO	1.200	0.073	0.132	0.397	1.844	0.173	
SLD	1.200	0.098	0.137	0.411	1.928	0.228	
SLV	1.159	0.290	0.162	0.486	2.600	0.698	
SLC	1.068	0.362	0.170	0.510	2.956	0.886	
periodo fondamentale $T_1$						$S_e(T_1)$	$S_d(T_1)$
					SLO		
					SLD		
		SLV/SLO			SLV		
		1.5 SLV/SLD			SLC		
fattore di comportamento $q$						$S_d(T_C)$	$S_d(T_1)$



Si noti che:

- Per SLV il tratto ad accelerazione costante (tra  $T_B$  e  $T_C$ ) ha una ordinata di **0.806 g** valore molto forte
- Per SLV il tratto decrescente inizia a  $T=0.53$  s inferiore al possibile periodo proprio della struttura

Si ottiene:	S	$S_{a_g}$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$S_e(T_C)$
SLO	1.500	0.092	0.149	0.447	1.844	0.216
SLD	1.500	0.123	0.153	0.460	1.928	0.285
SLV	1.339	0.335	0.177	0.530	2.600	0.806
SLC	1.203	0.408	0.184	0.552	2.956	0.997



# Controlli e scelte preliminari

## Scelta del fattore di comportamento $q$

1. Il sisma è un evento dinamico che induce accelerazioni nella struttura
  - Partendo dalla considerazione che il prodotto di massa per accelerazione corrisponde ad una forza, si può valutare l'effetto del sisma mediante l'applicazione di forze statiche (**analisi modale** oppure **analisi statica**)
2. Le accelerazioni indotte dal sisma possono essere veramente forti
  - Progettare la struttura con analisi lineare e garantire una resistenza tale da non andare in campo plastico può essere economicamente accettabile solo in qualche caso
  - La normativa parla in questi casi di struttura **non dissipativa**
3. Nella maggior parte dei casi si accetta il danneggiamento. Si assume che la struttura, pur danneggiata, non crollerà purché abbia adeguata duttilità
  - Si può progettare la struttura con analisi lineare con forze ridotte mediante un coefficiente  $q$  detto **fattore di comportamento**
  - La normativa parla in questi casi di struttura **dissipativa**

La normativa richiede di scegliere se progettare la struttura come

- **Struttura non dissipativa**
  - **Struttura dissipativa con classe di duttilità alta (A)**
  - **Struttura dissipativa con classe di duttilità media (B)**
- 
- **Realizzare la struttura come non dissipativa è possibile solo quando l'azione sismica è modesta**
  - **Per strutture dissipative il valore massimo ammesso per il fattore di comportamento  $q$  dipende dalla classe di duttilità adottata**

### La scelta della classe di duttilità:

- Condiziona in maniera abbastanza rilevante i dettagli costruttivi (in particolare, la quantità di staffe da disporre in travi, pilastri, nodi)
- Condiziona in maniera modesta la gerarchia delle resistenze per taglio (travi, pilastri, nodi)
- Condizionava nelle NTC08, ma ora non più, la gerarchia delle resistenze a flessione per i pilastri

A parità del valore di  $q$ :

- L'uso della classe di duttilità "B" può comportare modeste semplificazioni e riduzioni di costo

Con le NTC08 le differenze erano maggiori, ora con NTC18 sono molto ridotte

### La scelta della classe di duttilità:

- Condiziona in maniera abbastanza rilevante i dettagli costruttivi (in particolare, la quantità di staffe da disporre in travi, pilastri, nodi)
- Condiziona in maniera modesta la gerarchia delle resistenze per taglio (travi, pilastri, nodi)
- Condizionava nelle NTC08, ma ora non più, la gerarchia delle resistenze a flessione per i pilastri

### La normativa impone di usare classe di duttilità “B” per:

- strutture a pareti estese debolmente armate
- strutture aventi i telai resistenti all’azione sismica realizzati con travi a spessore

### Per tutte le altre strutture occorre decidere se:

- progettare la struttura per classe di duttilità “A” oppure “B”
- utilizzare il valore di  $q$  massimo fornito per quella classe di duttilità oppure un valore più basso

### La scelta della classe di duttilità:

- Condiziona in maniera abbastanza rilevante i dettagli costruttivi (in particolare, la quantità di staffe da disporre in travi, pilastri, nodi)
- Condiziona in maniera modesta la gerarchia delle resistenze per taglio (travi, pilastri, nodi)
- Condizionava nelle NTC08, ma ora non più, la gerarchia delle resistenze a flessione per i pilastri

### Scelta della classe di duttilità:

- Con un fattore di struttura alto le azioni sismiche sono minori e quindi (a parità di  $T$ ) possibilità di usare sezioni minori e disporre meno armatura
- Con classe di duttilità “A” si hanno alcune penalizzazioni (in termini di costo) nei dettagli costruttivi e nella gerarchia delle resistenze

### Per questo motivo:

- I pro e i contro potrebbero bilanciarsi, ma non è facile dirlo a priori

**La mia personale opinione è che:**

- **Con NTC18 la differenza tra classe di duttilità “A” oppure “B” è meno rilevante che con NTC08; ritengo quindi preferibile adottare una classe di duttilità “A”**
- **Il fattore di comportamento  $q$  scelto deve essere il valore massimo consentito dalla classe di duttilità solo quando è strettamente necessario per motivi economici; in generale, meglio usare un valore più basso del massimo**
- **Può essere opportuno utilizzare un valore di  $q$  minore del massimo perché questa scelta:**
  - **Può limitare il danno strutturale per SLD**
  - **Può (indirettamente) migliorare la classe di rischio sismico (indice PAM)**

Si noti che:

- Se si usano fattori di struttura alti, lo spettro di risposta elastico per SLD può avere ordinate maggiori rispetto allo spettro di progetto per SLV

È accettabile un danno strutturale per le accelerazioni corrispondenti allo SLD?

- Un danno strutturale modesto per SLD si può ritenere accettabile (un fattore  $q = 1.5$  non lo si nega a nessuno)

Nelle NTC18 viene previsto un fattore di comportamento anche per lo stato limite di danno SLD

$$q \leq 1.5$$

NTC18, punti 3.2.3.5 e 7.3

Questa indicazione si basa sulla considerazione che per terremoti corrispondenti ad un periodo di ritorno di 50 anni si riscontrano danni strutturali e non strutturali, anche se non troppo rilevanti. Si assume quindi che il danneggiamento strutturale possa corrispondere a  $q \leq 1.5$

Si noti che:

- Se si usano fattori di struttura alti, lo spettro di risposta elastico per SLD può avere ordinate maggiori rispetto allo spettro di progetto per SLV

È accettabile un danno strutturale per le accelerazioni corrispondenti allo SLD?

- Viene indicato di scegliere valori del fattore di comportamento  $q$  tali che sia  $S_d(\text{SLV}) \leq S_d(\text{SLD})$

**Qualora** la domanda di resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, **si può** scegliere di progettare la capacità di resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. **In tal caso** il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD

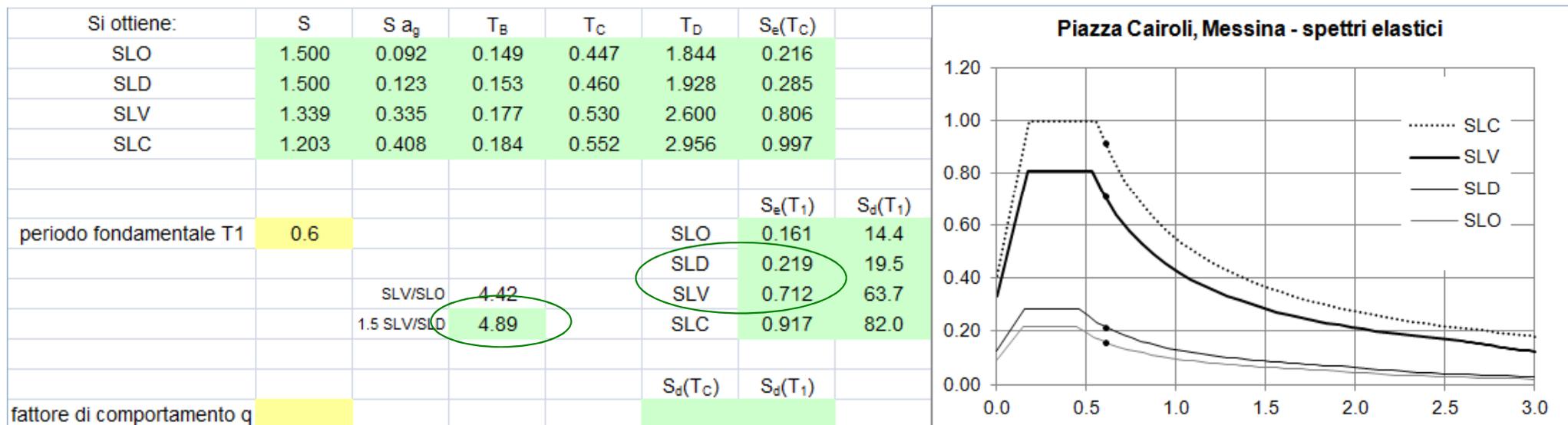
NTC18, punto 7.3.1

- Questa indicazione deve essere tenuta in conto nella scelta del valore del fattore di comportamento  $q$

## Nel caso in esame:

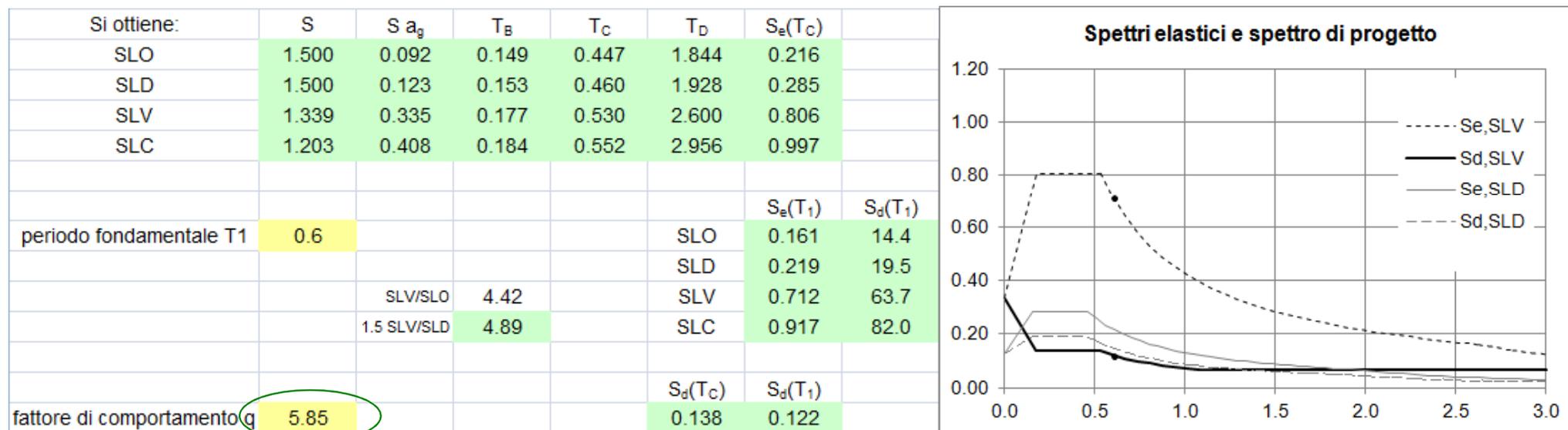
- La struttura ha 5 impalcati ed un periodo proprio che potrebbe essere intorno a 0.6 s
- Per un periodo intorno ai 0.6 s il rapporto tra ordinate di SLV e SLD/1.5 è circa 4.9

$$\frac{0.712}{0.219/1.5} = 4.89$$



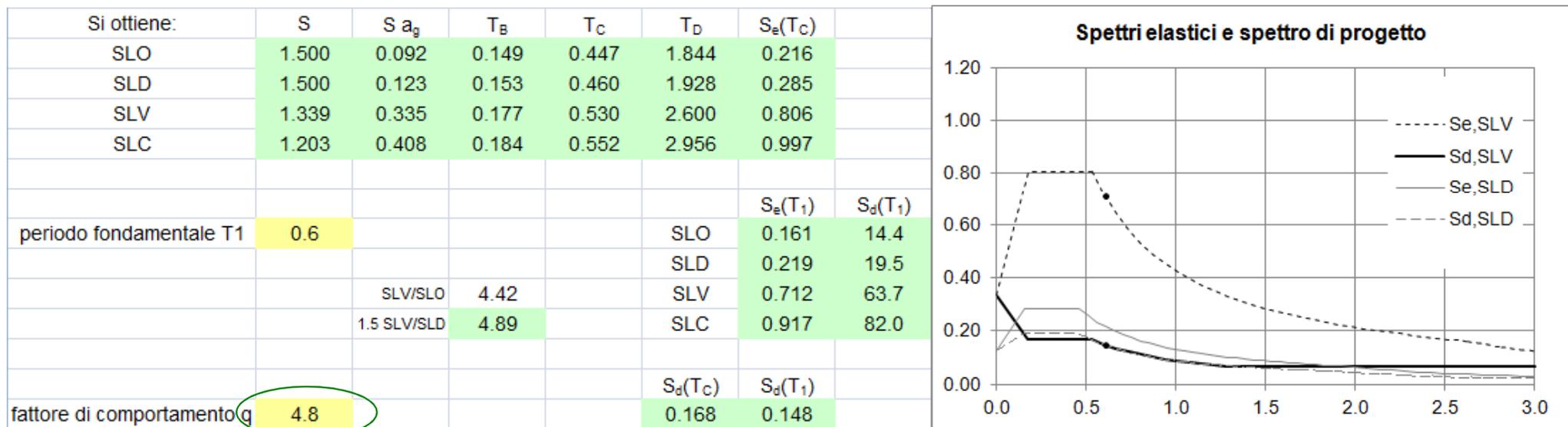
Nel caso in esame:

- Ho deciso di progettare la struttura per classe di duttilità A
- È mio obiettivo realizzare una struttura regolare sia in pianta che in altezza
- Se si sceglie il massimo valore consentito per il fattore di comportamento  $q$  l'indicazione di normativa non è rispettata



Nel caso in esame:

- Ho deciso di progettare la struttura per classe di duttilità A
- È mio obiettivo realizzare una struttura regolare sia in pianta che in altezza
- Sarebbe preferibile usare un valore del fattore di comportamento  $q$  pari al più a 4.8



L'uso di un fattore di comportamento  $q$  minore del massimo consentito

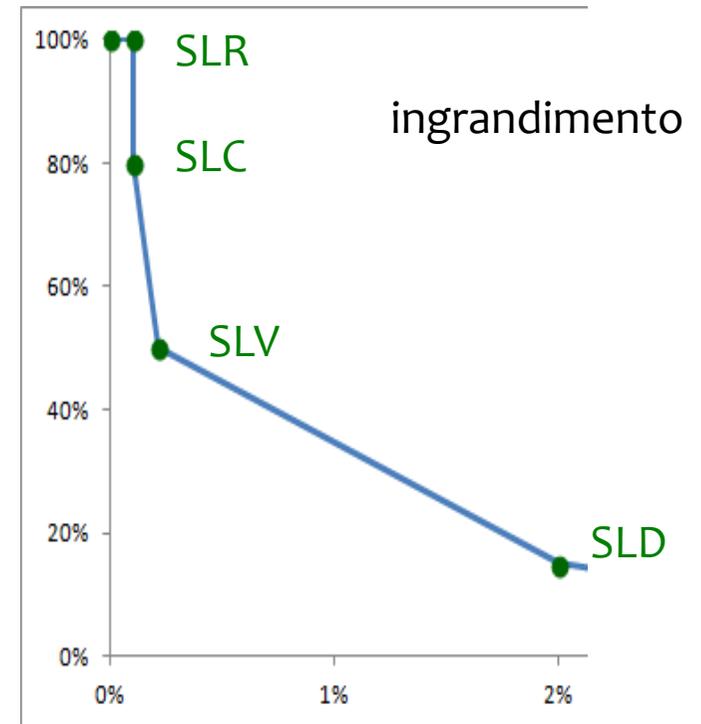
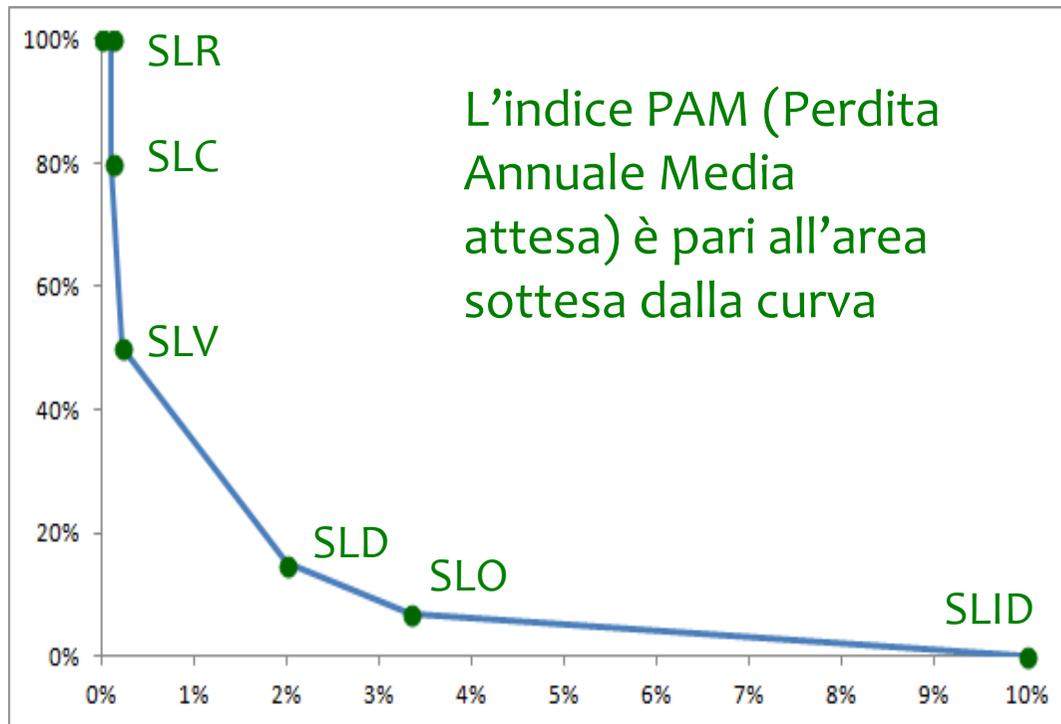
- Influisce sul raggiungimento dello SLV, che incide in misura minore sul PAM

Indice IS-V	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	$A^+_{IS-V}$
$80\% < IS-V \leq 100\%$	$A_{IS-V}$
$60\% < IS-V \leq 80\%$	$B_{IS-V}$
$45\% < IS-V \leq 60\%$	$C_{IS-V}$
$30\% < IS-V \leq 45\%$	$D_{IS-V}$
$15\% < IS-V \leq 30\%$	$E_{IS-V}$
$IS-V \leq 15\%$	$F_{IS-V}$

- Un edificio progettato secondo la norma sismica può essere di classe IS-V A oppure  $A^+$
- Basta una minima sovraresistenza per renderlo di classe  $A^+$

## L'uso di un fattore di comportamento $q$ minore del massimo consentito

- Influisce sul raggiungimento dello SLV, che incide in misura minore sul PAM
- Non influisce direttamente sul raggiungimento dello SLD, che incide in misura molto rilevante sul PAM



L'uso di un fattore di comportamento  $q$  minore del massimo consentito

- Influisce sul raggiungimento dello SLV, che incide in misura minore sul PAM
- Non influisce direttamente sul raggiungimento dello SLD, che incide in misura molto rilevante sul PAM

PAM	Classe PAM
$PAM \leq 0.5\%$	$A^+_{PAM}$
$0.5\% < PAM \leq 1.0\%$	$A_{PAM}$
$1.0\% < PAM \leq 1.5\%$	$B_{PAM}$
$1.5\% < PAM \leq 2.5\%$	$C_{PAM}$
$2.5\% < PAM \leq 3.5\%$	$D_{PAM}$
$3.5\% < PAM \leq 4.5\%$	$E_{PAM}$
$4.5\% < PAM \leq 7.5\%$	$F_{PAM}$
$7.5 < PAM$	$G_{PAM}$

### L'uso di un fattore di comportamento $q$ minore del massimo consentito

- **Influisce sul raggiungimento dello SLV, che incide in misura minore sul PAM**
- **Non influisce direttamente sul raggiungimento dello SLD, che incide in misura molto rilevante sul PAM**
  
- Per un sostanziale miglioramento del PAM è importante conferire alla struttura una buona rigidezza
  - Spesso usare un fattore  $q$  più piccolo porta ad aumentare le sezioni della struttura e quindi renderla più rigida
- Una volta ottenuto questo, per migliorare ulteriormente il PAM occorre dare anche una maggior resistenza e quindi usare un valore di  $q$  più piccolo

**Per edifici di pochi piani o in caso di zona a bassa sismicità:**

- **Le sezioni degli elementi strutturali non sono particolarmente grandi e non variano in maniera significativa cambiando la scelta della classe di duttilità**
- **Il periodo proprio non varia in maniera significativa o comunque ricade nel tratto con accelerazione costante ( $T_B$ - $T_C$ )**

Può essere effettivamente preferibile adottare un fattore di struttura  $q$  più basso (indipendentemente dalla scelta della classe di duttilità)

**Per edifici con più piani (che tendenzialmente hanno un periodo proprio maggiore di  $T_C$ ) e in caso di zona a più elevata sismicità:**

- **Usare un fattore di struttura basso porta ad aumentare le sezioni strutturali e quindi la rigidezza della struttura. La riduzione del periodo ed il corrispondente aumento dell'azione sismica può dar luogo ad un effetto a catena**
- Si può utilizzare un fattore di comportamento medio se questo non comporta una crescita smisurata delle sezioni
- Se si nota un effetto a catena (aumento sezioni – aumento accelerazione) può essere preferibile non discostarsi molto dal valore più alto consentito per il fattore di comportamento  $q$

- Se non si riesce ad individuare subito la scelta migliore può essere utile iniziare la fase di dimensionamento provando a usare differenti valori del fattore di comportamento (maggiori e minori)
- Occorre però prendere una decisione subito dopo aver avuto le prime indicazioni affidabili su dimensioni delle sezioni degli elementi strutturali e periodo proprio della struttura

- Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

$$q = q_0 K_R$$

$q_0$  dipende dalla classe di duttilità (CD "A" o CD "B")

può dipendere anche dal valore  $\alpha_u/\alpha_1$  legato alla iperstaticità dello schema

$K_R$  dipende dalla regolarità in altezza

anche la regolarità in pianta influisce (poco) su  $q$

- Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

$$q = q_0 K_R$$

- Valori di  $q_0$  indicati dalla normativa per strutture in cemento armato

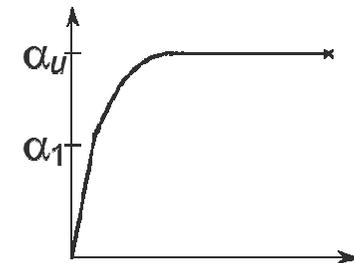
Tipologia	CD" B "	CD" A "
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	3.0	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture torsionalmente deformabili	2.0	3.0
Strutture a pendolo inverso	1.5	2.0

Nota: questi valori sono limiti superiori. È sempre possibile progettare la struttura utilizzando valori inferiori

- Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

$$q = q_0 K_R$$

- Valori di  $\alpha_u / \alpha_1$  indicati dalla normativa per strutture in cemento armato



Strutture a telaio o strutture miste equivalenti a telaio		
– ad un solo piano	1.1	1.05
– a più piani ma ad una sola campata	1.2	1.10
– a più piani e più campate	1.3	1.15
Strutture a pareti o strutture miste equivalenti a pareti		
– solo due pareti non accoppiate per ogni direzione	1.0	
– più pareti non accoppiate	1.1	1.05
– pareti accoppiate o strutture miste equivalenti a pareti	1.2	1.10

per strutture non regolari in pianta

- Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

$$q = q_0 K_R$$

- Valori di  $K_R$  indicati dalla normativa

	$K_R$
Edifici regolari in altezza	1.0
Edifici non regolari in altezza	0.8

- Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

$$q = q_0 K_R$$

**Regolarità della struttura:**  
deve esserci sempre

- La regolarità in altezza deve essere ottenuta dosando opportunamente la variazione delle sezioni lungo la verticale
- La regolarità in pianta (che corrisponde ad un comportamento traslazionale e non rotazionale) deve essere ottenuta dosando dimensioni ed orientamento dei pilastri in pianta

- Lo spettro di progetto è ottenuto dividendo lo spettro di risposta elastica per il fattore di struttura  $q$

$$q = q_0 K_R$$

Nell'esempio:

$q_0 = 4.5 \alpha_u/\alpha_1$                       struttura intelaiata in c.a. – se CD''A''

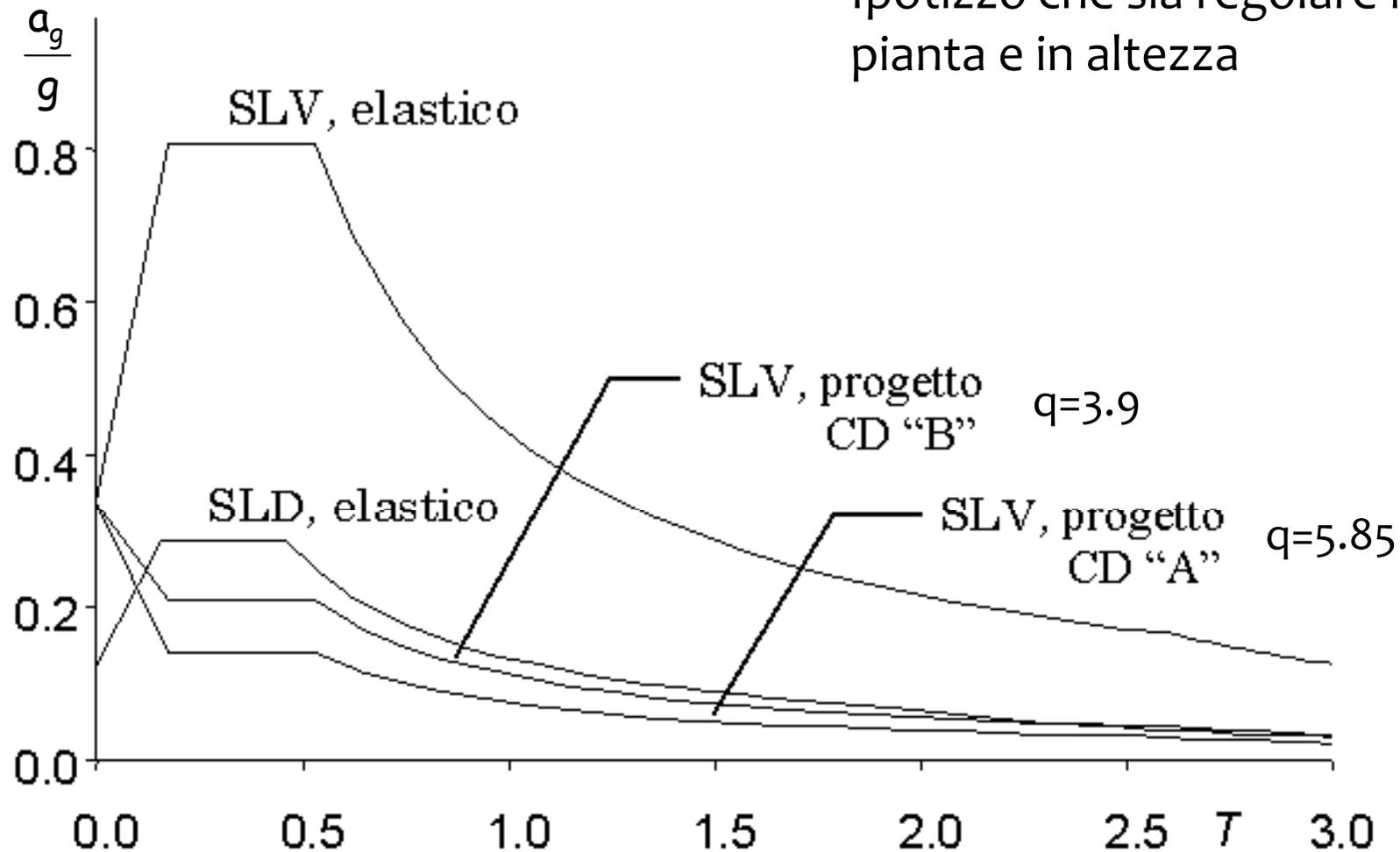
$q_0 = 3.0 \alpha_u/\alpha_1$                       struttura intelaiata in c.a. – se CD''B''

$\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$                               telaio con più piani e più campate  
regolare in pianta

$K_R = 1$                                       la struttura è regolare in altezza

- **Ipotizzo di realizzare la struttura ad alta duttilità CD "A"**  $\Rightarrow q \leq 4.5 \times 1.3 \times 1.0 = 5.85$

Ipotizzo che sia regolare in pianta e in altezza

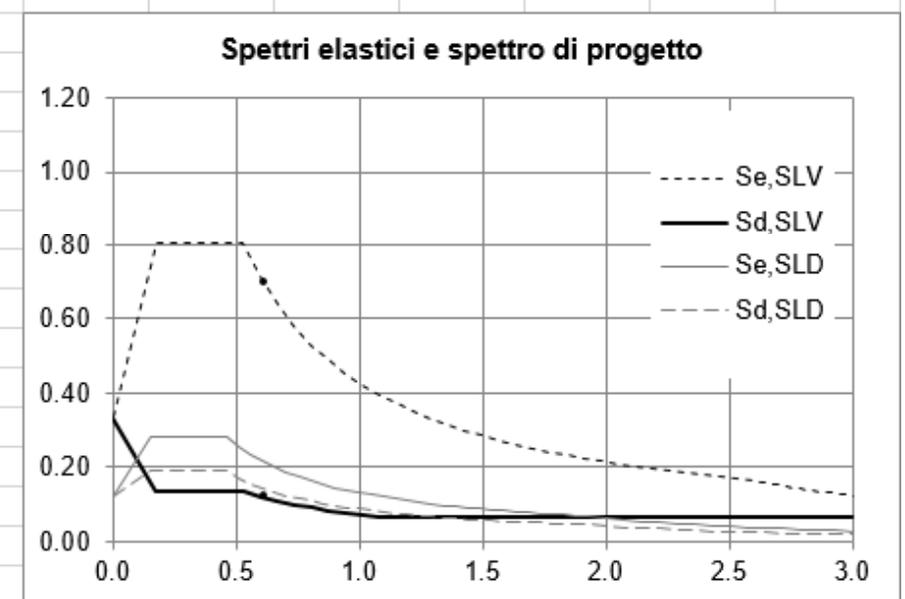
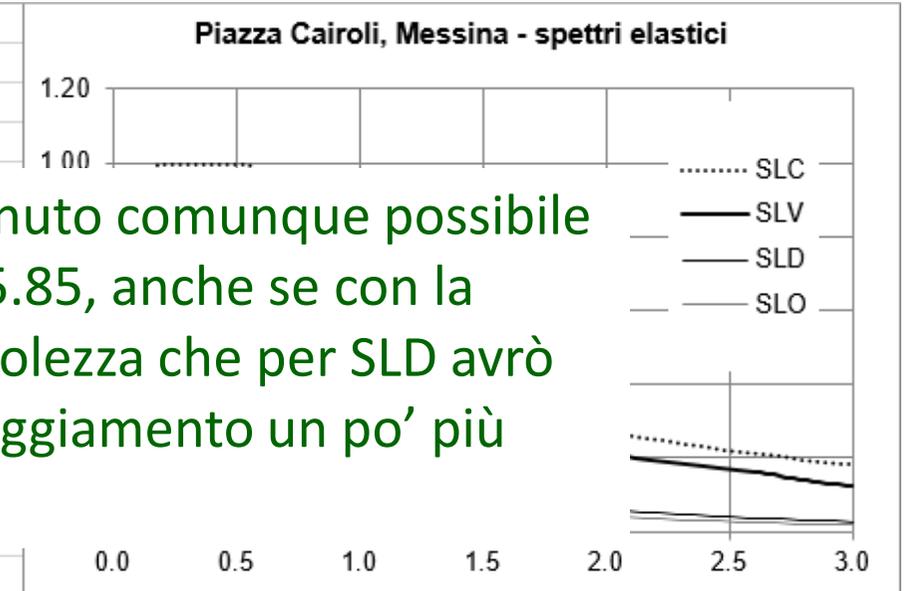




# Spettro di progetto

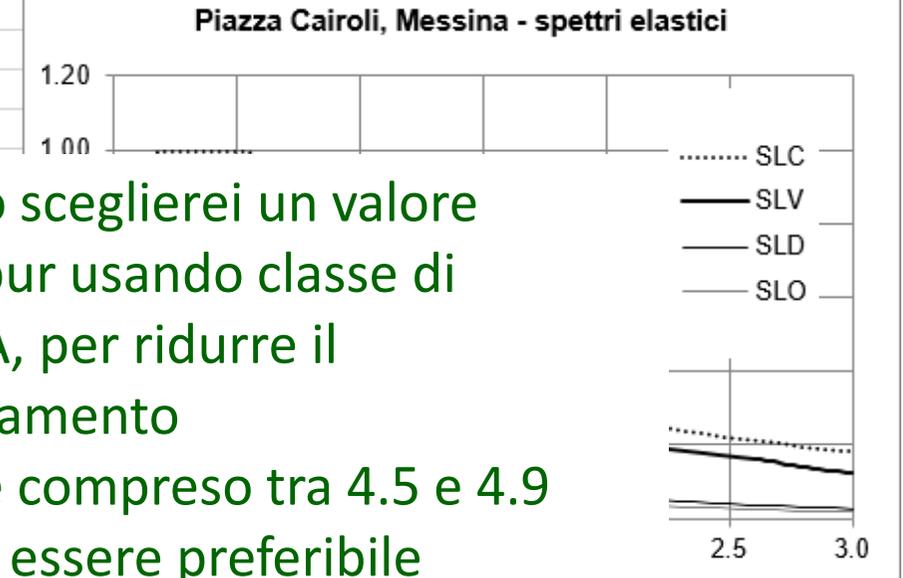
Spettri di risposta							
Località	Piazza Cairoli, Messina						
Pericolosità sismica							
stato limite	$T_r$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$			
SLO	30	0.061	2.360	0.280			
SLD	50	0.082	2.316	0.292			
SLV	475	0.250	2.410	0.360			
SLC	975	0.339	2.445	0.383			
categoria topografica	T1		posizione	0%			
smorzamento	5%						
suolo	C						
Si ottiene:	S	$S a_g$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$S_e(T_C)$	
SLO	1.500	0.092	0.149	0.447	1.844	0.216	
SLD	1.500	0.123	0.153	0.460	1.928	0.285	
SLV	1.339	0.335	0.177	0.530	2.600	0.806	
SLC	1.203	0.408	0.184	0.552	2.956	0.997	
periodo fondamentale $T_1$	0.611					$S_e(T_1)$	
		SLV/SLO	4.42			SLO	0.158
		1.5 SLV/SLD	4.89			SLD	0.215
						SLV	0.699
						SLC	0.901
fattore di comportamento q	5.85					$S_d(T_C)$	$S_d(T_1)$
						0.138	0.119

Io ho ritenuto comunque possibile usare  $q=5.85$ , anche se con la consapevolezza che per SLD avrò un danneggiamento un po' più alto

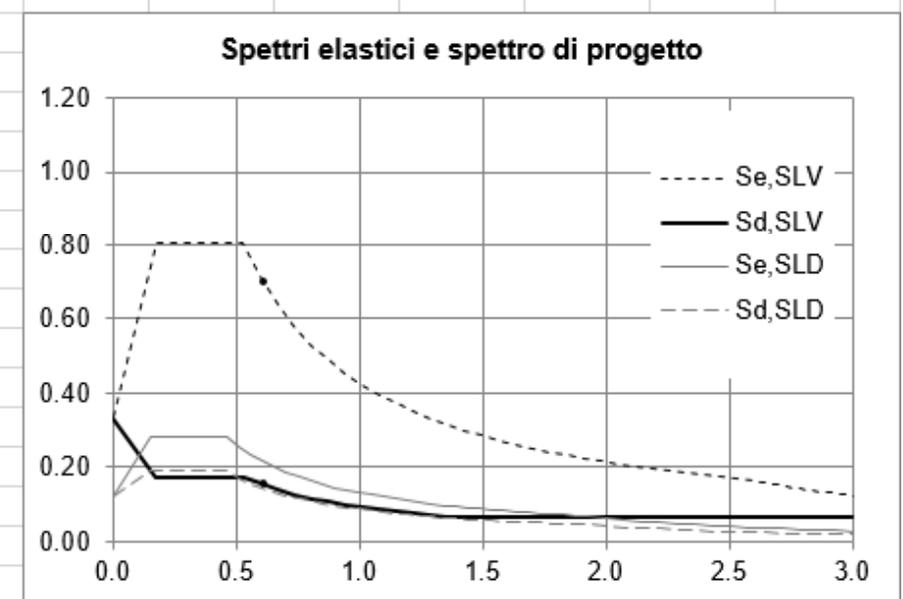


# Spettro di progetto

Spettri di risposta						
Località	Piazza Cairoli, Messina					
Pericolosità sismica						
stato limite	$T_r$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$		
SLO	30	0.061	2.360	0.280		
SLD	50	0.082	2.316	0.292		
SLV	475	0.250	2.410	0.360		
SLC	975	0.339	2.445	0.383		
categoria topografica	T1	posizione		0%		
smorzamento	5%					
suolo	C					
Si ottiene:	S	$S a_g$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$S_e(T_C)$
SLO	1.500	0.092	0.149	0.447	1.844	0.216
SLD	1.500	0.123	0.153	0.460	1.928	0.285
SLV	1.339	0.335	0.177	0.530	2.600	0.806
SLC	1.203	0.408	0.184	0.552	2.956	0.997
periodo fondamentale $T_1$	0.611					$S_e(T_1)$
						SLO 0.158
						SLD 0.215
		SLV/SLO	4.42			SLV 0.699
		1.5 SLV/SLD	4.89			SLC 0.901
fattore di comportamento $q$	4.6				$S_d(T_C)$	$S_d(T_1)$
					0.175	0.152



Oggi però sceglierei un valore minore, pur usando classe di duttilità A, per ridurre il danneggiamento  
 Un valore compreso tra 4.5 e 4.9 potrebbe essere preferibile



Una volta definito lo spettro di progetto, è importante conoscere il valore dell'accelerazione corrispondente al periodo fondamentale  $T_1$

- L'analisi modale fornisce con precisione il valore di  $T_1$
- È comunque utile stimarlo fin dall'inizio, per rendersi conto di quale accelerazione cimenterà la struttura

Le NTC08 suggerivano di assumere in prima approssimazione

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

con

$$C_1 = 0.075$$

per strutture intelaiate in c.a.

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

Una volta definito lo spettro di progetto, è importante conoscere il valore dell'accelerazione corrispondente al periodo fondamentale  $T_1$

- L'analisi modale fornisce con precisione il valore di  $T_1$
- È comunque utile stimarlo fin dall'inizio, per rendersi conto di quale accelerazione cimenterà la struttura

Le NTC08 suggerivano di assumere in prima approssimazione

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

Nell'esempio:  $H = 16.40 \text{ m}$  (escluso torrino)

$$T_1 = 0.075 \times 16.40^{3/4} = 0.611 \text{ s}$$

Una volta definito lo spettro di progetto, è importante conoscere il valore dell'accelerazione corrispondente al periodo fondamentale  $T_1$

- L'analisi modale fornisce con precisione il valore di  $T_1$
- È comunque utile stimarlo fin dall'inizio, per rendersi conto di quale accelerazione cimenterà la struttura

Le NTC08 suggerivano di assumere in prima approssimazione

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

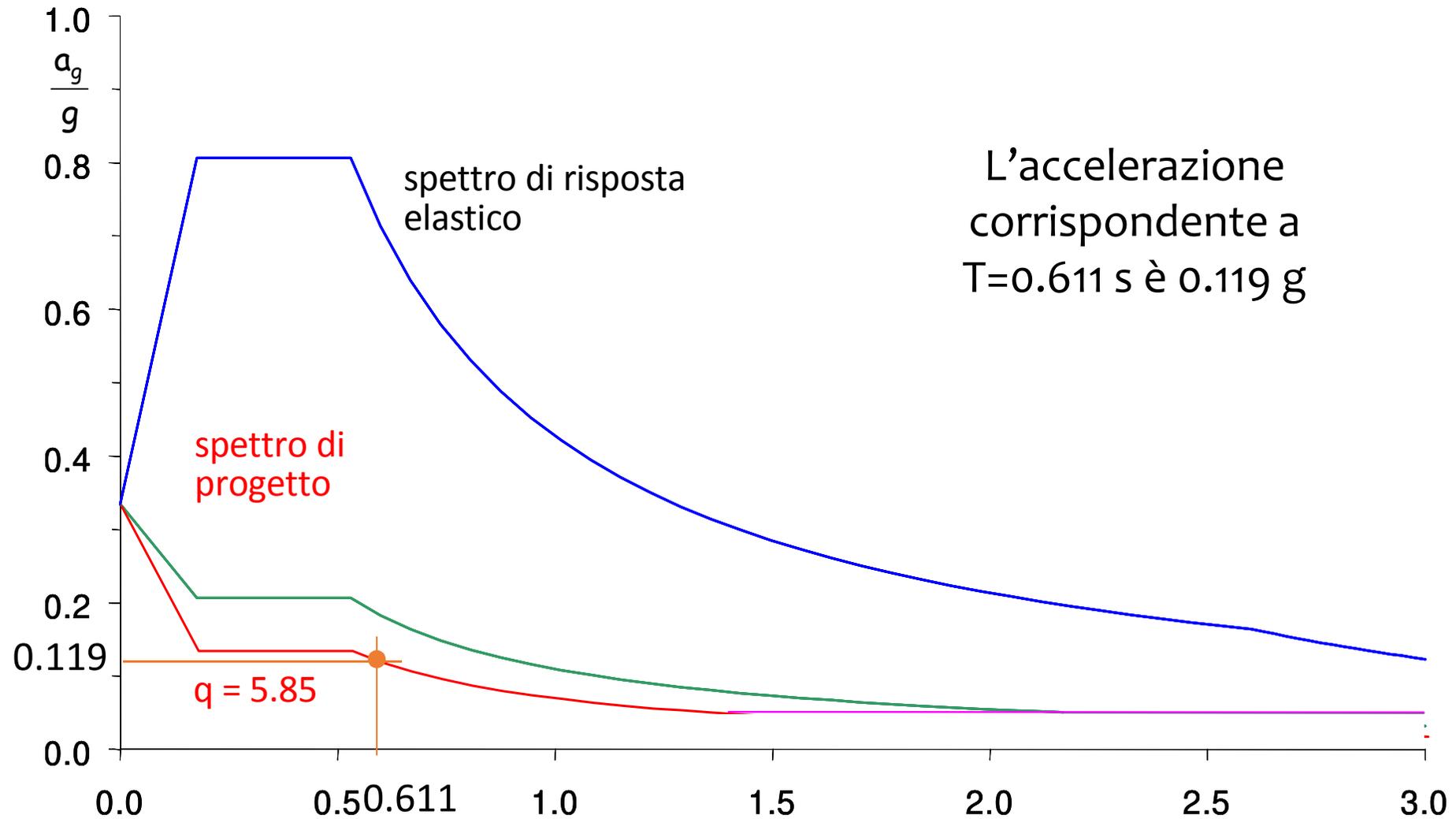
Formula scomparsa nelle NTC18, ma ancora citata nella Circolare 2019

La NTC 18 dice che il periodo fondamentale deve essere stimato (non più in funzione dell'altezza ma) in funzione dello spostamento d ottenuto applicando forze orizzontali pari alle masse

Questa indicazione non è utile in fase di dimensionamento

NTC 18, punto 7.3

# Esempio – ordinata spettrale per $T_1$



## **PROCESSO PROGETTUALE**

### **3. Dimensionamento delle sezioni e verifica di massima della struttura**

- **Con l'esperienza è possibile assegnare a priori le sezioni di travi e pilastri ed essere tranquilli che i valori scelti vadano bene**
- **Mancando l'esperienza, è necessario fare una stima preliminare delle caratteristiche di sollecitazione e definire le sezioni in base a tale stima**
- **È però sempre utile fare una stima preliminare delle caratteristiche di sollecitazione, per più motivi ma principalmente:**
  - **La normativa (capitolo 10) richiede la validazione del calcolo strutturale**
  - **Validare vuol dire confermare che i risultati ottenuti sono conformi a quello che ci si aspetta sia il comportamento della struttura, sia dal punto di vista fisico che numerico**
  - **La migliore validazione richiede quindi una stima preliminare del comportamento della struttura, da confrontare con i risultati forniti dal calcolo**

## Effetto dei carichi verticali

- **Valutare il momento flettente nelle travi, in assenza e in presenza di sisma**
- **Valutare lo sforzo normale nei pilastri, in assenza e in presenza di sisma**

Sono procedimenti ai quali siamo abituati, non dovrebbero presentare problemi

## Nota (importante)

- **A differenza delle norme italiane del XX secolo, la normativa attuale distingue tra**
  - **Carichi verticali massimi in assenza di sisma, per SLU ( $\gamma_g g_k + \gamma_q q_k$ )**
  - **Carichi verticali massimi in presenza di sisma, per SLU ( $g_k + \psi_2 q_k$ )**

Per questo motivo occorre fare una doppia valutazione dell'effetto dei carichi verticali

### Per definire lo spessore del solaio:

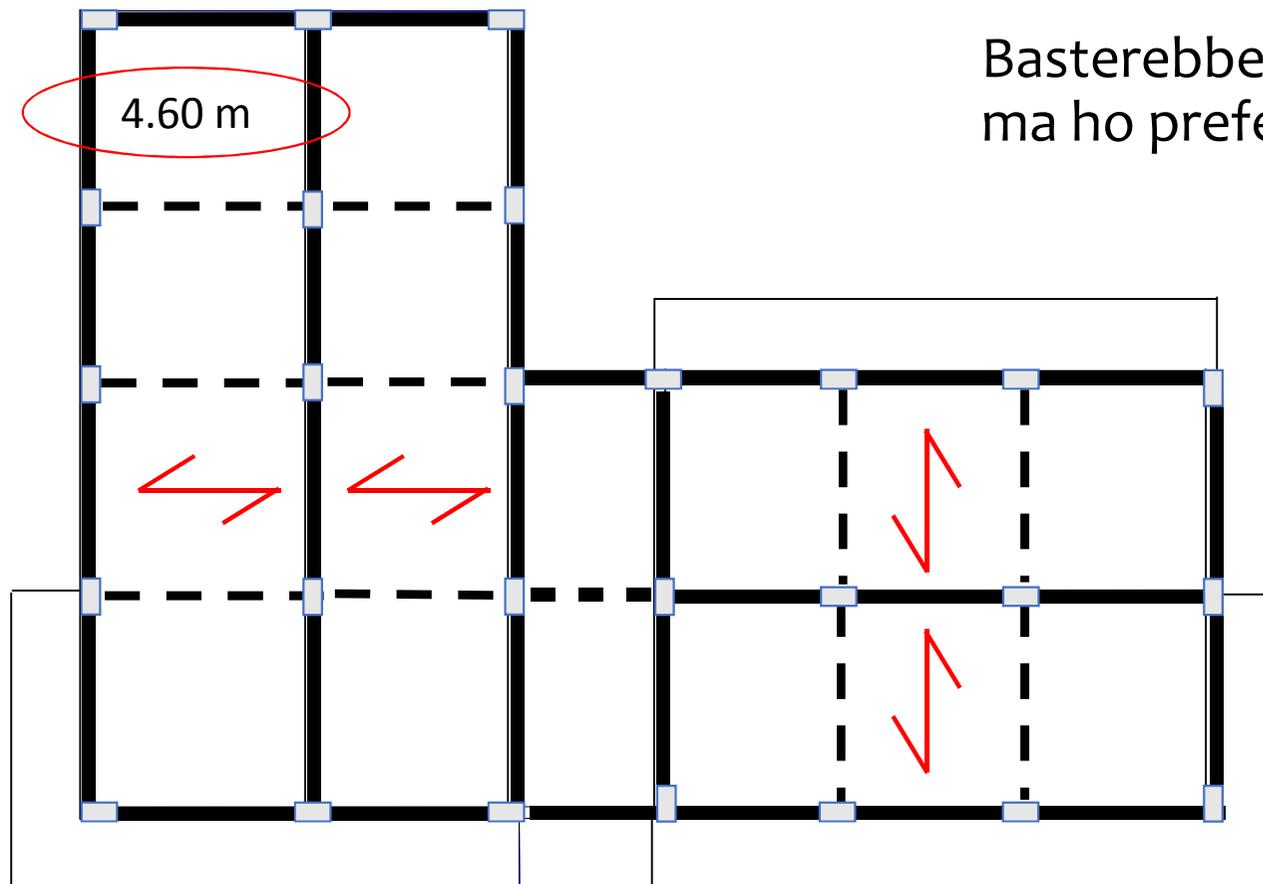
- **In presenza di travi emergenti: dimensionare il solaio per gli usuali limiti di deformazione**

Un tempo  $s \geq L_{\max} / 25$ , ora limiti vari

- **Se vi sono alcune travi a spessore lunghe e molto caricate aumentare un po' lo spessore**
- **Se vi sono solo travi a spessore usare uno spessore del solaio sufficientemente alto (almeno 28 cm)**
- **L'impalcato (solaio più travi) deve trasmettere l'azione sismica agli elementi resistenti (telai)**  
Per questo basta una 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



Basterebbe  $s = 20$  cm  
ma ho preferito  $s = 22$  cm

per il torrino scala  
 $s = 18$  cm

- Una volta definito lo spessore del solaio, si possono calcolare i carichi unitari più rilevanti (kN/m<sup>2</sup>), da utilizzare per le successive analisi

	$g_k$	$q_k$	SLU solo c.v.	SLU con sisma
Solaio del piano tipo	4.0 + 1.2	2.0	10.0	5.8
Solaio di copertura	4.0	2.0	8.2	4.6
Solaio torrino scala	3.4	0.5	5.2	3.4
Sbalzo piano tipo	4.0	4.0	11.2	6.4
Sbalzo copertura	3.9	0.5	5.8	3.9
Scala	5.0	4.0	12.5	7.4

Nota:

Con NTC18  $\psi_2$  è cambiato per balconi e scale

- Con NTC18  $\psi_2$  è cambiato per balconi e scale

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00

**Si noti che scale e balconi ora sono associati a ciascuna categoria. Di conseguenza il valore di  $\psi_2$  è legato alla categoria d'uso**

NTC 18, punto 3.1.4

### Effetto del sisma

- **A chi non ha esperienza sembra quasi impossibile prevedere le caratteristiche di sollecitazione prodotte dal sisma senza utilizzare un sofisticato programma di calcolo**
- **In realtà, come vedremo, bastano semplici formule (implementabili in un foglio di calcolo) per ottenere un'ottima stima delle caratteristiche di sollecitazione prodotte dal sisma (purché la struttura abbia un comportamento regolare)**

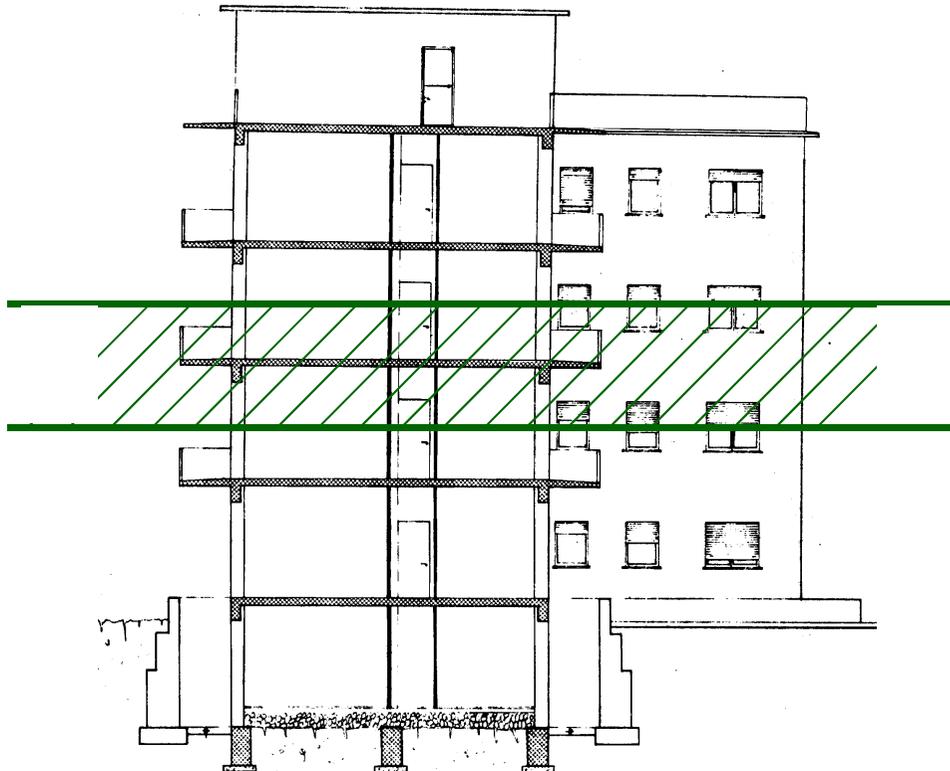
- **Fattore di struttura e spettro di progetto**
- **Stima iniziale del periodo**
- **Stima delle masse**
- **Valutazione delle forze per analisi statica**
- **Ripartizione del taglio tra i pilastri**
- **Stima del momento flettente nei pilastri**
- **Stima del momento flettente nelle travi**

Già fatto



- **Dimensionamento sezioni**
- **Valutazione rigidezze e nuova stima periodo**
- **Stima degli spostamenti per SLD**
- **Eventuali iterazioni**

- Nell'analisi sismica un dato importante sono le masse presenti, perché l'entità dell'azione sismica è proporzionata a queste
- Il grosso delle masse è a livello impalcato; in genere si considerano quindi le masse come tutte applicate a livello degli impalcati



le masse che si sviluppano lungo l'altezza (pilastri, tamponature, tramezzi) devono essere riportate agli impalcati inferiore e superiore

- In un edificio in cemento armato con struttura intelaiata il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media compresa tra 8 e 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 delle tamponature). Nell'esempio:

Impalcato	Superficie m <sup>2</sup>	Incidenza kN/m <sup>2</sup>	Peso kN
Torrino + V	379.9	9.0	3419
IV, III, II	323.5	10.0	3235
I	263.2	10.0	2632

Peso totale = 15756 kN

- In un edificio in cemento armato con struttura intelaiata il peso delle masse di piano corrisponde in genere ad una incidenza media compresa tra 8 e 11 kN/m<sup>2</sup>
- Se le masse sono calcolate in maniera rigorosa è sempre utile calcolare l'incidenza a m<sup>2</sup> per valutare l'affidabilità del calcolo svolto.  
 Nell'esempio:

Impalcato	Peso kN	Superficie m <sup>2</sup>	Incidenza kN/m <sup>2</sup>
Torrino + V	3071.9	379.9	8.09
IV, III, II	3285.3	323.5	10.16
I	2915.6	263.2	11.08

Peso totale = 15843.4 kN

L'effetto del sisma può essere valutato con facilità mediante l'analisi statica

Taglio alla base

$$V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_1) =$$
$$= 0.85 \times 15756 \times 0.119 = 1593.7 \text{ kN}$$

Forza al piano

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

L'effetto del sisma può essere valutato con facilità mediante l'analisi statica

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

Piano	Peso W (kN)	Quota z (m)	Wz (kNm)	Forza F (kN)	Taglio V (kN)
5+torrino	3419	16.40	56072	549.6	549.6
4	3235	13.20	42702	418.6	968.2
3	3235	10.00	32350	317.1	1285.3
2	3235	6.80	21998	215.6	1500.9
1	2632	3.60	9475	92.9	1593.8
somma	15756		162597		

**Per stimare l'effetto delle forze orizzontali:**

- 1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri “che contano”;  
se necessario, incrementarlo per tener conto dell'eccentricità  
propria del sistema**
- 2. Valutare il momento nei pilastri, in funzione del taglio e della  
posizione del punto di nullo di  $M$**
- 3. Valutare il momento nelle travi, dall'equilibrio dei nodi**
- 4. Valutare il  $\Delta N$  nei pilastri, dal taglio nelle travi**
- 5. Incrementare i momenti per tenere conto di:**
  - eccentricità accidentale**
  - effetto combinato delle diverse componenti**
  - gerarchia delle resistenze per i pilastri**

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

Nella fase iniziale di dimensionamento conviene (in genere) pensare di assegnare la stessa sezione a tutti i pilastri di uno stesso piano

Poiché non si conosce ancora la sezione dei pilastri e delle travi si può pensare che il sisma si a portato dai pilastri “che contano” cioè quelli di coltello e con travi emergenti

In alternativa (e in particolare nel caso di sole travi a spessore) si può considerare come pilastro base quello di coltello con due travi emergenti e stimare la rigidezza degli altri come aliquota di questa (“pilastri equivalenti”)

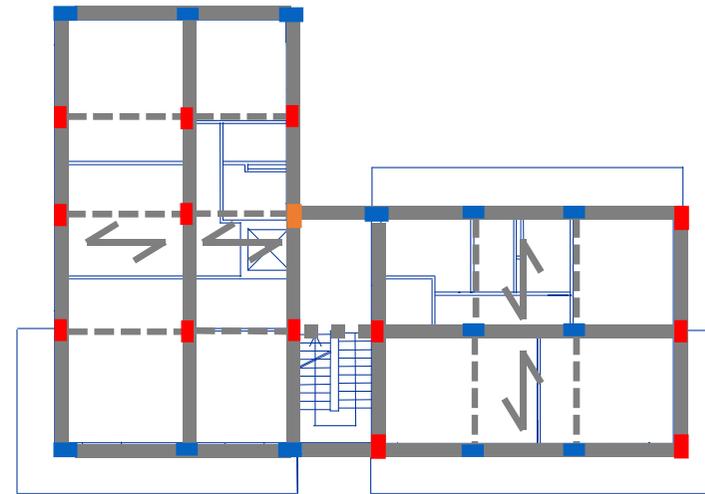
- 1. Ripartire il taglio di piano tra i pilastri “che contano” (pilastri allungati nella direzione del sisma e collegati con una trave emergente)**

In fasi successive, una volta dimensionate le sezioni di travi e pilastri si può stimare con maggior precisione la rigidezza dei singoli pilastri e quindi ripartire il taglio in base a questa rigidezza

In alcuni casi questa maggior precisione porta a risultati diversi, ma spesso le differenze sono minime ed il maggior onere del calcolo è poco utile perché non comporta vantaggi

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

Piano	Taglio globale (kN)
5	549.6
4	968.2
3	1285.3
2	1500.9
1	1593.8



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

**Ripartisco il taglio globale tra  
13 pilastri (direzione x)**

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

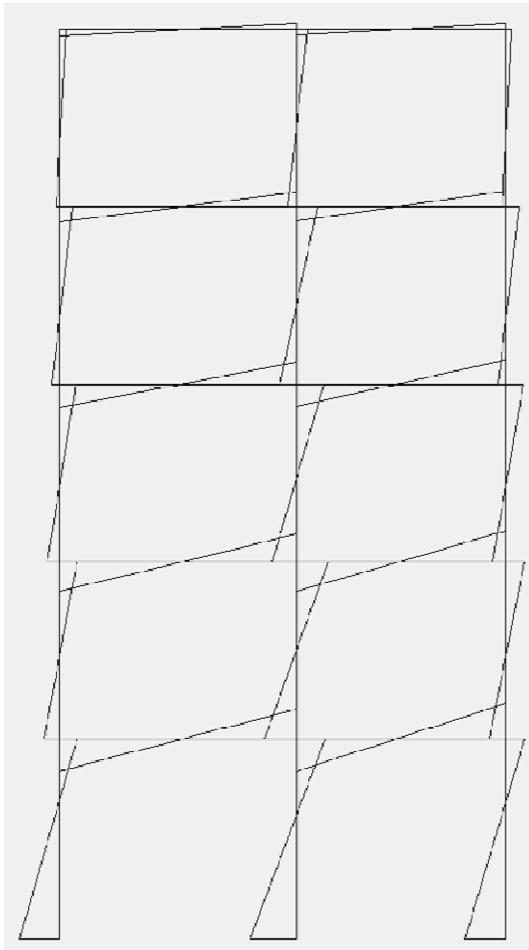
Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)
5	549.6	42.3
4	968.2	74.5
3	1285.3	98.9
2	1500.9	115.5
1	1593.8	122.6

In eventuali iterazioni posso ripartire in base alle rigidezze calcolate separatamente per ciascun pilastro

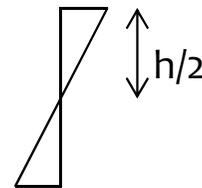
Avrò una precisione maggiore, ma con più fatica

Ritengo che non vi siano rilevanti rotazioni per effetto dell'eccentricità propria del sistema, quindi ritengo corretti questi valori

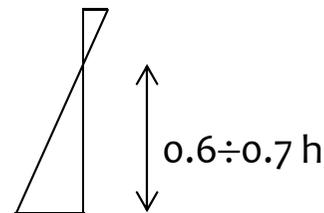
2. Valutare il momento flettente nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di  $M$



Tipico diagramma di  $M$  per effetto di forze orizzontali



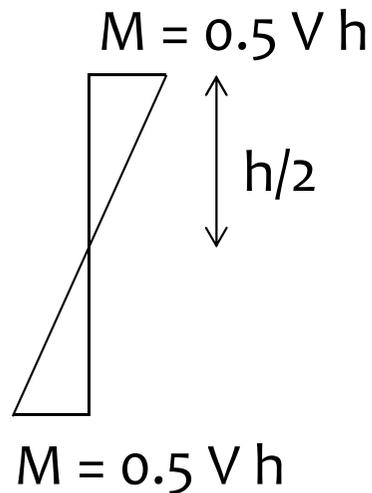
ai piani superiori



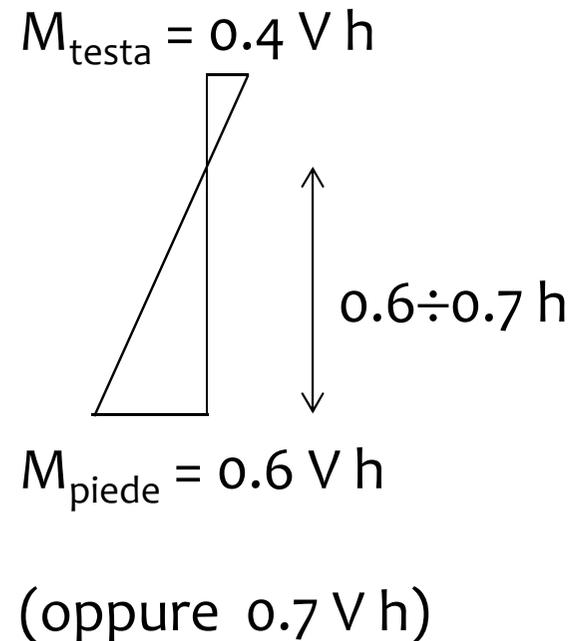
al primo ordine

2. Valutare il momento flettente nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di  $M$

ai piani superiori



al primo ordine



2. Valutare il momento flettente nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di  $M$

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)
5	549.6	42.3	67.6
4	968.2	74.5	119.2
3	1285.3	98.9	158.2
2	1500.9	115.5	184.7
1 testa	1593.8	122.6	176.5
piede			264.8

$M = V h / 2$

$M = V 0.4 h$

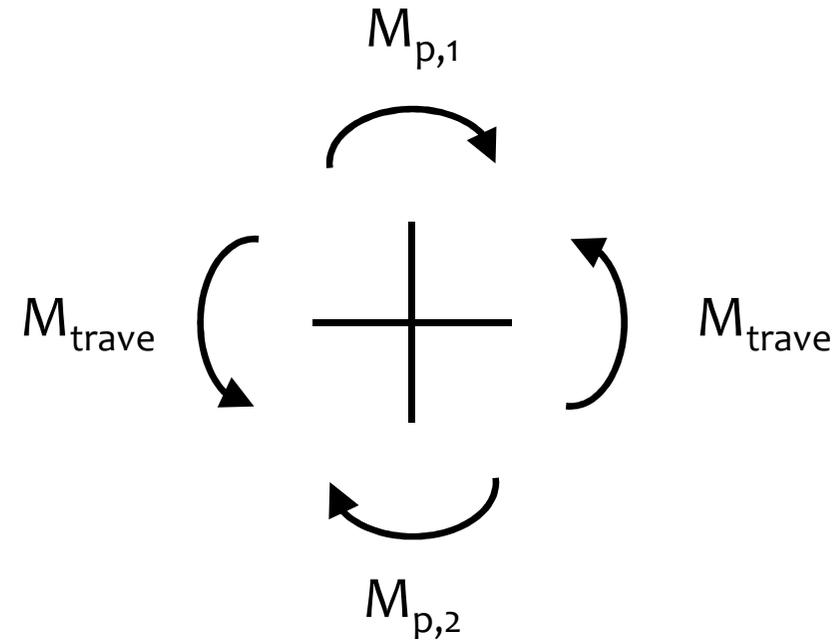
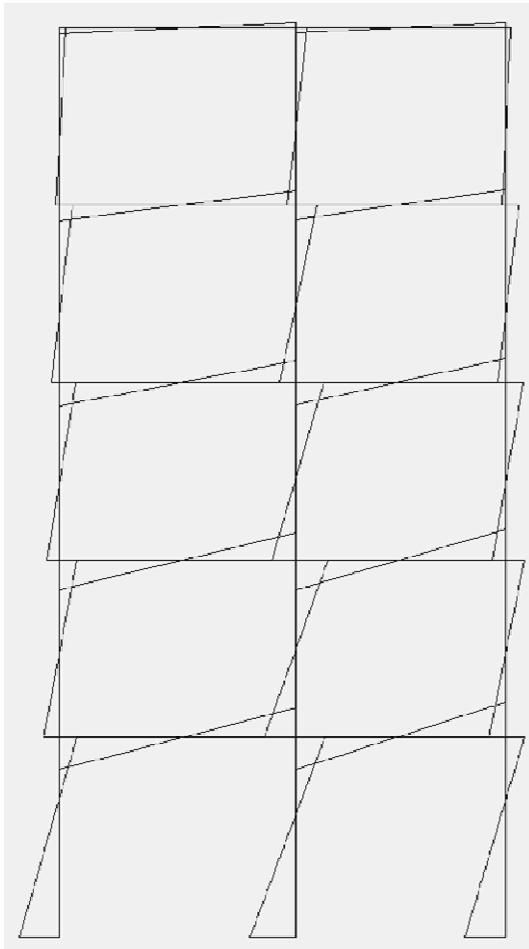
$M = V 0.6 h$

2. **Valutare il momento flettente nei pilastri, in funzione del taglio e della posizione del punto di nullo di  $M$**

### **Pilastri con una sola trave emergente:**

- **Può essere utile ricordare già in questa fase che i pilastri con una sola trave emergente sono meno rigidi (60-80%) e quindi avranno momenti flettenti minori**
- **Per questi pilastri diventa rilevante anche la variazione di sforzo normale indotto dal taglio della trave (per pilastri con due travi emergenti i tagli delle due travi si bilanciano)**

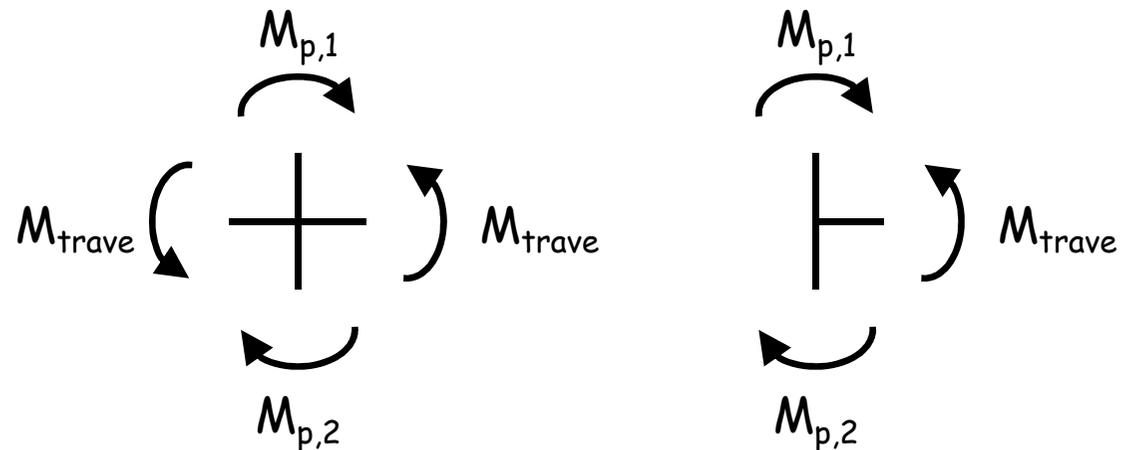
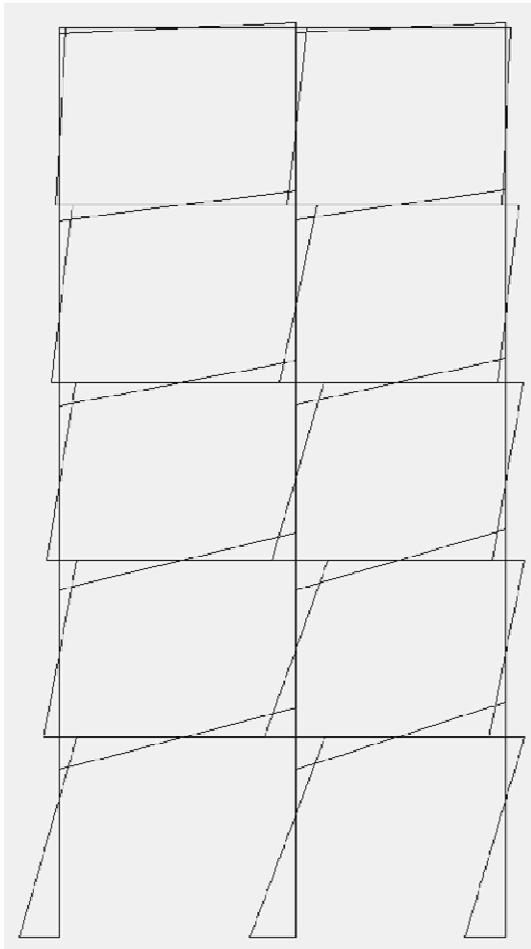
### 3. Valutare il momento flettente nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)



Per l'equilibrio:

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

### 3. Valutare il momento flettente nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)



In fasi successive, facendo un calcolo più preciso valutando la rigidezza dei singoli pilastri, si può anche differenziare la situazione per i nodi perimetrali da quella dei nodi interni

### 3. Valutare il momento flettente nelle travi, dall'equilibrio dei nodi (nei nodi interni)

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)
5	549.6	42.3	67.6	33.8
4	968.2	74.5	119.2	93.4
3	1285.3	98.9	158.2	138.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6
piede			264.8	

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

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

#### 4. Valutare il $\Delta N$ nei pilastri

Nei **pilastri di estremità** (o dove c'è **una trave rigida ed una a spessore**) nasce un  $\Delta N$  dovuto al taglio nelle travi

Il taglio può essere stimato, pensando a momenti uguali ed opposti ai due estremi della trave, come

$$V_{trave} = \frac{2 M_t}{l_{trave}}$$

Il  $\Delta N$  ad un ordine è la somma dei tagli delle travi sovrastanti

$$\Delta N_{pil,n} = \sum_{i=n}^N V_{trave,i}$$

#### 4. Valutare il $\Delta N$ nei pilastri

$$V_{t,5} = 2 M_{t,5} / l$$

$$l_{trave} = 4.10 \text{ m}$$

$$\Delta N = V_{t,5}$$

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	$\Delta N$ pilastro (kN)
5	549.6	42.3	67.6	33.8	16.5
4	968.2	74.5	119.2	93.4	62.0
3	1285.3	98.9	158.2	138.7	129.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5	213.4
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6	301.5
piede			264.8		

$$\Delta N = V_{t,5} + V_{t,4}$$

## Riepilogo dei valori

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	$\Delta N$ pilastro (kN)
5	549.6	42.3	67.6	33.8	16.5
4	968.2	74.5	119.2	93.4	62.0
3	1285.3	98.9	158.2	138.7	129.7
2	1500.9	115.5	184.7	171.5	213.4
1 testa	1593.8	122.6	176.5	180.6	301.5
piede			264.8		

**Questi valori dovrebbero corrispondere a quelli forniti dal calcolo (analisi statica)**

## Riepilogo dei valori

- I valori mostrati sono stati calcolati facendo riferimento all'asse

<b>Sisma in direzione x</b>								
			n.pilastri	13				
<b>Risoluzione dello schema base, traslante</b>				<b>pilastro con 2 travi emergenti</b>		<b>trave</b>		
ordine/impalcato	Vi TOT	hi	n.pil	Vpil	Mpil	Mtra	Vtra	
5 + torrino	549.6	3.20	13	42.3	67.6	33.8	16.5	
4	968.1	3.20	13	74.5	119.2	93.4	45.6	
3	1285.2	3.20	13	98.9	158.2	138.7	67.6	
2	1500.8	3.20	13	115.4	184.7	171.5	83.6	
1 testa	1593.7	3.60	13	122.6	176.5	180.6	88.1	
1 piede					264.8			

Questi valori dovrebbero corrispondere a quelli forniti dal calcolo (analisi statica)

## Riepilogo dei valori

- I valori mostrati sono stati calcolati facendo riferimento all'asse
- Per il dimensionamento è più corretto fare riferimento ai valori al filo trave o filo pilastro

Riduzione  
forfetaria  
del 10%

Valori a filo pilastro/trave				pilastro con 2 travi emergenti			trave	
ordine/impalcato				$V_{pil}$	$M_{pil}$	$M_{pil\ ger.res.}$	$M_{tra}$	$V_{tra}$
5 + torrino				42.3	60.9		30.4	16.5
4				74.5	107.2		84.1	45.6
3				98.9	142.4		124.8	67.6
2				115.4	166.2		154.3	83.6
1 testa				122.6	158.9		162.6	88.1
1 piede					264.8			

Escluso incastro al  
piede 1° ordine

## Riepilogo dei valori

- Ho stimato esplicitamente anche i valori per un pilastro di estremità (con una sola trave emergente)

luce della trave di estremità			
Ltra	4.10	m	
pilastro con solo 1 trave emergente			
riduz.	V <sub>pil</sub>	M <sub>pil</sub>	ΔN <sub>pil</sub>
0.6	25.4	40.6	16.5
0.6	44.7	71.5	62.1
0.6	59.3	94.9	129.7
0.6	69.3	110.8	213.3
0.8	98.1	141.2	301.4
		211.8	

Anche qui, per il dimensionamento, riduzione forfaitaria del 10%

M <sub>pil</sub>
36.5
64.3
85.4
99.7
127.1
211.8

Questi valori dovrebbero corrispondere a quelli forniti dal calcolo (analisi statica)

5. Incrementare i momenti per tenere conto di:
  - **eccentricità accidentale**
  - **effetto combinato delle diverse componenti**
  - **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

**Se la struttura è sufficientemente rigida torsionalmente, per tener conto dei primi due può essere sufficiente incrementare del 20%**

**Questo valore dell'incremento (20%) si riferisce solo ai telai più eccentrici e può essere dosato opportunamente per quelli meno eccentrici**

## 5. Incrementare i momenti per tenere conto di:

- **eccentricità accidentale**
- **effetto combinato delle diverse componenti**
- **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	$\Delta N$ pilastro (kN)
5	549.6	42.3	60.9	30.4	16.5
4	968.2	74.5	107.2	84.1	62.0
3	1285.3	98.9	142.4	124.8	129.7
2	1500.9	115.5	166.2	154.4	213.4
1 testa	1593.8	122.6	158.9	162.5	301.5
piede			264.8		

Questo incremento si riferisce solo ai telai più eccentrici e deve essere dosato in misura diversa per quelli meno eccentrici

## 5. Incrementare i momenti per tenere conto di:

- **eccentricità accidentale**
- **effetto combinato delle diverse componenti**
- **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

**+20%**

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	$\Delta N$ pilastro (kN)
5	549.6	50.7	73.1	36.5	19.8
4	968.2	89.4	128.7	100.9	74.5
3	1285.3	118.6	170.8	149.8	155.6
2	1500.9	138.5	199.5	185.2	256.0
1 testa	1593.8	147.1	190.7	195.0	361.8
piede			317.7		

Questo incremento si riferisce solo ai telai più eccentrici e deve essere dosato in misura diversa per quelli meno eccentrici

5. Incrementare i momenti per tenere conto di:
  - eccentricità accidentale
  - effetto combinato delle diverse componenti
  - **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

La gerarchia delle resistenze (o progettazione in capacità) è indispensabile per garantire un meccanismo di collasso molto duttile.

A rigore, dovrebbe essere presa in considerazione solo dopo aver armato le travi

In via approssimata si possono aumentare le sollecitazioni nei pilastri (esclusa la sezione al piede del 1° ordine), moltiplicandole per 1.5 a tutti i piani nel caso di CD "A" (**anche per CD "B", con le modifiche delle NTC18**)

## 5. Incrementare i momenti per tenere conto di:

- eccentricità accidentale
- effetto combinato delle diverse componenti
- **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	$\Delta M$
5	549.6	50.7	73.1	36.5	
4	968.2	89.4	128.7	100.9	
3	1285.3	118.6	170.8	149.8	
2	1500.9	138.5	199.5	185.2	
1 testa	1593.8	147.1	190.7	195.0	
piede			317.7		

Questi valori vanno incrementati per garantire un meccanismo di collasso globale

Le NTC18 (punto 7.2.2) impongono gerarchia delle resistenze anche per CD"B", con la stessa sovraresistenza della CD"A" (1.3)

## 5. Incrementare i momenti per tenere conto di:

- eccentricità accidentale
- effetto combinato delle diverse componenti
- **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	$\Delta M$
5	549.6	50.7	109.6	36.5	
4	968.2	89.4	193.0	100.9	
3	1285.3	118.6	256.3	149.8	
2	1500.9	138.5	299.2	185.2	
1 testa	1593.8	147.1	286.0	195.0	
piede			317.7		

Moltiplicati per 1.5

## 5. Incrementare i momenti per tenere conto di:

- eccentricità accidentale
- effetto combinato delle diverse componenti
- **gerarchia delle resistenze per i pilastri**

Piano	Taglio globale (kN)	Taglio pilastro (kN)	Momento pilastro (kNm)	Momento trave (kNm)	$\Delta N$ pilastro (kN)
5	549.6	50.7	109.6	36.5	19.8
4	968.2	89.4	193.0	100.9	74.5
3	1285.3	118.6	256.3	149.8	155.6
2	1500.9	138.5	299.2	185.2	256.0
1 testa	1593.8	147.1	286.0	195.0	361.8
piede			317.7		

Questi valori dovrebbero corrispondere ai massimi forniti dal calcolo, includendo tutte le indicazioni di normativa

- In direzione y ho un numero diverso di pilastri "che contano"(14 anziché 13) ma la differenza è modesta: ho ripetuto il calcolo ma si può ritenere che i risultati non cambino
- Nel mio esempio c'è però la possibilità che lo schema non sia ben bilanciato. Ciò comporterebbe:
  - La necessità di aumentare le sollecitazioni in un lato dell'edificio (in questo caso il destro)
  - La necessità di considerare la struttura non regolare in pianta e ridurre leggermente q

**Ma in questi casi è opportuno **ridimensionare la struttura** per evitare o almeno ridurre la rotazione**

## Scelta delle sezioni strutturali

- **Le caratteristiche di sollecitazioni prodotte dal sisma, così stimate, possono essere utilizzate per dimensionare le sezioni di travi e pilastri (sommandole all'effetto dei carichi verticali)**
- **In momenti successivi, dopo aver effettuato il calcolo con un apposito programma, i valori che si otterranno devono essere confrontati con quelli previsti:**
  - **Una buona corrispondenza consente la validazione del calcolo**
  - **Eventuali differenze rilevanti possono essere segno di errori nel calcolo, che lo renderebbero “non validato”**

- **Le caratteristiche di sollecitazioni prodotte dal sisma, così stimate, possono essere utilizzate per dimensionare le sezioni di travi e pilastri (sommandole all'effetto dei carichi verticali)**
- **Io in genere inizio a dimensionare le sezioni delle travi**  
Voglio che quelle dei pilastri siano maggiori di quelle delle travi, per questo devo prima dimensionare le travi
- **Comincio guardando i valori del momento flettente ai piani inferiori, ove sono maggiori, e da questo posso scegliere la sezione**  
(senza esagerare con le dimensioni per non essere costretto ad aumentare anche le sezioni dei pilastri)
- **Successivamente vedo se e come ridurre le sezioni ai piani superiori**
- **Completate le travi passo ai pilastri...**

- I momenti flettenti provocati dal sisma sono massime ai piani inferiori (non necessariamente al primo, spesso anche al secondo) e si mantengono abbastanza elevati anche nei piani centrali
- Non dimentichiamo che nei telai più eccentrici avremo per effetto del sisma valori maggiori (fino al 20% in più rispetto ai telai centrali) per effetto di eccentricità accidentale ed effetto del sisma nella direzione ortogonale

Piano	Momento trave (kNm)
5	36.5
4	100.9
3	149.8
2	185.2
1	195.0

Nota: sto considerando i valori moltiplicati per 1.2 cioè includendo l'effetto dell'eccentricità perché c'è una trave perimetrale molto caricata; per le travi centrali questo effetto non c'è

- I momenti flettenti provocati dal sisma sono massime ai piani inferiori (non necessariamente al primo, spesso anche al secondo) e si mantengono abbastanza elevati anche nei piani centrali
- Non dimentichiamo che nei telai più eccentrici avremo per effetto del sisma valori maggiori (fino al 20% in più rispetto ai telai centrali) per effetto di eccentricità accidentale ed effetto del sisma nella direzione ortogonale

**Momento per carichi verticali (con sisma)**

$$M = \frac{q L^2}{10} = \frac{33 \times 4.20^2}{10} \cong 60 \text{ kNm}$$

**Momento per azione sismica**  $M = 195 \text{ kNm}$

Nota: ho incluso l'effetto dell'eccentricità perché c'è una trave perimetrale molto caricata; per le travi centrali questo effetto non c'è

**Momento massimo, totale**  $M = 60 + 195 = 255 \text{ kNm}$

- Con più precisione:  $M_{\max} = 232 \text{ kNm}$

Travi emergenti		(le travi a spessore sono verificate per soli carichi verticali)					
trave	18	19		impalcato	1		direzione x
sisma	M =	162.6	kNm	multipl.ecc.	1.00	perché la trave è vicina al baricentro	
car.vert.	M =	60.0	kNm	porta due campate di solaio			
TOT	MEd =	222.6	kNm				
trave	20	27		impalcato	1		direzione y
sisma	M =	181.1	kNm	multipl.ecc.	1.20	perché la trave è molto lontana dal baricentro	
car.vert.	M =	30.0	kNm	al piano terra è quasi scarica			
TOT	MEd =	211.1	kNm				
trave	20	27		impalcato	2		direzione y
sisma	M =	171.9	kNm	multipl.ecc.	1.20	perché la trave è molto lontana dal baricentro	
car.vert.	M =	60.0	kNm	porta sbalzo laterale			
TOT	MEd =	231.9	kNm	necessaria 30x60		oppure 30x50 molto sollecitata	
trave	20	27		impalcato	4		direzione y
sisma	M =	93.7	kNm	multipl.ecc.	1.20	perché la trave è molto lontana dal baricentro	
car.vert.	M =	60.0	kNm	porta sbalzo laterale			
TOT	MEd =	153.7	kNm	basterebbe 30x50			

- Sulla base del momento flettente previsto posso definire la dimensione della sezione

### Dati:

Sezione rettangolare

$$b = 30 \text{ cm}$$

$h =$  da determinare

$$c = 4 \text{ cm}$$

$$M_{Ed} = 232 \text{ kNm}$$

$$\text{Calcestruzzo} \quad f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Calcolo dell'altezza utile:

$$d = r \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.018 \sqrt{\frac{232}{0.30}} = 0.50 \text{ m}$$

$$h_{\min} = d + c = 54 \text{ cm}$$

**sezione: 30x60**

oppure 30x50  
molto forzata

- Sulla base del momento flettente previsto posso definire la dimensione della sezione
- Definisco poi le sezioni ai piani superiori, dove il momento flettente è significativamente minore

Piano	Momento trave (kNm)
5	36.5
4	100.9
3	149.8
2	185.2
1	195.0

È possibile ridurre le sezioni, ma avere travi rigide limita gli spostamenti della struttura

La riduzione sarebbe necessaria se le sezioni fossero eccessive

Nel mio caso, mantengo 30x60 al 4° impalcato, passo a 30x50 al 5°

- **Completate le travi passo ai pilastri...**
- **Anche per questi inizio a guardare le caratteristiche di sollecitazioni M ed N ai piani inferiori**

Piano	Momento pilastro (kNm)
5	109.6
4	193.0
3	256.3
2	299.2
1 testa	286.0
piede	317.7

Nota: sto considerando i valori includendo l'effetto dell'eccentricità, perché i pilastri perimetrali ne risentono sicuramente

Ho anche considerato forfaitariamente l'effetto della gerarchia di resistenza pilastro-trave per tutte le sezioni (tranne alla base)

- Completate le travi passo ai pilastri...
- Anche per questi inizio a guardare le caratteristiche di sollecitazioni M ed N ai piani inferiori

Piano	Momento pilastro (kNm)	Pilastro d'angolo (kNm)
5	109.6	65.7
4	193.0	115.8
3	256.3	153.8
2	299.2	179.5
1 testa	286.0	228.8
piede	317.7	254.2

I pilastri d'angolo hanno momenti flettenti leggermente minori

- **Completate le travi passo ai pilastri...**
- **Includo anche i valori dello sforzo normale N da carichi verticali e la variazione di N indotta dal sisma**

Piano	Momento pilastro (kNm)	Pilastro d'angolo (kNm)	Sforzo normale (kN)	$\Delta N$ da sisma (kN)
5	109.6	65.7	77 ÷ 253	± 19.8
4	193.0	115.8	154 ÷ 451	± 74.5
3	256.3	153.8	231 ÷ 649	± 155.6
2	299.2	179.5	308 ÷ 847	± 256.0
1 testa	286.0	228.8	385 ÷ 1045	± 361.8
piede	317.7	254.2		

- Completate le travi passo ai pilastri...
- Includo anche i valori dello sforzo normale N da carichi verticali e la variazione di N indotta dal sisma

Piano	Momento pilastro (kNm)	Pilastro d'angolo (kNm)	Sforzo normale (kN)	
5	109.6	65.7	77 ÷ 2	
4	193.0	115.8	154 ÷ 4	
3	256.3	153.8	231 ÷ 649	± 155.0
2	299.2	179.5	308 ÷ 847	± 256.0
1 testa	286.0	228.8	385 ÷ 1045	± 361.8
piede	317.7	254.2		

Coppie M-N più gravose

M = 229 kNm

N<sub>min</sub> = 24 kN

M = 317 kNm

N<sub>max</sub> = 1407 kN

- Con più precisione – al piede del primo ordine

Pilastrri									
pilastro	2			ordine	1 - piede		direzione	x	
sisma	MEd =	317.8	kNm	multipl.ecc.	1.20	perché il pilastro è abbastanza lontano dal baricentro			
	$\Delta N =$	0	kN	perché è tra due travi emergenti					
car.vert.	N =	550	kN	perimetrale non d'angolo					
	NEd,min =	550	kN		NEd,max =	550	kN		
pilastro	3			ordine	1 - piede		direzione	x	ha una sola trave emergente
sisma	MEd =	254.2	kNm	multipl.ecc.	1.20	perché è abbastanza lontano dal baricentro riduz.tr.			
	$\Delta N =$	362	kN	perché ha una sola trave emergente					
car.vert.	N =	400	kN	d'angolo					
	NEd,min =	38	kN		NEd,max =	762	kN		
pilastro	20			ordine	1 - piede		direzione	y	
sisma	MEd =	295.1	kNm	multipl.ecc.	1.20	perché il pilastro è abbastanza lontano dal baricentro			
	$\Delta N =$	0	kN	perché è tra due travi emergenti					
car.vert.	N =	550	kN	perimetrale non d'angolo					
	NEd,min =	550	kN		NEd,max =	550	kN		
pilastro	27			ordine	1 - piede		direzione	y	ha una sola trave emergente
sisma	MEd =	236.1	kNm	multipl.ecc.	1.20	perché è abbastanza lontano dal baricentro riduz.tr.			
	$\Delta N =$	336	kN	perché ha una sola trave emergente					
car.vert.	N =	400	kN	d'angolo					
	NEd,min =	64	kN		NEd,max =	736	kN		

- Con più precisione – al secondo ordine

Pilastrri						
pilastro	2			ordine	2	direzione x
sisma	MEd =	299.2	kNm	multipl.ecc.	1.20	perché il pilastro è abbastanza lontano dal baricentro
	$\Delta N =$	0	kN			perché è tra due travi emergenti
car.vert.	N =	440	kN			perimetrale non d'angolo
	NEd,min =	440	kN		NEd,max =	440 kN
pilastro	3			ordine	2	direzione x
sisma	MEd =	179.5	kNm	multipl.ecc.	1.20	perché è abbastanza lontano dal baricentro riduz.tra.
	$\Delta N =$	256	kN			perché ha una sola trave emergente
car.vert.	N =	320	kN			d'angolo
	NEd,min =	64	kN		NEd,max =	576 kN
pilastro	20			ordine	2	direzione y
sisma	MEd =	277.9	kNm	multipl.ecc.	1.20	perché il pilastro è abbastanza lontano dal baricentro
	$\Delta N =$	0	kN			perché è tra due travi emergenti
car.vert.	N =	440	kN			perimetrale non d'angolo
	NEd,min =	440	kN		NEd,max =	440 kN
pilastro	27			ordine	2	direzione y
sisma	MEd =	166.7	kNm	multipl.ecc.	1.20	perché è abbastanza lontano dal baricentro riduz.tra.
	$\Delta N =$	238	kN			perché ha una sola trave emergente
car.vert.	N =	320	kN			d'angolo
	NEd,min =	82	kN		NEd,max =	558 kN

### Dimensiono le sezioni con i seguenti criteri:

- **Mi baso innanzitutto sul momento flettente**

Nell'esempio ho momenti superiori a 300 kNm, che richiedono sezioni 30×60 o 30×70

- **Controllo che la tensione media  $N/A$  non sia troppo alta**

Il massimo momento flettente può essere portato per  $N/A=0.5$  ma in genere è meglio una tensione media più bassa

Considero in genere accettabili tensioni medie tra 0.3 e 0.4  $f_{cd}$

La normativa indica limiti maggiori, che mi sembrano eccessivi

0.55  $f_{cd}$  per classe di duttilità “A”

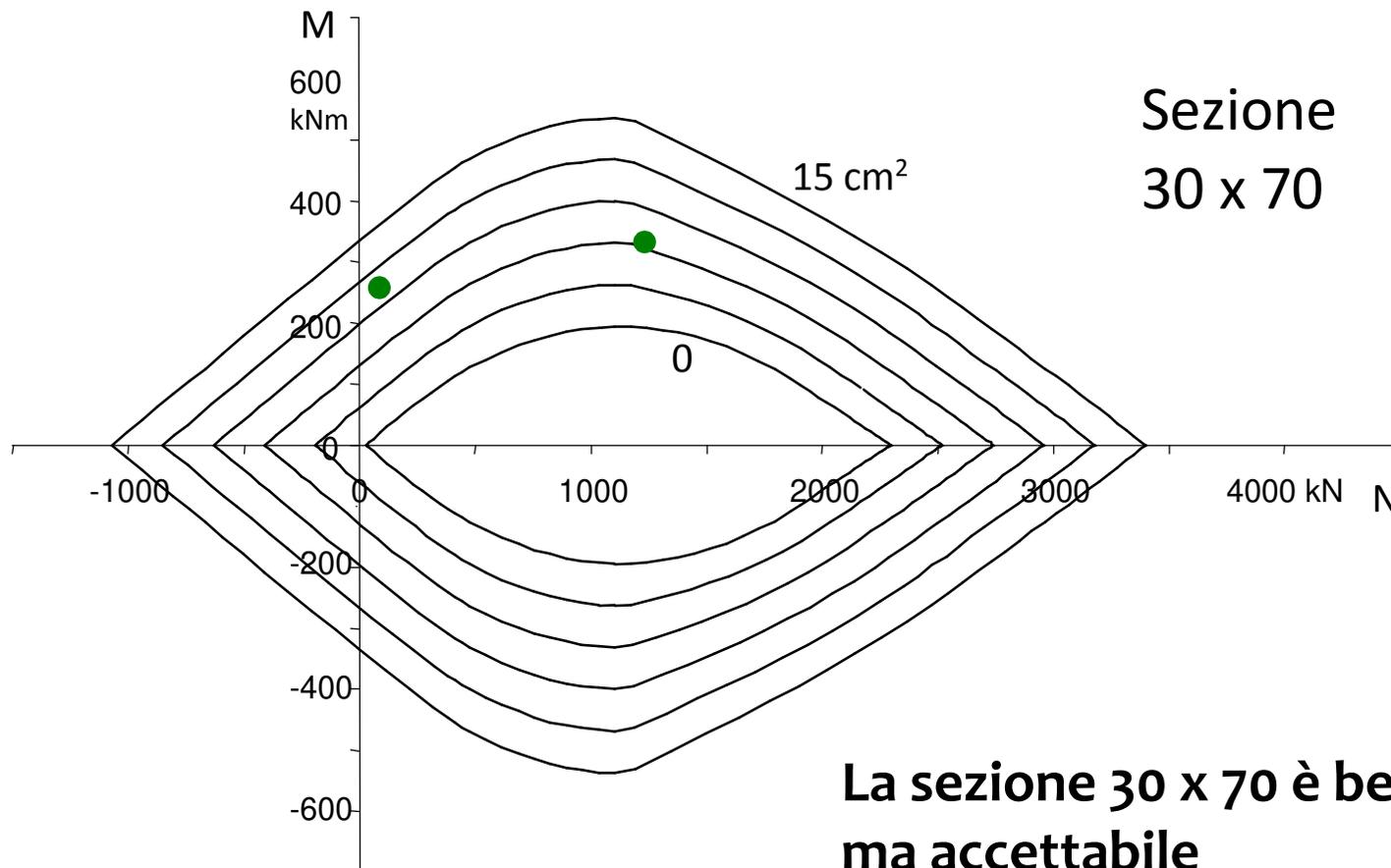
0.65  $f_{cd}$  per classe di duttilità “B”

NTC 18, punto 7.4.4.2.1

- **Non uso mai sezioni minori di quelle delle travi**

Controllo se la dimensione che mi sembra accettabile è in grado di portare le coppie M-N previste

Utilizzando il dominio M-N



Sezione  
30 x 70

M = 229 kNm

N = 24 kN

M = 317 kNm

N = 1407 kN

occorrono  
4 Ø20 per lato

La sezione 30 x 70 è ben armata,  
ma accettabile

**È opportuno usare per i pilastri di uno stesso ordine un numero basso di tipi di sezione**

- **Può essere veramente comodo usare un solo tipo di sezione**
- **Se voglio che qualche pilastro non conti proprio ai fini del sisma darò solo a lui una sezione con momento d'inerzia nettamente minore**
- **Se mi occorre che qualche pilastro abbia una sezione maggiore per motivi di tensione media elevata aumenterò la base, non l'altezza, per evitare che abbia momento d'inerzia molto maggiore degli altri**
- **Userò per qualche pilastro una sezione con altezza maggiore solo se è indispensabile avere pilastri significativamente più rigidi**  
**Ad esempio se è l'unico modo per ottenere un comportamento bilanciato**

**Nel mio caso, visto i valori del momento flettente, ho scelto di usare per tutti i pilastri la sezione 30×70**

**Visto come varia il momento flettente da un piano all'altro, queste sezioni sono necessarie per i primi tre ordini**

- **Nel mio esempio, potrei eventualmente variare le dimensioni (o ruotare pilastri) se penso di avere problemi di rotazione in pianta (lato destro deformabile)**
- **È opportuno ridurre gradualmente la sezione andando verso l'alto, ma è importante:**
  - 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

**Nel mio caso, visto i valori del momento flettente, ho scelto di usare per tutti i pilastri la sezione 30×70**

**Visto come varia il momento flettente da un piano all'altro, queste sezioni sono necessarie per i primi tre ordini**

- **Nel mio esempio, potrei eventualmente variare le dimensioni (o ruotare pilastri) se penso di avere problemi di rotazione in pianta (lato destro deformabile)**
- **Nel mio esempio, potrei ridurre la sezione ai due ordini superiori, ma ho scelto di mantenerla invariata**
  - Tutte le riseghe possono essere causa di errori di esecuzione
  - Ne avrei fatte solo se la sezione fosse troppo grande
  - In ogni caso, ai piani superiori non devo mai utilizzare sezioni minori di quella della trave emergente

## Alcuni controlli prima del calcolo

**La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura**

**Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi**

- 1. Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
- 2. Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
- 3. Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
- 4. Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
- 5. Forze statiche: ripartite tra i pilastri “che contano” o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
- 6. Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
- 7. Classe di rischio sismico non esaminata**

**La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura**

**Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi**

- **Primo punto (masse)**

**Se le masse sono state valutate in maniera approssimata, è ora il caso di fare un calcolo più preciso**

**Per l'esempio fatto si è mostrato sia il risultato di una stima approssimata che i valori forniti da un calcolo rigoroso, trovando differenze globali molto basse (2%)**

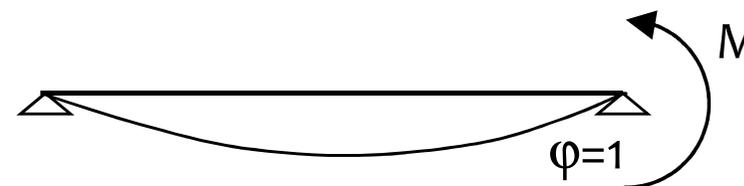
- **Tutti gli altri punti richiedono una stima più precisa della rigidità della struttura, che condiziona periodo, spostamenti, ecc.**

Per quanto il concetto di rigidezza possa sembrare intuitivo, è bene darne una definizione rigorosa

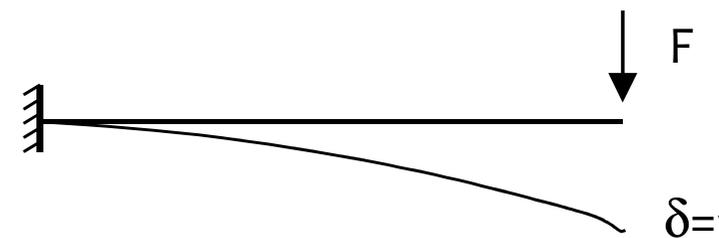
- **Rigidezza** è l'azione (forza, momento) necessaria per ottenere una deformazione (spostamento, rotazione) unitaria nella struttura

Esempi:

Coppia  $M$  necessaria per ottenere una rotazione  $\varphi$  unitaria



Forza  $F$  necessaria per ottenere uno spostamento  $\delta$  unitario



Per quanto il concetto di rigidità possa sembrare intuitivo, è bene darne una definizione rigorosa

- **Rigidità** è l'azione (forza, momento) necessaria per ottenere una deformazione (spostamento, rotazione) unitaria nella struttura

In particolare:

- Nel caso di un telaio soggetto ad azioni sismiche (viste come forze orizzontali) ci interessano gli spostamenti orizzontali
- Si parla quindi di **rigidità laterale** (o traslazionale)
- Si definisce:
  - **Rigidità laterale di un pilastro** ad un certo ordine il taglio che porta ad uno spostamento relativo (tra testa e piede) unitario
  - **Rigidità laterale del telaio** ad un certo ordine il taglio di piano che porta ad uno spostamento relativo (tra i due impalcati adiacenti) unitario

Per quanto il concetto di rigidità possa sembrare intuitivo, è bene darne una definizione rigorosa

- **Rigidità laterale** è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

Dopo aver risolto uno schema di telaio, piano o spaziale, soggetto a forze orizzontali, è facile calcolare la rigidità (di un pilastro, di un piano) come rapporto tra taglio e spostamento relativo

- Il risultato (la rigidità laterale) dipende però dalla distribuzione di forze applicata al telaio
  - In genere cambiando distribuzione di forze i valori delle rigidità cambiano, ma di poco

Per quanto il concetto di rigidità possa sembrare intuitivo, è bene darne una definizione rigorosa

- **Rigidità laterale** è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

Stimare a priori (cioè prima di un calcolo) la rigidità laterale è possibile, ma non si può pretendere di ottenere un valore esatto

La rigidità laterale di un singolo pilastro dipende principalmente da:

- **Le caratteristiche geometriche e meccaniche del pilastro stesso**  
(lunghezza, momento d'inerzia della sezione, modulo di elasticità)
- **Le caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi adiacenti al pilastro**

Ma, anche se in misura minore, dipende anche da:

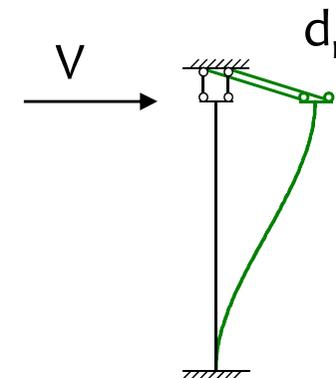
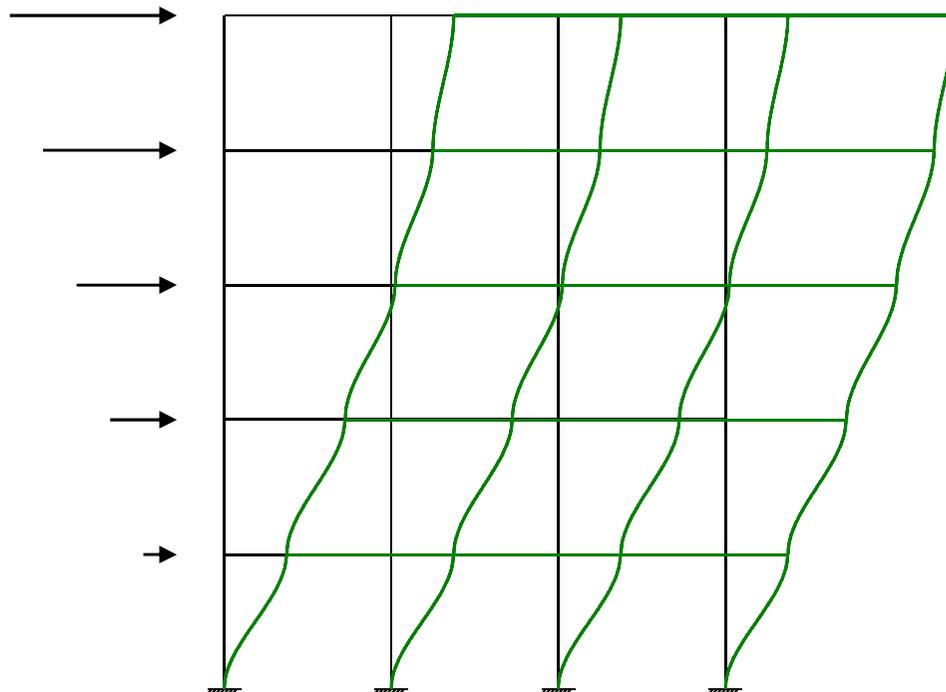
- **Caratteristiche di tutte le altre aste**
- **Distribuzione delle forze applicate**

**Rigidezza laterale** è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

- Se le travi sono infinitamente rigide

$$d_r = \frac{V L_p^3}{12 E I_p}$$

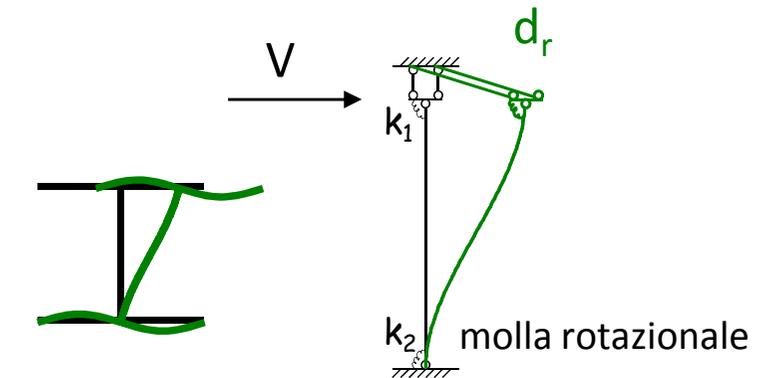
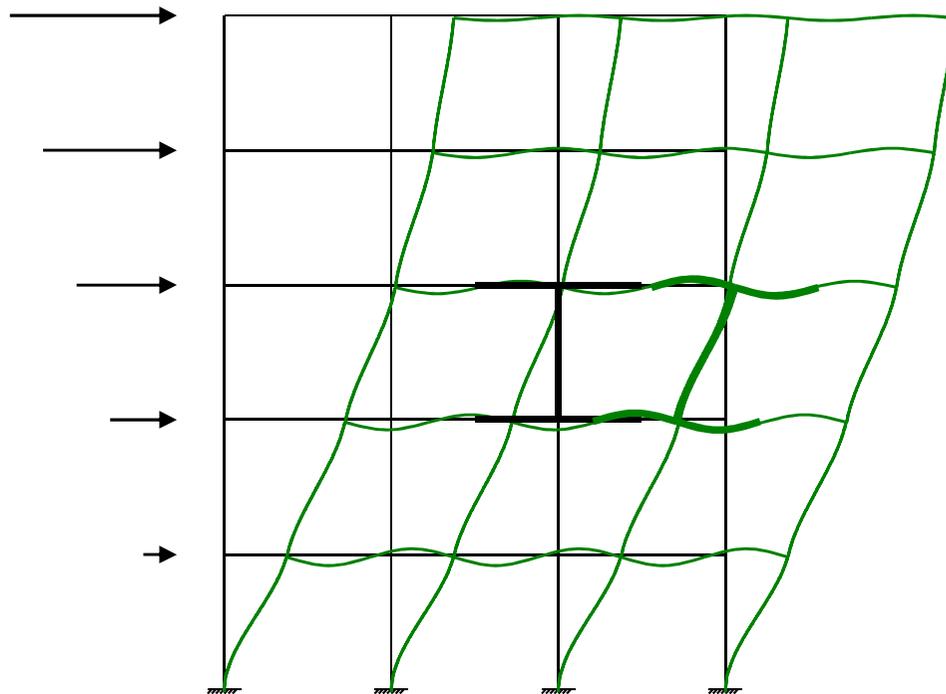
$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3}$$



**Modello  
di calcolo**

**Rigidezza laterale** è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

- In realtà le travi sono deformabili



**Modello  
di calcolo**

**Rigidezza laterale** è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

- In realtà le travi sono deformabili
- Le travi fungono da vincolo elastico che consente (e limita) la rotazione dell'estremo del pilastro

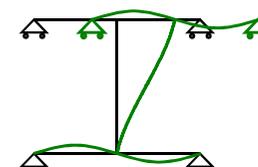
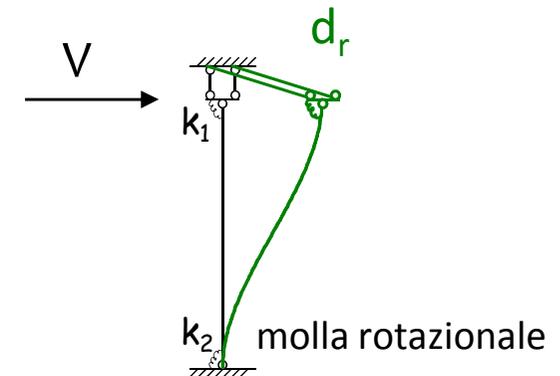


$$k_1 = \frac{12 E I_{t,\text{sup}}}{L_t}$$

ma poiché la trave serve da vincolo anche al pilastro di sopra, prendo la metà

$$k_1 = \frac{6 E I_{t,\text{sup}}}{L_t} \quad k_2 = \frac{6 E I_{t,\text{inf}}}{L_t}$$

pongo  $r_1 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,\text{sup}} / L_t} \quad r_2 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,\text{inf}} / L_t}$



**Modello di calcolo**

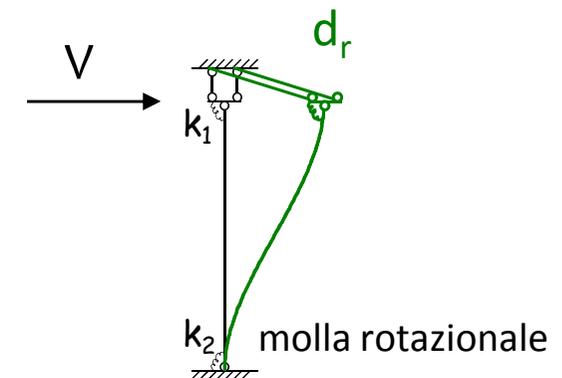
**Rigidezza laterale** è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

- In realtà le travi sono deformabili
- Risolvendo lo schema iperstatico si ottiene

$$d_r = \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} \frac{r_1 + r_2 + 2 r_1 r_2 / 3}{1 + (r_1 + r_2) / 6} \right]$$

$$= \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} (r_1 + r_2) - \frac{1}{2} \frac{(r_1 - r_2)^2 / 6}{1 + (r_1 + r_2) / 6} \right]$$

$$\cong \frac{V L_p^3}{12 E I_p} \left[ 1 + \frac{1}{2} (r_1 + r_2) \right]$$



**Modello  
di calcolo**

**Rigidezza laterale** è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

- In realtà le travi sono deformabili

La rigidezza laterale vale quindi

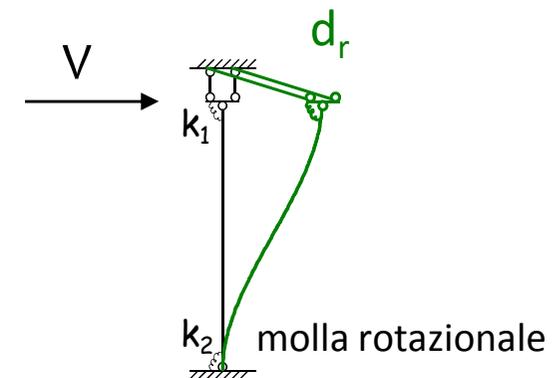
$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \frac{r_1 + r_2 + 2 r_1 r_2 / 3}{1 + (r_1 + r_2) / 6}}$$

con

$$r_1 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,\text{sup}} / L_t} \quad r_2 = \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,\text{inf}} / L_t}$$

Nota:

$r = 0$  se la trave è infinitamente rigida (incastro)



**Modello di calcolo**

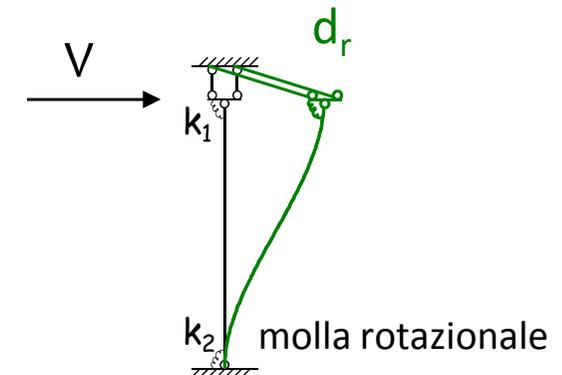
**Rigidezza laterale** è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

- In realtà le travi sono deformabili

La rigidezza laterale vale quindi

o in maniera approssimata

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,\text{sup}} / L_t} + \frac{E I_p / L_p}{E I_{t,\text{inf}} / L_t} \right)}$$



**Modello  
di calcolo**

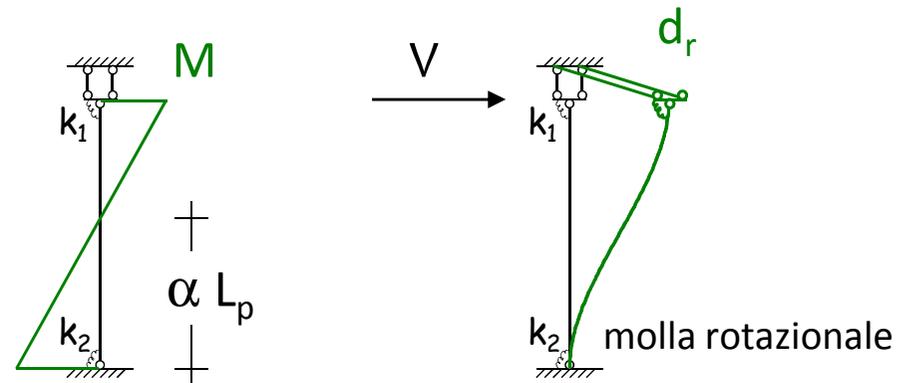
**Rigidezza laterale** è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

- In realtà le travi sono deformabili

Dalla risoluzione dello schema si può ottenere anche la posizione del punto di nullo di  $M$

Dista dalla base  $\alpha L_p$ , con

$$\alpha = 0.5 \frac{1 + r_1 / 3}{1 + r_1 / 6 + r_2 / 6}$$



**Modello di calcolo**

**Rigidezza laterale** è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

**Nota:**

Le formule sono ricavate nell'ipotesi di rotazione uguale per tutti i nodi

- **Cadono in difetto se vi sono forti variazioni tra un pilastro e l'altro**
- **Forti differenze si hanno nel caso di un pilastro di piatto tra due pilastri di coltello**  
la sezione di estremità del pilastro ruota poco, quindi il pilastro è più rigido
- **Forti differenze si hanno al piano superiore, perché il telaio non prosegue al piano di sopra**

**Rigidezza laterale** è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

**Esempio, con travi emergenti e a spessore:**

pilastro                      30x70                       $l=3.20$  m

travi                              30x60                       $l=4.50$  m

**$k = 30.60$  kN/mm**

pilastro                      70x30                       $l=3.20$  m

travi                              30x60                       $l=4.50$  m

**$k = 12.88$  kN/mm**

pilastro                      30x70                       $l=3.20$  m

travi                              60x24                       $l=4.50$  m

**$k = 5.36$  kN/mm**

**Rigidità laterale** è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

**Esempio, con solo travi a spessore:**

pilastro                      30x70                       $l=3.20$  m

travi                              60x28                       $l=4.00$  m

**$k = 9.19$  kN/mm**

pilastro                      70x30                       $l=3.20$  m

travi                              60x28                       $l=4.00$  m

**$k = 6.50$  kN/mm**

pilastro                      30x70                       $l=3.20$  m

una sola trave              60x28                       $l=4.00$  m

**$k = 4.82$  kN/mm**

## Applicazione all'edificio di esempio

In realtà i pilastri sono quasi tutti diversi, perché cambiano le luce delle travi. Si è però ragionato per "tipologie di pilastri" usando una luce media delle travi

Solo se ci fossero forti differenze tra le luci sarebbe necessario fare calcoli più dettagliati

Rigidezza delle diverse tipologie di pilastri ai diversi ordini						
	30x70	30x70	70x30	70x30	70x30	70x30
Piano	2 emerg.	1 emerg.	2 emerg.	1 emerg.	2 spess.	1 spess.
5	27.36	16.04	12.18	9.19	3.87	2.16
4	33.14	19.90	13.31	10.51	3.87	2.16
3	33.14	19.90	13.31	10.51	3.87	2.16
2	33.14	19.90	13.31	10.51	3.87	2.16
1	41.31	32.91	11.06	9.87	6.19	4.97

La rigidezza di piano si ottiene sommando la rigidezza di tutti i pilastri

30x70	30x70	70x30	70x30	70x30	70x30
2 emerg.	1 emerg.	2 emerg.	1 emerg.	2 spess.	1 spess.

direzione x							TOTALE
n.pil	10	3	1	5	4	4	27
Piano	$\Sigma k$						
5	273.6	48.1	12.2	46.0	15.5	8.7	403.9
4	331.4	59.7	13.3	52.5	15.5	8.7	481.1
3	331.4	59.7	13.3	52.5	15.5	8.7	481.1
2	331.4	59.7	13.3	52.5	15.5	8.7	481.1
1	413.1	98.7	11.1	49.4	24.8	19.9	616.9
direzione y							TOTALE
n.pil	11	3	0	7	2	4	27
Piano	$\Sigma k$						
5	300.9	48.1	0.0	64.3	7.7	8.7	429.8
4	364.5	59.7	0.0	73.6	7.7	8.7	514.2
3	364.5	59.7	0.0	73.6	7.7	8.7	514.2
2	364.5	59.7	0.0	73.6	7.7	8.7	514.2
1	454.4	98.7	0.0	69.1	12.4	19.9	654.5

Un modo più rapido (ma meno preciso) per determinare la rigidezza laterale di piano consiste nell'applicare la formula per il calcolo della rigidezza di un pilastro in maniera "globale"

$$\text{rigidezza} = \frac{12 E \sum I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t,\text{sup}} / L_t} + \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t,\text{inf}} / L_t} \right)}$$

considerando solo i pilastri e le travi “che contano”

- Nel caso di edificio con travi emergenti e a spessore, i pilastri di coltello e le travi emergenti
- Nel caso di edificio con tutte travi a spessore, i pilastri “equivalenti” stimati in maniera forfaitaria e tutte le travi

Si ottiene

ordine	K <sub>x</sub> [kN/mm]	K <sub>y</sub> [kN/mm]
5	384.3	411.1
4	472.7	506.0
3	472.7	506.0
2	472.7	506.0
1	511.8	548.9

## Confronto

### Procedimento più preciso

ordine	$K_x$ [kN/mm]	$K_y$ [kN/mm]
5	403.9	429.8
4	481.1	514.2
3	481.1	514.2
2	481.1	514.2
1	616.9	654.5

### Approccio globale semplificato

ordine	$K_x$ [kN/mm]	$K_y$ [kN/mm]
5	384.3	411.1
4	472.7	506.0
3	472.7	506.0
2	472.7	506.0
1	511.8	548.9

**Utilizzando questi valori delle rigidezze dei singoli pilastri e globali si possono approfondire tutti i punti citati all'inizio**

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidità): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri “che contano” o in base a rapporti di rigidità valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

- Le NTC18 suggeriscono di stimare il periodo fondamentale della struttura  $T_1$  con la formula

$$T_1 = 2 \sqrt{d}$$

dove  $d$  è lo spostamento (in m) del punto più alto dell'edificio dovuto a forze orizzontali pari al peso delle masse

- In alternativa è possibile applicare la formula di Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

dove  $F$  è una distribuzione di forze orizzontali che approssima quella modale (ad esempio quella dell'analisi statica),  $u$  gli spostamenti corrispondenti,  $m$  le masse di piano



In entrambi i casi gli spostamenti relativi possono essere calcolati conoscendo la rigidezza laterale di piano

- Con la seconda formula si ottiene:

direzione x								
piano	Fi	Vi	k	dr	u	m u <sup>2</sup>	F u	T1
	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN mm s <sup>2</sup> ]	[kN mm]	[s]
5	501.4	501.4	403.9	1.24	11.32	39.76	5677	T <sub>1,x</sub> = 0.547 s
4	422.4	923.8	481.1	1.92	10.08	32.99	4259	
3	320.0	1243.8	481.1	2.59	8.16	21.62	2612	
2	217.6	1461.4	481.1	3.04	5.58	10.09	1213	
1	104.5	1565.9	616.9	2.54	2.54	1.90	265	
						106.36	14027	
direzione y								
piano	Fi	Vi	k	dr	u	m u <sup>2</sup>	F u	T1
	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN mm s <sup>2</sup> ]	[kN mm]	[s]
5	501.4	501.4	429.8	1.17	10.62	34.95	5323	T <sub>1,y</sub> = 0.530 s
4	422.4	923.8	514.2	1.80	9.45	28.99	3992	
3	320.0	1243.8	514.2	2.42	7.65	19.01	2449	
2	217.6	1461.4	514.2	2.84	5.23	8.89	1139	
1	104.5	1565.9	654.5	2.39	2.39	1.68	250	
						93.53	13154	

## Confronto

### Formula di normativa

$$T_{1,x} = 0.604 \text{ s}$$

$$T_{1,y} = 0.585 \text{ s}$$

### Formula di Rayleigh

$$T_{1,x} = 0.547 \text{ s}$$

$$T_{1,y} = 0.530 \text{ s}$$

**Come si vedrà confrontando questi valori con i risultati dell'analisi modale, la formula di Rayleigh coglie con ottima precisione la realtà, mentre quella di normativa è alquanto imprecisa**

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri “che contano” o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

## Per essere regolare in altezza la struttura deve:

- **Avere uno schema strutturale resistente uniforme lungo l'altezza**

È così, perché la struttura è a telaio, a tutti i piani

- **Avere masse che non variano eccessivamente lungo l'altezza**

È così, perché le variazioni di massa da un piano all'altro sono modeste

- **Avere rigidezze che non variano eccessivamente lungo l'altezza**

Lo si può giudicare guardando le rigidezze di piano

- **Avere un rapporto tra resistenze effettive e resistenze strettamente necessarie che varia poco lungo l'altezza**

Questo lo si deve garantire armando la struttura

Utilizzando le rigidezze di piano innanzi mostrate si ha:

direzione x		
Piano	k tot [kN/mm]	rapporto
5	403.9	0.840
4	481.1	1.000
3	481.1	1.000
2	481.1	0.780
1	616.9	
direzione y		
Piano	k tot [kN/mm]	rapporto
5	429.8	0.836
4	514.2	1.000
3	514.2	1.000
2	514.2	0.786
1	654.5	

La rigidezza in entrambe le direzioni varia poco da un ordine e l'altro

Lo scarto tra secondo e primo ordine è un po' maggiore, ma rientra nei limiti di normativa

(0.7 – 1.1)

**Personalmente ritengo le indicazioni di normativa su questo aspetto poco significative**

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri “che contano” o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

**Al di là di quello che dice la normativa, l'aspetto fondamentale affinché una struttura sia regolare in pianta è che sia bilanciata – in altre parole, che il centro di rigidità coincida con il centro di taglio (punto di applicazione dell'azione sismica)**

- **Avendo un valore per le rigidità dei singoli pilastri è possibile calcolarne il baricentro**  
Ho predisposto un foglio di calcolo (Centro rigidità) per calcolarlo
- **È importante controllare anche che il raggio d'inerzia delle rigidità sia maggiore di quello delle masse, in modo da avere una struttura torsionalmente rigida**

- In ciascun foglio viene effettuato il confronto tra centro di massa e centro delle rigidezze

Risultati - rigidezze:						
	$\Sigma k$		xGk [m]	yGk [m]		rk [m]
x	481.08	kN/mm	8.39	5.89	x	9.24
y	514.19	kN/mm			y	8.94
<b>eccentricità</b>						
			$\Delta x$	-1.89 m		ecc / L 8.4%
			$\Delta y$	0.21 m		1.3%
<b>rigidezza rotazionale</b>						
			r <sub>kx</sub> / r <sub>m</sub>	1.10		
			r <sub>ky</sub> / r <sub>m</sub>	1.07		poco rigida torsionalmente

Vengono confrontati i raggi d'inerzia di masse e rigidezze, evidenziando debolezze torsionali

Vengono esaminate le eccentricità, evidenziando quando sono eccessive

- Viene fornito anche un riepilogo per tutti i fogli

Per sisma x				Per sisma y			
rigidezza rotazionale		eccentricità		rigidezza rotazionale		eccentricità	
ordine	$r_{ix} / r_m$	$\Delta y (k-v)$	$\Delta y / L_y$	ordine	$r_{iy} / r_m$	$\Delta x (k-v)$	$\Delta x / L_x$
5	1.14	0.12	0.74%	5	1.11	-1.75	-7.76%
4	1.10	0.18	1.15%	4	1.07	-1.85	-8.20%
3	1.10	0.20	1.26%	3	1.07	-1.88	-8.33%
2	1.10	0.21	1.31%	2	1.07	-1.89	-8.39%
1	1.22	0.48	3.06%	1	1.19	-1.30	-5.76%

- In questo caso si hanno eccentricità minime come  $\Delta y$  ma rilevanti come  $\Delta x$ . La struttura è quindi **non bilanciata per sisma y**
- Occorre modificare la carpenteria per bilanciarla
- Si ha anche una (modesta) carenza di rigidezza rotazionale

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri “che contano” o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

Nel dimensionamento si è ripartito il taglio di piano tra i pilastri "che contano" oppure conteggiando in maniera approssimata, con il valore 1 oppure un decimale, i pilastri

- Ora, conoscendo la rigidezza, possiamo avere una idea più precisa di quanto i pilastri contribuiscono a portare il sisma
- Dividendo la rigidezza del singolo pilastro da quella massima si può dire quanto un pilastro contribuisca, rispetto al più rigido

Rigidezze normalizzate						
	30x70	30x70	70x30	70x30	70x30	70x30
Piano	2 emerg.	1 emerg.	2 emerg.	1 emerg.	2 spess.	1 spess.
5	1.00	0.59	0.45	0.34	0.14	0.08
4	1.00	0.60	0.40	0.32	0.12	0.07
3	1.00	0.60	0.40	0.32	0.12	0.07
2	1.00	0.60	0.40	0.32	0.12	0.07
1	1.00	0.80	0.27	0.24	0.15	0.12

Nel dimensionamento si è ripartito il taglio di piano tra i pilastri "che contano" oppure conteggiando in maniera approssimata, con il valore 1 oppure un decimale, i pilastri

- Ora, conoscendo la rigidezza, possiamo avere una idea più precisa di quanto i pilastri contribuiscono a portare il sisma
- Dividendo la rigidezza del singolo pilastro da quella massima si può dire quanto un pilastro contribuisca, rispetto al più rigido
- Dividendo la rigidezza totale di piano per quella del pilastro più rigido si può individuare quanti "pilastri equivalenti" portino il sisma

direzione x			
	totale	rigidezza	pilastri eq.
Piano		massima	
5	403.9	27.36	14.77
4	481.1	33.14	14.52
3	481.1	33.14	14.52
2	481.1	33.14	14.52
1	616.9	41.31	14.93

direzione y			
	totale	rigidezza	pilastri eq.
Piano		massima	
5	429.8	27.36	15.71
4	514.2	33.14	15.52
3	514.2	33.14	15.52
2	514.2	33.14	15.52
1	654.5	41.31	15.84

- Nel conto iniziale si erano considerati 13 pilastri per x e 14 per y

- In sostanza, è come se il taglio di piano si dividesse tra 14.5 pilastri in direzione x (anziché 13) e 15.5 in direzione y (anziché 14)
- Questo bilancia sostanzialmente l'incremento di taglio ottenuto dalla riduzione del periodo: i pilastri più rigidi porteranno quindi un taglio (e un momento flettente) molto simile a quello previsto
- I pilastri rigidi di estremità porteranno il 60% di questi valori

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri “che contano” o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

- **Conoscendo le rigidezze di piano si possono calcolare gli spostamenti per un qualunque insieme di forze orizzontali. Lo si è mostrato già per calcolare il periodo**  
Se si è usata la formula di Rayleigh applicando le forze per SLV, si sono già ottenuti gli spostamenti per SLV
- **Se consideriamo le forze per SLD, possiamo quindi calcolare gli spostamenti conseguenti**  
Se si è usata la formula di Rayleigh applicando le forze per SLV e si sono ottenuti gli spostamenti per SLV, basta moltiplicarli per il rapporto tra accelerazione SLD e accelerazione SLV

- Si è ottenuto

Direzione x

$T = 0.567 \text{ s}$

	Sd, SLV		Se, SLD	
	ag = 0.129 g		ag = 0.231 g	
piano	dr	u	dr	u
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
5	1.41	13.05	2.53	23.37
4	2.12	11.64	3.79	20.84
3	2.85	9.52	5.11	17.05
2	3.35	6.67	6.00	11.94
1	3.32	3.32	5.94	5.94

- Si è ottenuto

Direzione y

$T = 0.548 \text{ s}$

Direzione	Sd, SLV		Se, SLD	
	ag = 0.133 g		ag = 0.239 g	
piano	dr	u	dr	u
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
5	1.36	12.57	2.45	22.58
4	2.04	11.20	3.67	20.13
3	2.75	9.16	4.94	16.47
2	3.23	6.42	5.80	11.53
1	3.19	3.19	5.73	5.73

- **Gli spostamenti sono maggiori (anche se di poco) per sisma in direzione x**
- **Per tener conto dell'effetto di eccentricità accidentale e combinazione componenti sisma si può prevedere un incremento fino al 20% nei telai di estremità (forse un po' meno in x, perché le due dimensioni in pianta sono diverse)**
- **Questi valori vanno confrontati con i limiti di normativa**
  - per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:  
0,005 h per tamponature fragili

- **Confronto tra spostamenti per sisma in direzione x (incrementati di 1.20) e valori limite (0.005 h)**

<b>ordine</b>	<b>h</b> [m]	<b>d<sub>r</sub></b> [mm]	<b>d<sub>r,max</sub></b> [mm]	<b>d<sub>r,lim</sub></b> [mm]	<b>rapporto</b>
5	3.20	2.53	3.04	16.0	5.26
4	3.20	3.79	4.55	16.0	3.51
3	3.20	5.11	6.13	16.0	2.61
2	3.20	6.00	7.20	16.0	2.22
1	3.60	5.94	7.13	18.0	2.53

- Il valore massimo non è mai superiore al valore limite diviso per 2.22

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri “che contano” o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

- **Per definirla occorre determinare il valore dell'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento di SLV e SLD**
- **La struttura è stata progettata con un fattore di struttura pari al valore massimo ammesso**
  - **Poiché si seguiranno tutte le indicazioni di normativa, si può ritenere che l'accelerazione che porta allo SLV non sia minore di quella prevista per il sito**  
Nel caso in esame, 0.250 g
  - **Al termine del progetto si potrà controllare se per tutte le sezioni vi è una sovraresistenza, che porterebbe ad una  $a_g$  maggiore (in genere di poco)**

- Per definirla occorre determinare il valore dell'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento di SLV e SLD
- La verifica allo SLD mostra che i limiti sono almeno 2.22 volte i valori massimi stimati per lo spostamento
  - Si può ritenere che l'accelerazione che porta allo SLD sia pari a quella prevista per il sito incrementata di 2.22 volte  
Nel caso in esame,  $0.082 \text{ g} \times 2.22 = 0.182 \text{ g}$



# PROCESSO PROGETTUALE

## 4. Analisi strutturale dettagliata e verifica del comportamento della struttura

# Modellazione di geometria e carichi

## Tipi di analisi

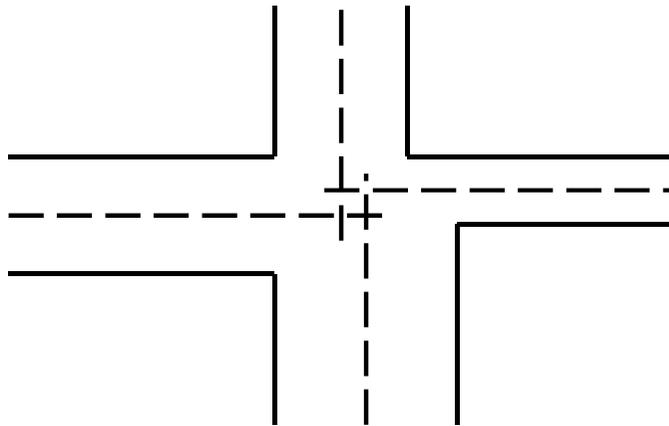
**Modellazione e tipi di analisi sono temi già presentati nel seminario 2**

**Scelte standard:**

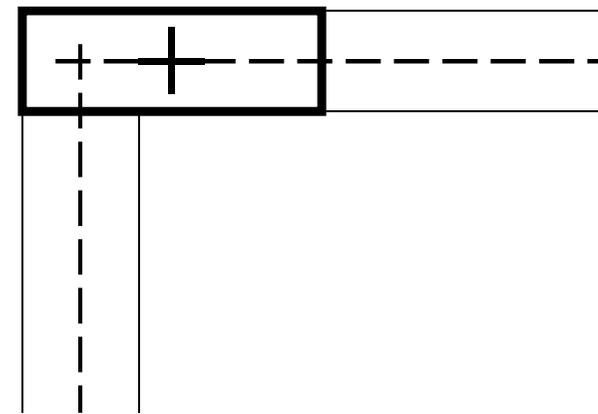
- **Modellazione – telaio spaziale**
  - **Problemi da discutere: rigidezza (influenza di offset e di fessurazione)**
- **Combinazioni di carico – almeno 32+1**
  - **Problemi da discutere: schemi base e loro combinazione**
- **Tipo di analisi – lineare con fattore di comportamento  $q$** 
  - **Problema già discusso: scelta di  $q$**

### Problemi:

- La presenza di aste con sezioni di dimensioni non trascurabili e diverse tra loro può inficiare il modello di telaio (piano o spaziale), che richiede che gli assi delle aste convergano in un punto (nodo)



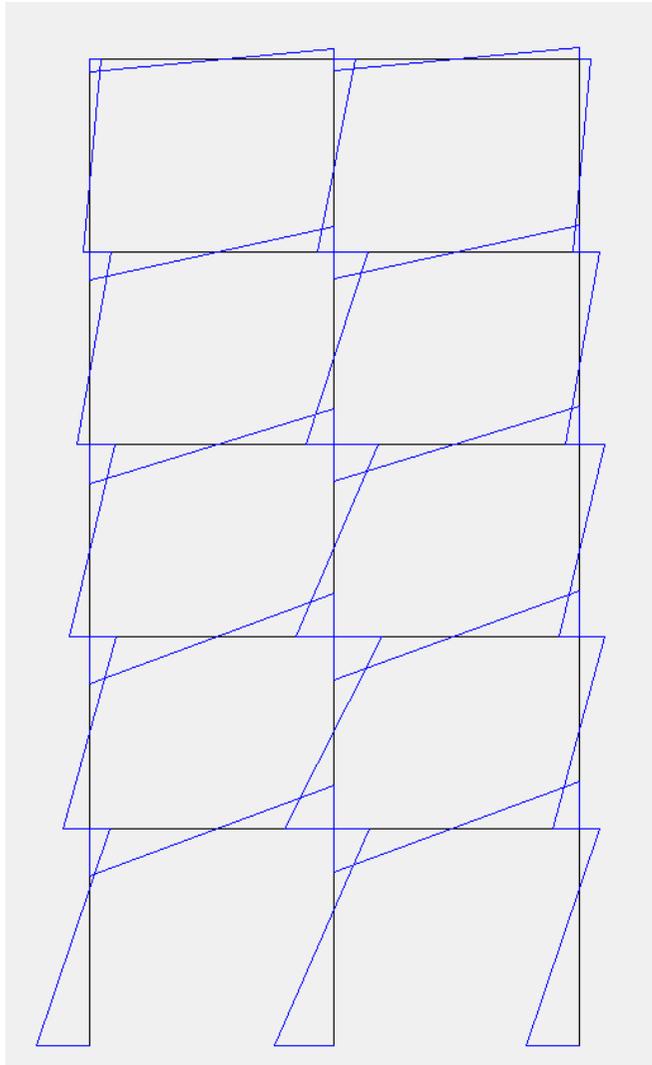
Nel piano verticale



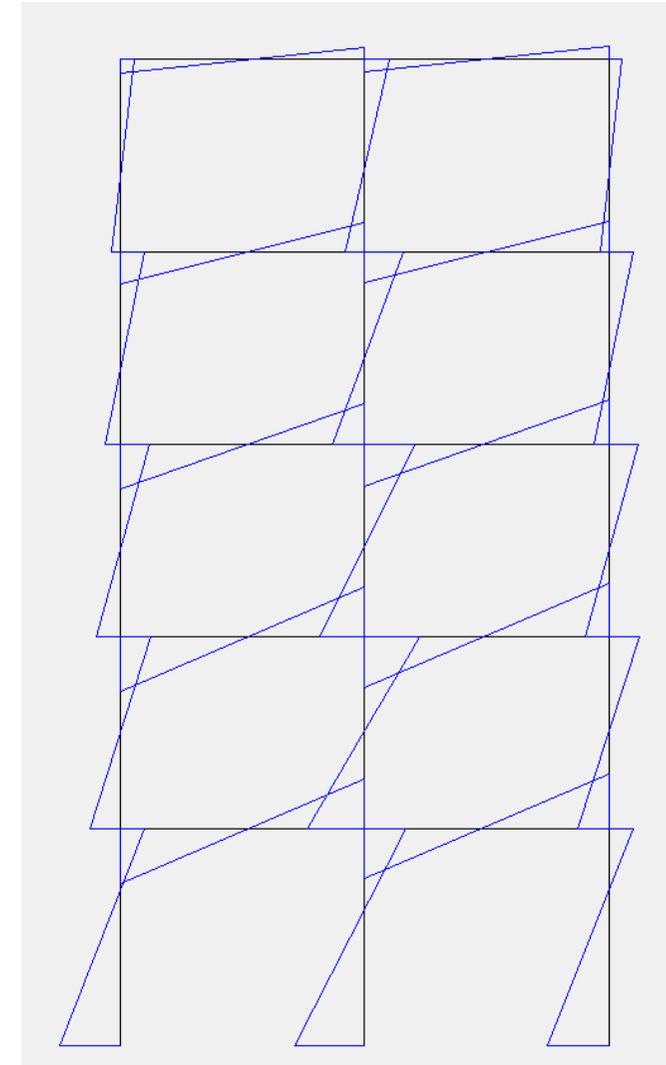
In pianta

Aggiunta di tratti rigidi o offset, che complicano il modello e modificano (sensibilmente) la rigidezza complessiva e quindi il periodo proprio della struttura

$T = 0.533 \text{ s}$

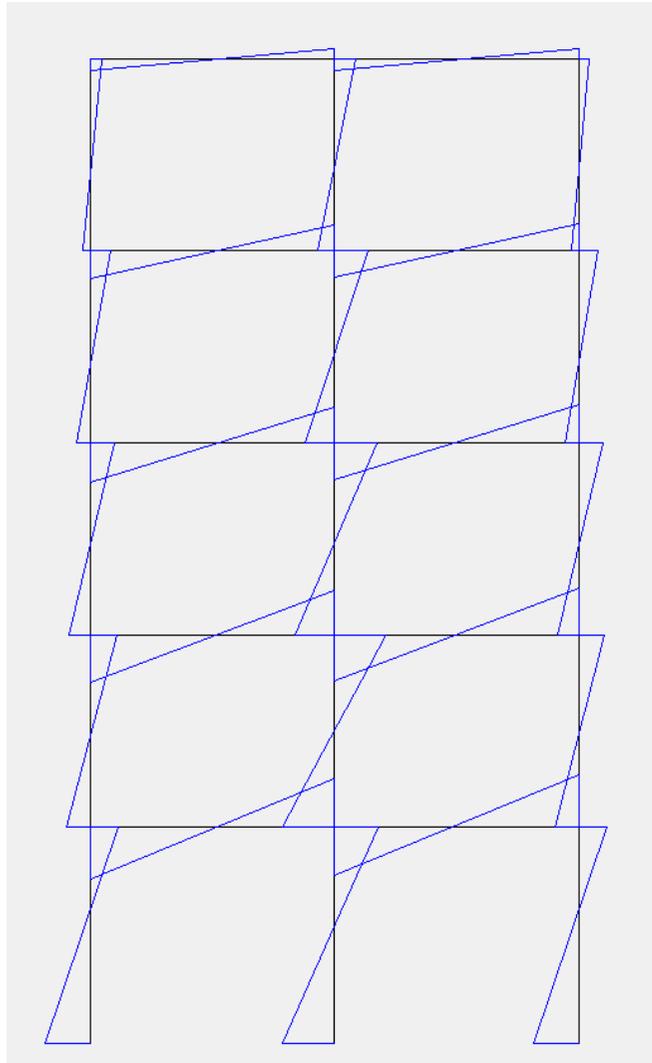


analisi statica



analisi modale

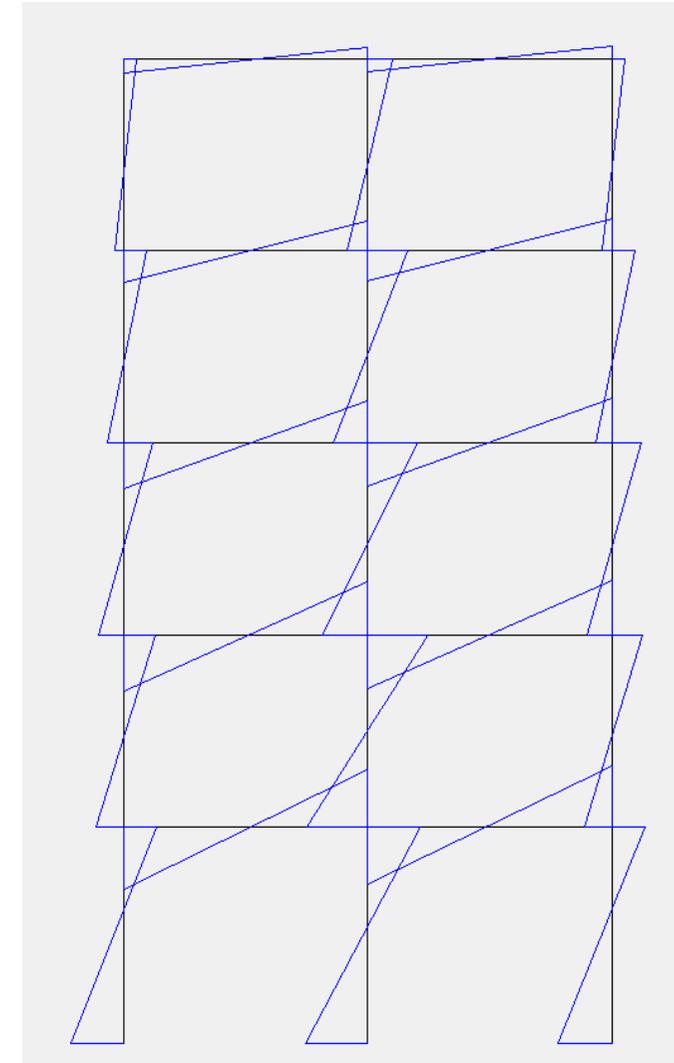
$T = 0.426 \text{ s}$



analisi statica

Cambia  
(di molto)  
il periodo

Cambia  
qualcosa dove  
c'è variazione  
dei tratti rigidi



analisi modale

**Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza**

NTC, punto 7.2.6

- **Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali ... si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili**

## Rigidezza degli elementi strutturali

### Strutture in acciaio:

- Assegnando la sezione si definiscono sia rigidezza che resistenza

### Strutture in c.a. (approccio convenzionale):

- La rigidezza è assunta pari a quella della sezione geometrica
- La resistenza è considerata indipendente e viene dosata aggiungendo le armature necessarie

### Strutture in c.a. (realtà):

- **Rigidezza e resistenza sono comunque legate**  
(si pensi al momento d'inerzia della sezione reagente omogeneizzata)

**Paulay, anni '90 del XX secolo (con riferimento a pareti in c.a.)**

## Rigidezza degli elementi strutturali

### Strutture in c.a. (approccio convenzionale):

- **Già nel D.M. 10/1/1907 (prima norma sul c.a.) si ha:**  
“Se si tratta di costruzioni staticamente indeterminate, allo scopo di calcolare le forze incognite, nel valutare gli enti geometrici delle sezioni trasversali dei solidi ... se la percentuale metallica è inferiore al 2% si può ... fare astrazione alla presenza del ferro”
- **Se si volesse tener conto rigorosamente della sezione fessurata si dovrebbe:**
  - **Definire le armature prima del calcolo**
  - **Considerare un momento d'inerzia che varia ogni volta che cambiano le armature o si inverte il segno di  $M$**
  - **Considerare un momento d'inerzia che varia con continuità in presenza di  $N$  con  $M$  variabile (pilastri)**

**Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza**

NTC, punto 7.2.6

- **Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali ... si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili**

Tener conto rigorosamente della variazione oggi sarebbe forse possibile (con un modello elastico) grazie alla potenza dei computer attuali, ma comunque sarebbe estremamente oneroso

E oltre il limite elastico?

**Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza**

NTC, punto 7.2.6

- **Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali ... si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili**

### **Normativa:**

In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente



**quindi differenza tra travi e pilastri**

**Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza**

NTC, punto 7.2.6

- **Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali ... si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili**

**Considerazioni:**

**In pratica, c'è chi riduce a priori la rigidità in maniera forfetaria (spesso senza nemmeno distinguere tra travi e pilastri)**

Ma così si continua a mantenere indipendenti rigidità e resistenza, mentre la motivazione di base era quella di metterle in relazione

- Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali ... si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili

NTC, punto 7.2.6

### Considerazioni:

In pratica, c'è chi riduce a priori la rigidità in maniera forfetaria (spesso senza nemmeno distinguere tra travi e pilastri)

### Aspetti negativi:

- Ridurre la rigidità per tener conto delle condizioni fessurate, se fatto in misura uguale per tutti gli elementi, serve solo ad aumentare il periodo proprio (quindi spesso riduce le forze e proporzionalmente le sollecitazioni)

### Conseguenza forse accettabile:

- Se ben dosata, la riduzione forfetaria di rigidità si limita a bilanciare l'incremento di rigidità dovuta agli offset

- **Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali ... si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili**

NTC, punto 7.2.6

### **Spunti futuri:**

**Usare modelli a fibre per valutare la variazione di rigidezza causata dalla fessurazione**

**Si può usare il programma OpenSees (molto usato in campo scientifico) oppure il programma RC\_NL, fatto da me e messo a disposizione nel mio sito**

1. Occorre tener conto delle incertezze relative alla effettiva posizione del centro di massa  
(i carichi variabili possono essere distribuiti in maniera non uniforme)  
  
→ **eccentricità accidentale**
2. Occorre tener conto dell'effetto contemporaneo delle diverse componenti dell'azione sismica  
  
→ **criteri di combinazione delle componenti**

Problemi concettualmente giusti,  
ma che complicano notevolmente il calcolo

- **Quante combinazioni di carico?**

**Necessità di:**

- **Distinguere tra carichi verticali in assenza di sisma (maggiori) e in presenza di sisma (minori)**
- **Tener conto dell'eccentricità accidentale**
- **Combinare l'effetto delle diverse componenti del sisma**

**Quindi:**

- **Un numero di schemi da calcolare molto alto**

- **Quante combinazioni di carico?**

**In assenza di sisma:**

- **schema base, col carico verticale massimo ( $g_d + q_d$ ) su tutte le campate di trave**
- **eventuali altri schemi col carico variabile a scacchiera**

**Nota: l'effetto del carico variabile a scacchiera può essere stimato in maniera approssimata**

- **Quante combinazioni di carico?**

In presenza di sisma:

- 1 • carico verticale con valore ridotto ( $g_k + \psi_2 q_k$ ) su tutte le campate di trave
- 2 • forze sismiche (statiche o modali) in direzione x / y
- 4 • verso delle forze sismiche: positivo / negativo
- 8 • eccentricità accidentale: positiva / negativa
- 16 • forze in una direzione più 0.3 forze nell'altra direzione, prese col segno: positivo / negativo
- 32 • eccentricità nell'altra direzione: positiva / negativa

- **Quante combinazioni di carico?**  
**Molte**
- **Come gestirle?**

### **Risultati dettagliati per tutte le combinazioni di carico?**

Una montagna di valori (e di carta) che nessuno avrà mai il coraggio di esaminare

(inoltre: che senso ha per me giudicare l'effetto di, ad esempio,  $q - F_x + e_{ay} - 0.3 F_y - e_{ax}$  ?)

### **Inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?**

Mi dice solo se la verifica è soddisfatta o no;  
ma come capire il comportamento della struttura?

- **Quante combinazioni di carico?**  
**Molte**
- **Come gestirle?**

**Risultati dettagliati degli schemi base, più inviluppo dei risultati di tutte le combinazioni di carico?**

Dai risultati di ciascuno schema base posso capire il comportamento della struttura

L'inviluppo mi fornisce il giudizio complessivo

Schemi base suggeriti:

1. carichi verticali max (senza sisma)
2. carichi verticali min (con sisma)
3. forze in direzione x (statiche o modali)
4. forze in direzione y (statiche o modali)
5. eccentricità accidentale per forze in dir. x
6. eccentricità accidentale per forze in dir. y

coppie (statiche) ⇐

# Risultati

## Analisi statica

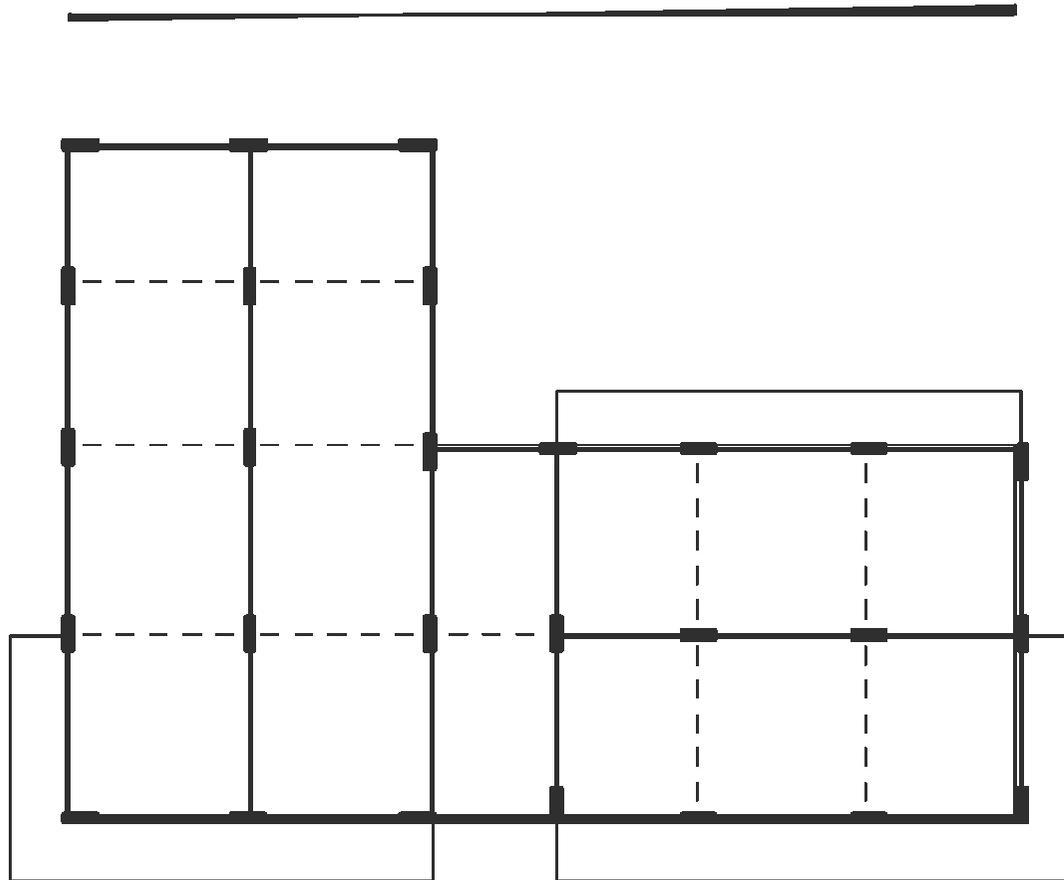
## Tanti numeri. Come non perdersi?

- **Esaminare gli spostamenti prodotti dalle forze nelle due direzioni**
  - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
  - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- **Stimare e controllare il periodo**
- **Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi**
  - rispettano le previsioni o no?

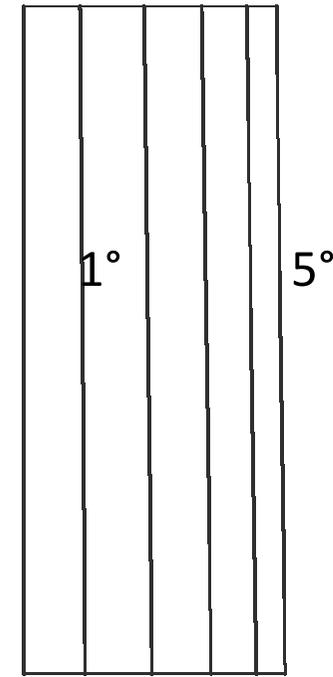
## Spostamenti per forze in direzione x

0.22 mm

0.36 mm



spostamento 5°  
impalcato  
11.38 mm



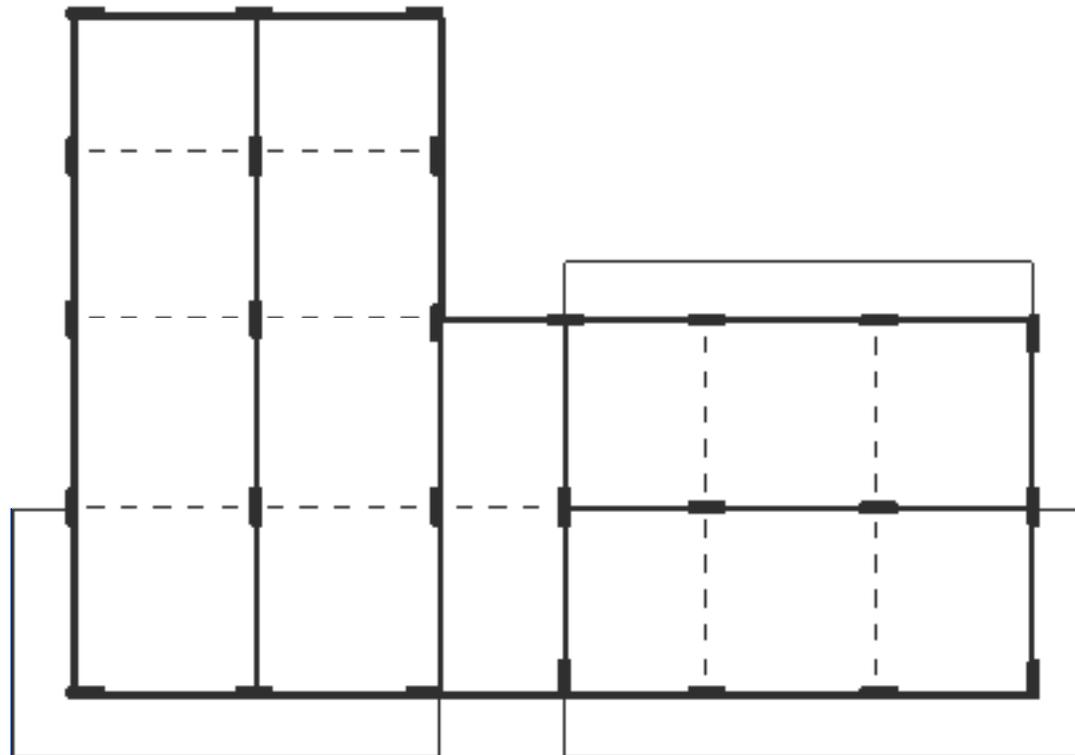
11.77 mm

Spostamenti per forze in direzione y

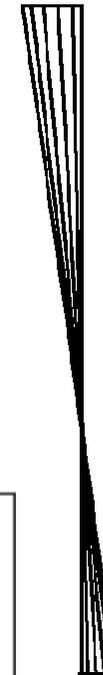
8.99 mm



14.91 mm



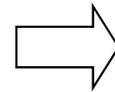
2.67 mm



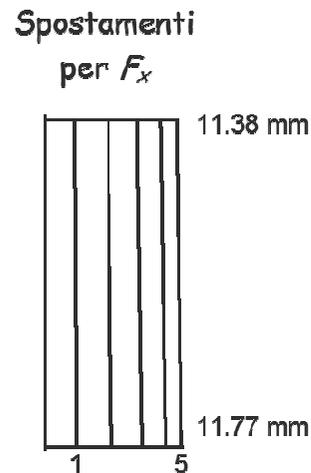
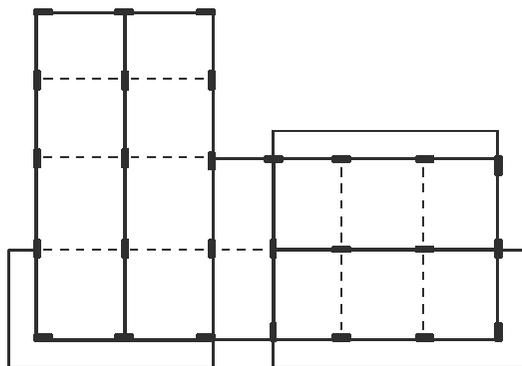
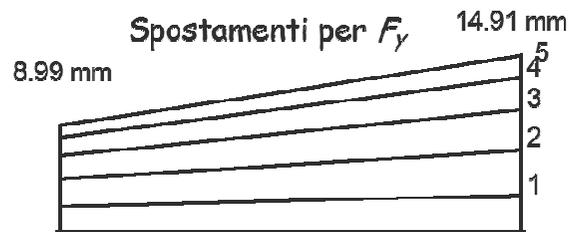
1.54 mm

## Considerazioni

Rotazione non trascurabile per forze in direzione y



La parte destra andrebbe irrigidita



mediamente, spostamenti analoghi nelle due direzioni (ma i massimi per  $F_y$  sono maggiori di circa il 25% rispetto al valore medio)

Spostamenti per forze in direzione x uniformi

- I periodi, calcolati con la formula di Rayleigh, sono circa 0.55 s  
Analoghi a quelli previsti
- Le caratteristiche di sollecitazione in direzione x sono molto prossime a quelle previste
- In direzione y, a causa della rotazione, si hanno caratteristiche di sollecitazione minori delle previsioni nel lato sinistro, maggiori delle previsioni nel lato destro

# Risultati

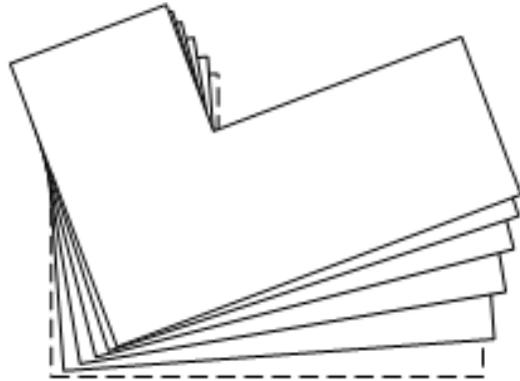
## Analisi modale

## Un mare di numeri. Come non perdersi?

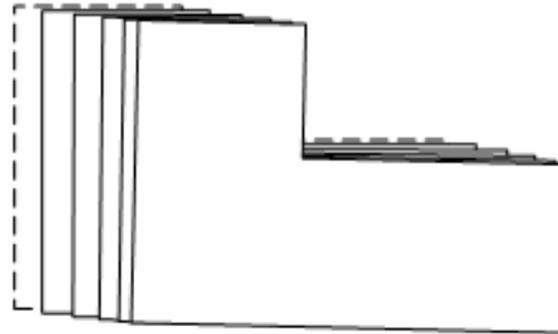
- **Esaminare le deformate modali (indipendentemente dalla direzione del sisma)**
  - sono disaccoppiate oppure accoppiate?
- **Esaminare le masse partecipanti (per ciascuna direzione del sisma) per vedere quali modi danno maggior contributo**
  - prevale un solo modo, o più di uno?
- **Esaminare i periodi dei modi predominanti**
  - corrispondono alle previsioni o no?

## Un mare di numeri. Come non perdersi?

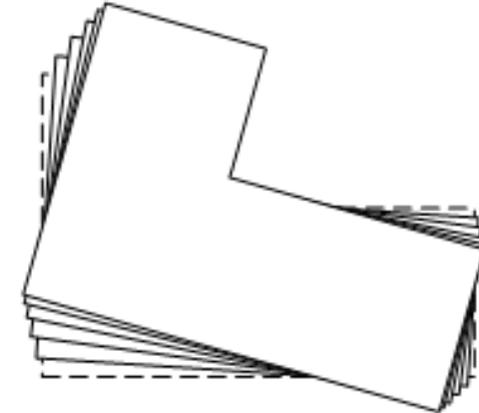
- **Esaminare l'involuppo delle deformate modali, per le due direzioni del sisma**
  - spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
  - solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?
- **Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi**
  - rispettano le previsioni o no?



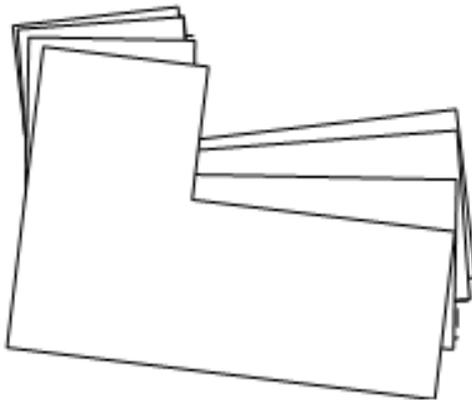
Modo 1  $T = 0.582$  s



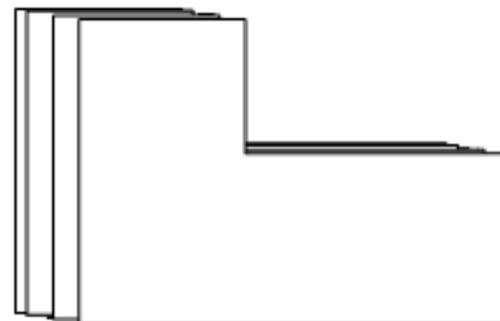
Modo 2  $T = 0.553$  s



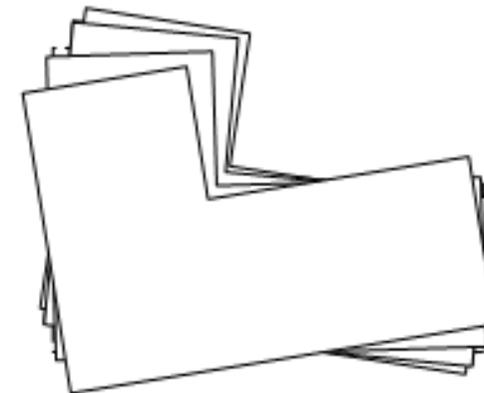
Modo 3  $T = 0.463$  s



Modo 4  $T = 0.183$  s

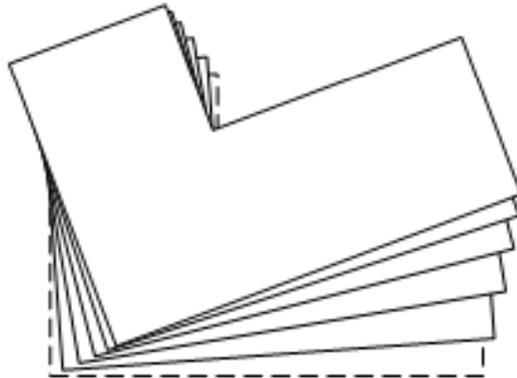


Modo 5  $T = 0.177$  s

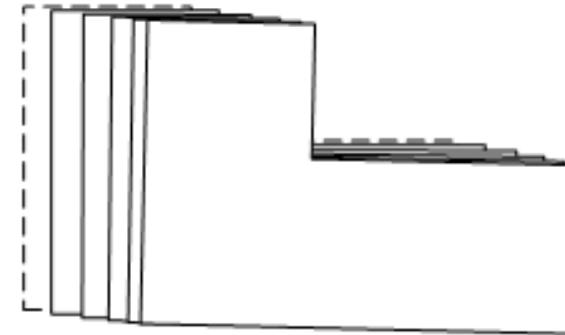


Modo 6  $T = 0.148$  s

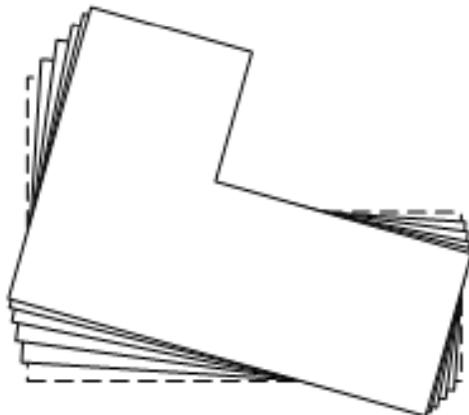
Modo 1  $T = 0.582$  s



Modo 2  $T = 0.553$  s



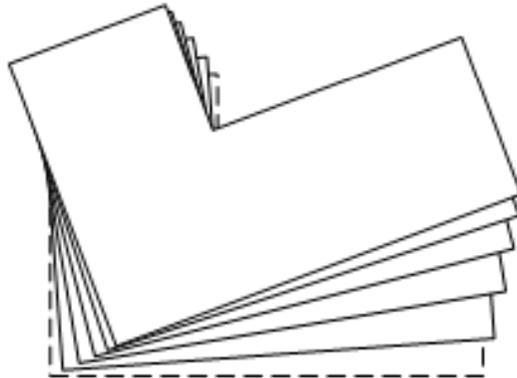
Modo 3  $T = 0.463$  s



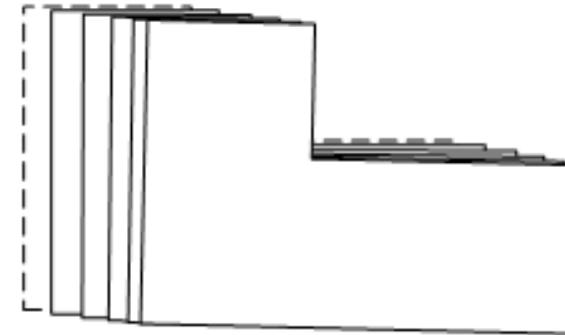
**Il modo 2 è sostanzialmente di  
traslazione secondo x**

**I modi 1 e 3 sono accoppiati  
(traslazione secondo y e rotazione)**

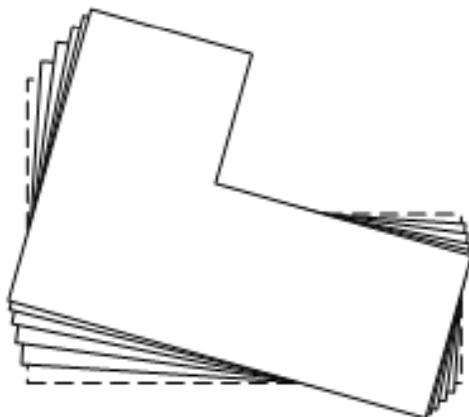
Modo 1  $T = 0.582$  s



Modo 2  $T = 0.553$  s



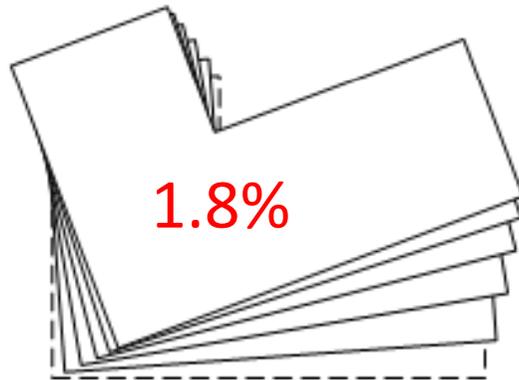
Modo 3  $T = 0.463$  s



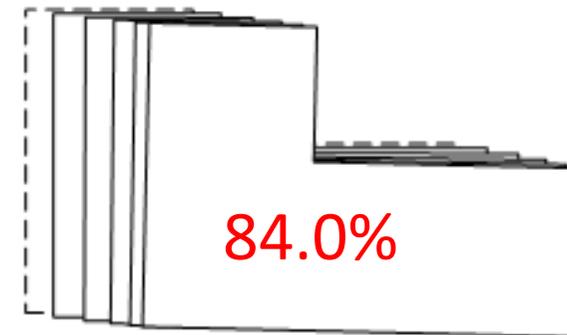
La struttura è torsionalmente rigida perché il rapporto tra periodo traslazionale e rotazionale è maggiore di 1

Sarebbe fortemente deformabile torsionalmente se il rapporto fosse  $\leq 0.8$

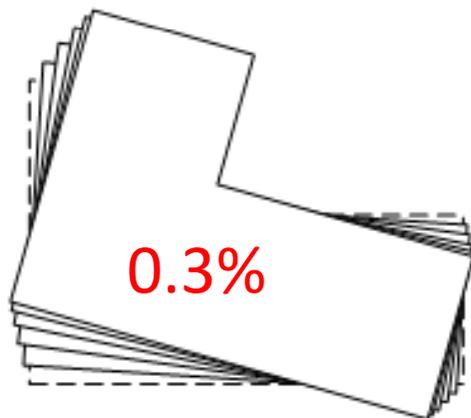
Modo 1  $T = 0.582$  s



Modo 2  $T = 0.553$  s



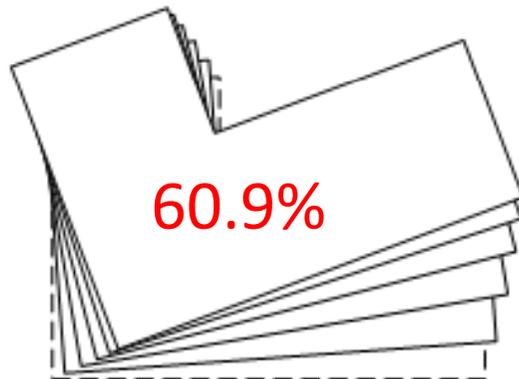
Modo 3  $T = 0.463$  s



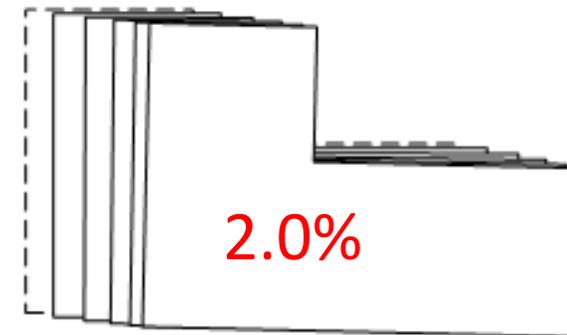
**Il modo 2 dà il contributo massimo**

**Il modo 5, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (8.9%)**

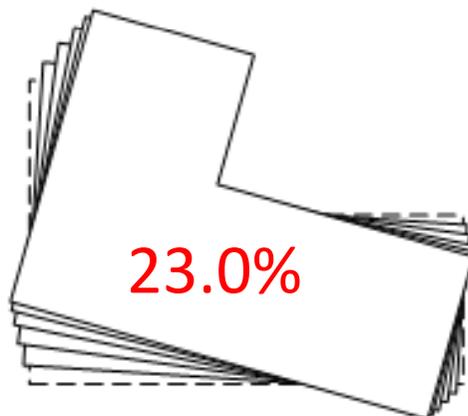
Modo 1  $T = 0.582$  s



Modo 2  $T = 0.553$  s



Modo 3  $T = 0.463$  s

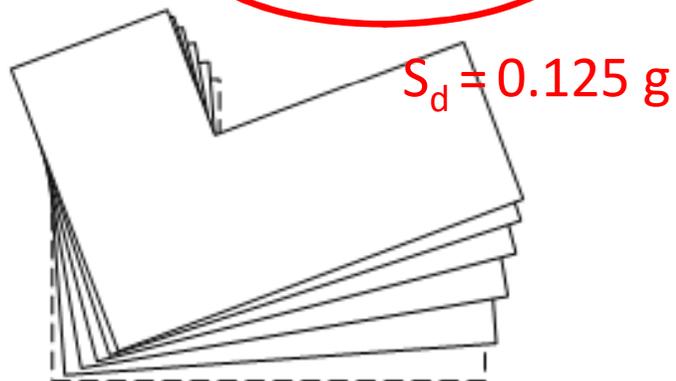


I modi 1 e 3 danno il contributo massimo

Il modo 4, di traslazione y e rotazione con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (6.9%)

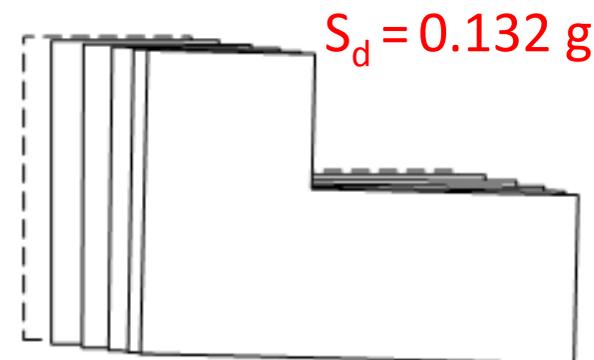
Modo 1

$T = 0.582 \text{ s}$



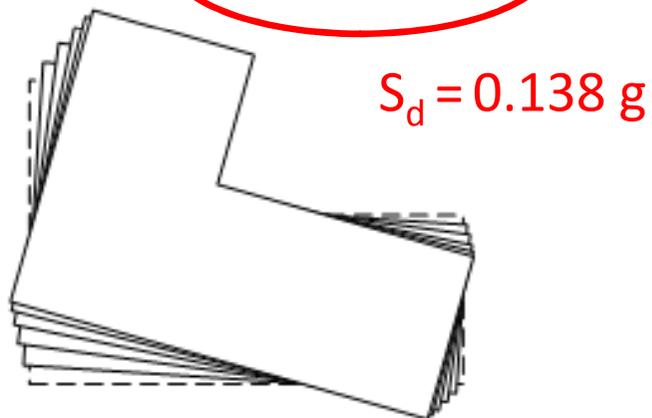
Modo 2

$T = 0.553 \text{ s}$



Modo 3

$T = 0.463 \text{ s}$



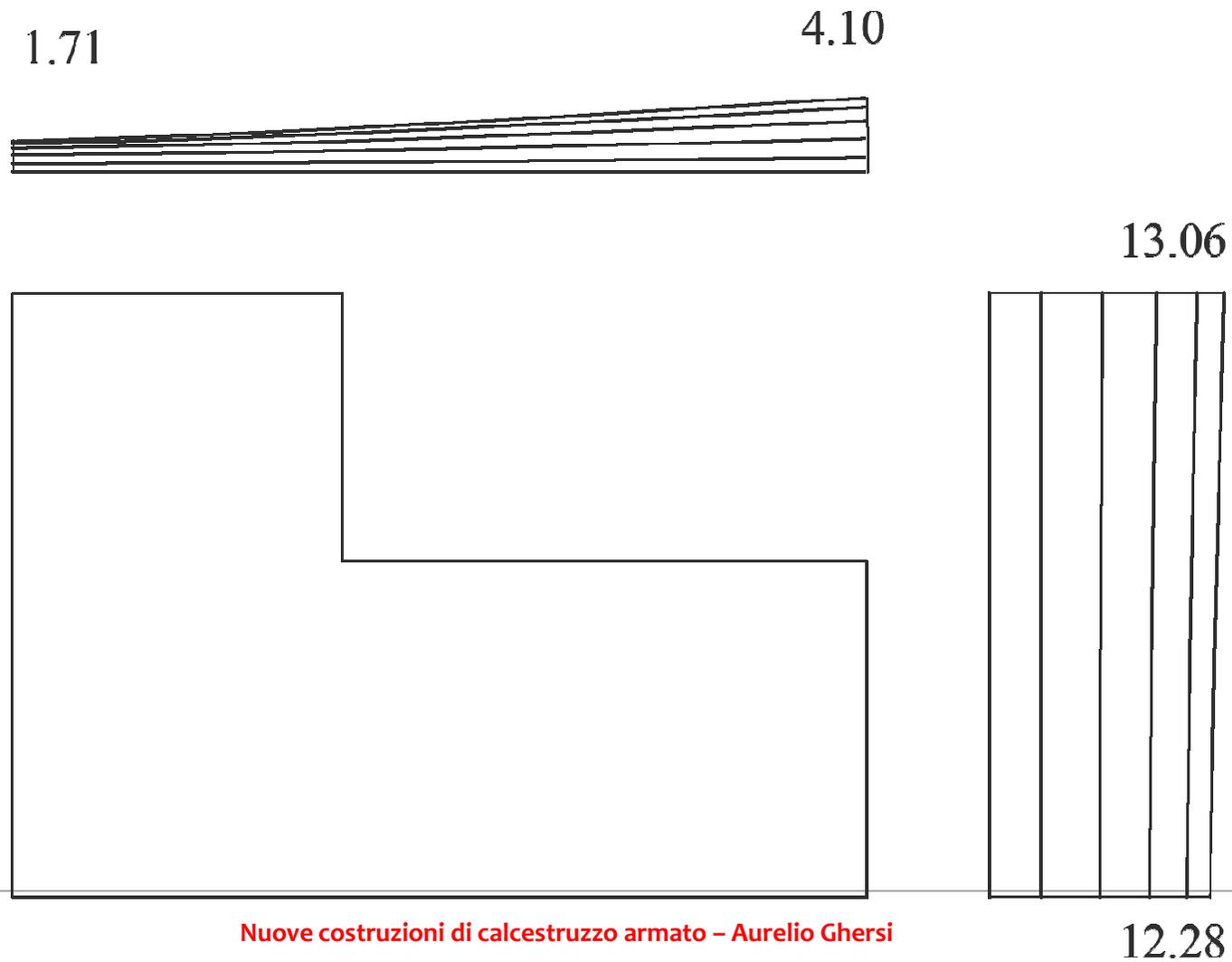
Periodi stimati: ~~0.611 s~~

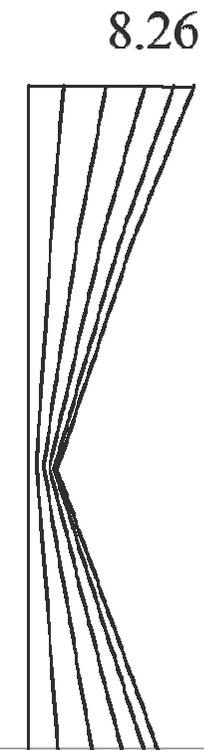
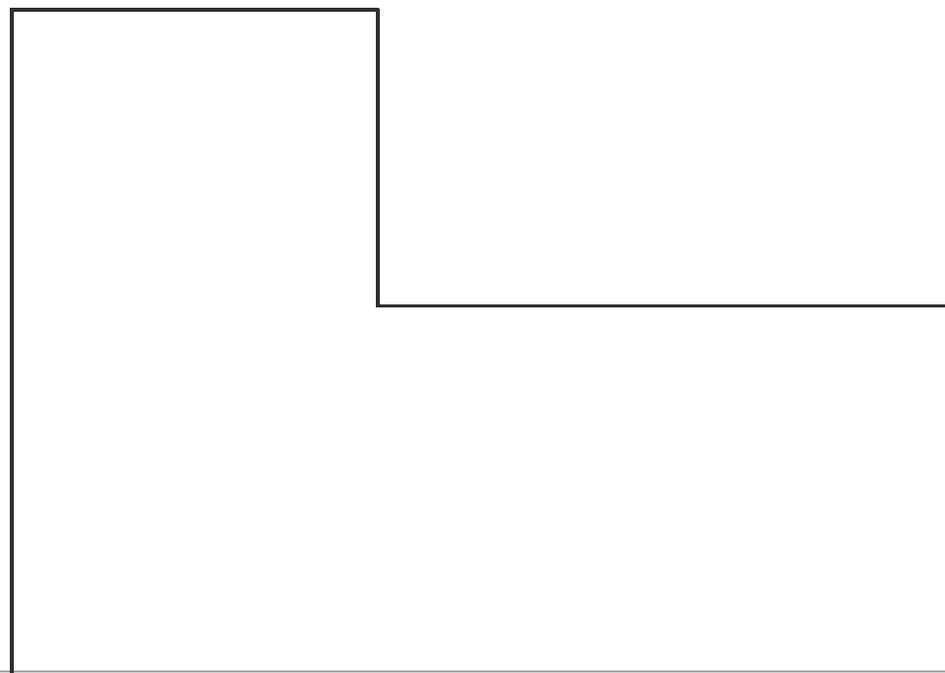
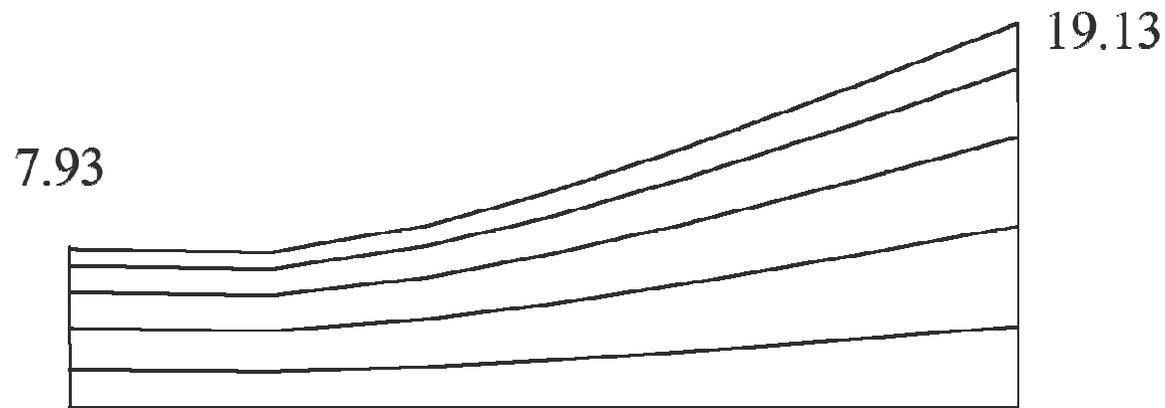
$T_x = 0.553 \text{ s}$

$T_y = 0.552 \text{ s}$

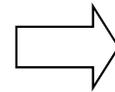
I periodi sono analoghi

Le ordinate spettrali sono quindi analoghe

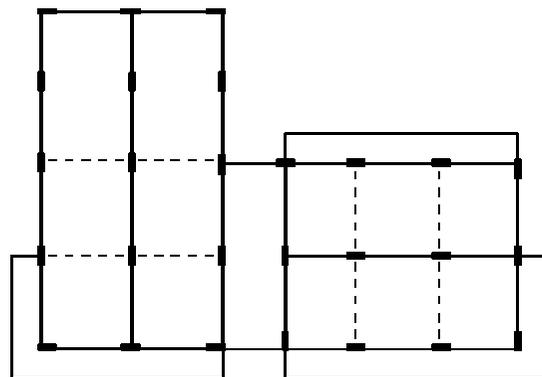
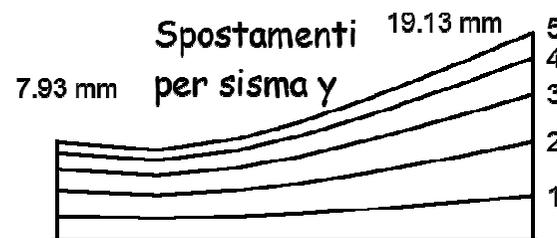




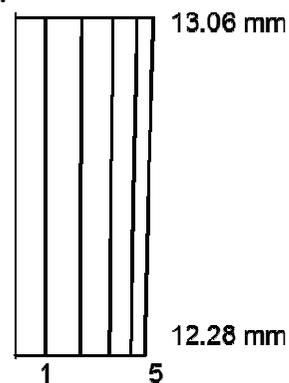
Rotazione non trascurabile  
per sisma y (spostamenti  
dovuti ai modi 1 e 3)



La parte destra andrebbe  
irrigidita



Spostamenti  
per sisma x



gli spostamenti massimi per  
sisma y sono maggiori di circa il  
50% rispetto a quelli per sisma x

Spostamenti per sisma x  
uniformi  
(vicini a quelli del modo 2)

# Risultati

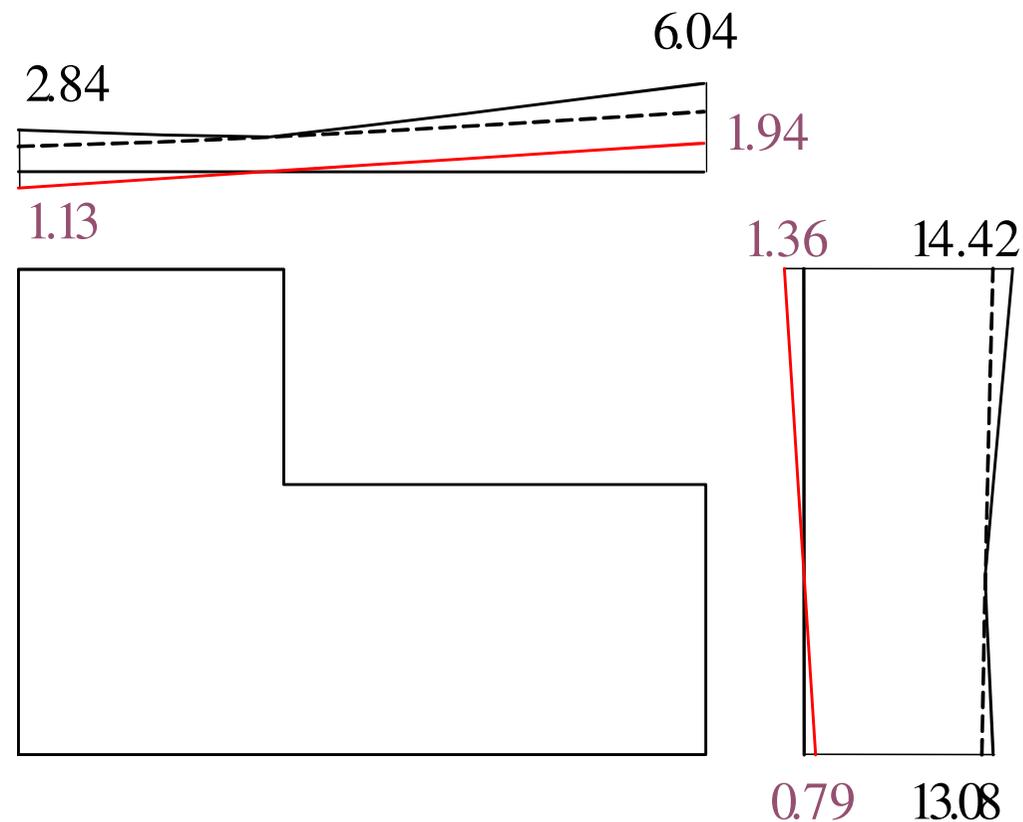
## Inviluppo delle combinazioni di carico

## Eccentricità accidentale

- **Esaminare per ciascuna delle due direzioni gli spostamenti prodotti dalle coppie e confrontarli con quelli prodotti dalle forze**
  - l'effetto delle coppie è lo stesso a tutti i piani?
  - la sua entità è comparabile con quanto previsto?
- **Esaminare i momenti massimi nei pilastri e nelle travi e confrontarli con quelli prodotti dalle forze**
  - l'incremento dovrebbe essere analogo a quello degli spostamenti

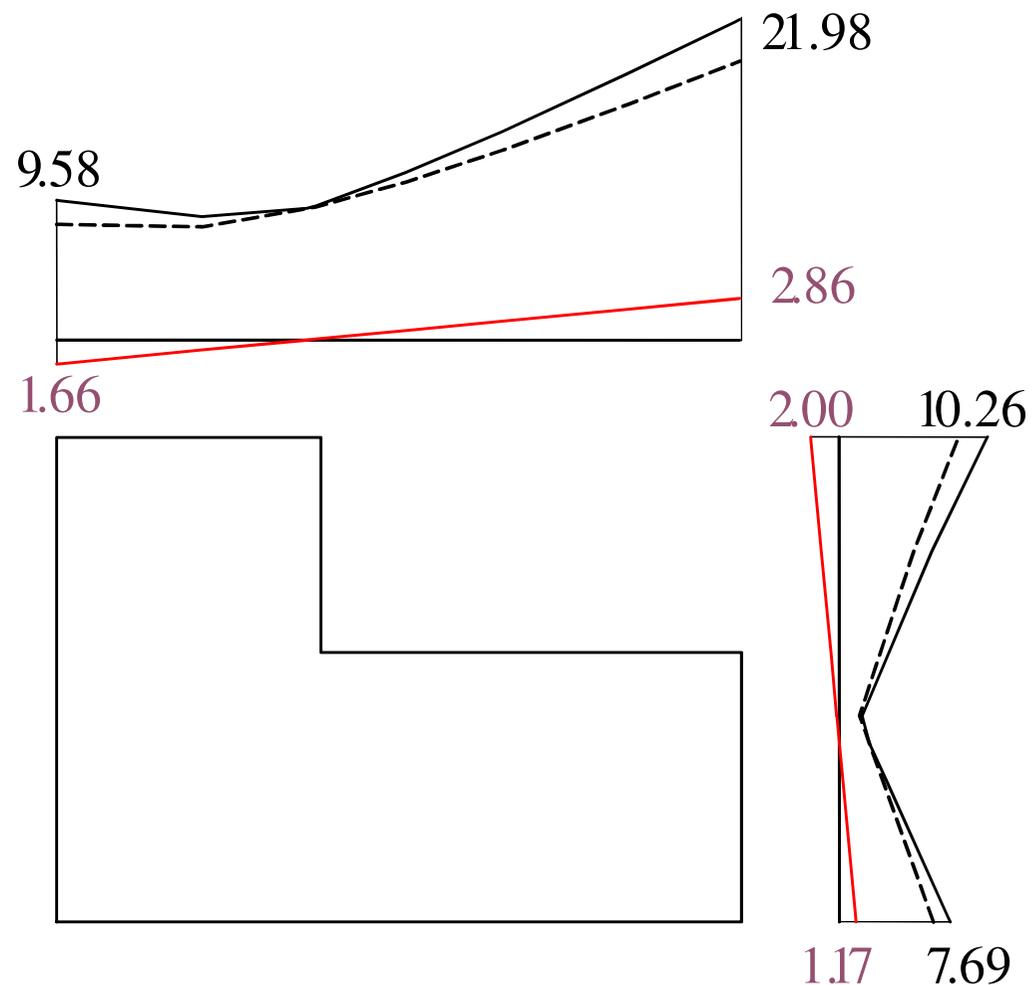
## Eccentricità accidentale

- Spostamenti includendo eccentricità - direzione x



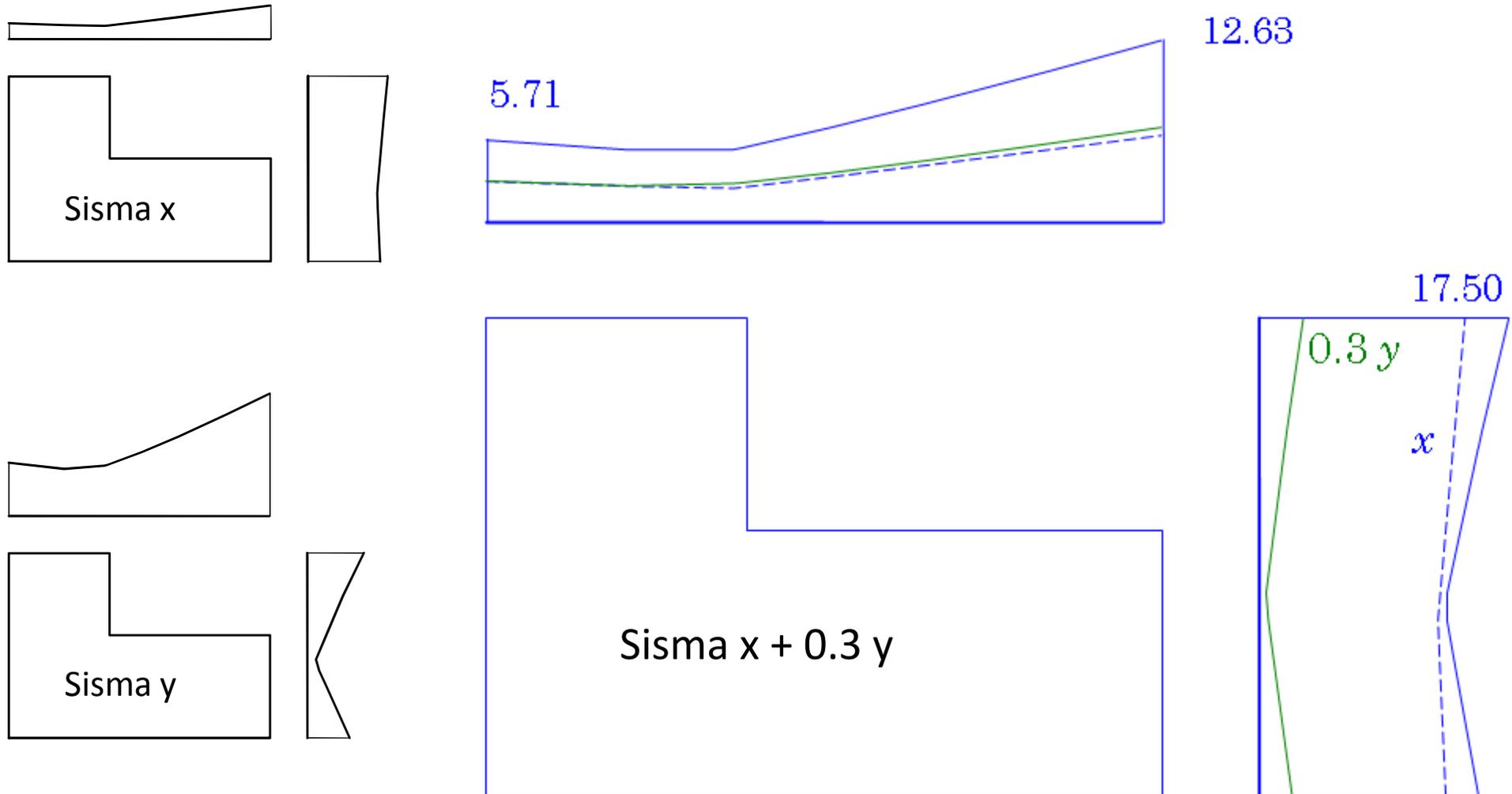
## Eccentricità accidentale

- Spostamenti includendo eccentricità - direzione y



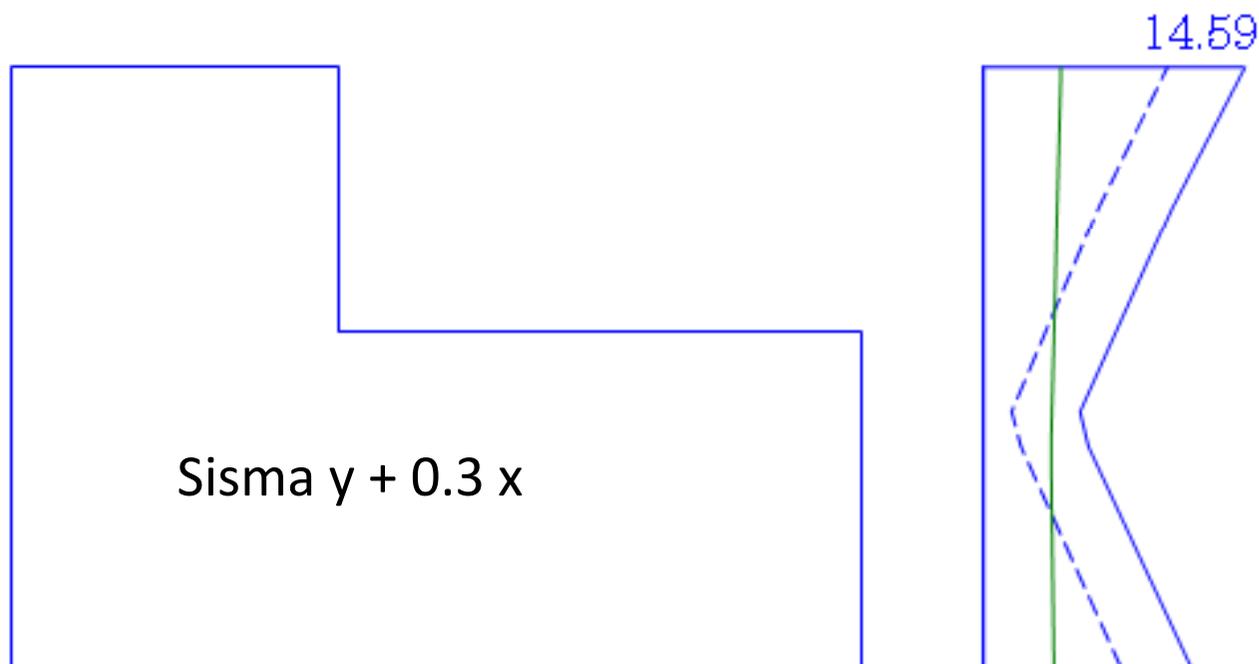
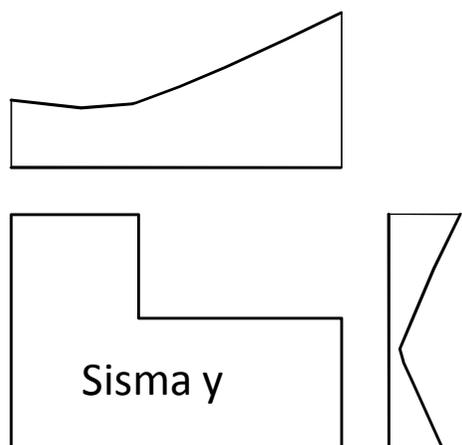
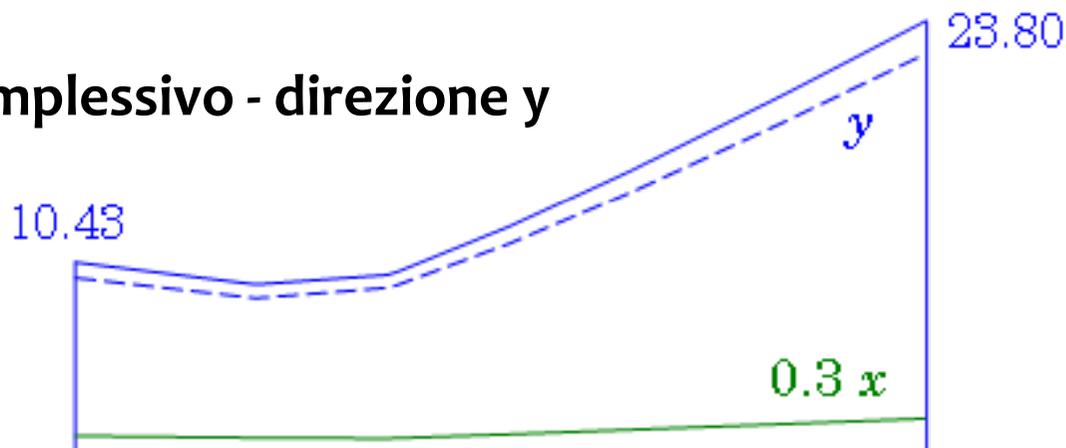
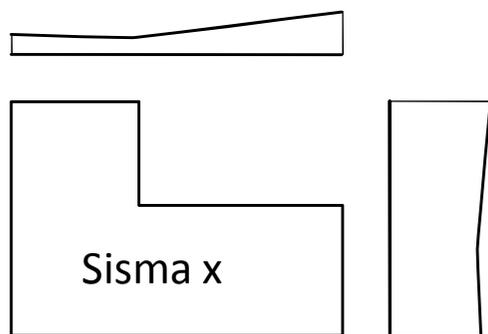
## Effetto contemporaneo delle due componenti

- Spostamenti complessivo - direzione x



## Effetto contemporaneo delle due componenti

- Spostamenti complessivo - direzione y



**Spostamenti complessivi, includendo eccentricità accidentale ed effetto contemporaneo delle due componenti**

- **Tenendo conto anche del 30% di sisma in direzione ortogonale si ha un ulteriore incremento di spostamento percentualmente, analogo a tutti i piani**
- **L'incremento, rispetto all'analisi modale base, arriva ad un massimo del 34% nel caso di azioni in direzione x**
- **L'incremento, rispetto all'analisi modale base, arriva ad un massimo del 32% nel caso di azioni in direzione y**
- **Variazioni analoghe si hanno per le sollecitazioni**

**Questa differenza è maggiore del 20% inizialmente stimato, a causa del cattivo bilanciamento della struttura**

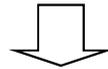
### Il dimensionamento iniziale è accettabile?

- **Il dimensionamento è tutto sommato accettabile, anche se in alcuni elementi le sollecitazioni sono un po' più grandi del previsto**
- **La risposta sismica mostra però rotazioni rilevanti, non accettabili. È quindi opportuno ritornare al dimensionamento, per correggere le carenze evidenziate**
- **In particolare, è opportuno irrigidire la parte destra dell'edificio, aumentando le dimensioni di alcuni elementi o girando alcuni pilastri, e/o indebolire la parte sinistra**

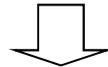
# PROCESSO PROGETTUALE

## 5. Definizione delle armature ed elaborati grafici

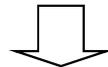
**Modellazione della struttura**



**Risoluzione degli schemi base**



**Inviluppo dei risultati**

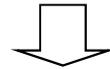


**Definizione delle armature  
in base all'inviluppo**

**No: occorre tener conto della gerarchia  
delle resistenze  
ovvero: progettazione in capacità**

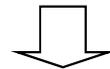
NTC18, punto 7.2.2

**Travi – elementi duttili, che si devono plasticizzare a flessione durante il sisma per dissipare energia**



**L'armatura a flessione delle travi deve essere definita in base ai risultati del calcolo**

**Nota: in realtà è poco influente il fatto che qualche trave sia meno armata e si plasticizzi prima del previsto**



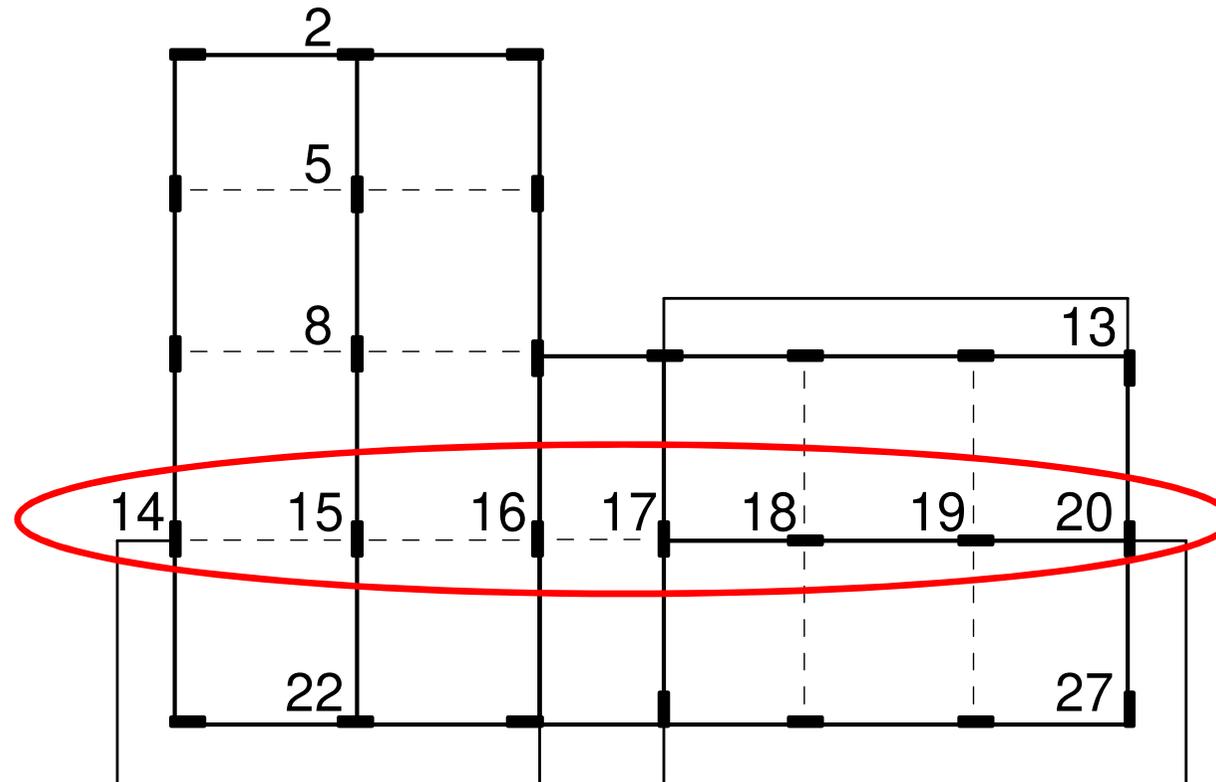
**Tutto il resto (armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri) è definito a partire dall'armatura a flessione delle travi**

# Travi

- Primo passo – armatura a flessione delle travi

Si parte dall'involuppo dei risultati

Si esaminano come esempio la trave 14-20



- **Primo passo – armatura a flessione delle travi**

**Si parte dall'involuppo dei risultati**

Si esaminano come esempio la trave 14-20

I impalcato – analisi modale, CD "A"

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
16	-25.8	-15.6	22.1	5.6	0.3	0.5
17	-28.0	-16.9	-15.6	-3.9	-0.2	-0.3
17	-40.0	-23.9	110.4	27.8	1.7	2.4
18	-52.6	-31.5	-159.5	-40.1	-2.4	-3.5
18	-79.1	-47.3	168.6	42.4	2.5	3.7
19	-84.1	-50.3	-169.3	-42.6	-2.5	-3.7
19	-63.6	-38.0	152.3	38.3	2.3	3.4
20	-37.8	-22.6	-115.0	-28.9	-1.7	-2.5

- **Primo passo – armatura a flessione delle travi**

**Si parte dall'involuppo dei risultati**

Si esaminano come esempio la trave 14-20

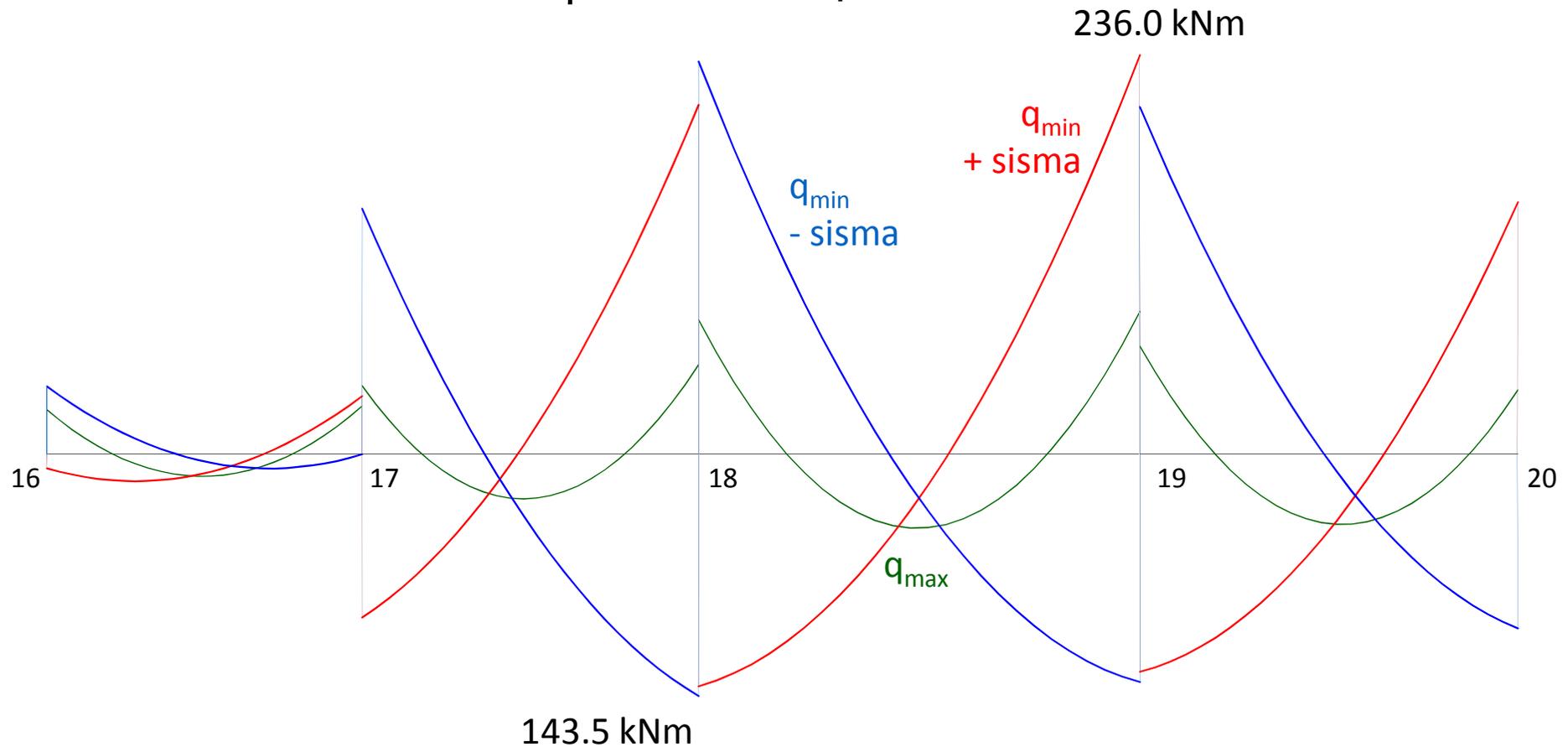
I impalcato – analisi modale, CD "A"

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	x+0.3 y
16	-25.8	-15.6	22.1	5.6	0.3	0.5	22.4	6.0	24.2
17	-28.0	-16.9	-15.6	-3.9	-0.2	-0.3	-15.8	-4.3	-17.1
17	-40.0	-23.9	110.4	27.8	1.7	2.4	112.1	30.2	121.1
18	-52.6	-31.5	-159.5	-40.1	-2.4	-3.5	-161.9	-43.7	-175.0
18	-79.1	-47.3	168.6	42.4	2.5	3.7	171.1	46.1	184.9
19	-84.1	-50.3	-169.3	-42.6	-2.5	-3.7	-171.8	-46.3	-185.7
19	-63.6	-38.0	152.3	38.3	2.3	3.4	154.6	41.7	167.1
20	-37.8	-22.6	-115.0	-28.9	-1.7	-2.5	-116.7	-31.5	-126.2

- Primo passo – armatura a flessione delle travi

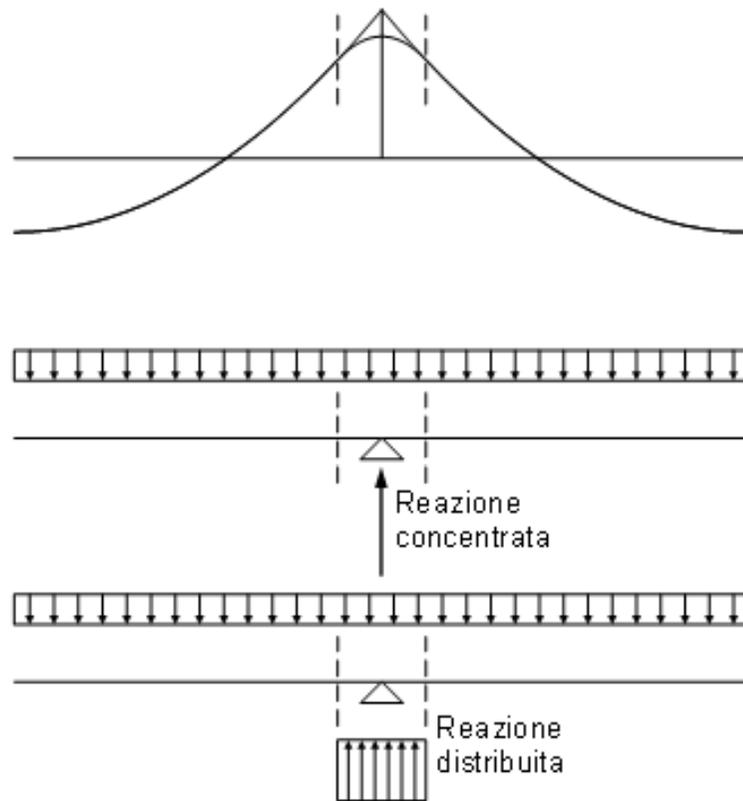
Si parte dall'involuppo dei risultati (momento flettente)

Si esaminano come esempio la trave 14-20

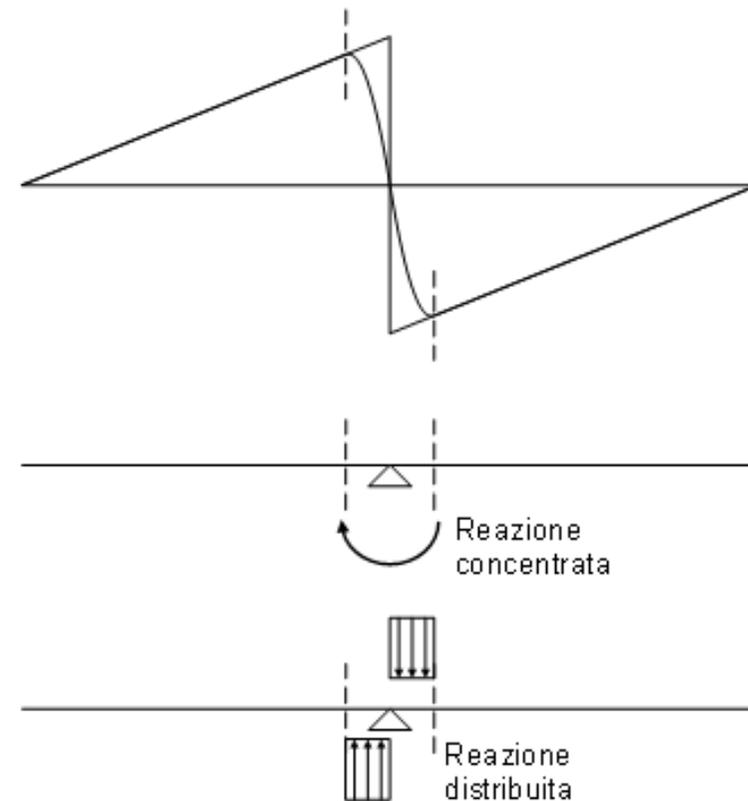


- Primo passo – armatura a flessione delle travi

Per calcolare la quantità di armatura da disporre:  
far riferimento ai valori a filo pilastro



a) carichi verticali



b) azioni orizzontali

- **Primo passo – armatura a flessione delle travi**

**Per calcolare la quantità di armatura da disporre:  
far riferimento ai valori a filo pilastro**

- **Per la verifica delle sezioni si usano le formule tradizionali**

$$M = \frac{b d^2}{r'^2}$$

- **Anche per il progetto delle armature si usano le formule tradizionali**

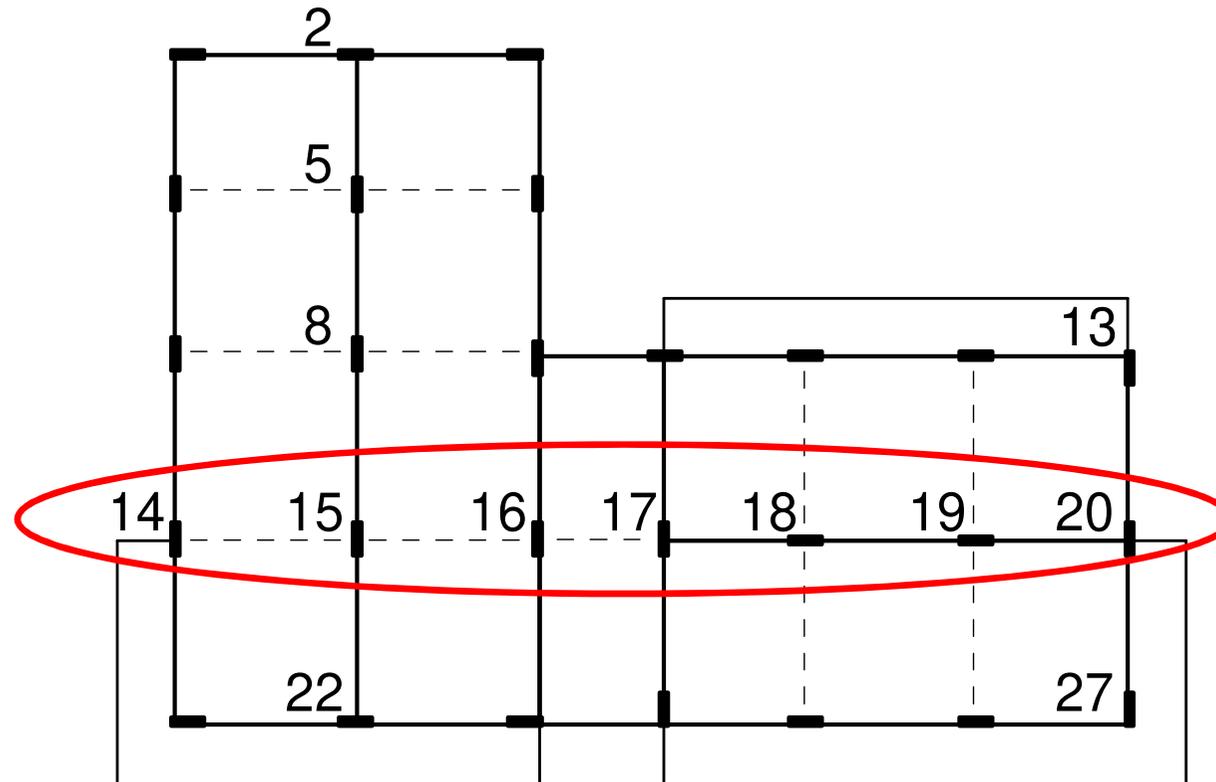
$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

Nota: il diagramma dei momenti risente molto dell'effetto del sisma (forti valori positivi all'appoggio) Questo può condizionare la disposizione delle barre di armatura

- Primo passo – armatura a flessione delle travi

Si parte dall'involuppo dei risultati

Si esaminano come esempio la trave 14-20



## Prescrizioni di normativa:

- Disporre sempre almeno 2  $\varnothing 14$  sia sup. che inf.
- Armatura compressa almeno pari al 25% della armatura tesa, sempre, e al 50% della armatura tesa, nelle “zone critiche”
- Armatura superiore, sempre almeno 1/4 dell’armatura massima disposta agli estremi

Zona dissipativa - dal filo pilastro un tratto pari a:

$h_{trave}$  per DC”B”

$1.5 h_{trave}$  per DC”A”

NTC, punto 7.4.6.2.1

NTC, punto 7.4.6.1.1  
EC8, parte 1.1, punto 5.4.3.1.2 e 5.5.3.1.3

## Prescrizioni di normativa:

- Disporre sempre almeno 2  $\varnothing 14$  sia sup. che inf.
- Armatura compressa almeno pari al 25% della armatura tesa, sempre, e al 50% della armatura tesa, nelle “zone critiche”
- Armatura superiore, sempre almeno 1/4 dell’armatura massima disposta agli estremi
- Percentuale minima di armatura:

Posto:  $\rho = \frac{A_s}{b h}$        $\rho_{comp} = \frac{A_{s, comp}}{b h}$

Deve essere:  $\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$

Nota:  
l’Eurocodice 8 prescrive  $\rho_{min} < 0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$

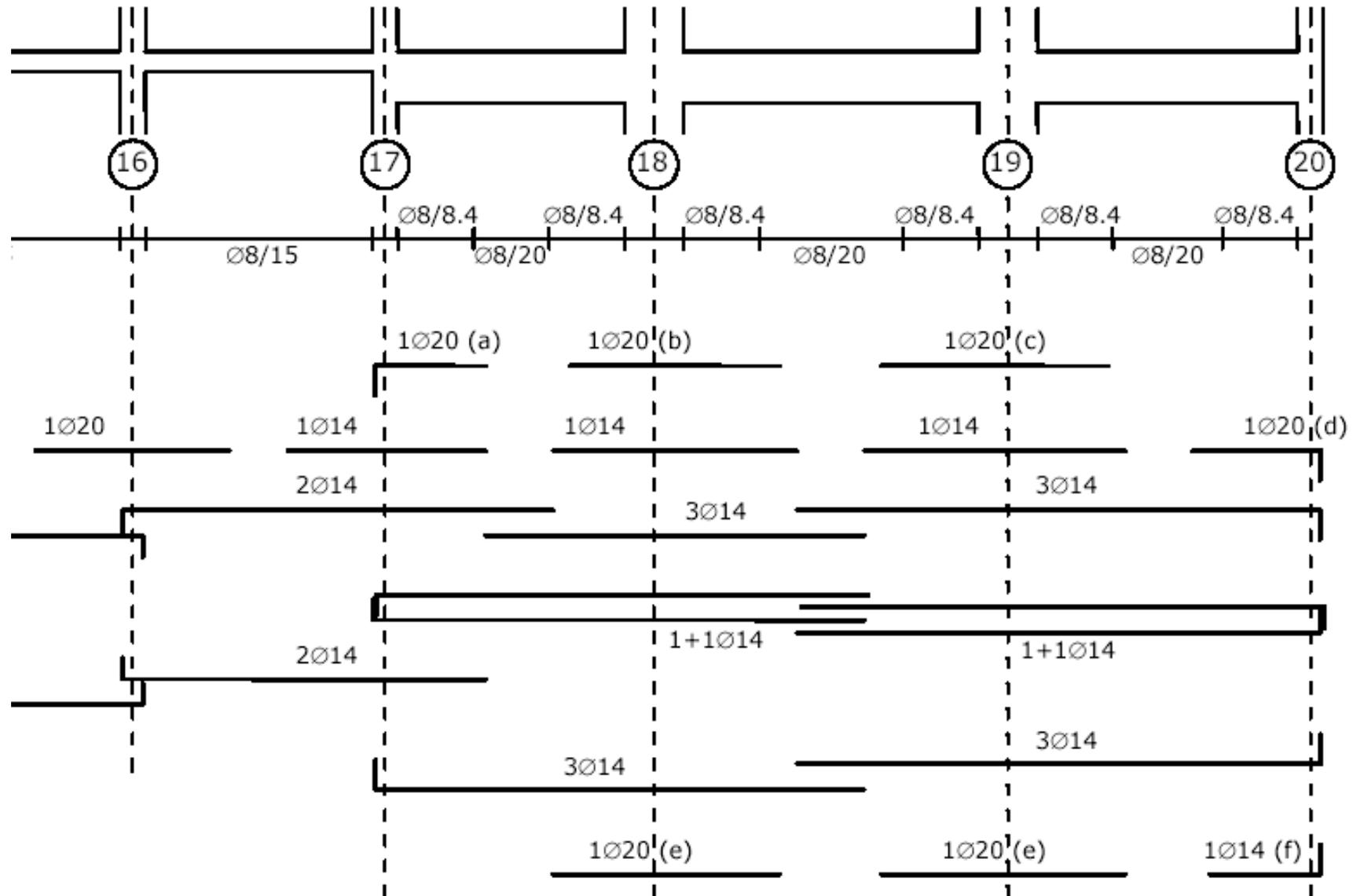
Nel caso in esame (trave 30x60) (5.1 cm<sup>2</sup> per EC8)

questo implica che:  $5.6 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s, comp} + 14.0 \text{ cm}^2$

## Considerazioni:

- Il limite trovato,  $5.6 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s,\text{comp}} + 14.0 \text{ cm}^2$  per la trave 30x60, condiziona particolarmente l'armatura minima da disporre
- La normativa dice che questo vale “In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata”
- Il riferimento alla “modalità di collasso” farebbe pensare che l'indicazione non serva per le zone centrali (che rimangono sicuramente elastiche)
- Nelle zone centrali, non dissipative, non è necessario rispettarlo

# ARMATURA A FLESSIONE NELLA TRAVE





Riflessioni a posteriori:

Io sono abituato a usare  $\varnothing 14$  e  $\varnothing 20$  e a disporre in zona tesa almeno 3 barre.

Le attuali indicazioni di normativa potrebbero rendere necessario qualcosa in più di 3  $\varnothing 14$ . Sto quindi prendendo in considerazione l'idea di passare ai  $\varnothing 16$ , mettendo come minimo 3  $\varnothing 16$ .

Un ulteriore vantaggio potrebbe essere che così è possibile aumentare il passo minimo delle staffe

- Secondo passo – armatura a taglio delle travi

Il programma di calcolo determina il taglio in funzione del momento flettente

$$V = \frac{q l}{2} + \frac{M_{Ed,sin} - M_{Ed,des}}{l}$$

In realtà il momento flettente resistente può essere maggiore, a causa di una maggior armatura a flessione disposta oppure di una resistenza maggiore dell'acciaio delle barre messe per flessione

Per tenerne conto

(Gerarchia delle resistenze: non si deve avere rottura a taglio; quindi il taglio si ricava non dall'analisi strutturale ma da condizioni limite di equilibrio)

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l}$$

Nota:

Somma di M in valore assoluto perché di segno opposto

$\gamma_{Rd} = 1.1$  per CD''B''

$\gamma_{Rd} = 1.2$  per CD''A''

NTC, punto 7.4.4.1.1

- Secondo passo – armatura a taglio delle travi

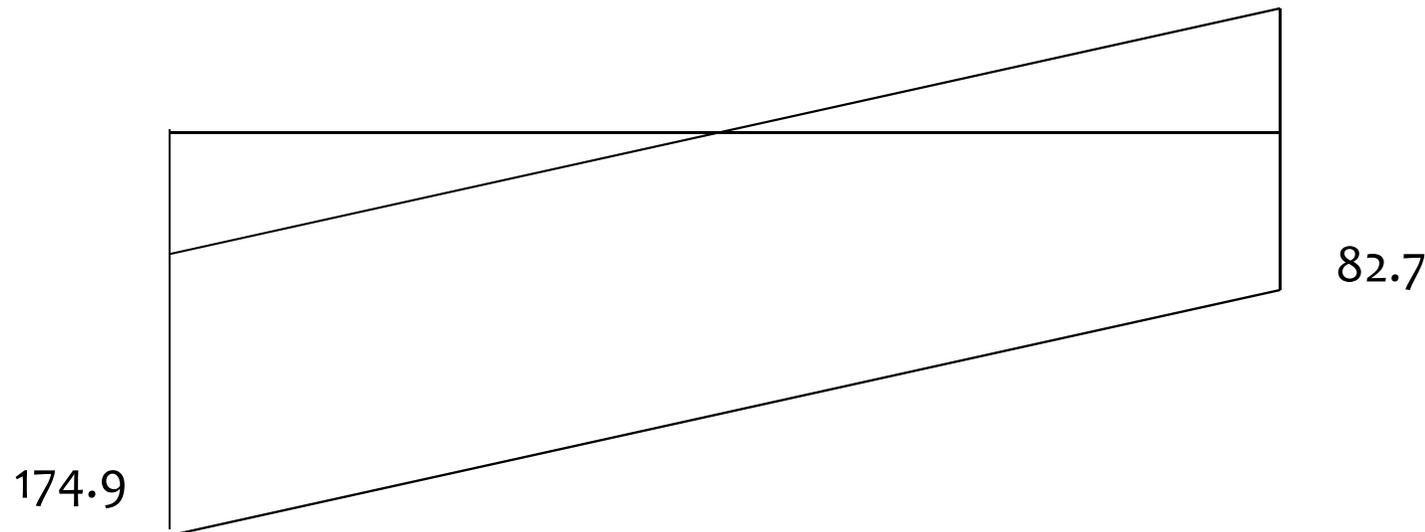
## Esempio – campata 17-18

**q=31.7 kN/m**

a sinistra	$M_{Rd}$ (kNm)	a destra	
sup. 1 Ø20 + 3 Ø14	-161.1	sup. 1 Ø20 + 4 Ø14	-192.4
inf. 3 Ø14	+97.3	inf. 3 Ø14 + 1 Ø20	+161.2

**Per sisma positivo**

$$V_{sin} = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} = 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN}$$



- Secondo passo – armatura a taglio delle travi

## Esempio – campata 17-18

**q=31.7 kN/m**

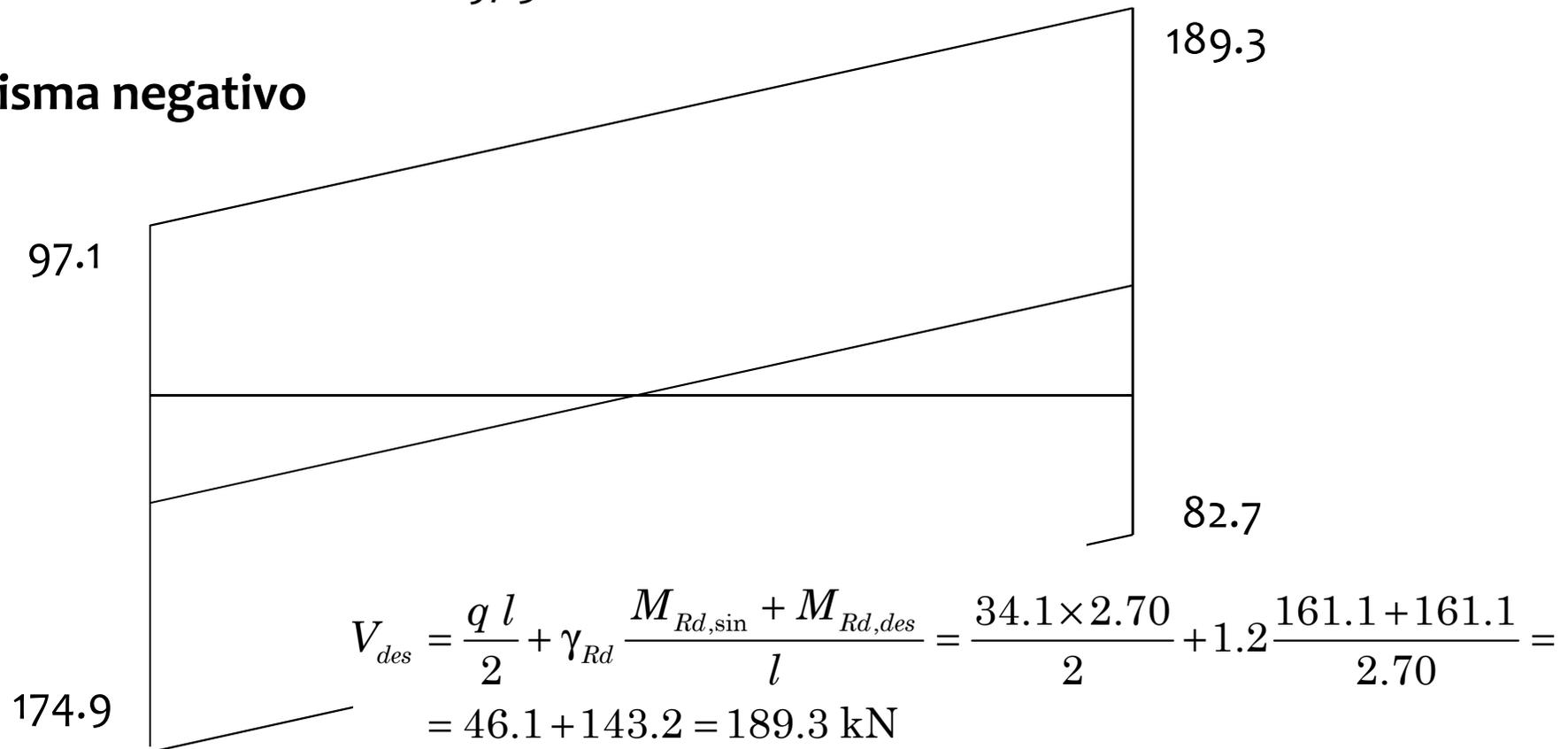
a sinistra  
 sup. 1 Ø20 + 3 Ø14  
 inf. 3 Ø14

$M_{Rd}$  (kNm)  
 -161.1  
 +97.3

a destra  
 sup. 1 Ø20 + 4 Ø14  
 inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

-192.4  
 +161.2

Per sisma negativo



## Prescrizioni di normativa:

- La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:
  - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
  - 225 mm (per DC"B")                      175 mm (per DC"A")
  - 8  $\varnothing_{\min,tra}$  (per DC"B")                      6  $\varnothing_{\min,tra}$  (per DC"A")
  - 24  $\varnothing_{staffe}$

NTC, punto 7.4.6.2.1

avendo  $\varnothing 14$ :                       $6 \times 14 = 84$  mm

se  $\varnothing 16$ :                       $6 \times 16 = 96 \cong 100$  mm

- Secondo passo – armatura a taglio delle travi

Nel caso in esame – campata 17-18

$$V = 189.3 \text{ kN}$$

che richiede

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{189.3 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 391.3 \times 1} = 9.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si possono disporre  $\varnothing 8 / 10$  cm alle estremità  
( $\varnothing 8 / 20$  cm nella parte centrale della campata)

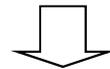
Dovrebbero essere  $\varnothing 8 / 8.4$  per i limiti minimi

Nota: per CD''B'' si può usare  $\cot \theta = 2$

per CD''A'' si deve usare  $\cot \theta = 1$

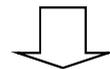
# Pilastri

**Pilastri – Il meccanismo di collasso desiderato prevede che le sezioni al piede del primo ordine si possano plasticizzare**



**L'armatura a pressoflessione dei pilastri al piede del primo ordine deve essere definita in base ai risultati del calcolo**

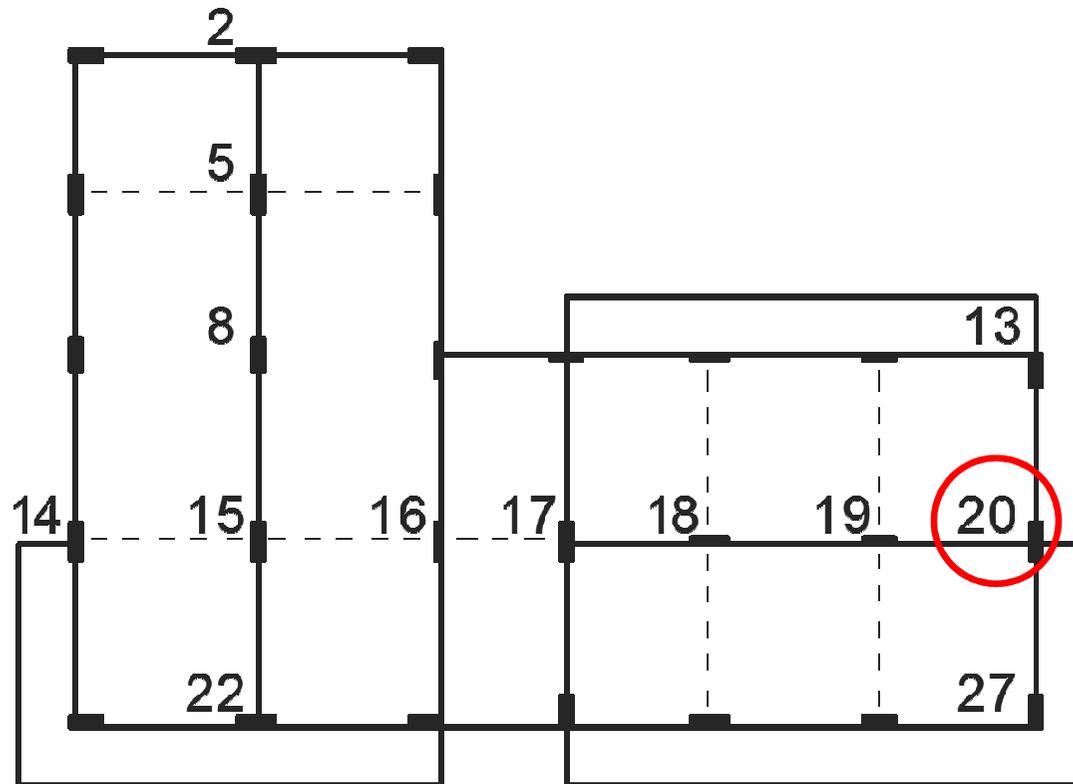
**Pilastri – Il meccanismo di collasso desiderato prevede che le altre sezioni dei pilastri rimangano in campo elastico**



**Quindi dovranno essere definite a partire dall'armatura a flessione delle travi**

## Sezioni al piede del primo ordine

- Esempio: pilastro 20



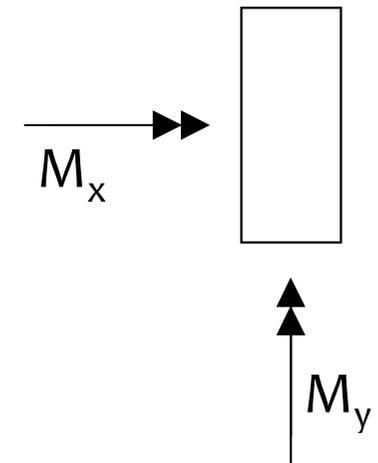
## Sezioni al piede del primo ordine

- Esempio: pilastro 20

### Momento flettente e sforzo normale - Schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
$M_y$	-7.25	-4.34	-58.53	-14.82	-0.92	-1.36
$M_x$	0.36	0.11	72.13	-360.46	-35.46	-52.17
N	991.3	628.3	250.9	62.2	3.6	5.3

N positivo = compressione



Pilastro con rilevanti carichi verticali

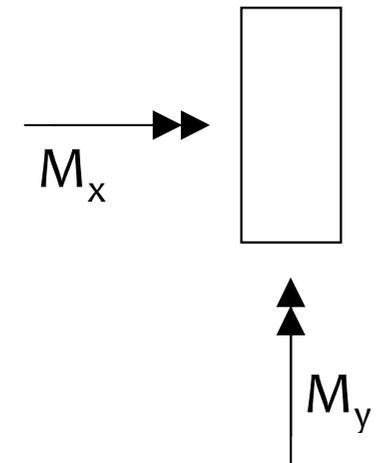
Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

## Sezioni al piede del primo ordine

- Esempio: pilastro 20

## Momento flettente e sforzo normale - Involuppo dei risultati

piano		$M_y$ piede (kNm)	$M_x$ piede (kNm)	$N$ (kN)
1	$q_{\min} + \text{sisma prev. } x$	-68.6	231.5	903.0
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } x$	60.0	-231.3	353.5
	$q_{\min} + \text{sisma prev. } y$	-38.3	-444.8	772.1
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } y$	29.7	445.0	484.4



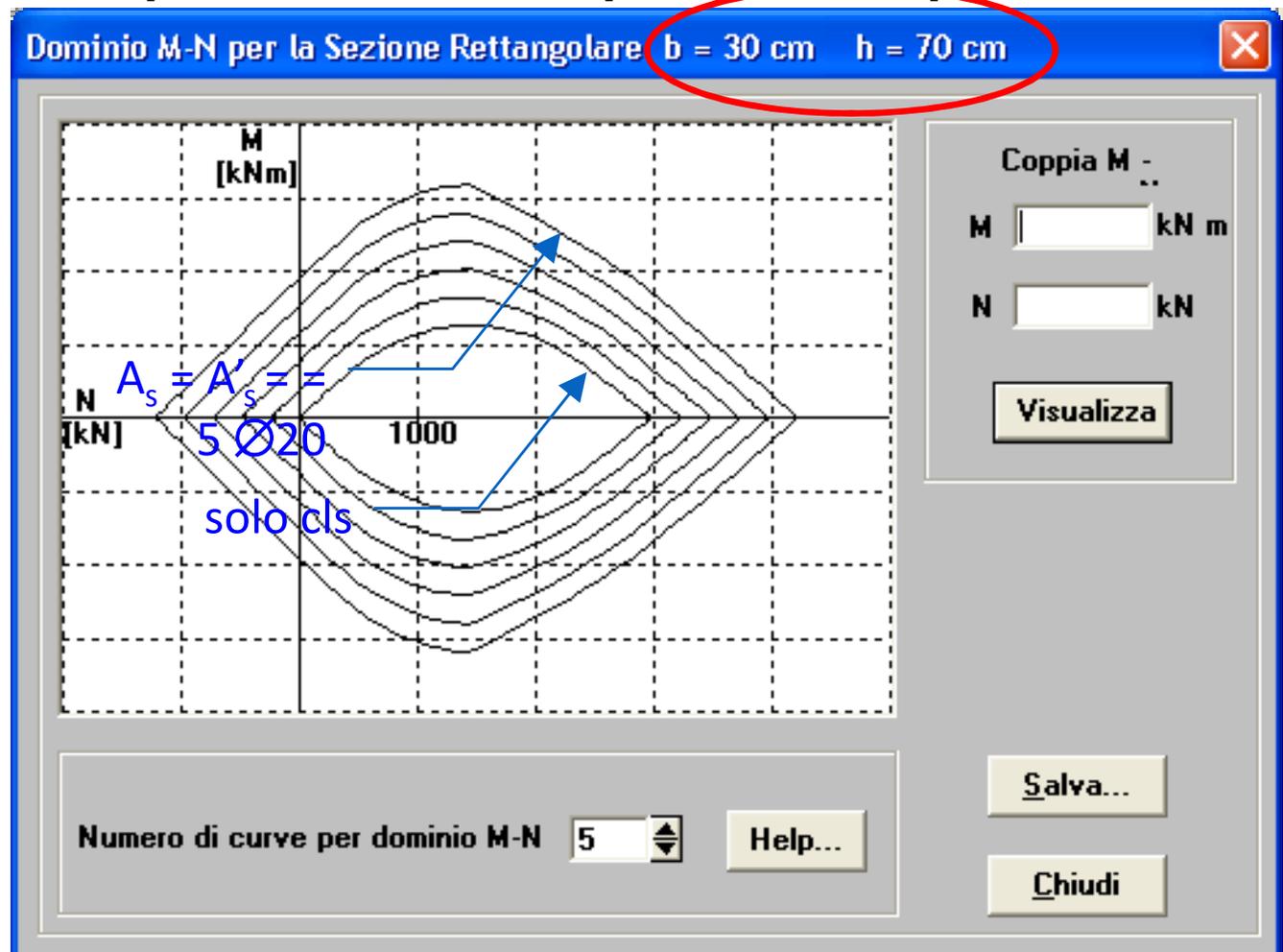
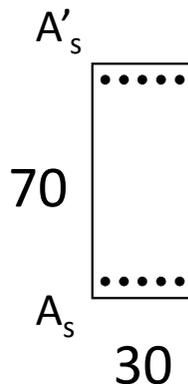
## Sezioni al piede del primo ordine

- Esempio: pilastro 20

Il progetto dell'armatura può essere fatto separatamente per le due direzioni

Si visualizza bene con domini M-N

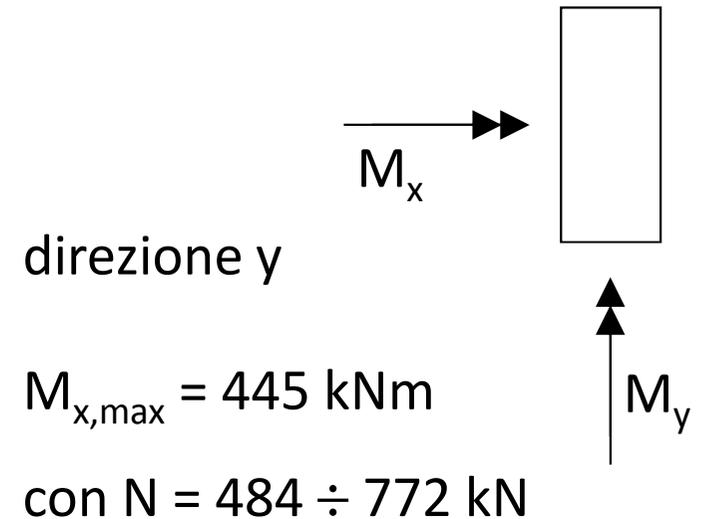
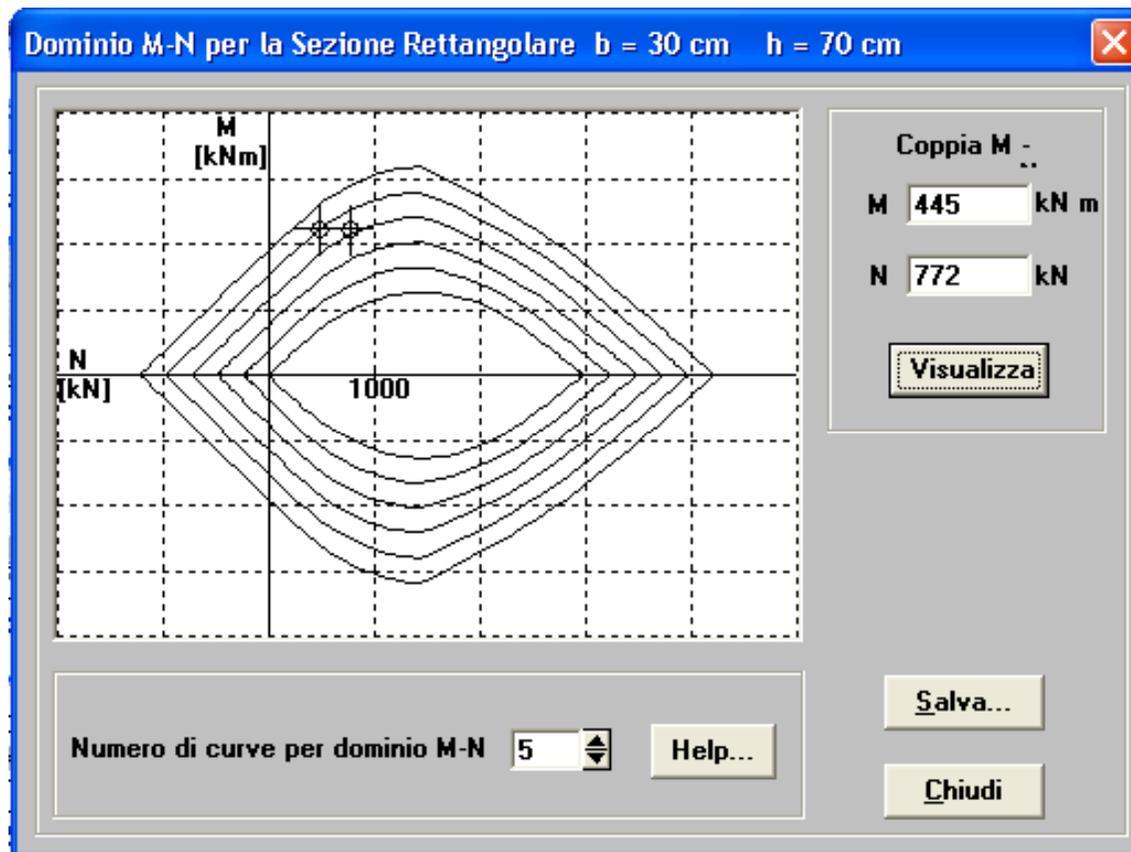
Ad esempio col programma EC2



## Sezioni al piede del primo ordine

- Esempio: pilastro 20

Il progetto dell'armatura può essere fatto separatamente per le due direzioni

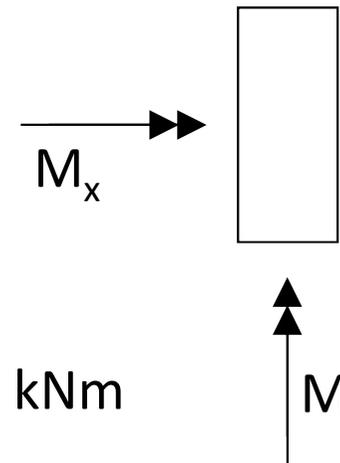
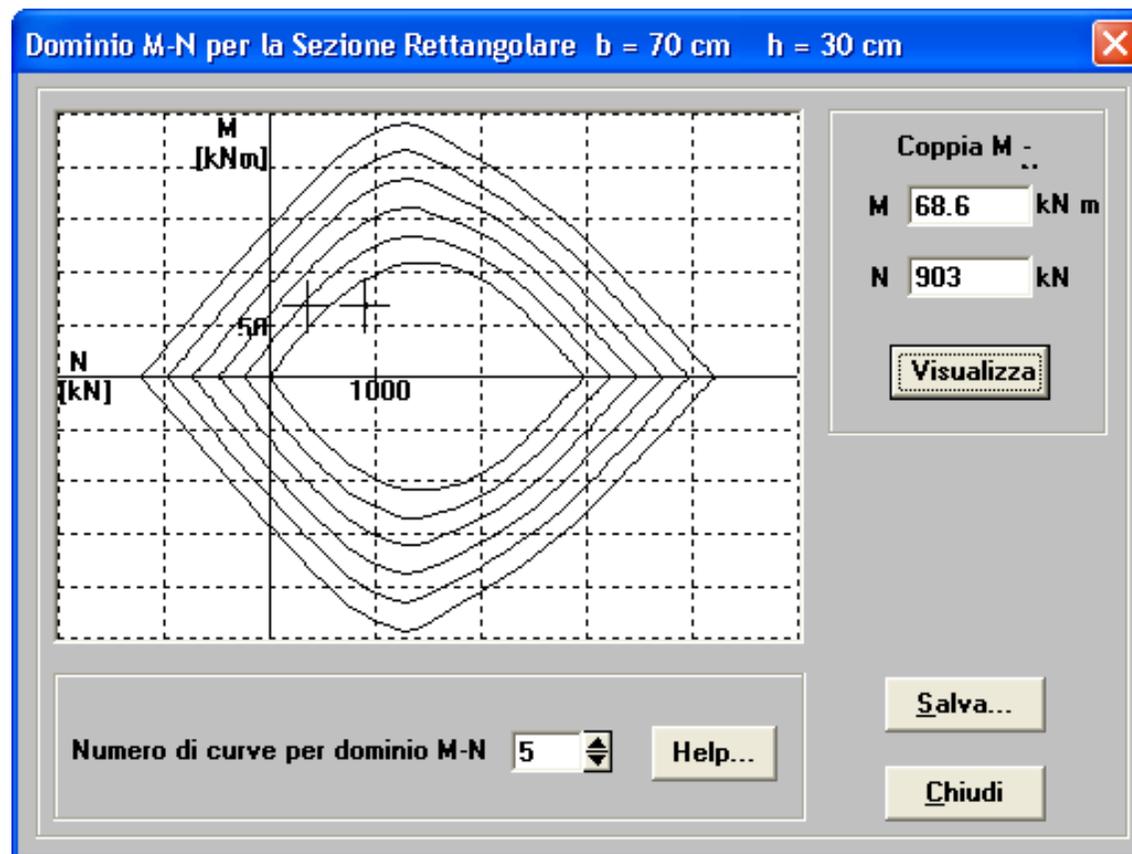


occorrono 4  $\varnothing 20$   
su ciascun lato corto

## Sezioni al piede del primo ordine

- Esempio: pilastro 20

Il progetto dell'armatura può essere fatto separatamente per le due direzioni



direzione x

$$M_{y,max} = 68.6 \text{ kNm}$$

con  $N = 353 \div 903 \text{ kN}$

occorrono 1  $\emptyset 20$   
su ciascun lato lungo

## Prescrizioni di normativa:

- Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4\%$$

con  $A_s$  area totale dell'armatura longitudinale e  $A_c$  area della sezione lorda del pilastro

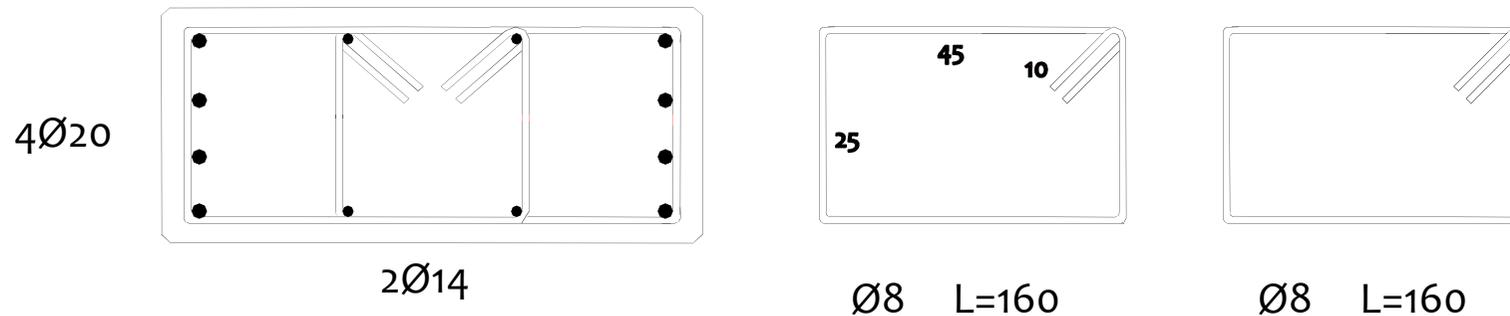
- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

NTC, punto 7.4.6.2.2

## Sezioni al piede del primo ordine

- Esempio: pilastro 20

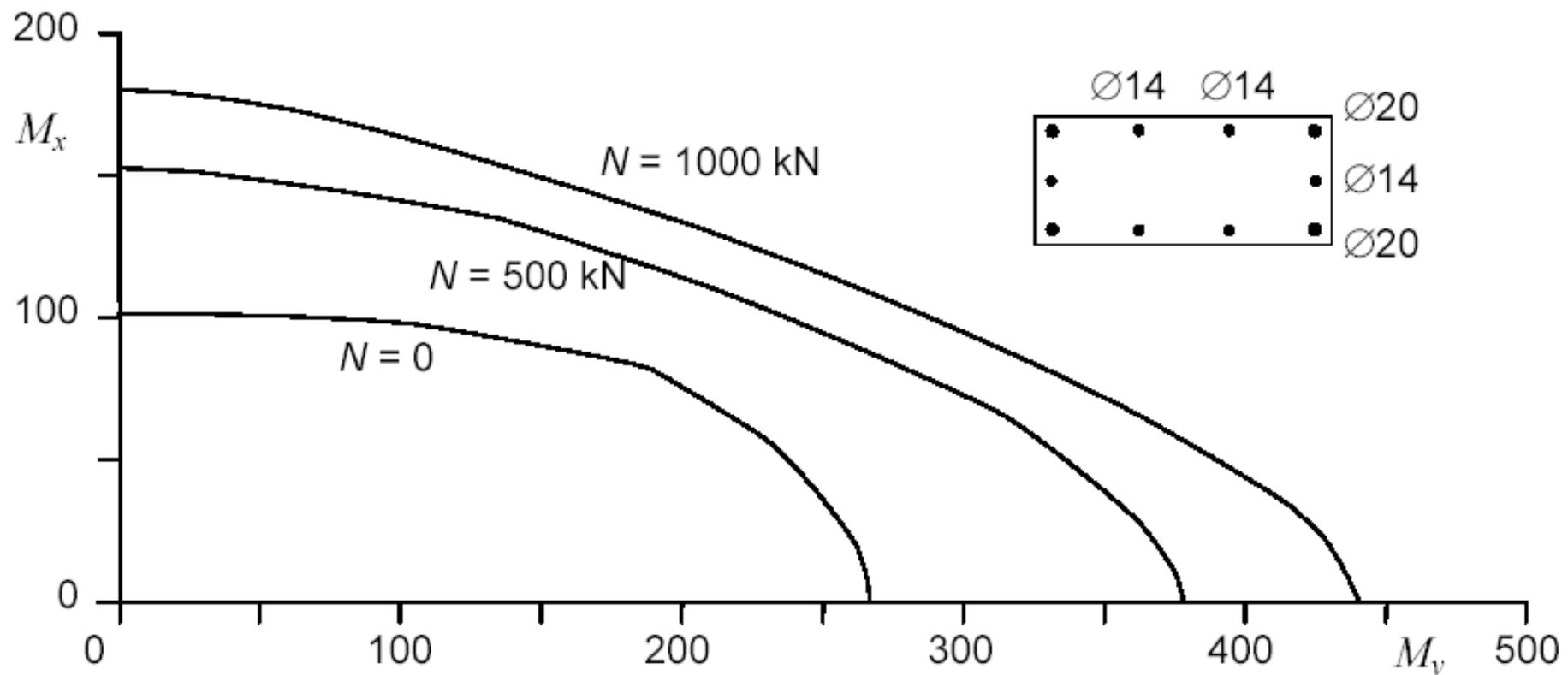
Si può disporre la seguente armatura:  
8  $\varnothing 20$  e 4  $\varnothing 14$ , con doppia staffa



Ai piani superiori le caratteristiche di sollecitazioni si riducono, ma le armature non possono scendere al di sotto di  $21 \text{ cm}^2$ , cioè 4  $\varnothing 20$  e 6  $\varnothing 14$  (quindi 2  $\varnothing 20$  e 1  $\varnothing 14$  nel lato corto)

## Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$

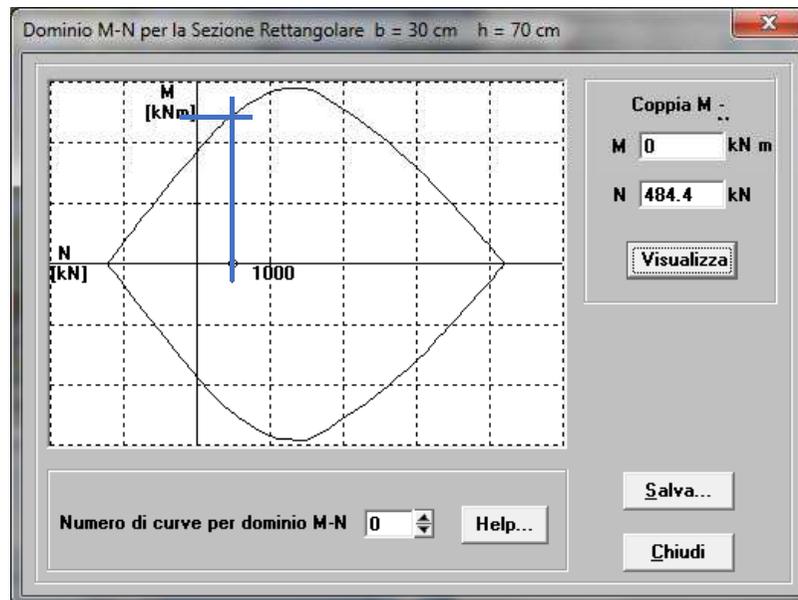


## Verifica a pressoflessione deviata

- Si può usare una formula semplificata

$$\left( \frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}} \right)^{1.5} + \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1.5} \leq 1$$

I momenti resistenti a pressoflessione retta,  $M_{x,Rd}$  e  $M_{y,Rd}$  possono essere calcolati mediante i domini di resistenza  $M_x$ ,  $N$  e  $M_y$ ,  $N$



$$N = 484.4 \text{ kN}$$

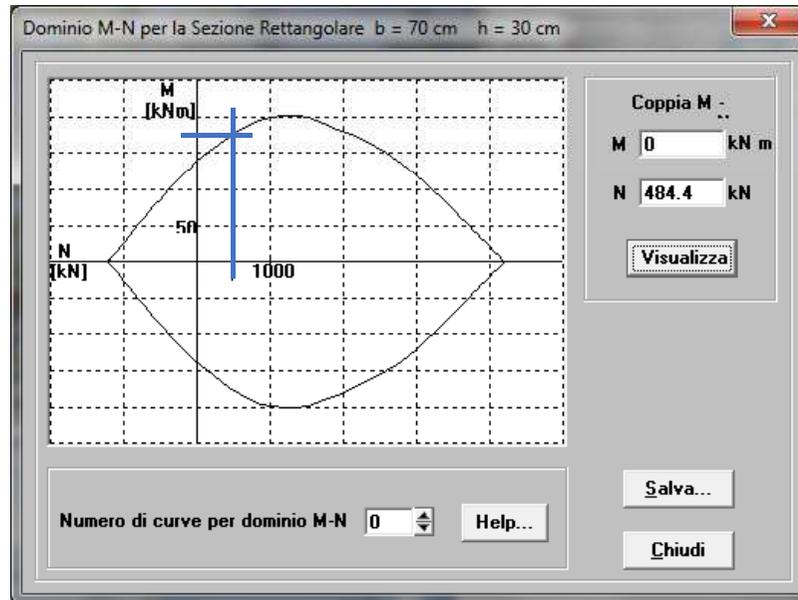
$$M_{x,Rd} = 491.3 \text{ kNm}$$

## Verifica a pressoflessione deviata

- Si può usare una formula semplificata

$$\left( \frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}} \right)^{1.5} + \left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1.5} \leq 1$$

I momenti resistenti a pressoflessione retta,  $M_{x,Rd}$  e  $M_{y,Rd}$  possono essere calcolati mediante i domini di resistenza  $M_x$ ,  $N$  e  $M_y$ ,  $N$



$$M_{x,Ed} = 445.0 \text{ kNm}$$

$$N = 484.4 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 29.7 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Rd} = 175.3 \text{ kNm}$$

$$\left( \frac{445.0}{491.3} \right)^{1.5} + \left( \frac{29.7}{175.3} \right)^{1.5} = 0.906^{1.5} + 0.169^{1.5} =$$

$$= 0.862 + 0.069 = 0.931 < 1$$

Per tutte le altre sezioni dei pilastri si applica la gerarchia delle resistenze (o progetto in capacità)

- I momenti flettenti con cui armare i pilastri si ricavano dai momenti resistenti delle travi

Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-pilastro (ad eccezione dei nodi in corrispondenza della sommità dei pilastri dell'ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:

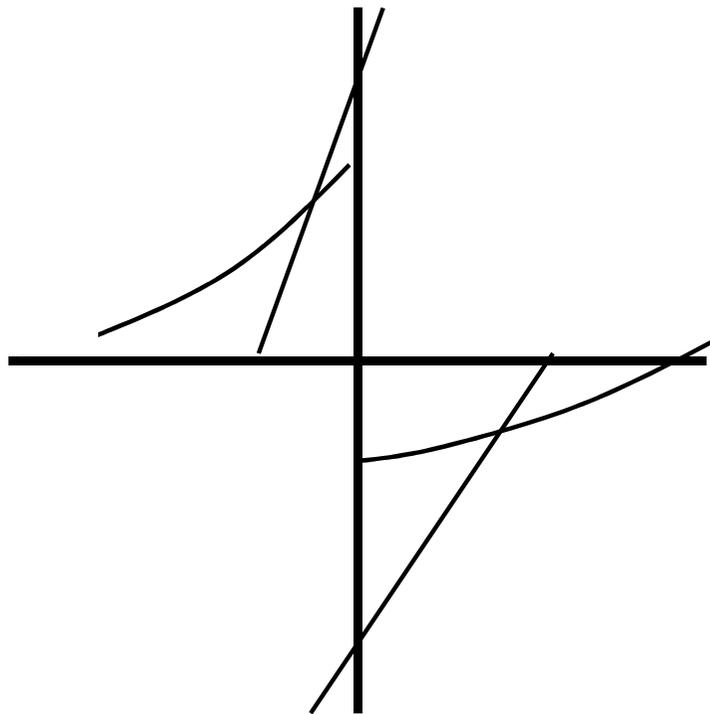
$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd} \quad \text{NTC, punto 7.4.4.2.1}$$

con  $\gamma_{Rd} = 1.30$

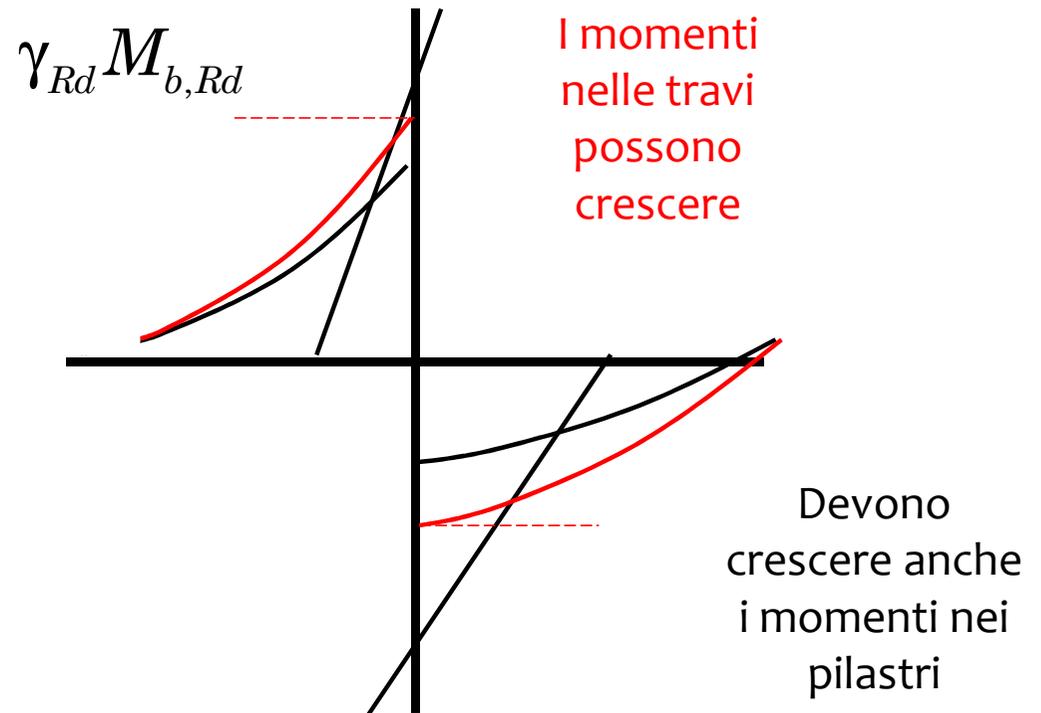
NTC, Tab. 7.2.1

Per tutte le altre sezioni dei pilastri si applica la gerarchia delle resistenze (o progetto in capacità)

- I momenti flettenti con cui armare i pilastri si ricavano dai momenti resistenti delle travi



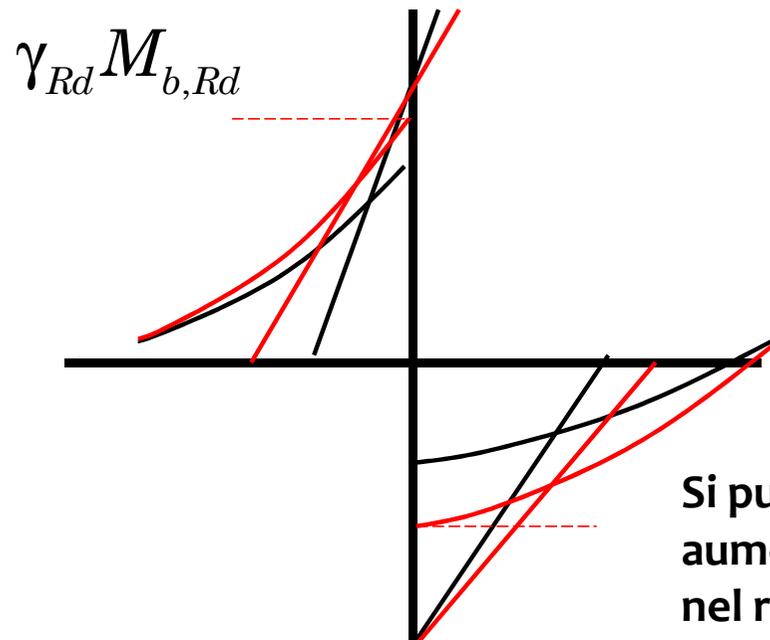
Nodo  
(momenti in equilibrio)



Nota: non è precisato come ripartire il momento tra pilastro superiore e inferiore

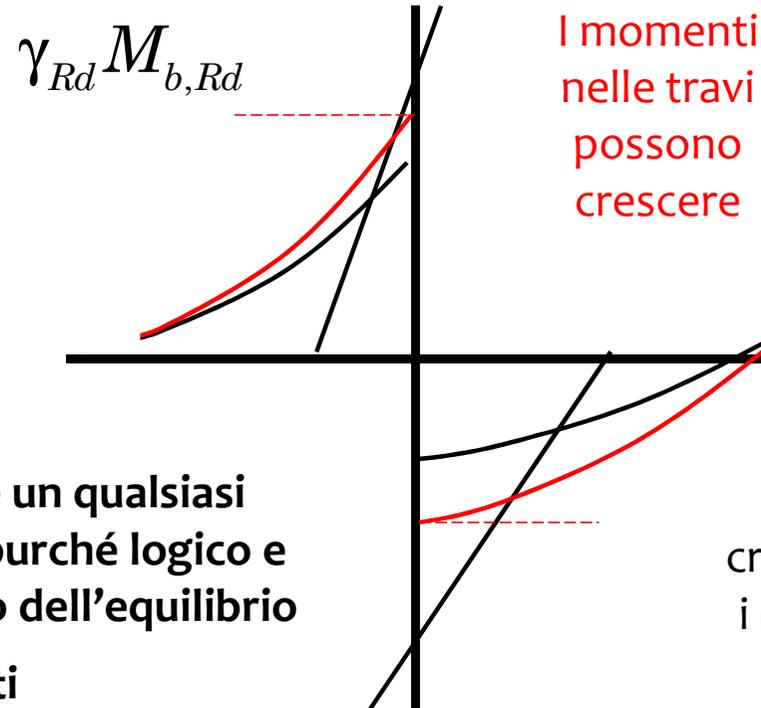
Per tutte le altre sezioni dei pilastri si applica la gerarchia delle resistenze (o progetto in capacità)

- I momenti flettenti con cui armare i pilastri si ricavano dai momenti resistenti delle travi



Si può dare un qualsiasi aumento, purché logico e nel rispetto dell'equilibrio

Se il comportamento fosse elastico, i momenti crescerebbero in proporzione  
Ma la struttura va in campo plastico e non ha senso parlare di proporzione



I momenti nelle travi possono crescere

Devono crescere anche i momenti nei pilastri

Nota: non è precisato come ripartire il momento tra pilastro superiore e inferiore

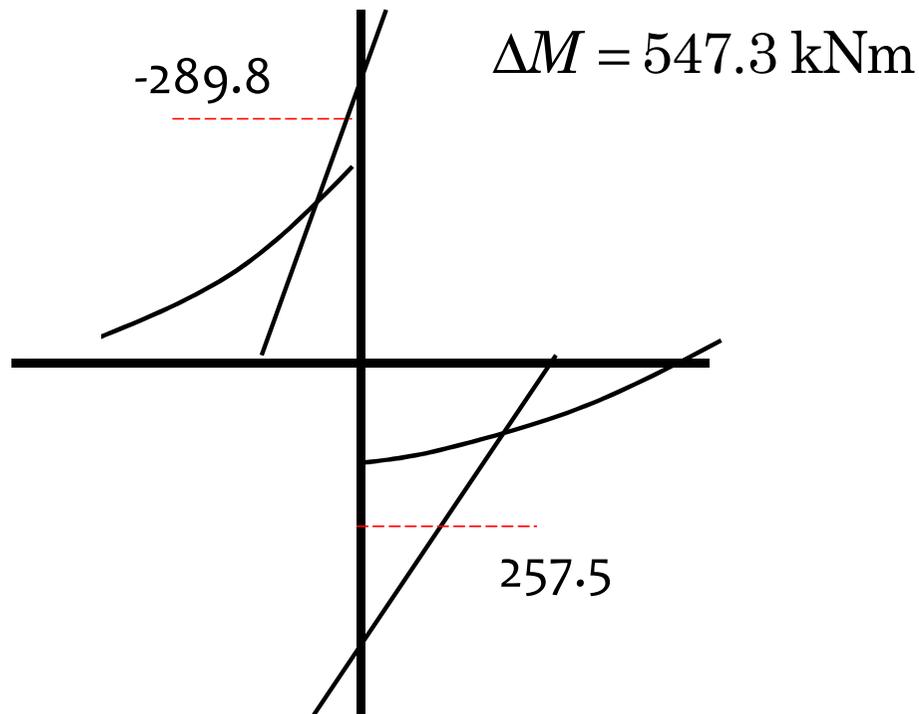
- Esempio – pilastro 20

Tab. 6. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 20 (kNm)

piano		direzione $x$			direzione $y$			rip.
		sin	des	$\Sigma M$	sin	des	$\Sigma M$	
4	$M^-_{Rd}$	-97.3	---	97.3	-160.0	-160.0	321.2	0.38
	$M^+_{Rd}$	97.3	---		161.2	161.2		0.62
3	$M^-_{Rd}$	-128.6	---	128.6	-225.0	-225.0	450.0	0.42
	$M^+_{Rd}$	97.3	---		225.0	225.0		0.58
2	$M^-_{Rd}$	-161.2	---	161.2	-289.8	-289.8	547.3	0.46
	$M^+_{Rd}$	161.2	---		257.5	257.5		0.54
1	$M^-_{Rd}$	-161.2	---	161.2	-289.8	-289.8	547.3	0.50
	$M^+_{Rd}$	161.2	---		257.5	257.5		0.50

**Poiché i pilastri mantengono la stessa sezione ai vari piani, ho ripartito il momento (per tutti i pilastri) in proporzione al rapporto tra i tagli globali di piano**

- Esempio – pilastro 20  
 Equilibrio del nodo



Taglio piano 3: 1285 kN

$$\frac{1285}{1285 + 1501} = 0.46$$

Taglio piano 2: 1501 kN

$$\frac{1501}{1285 + 1501} = 0.54$$

Nodo del 2° impalcato  
 in direzione y

Ovviamente è una  
 scelta soggettiva

- Esempio – pilastro 20

## Valori di $M$ per progetto armature

Tab. 7. Pilastro 20, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

piano	$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)	$N$ (kN)		$M_y$ (kNm)	$M_x$ (kNm)	$N$ (kN)	
5	<b>48.1</b>	53.7	74.7	105.2	28.5	<b>158.7</b>	81.7	98.2
4	<b>78.4</b>	93.7	178.1	288.7	31.4	<b>258.9</b>	204.2	262.7
3	<b>97.0</b>	123.7	260.1	492.4	37.7	<b>339.3</b>	315.5	437.0
2	<b>113.2</b>	151.3	325.4	713.8	42.2	<b>384.2</b>	418.0	621.1
1 testa	<b>104.8</b>	107.9	353.6	903.0	<b>31.4</b>	<b>355.7</b>	484.4	772.1
1 piede	68.6	231.5			38.4	445.0		

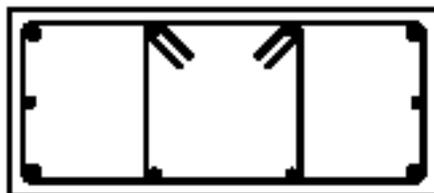
Ho usato in una direzione i valori da gerarchia delle resistenze e nell'altra o 0.3 dei valori forniti dalla gerarchia delle resistenze nell'altra direzione (o, se maggiori, i valori di calcolo)

### Considerazioni:

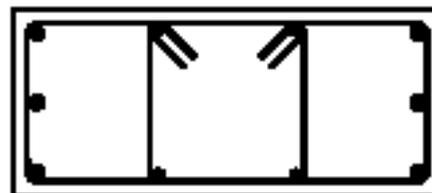
- I pilastri “di piatto” possono essere considerati secondari, se portano una aliquota molto bassa del taglio di piano  
Esempio: pilastro 20 direzione x porta  $1.7 \div 2.5\%$  del taglio di piano
- In tal caso non sarebbe necessario tener conto della gerarchia delle resistenze
- Io in genere l’ho fatto comunque, perché mi bastava l’armatura minima
- Uno dei pilastri “di piatto” (il 24) è più sollecitato perché compreso tra due pilastri “di coltello”  
Il pilastro 24 direzione x porta  $2.1 \div 4.4\%$  del taglio di piano, mentre i pilastri di coltello portano  $6 \div 7\%$  del taglio di piano
- Comunque non è tanto sollecitato e potrei non tener conto della gerarchia delle resistenze
- Io l’ho fatto in parte, nel senso che ho fatto il calcolo e ho messo un’armatura maggiore della minima ma non pienamente rispettosa della gerarchia delle resistenze

- Tabella dei pilastri

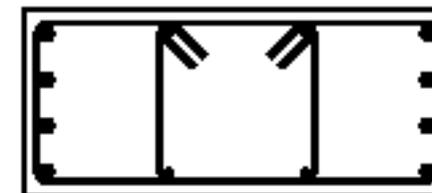
## SEZIONI



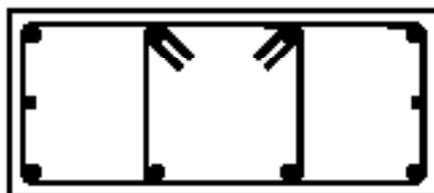
A 30×70  
 4Ø20 + 6Ø14



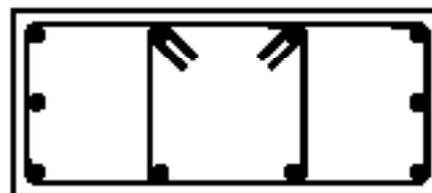
B 30×70  
 6Ø20 + 4Ø14



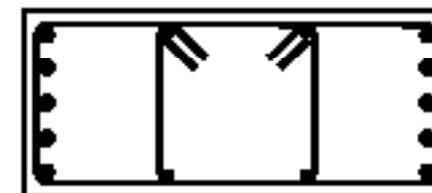
C 30×70  
 8Ø20 + 4Ø14



A1 30×70  
 8Ø20 + 2Ø14



B1 30×70  
 10Ø20



D 30×70  
 10Ø20 + 4Ø14

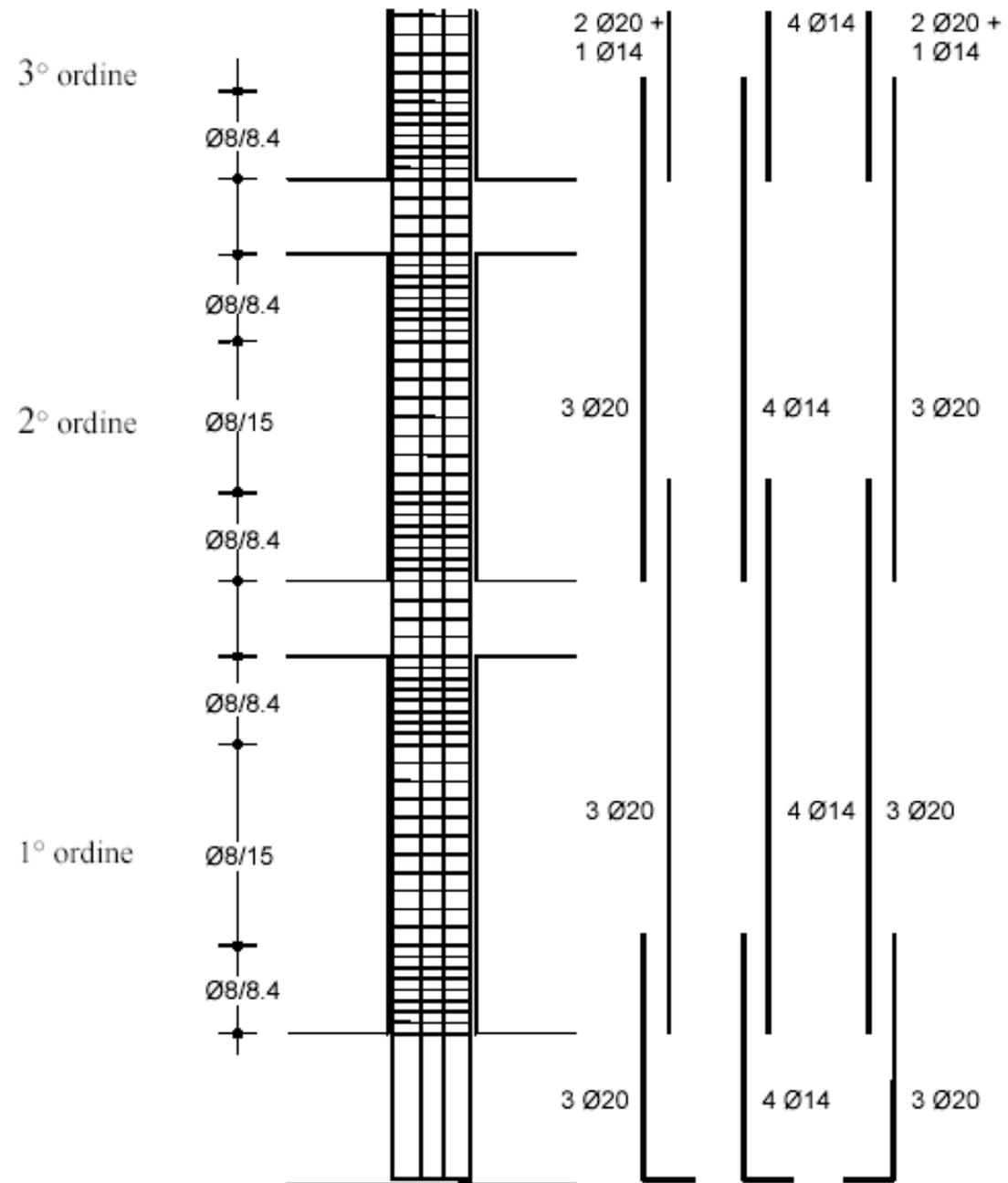
- **Tabella dei pilastri**

	ordine	V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura					
1	70×30	A	A	A	B	C	C
2	70×30	A	A	A	B	C	C
3	70×30	A	A	A	B	C	C
4	30×70	A	A	A	B	B	B
5	30×70	A	A	A	B	B	B
6	30×70	A	A	A	B	B	B
7	30×70	A	A	A	B	B	B
8	30×70	A	A	A	B	B	B
9	30×70	A	A	A	B	B	B
10	70×30	A	A	A	B	B	B
11	70×30	A	A	A	B	B	B
12	70×30	A	A	A	B	B	B
13	30×70	A	A	C	C	D	D
14	30×70	A	A	A	B	B	B

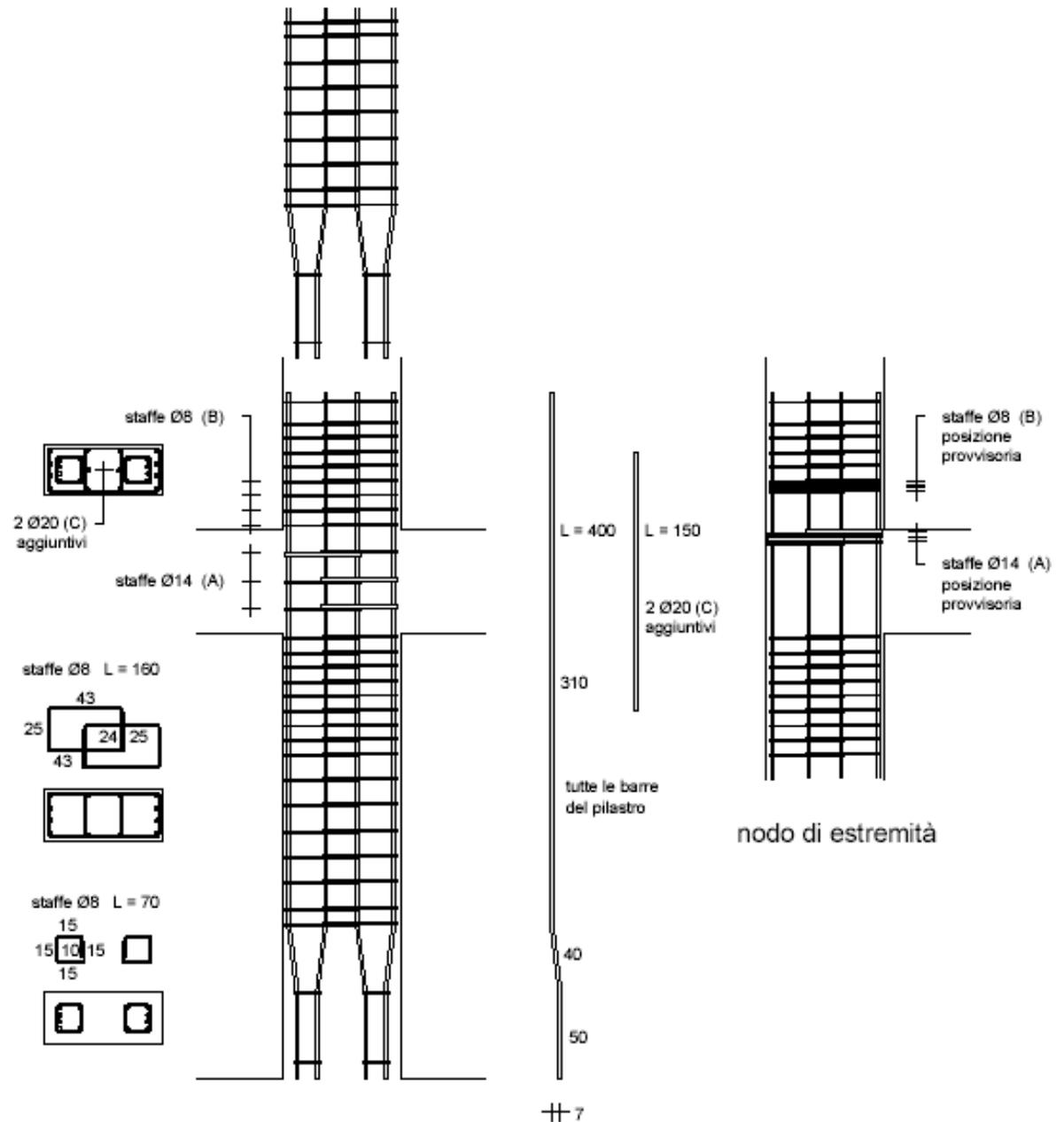
- **Tabella dei pilastri**

ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura					
15	30×70	A	A	A	B	B	B
16	30×70	A	A	A	B	B	B
17	70×30	A	A	A	B	B	B
18	70×30	A	A	A	B	B	B
19	70×30	A	A	A	B	B	B
20	30×70	A	A	C	C	D	D
21	70×30	A	A	A	B	B	B
22	70×30	A	A	A	B	B	B
23	70×30	A	A	A	B	B	B
24	70×30	A	A1	A1	B1	B1	B1
25	70×30	A	A	A	B	B	B
26	70×30	A	A	A	B	B	B
27	30×70	A	A	C	C	D	D

- Sezione verticale dei pilastri



- Possibile dettaglio costruttivo



- I valori del taglio vanno calcolati con lo stesso criterio mostrato per le travi

$$V = \gamma_{Rd} \frac{M_{i,d,\text{sup}} + M_{i,d,\text{inf}}}{l}$$

NTC, punto 7.4.4.2.1

con  $\gamma_{Rd} = 1.30$  per CD “A” e 1.10 per CD “B”

NTC, Tab. 7.2.1

- Per NTC18 il momento resistente del pilastro può essere ridotto, eliminando l’aumento dovuto alla gerarchia travi-pilastri

$$M_{i,d} = M_{c,Rd} \min \left( 1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}} \right)$$

In questo modo si evita un eccessivo aumento di V dovuto ai sovrapporsi di più incrementi

## Prescrizioni di normativa:

- **Zona dissipativa – la maggiore tra:**
  - Altezza della sezione
  - 1/6 dell'altezza libera del pilastro
  - 45 cm
  - L'altezza libera del pilastro, se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione

NTC, punto 7.4.6.1.2

Per il pilastro 30x70:

70 cm

## Prescrizioni di normativa:

- **Nelle zona dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti:**
  - **le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe**
  - **la distanza tra due barre vincolate consecutive, deve essere non superiore a 15 cm e 20 cm, rispettivamente per CD"A" e CD"B"**

**A tal fine si intendono barre vincolate quelle direttamente trattenute da staffe o da legature**

NTC, punto 7.4.6.2.2

## Prescrizioni di normativa:

- Nelle zone dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a:

$$\max\left(6 \text{ mm}; 0.4 d_{bl,max} \sqrt{f_{yd,l} / f_{yd,st}}\right)$$

dove  $d_{bl,max}$  è il diametro massimo delle barre longitudinali,  $f_{yd,l}$  e  $f_{yd,st}$  sono, rispettivamente, la tensione di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe

NTC, punto 7.4.6.2.2

suggerisco 8 mm o eventualmente 10 mm

## Prescrizioni di normativa:

- Nelle zone dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti:
  - Il passo delle staffe di contenimento e legature deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
    - $1/3$  e  $1/2$  del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''
    - 12,5 cm e 17,5 cm, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''
    - 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD''A'' e CD''B''

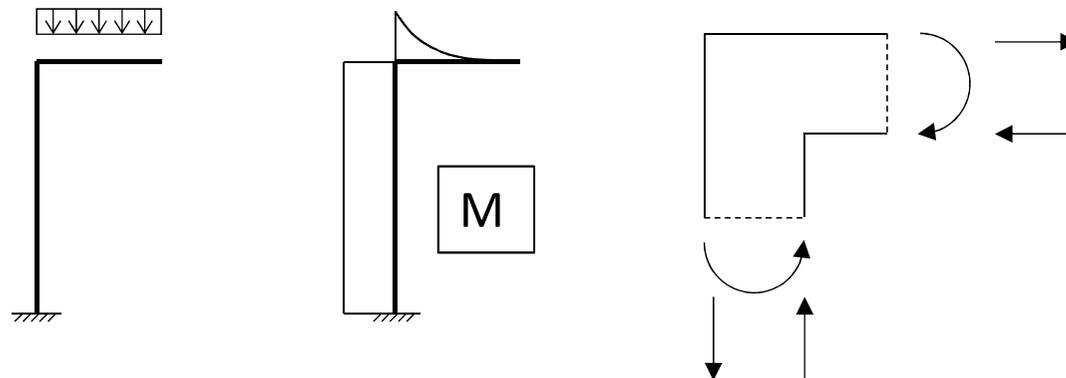
NTC, punto 7.4.6.2.2

## Per l'esempio:

- Nei tratti di estremità si devono quindi disporre  $\varnothing 8 / 8.4$
- Nella parte centrale si metteranno  $\varnothing 8 / 15$

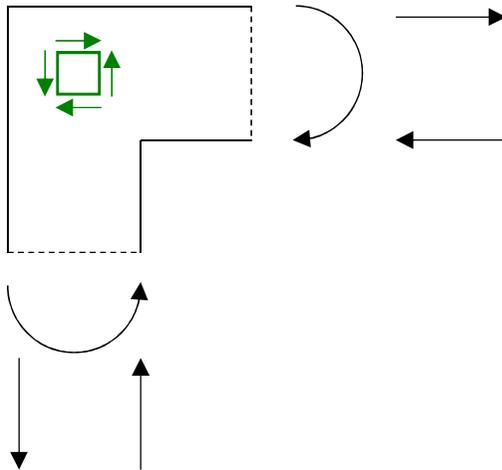
# Nodi

- Nelle strutture intelaiate in acciaio, indipendentemente dal sisma, è prassi comune verificare a taglio il nodo (l'anima della colonna)
- Nelle strutture in cemento armato in assenza di sisma non c'è questa abitudine ... ma il problema c'è comunque
  - Esempio: pilastro di una pensilina, dal quale esce a sbalzo una trave che sostiene la copertura

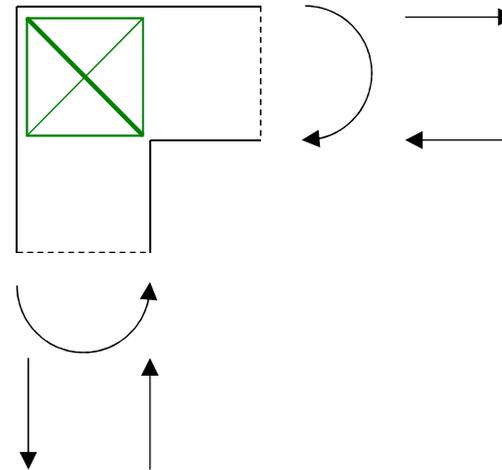


nel nodo  
nasce taglio

- Pilastro di una pensilina, dal quale esce a sbalzo una trave che sostiene la copertura



stato tensionale



tirante-puntone

- Entrambi i modelli sono concettualmente validi, anzi per certi versi per una verifica allo SLU ha più senso il modello tirante-puntone
- In un modello tirante-puntone non sono indispensabili entrambe le diagonali, ne basterebbe una

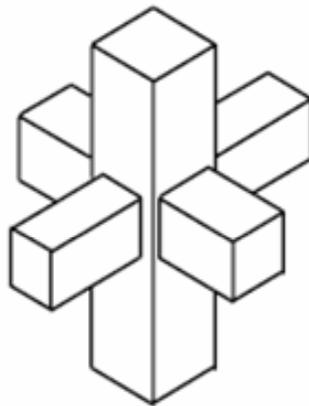
## Nodi interamente confinati

- In ognuna delle 4 facce si innestano travi
- Le travi sono sovrapposte ai pilastri per almeno  $\frac{3}{4}$  della larghezza del pilastro (e tra loro per  $\frac{3}{4}$  dell'altezza)

NTC, punto 7.4.4.3

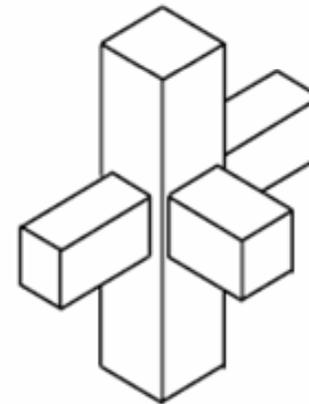
NTCo8: Per i nodi interamente confinati non occorrono verifiche

Scomparso  
in NTC18

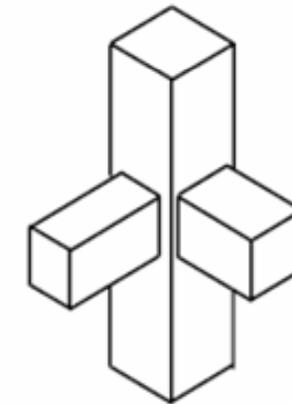


Nodo interno,  
interamente  
confinato

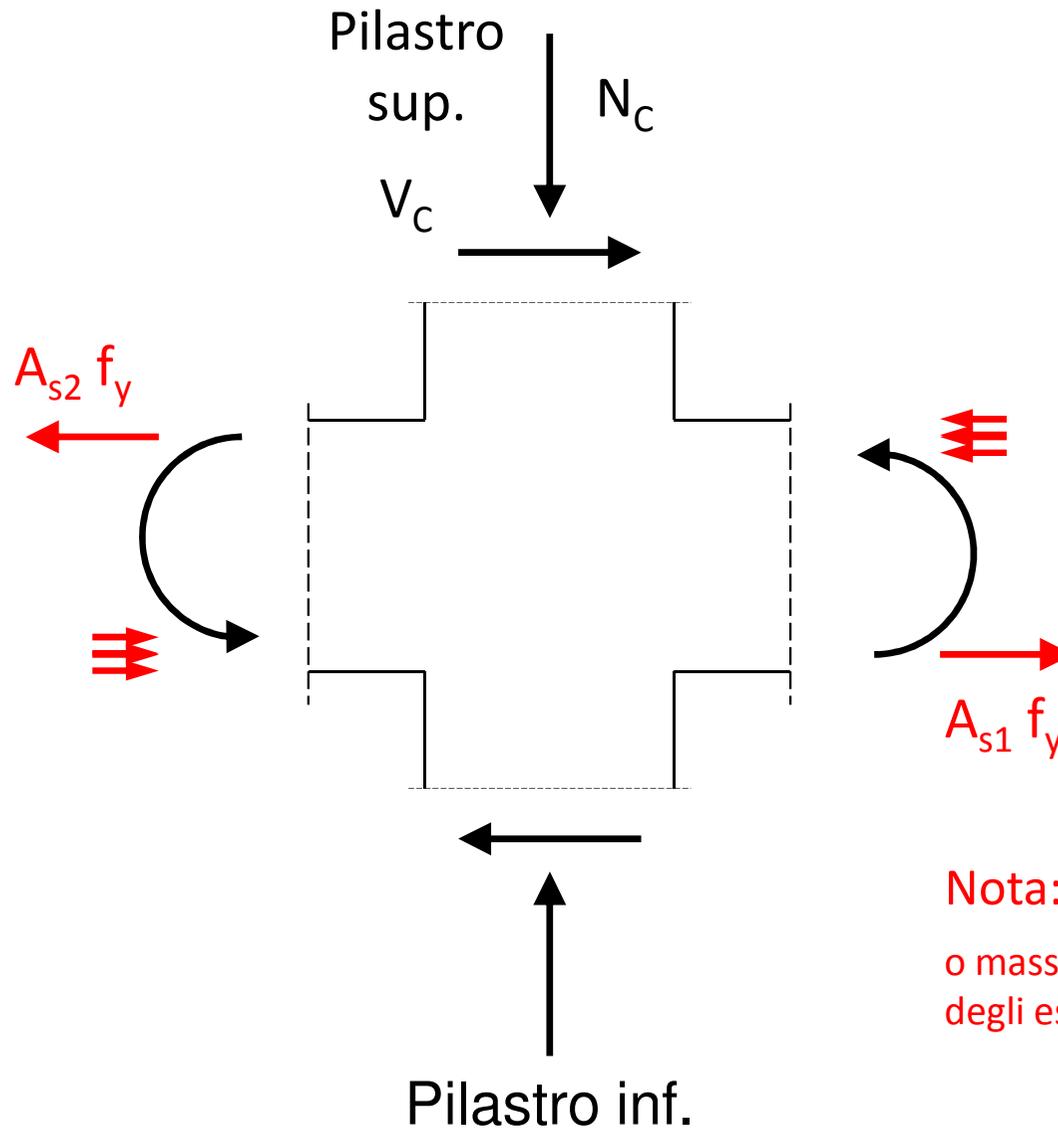
Nodi non  
interamente  
confinati



Nodo laterale



Nodo d'angolo



Taglio sollecitante il nodo

$$V_j = (A_{s1} + A_{s2}) f_y - V_C$$

La norma aggiunge il coefficiente

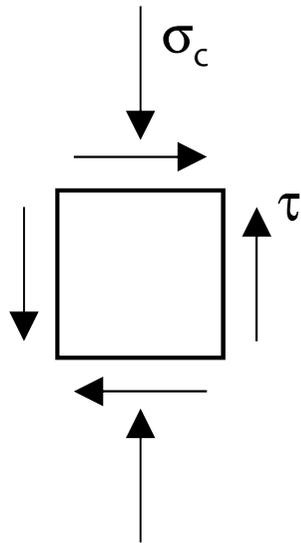
$\gamma_{Rd}$

$$V_j = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C$$

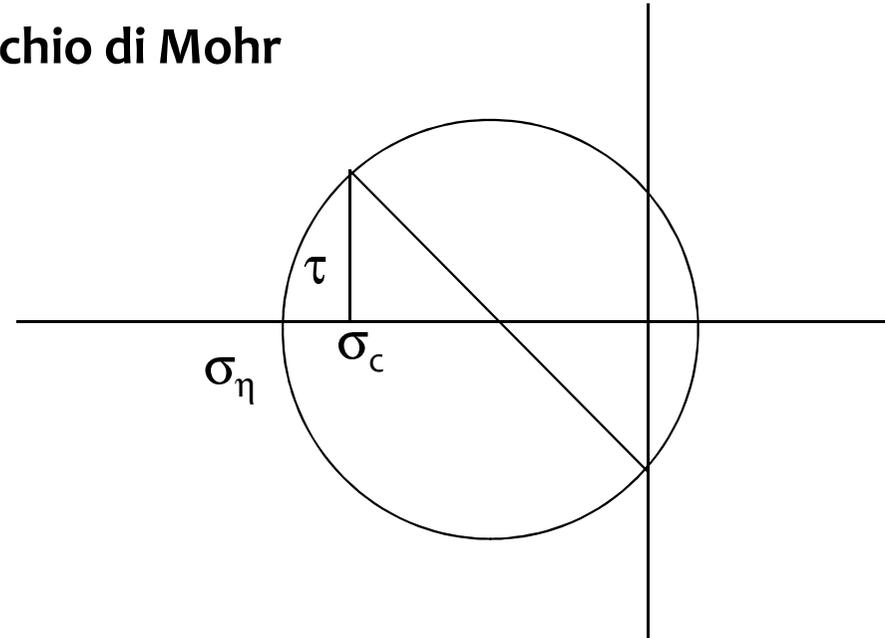
Nota:  $V_C$  = taglio fornito dal calcolo

o massimo taglio corrispondente alla plasticizzazione degli estremi del pilastro

NTC, punto 7.4.4.3.1



Cerchio di Mohr



$$\sigma_c = \frac{N}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq \eta f_c$$

**compressione**

$$\sigma_{\eta} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq \eta f_c \quad \text{compressione}$$

con semplici passaggi

$$\tau \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{\sigma_c}{\eta f_c}}$$

ovvero

NTC, punto 7.4.4.3.1

$$V_j \leq \eta f_c b h \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}}$$

$$v = \frac{N}{b h f_c}$$

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$$

$\alpha_j = 0.60$  nodo interno

$\alpha_j = 0.48$  nodo esterno

- **Nota: nell'espressione**

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

**$b_j$  è la larghezza del nodo**

la minore tra :

a) la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;

b) la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro

**$h_{jc}$  è distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro**

Per la Circolare si può usare  $h_{c,max}$  massima dimensione del pilastro

- Nota: nell'espressione

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}}$$

**$b_j$**  è la larghezza del nodo

la minore

a) la maggiore  
della trave

b) la minore  
della trave  
pilastro

**$h_{jc}$**  è distanza  
pilastro

Per la Cir

**Concettualmente:**

- Se si usa la resistenza del calcestruzzo non confinato si fa affidamento sulla sezione nominale
- Se si usa la resistenza del calcestruzzo confinato si deve ridurre la sezione per tener conto della possibile espulsione del ricoprimento

sezione

zione

el

tro

- Si noti inoltre che l'espressione

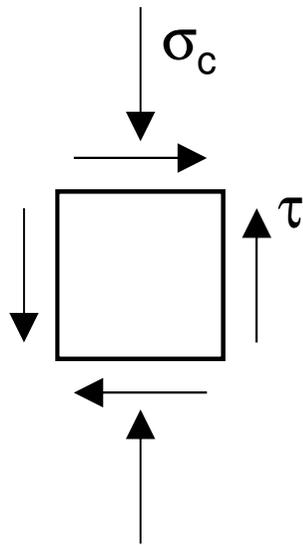
$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$$

fornisce valori nulli se  $v_d \geq \eta$

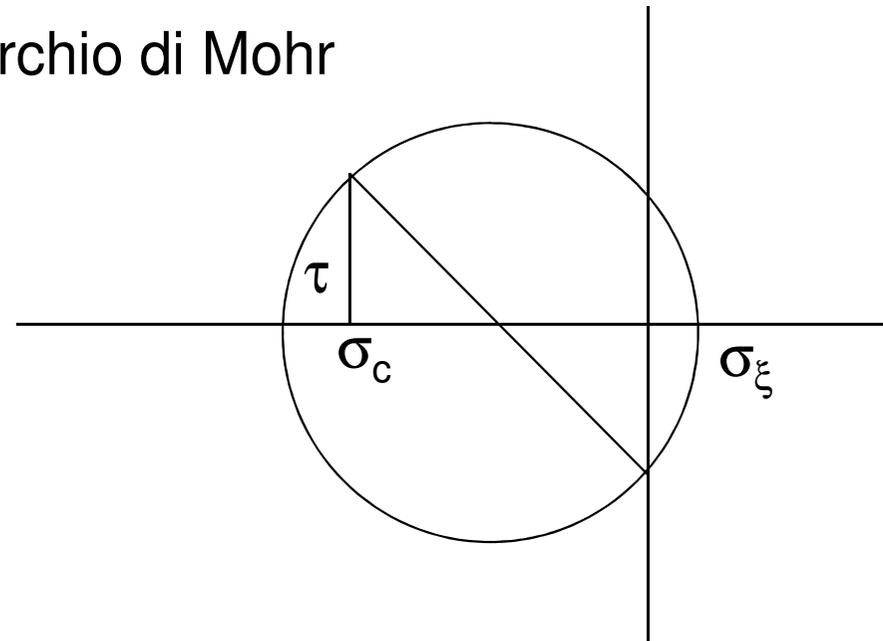
I criteri di dimensionamento suggeriti non dovrebbero portare a tanto, ma il  $\Delta N$  da sisma può dare problemi

In questi casi può essere utile fare affidamento sul confinamento del calcestruzzo, oltre che sull'aver usato un calcestruzzo C30/37 anziché un C25/30

- In assenza di specifiche armature



Cerchio di Mohr



$$\sigma_c = \frac{N}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

$$\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq f_{ct}$$

trazione

- In assenza di specifiche armature

$$\sigma_{\eta} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

si può ottenere

$$\tau \leq f_{ct} \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{f_{ct}}}$$

ovvero

$$V_j \leq f_{ct} b h \sqrt{1 + \frac{N}{b h f_{ct}}}$$

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

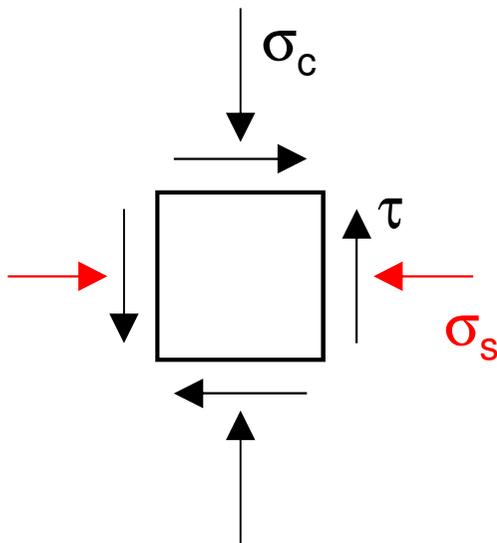
NTC 08

$$f_{ctm} = 0.3 \sqrt{f_c}$$

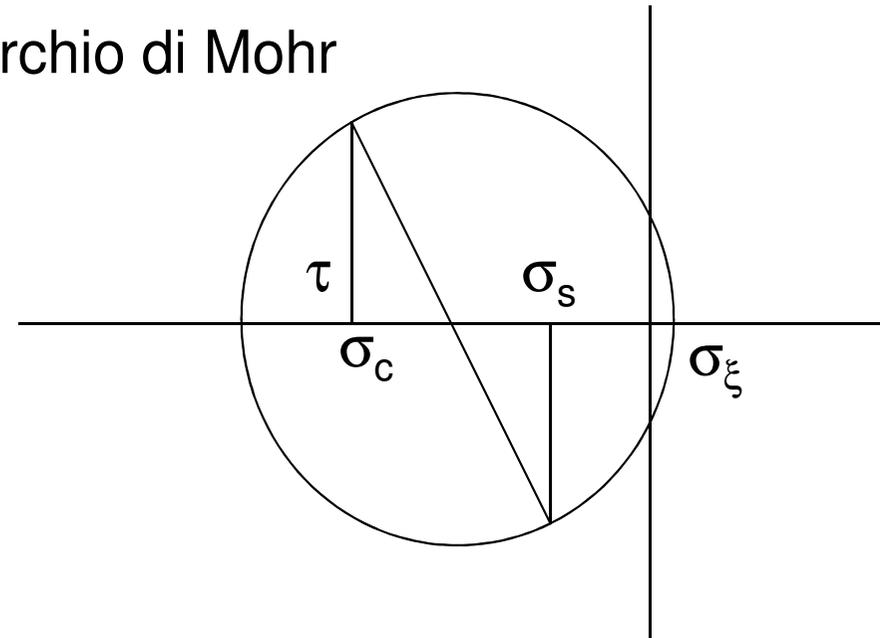
OPCM 3431

Questa verifica è difficilmente soddisfatta. La formula può essere utile solo nella verifica di edifici esistenti, privi di staffe nel nodo

- In presenza di armature orizzontali (staffe, barre di parete)



Cerchio di Mohr



$$\sigma_c = \frac{N}{b h} \quad \sigma_s = \frac{A_s f_y}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

$$\sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct}$$

trazione

- In presenza di armature orizzontali (staffe, barre di parete)

$$\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

con semplici passaggi

$$\tau \leq \sqrt{(f_{ct} + \sigma_c)(f_{ct} + \sigma_s)} \quad \text{per verifica}$$

$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ct} + \sigma_c} - f_{ct} \quad \text{per progetto armatura}$$

ovvero

NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$\frac{A_s f_y}{b h} \geq \frac{(V / b h)^2}{f_{ct} + v f_c} - f_{ct}$$

$$v = \frac{N}{b h f_c}$$

- La normativa 2008 imponeva di effettuare le verifiche innanzi indicate solo per nodi non confinati di struttura di classe di duttilità A
- Le NTC18 dicono che “in ogni nodo la capacità a taglio deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda” senza fare distinzione tra classe di duttilità oppure tra nodi confinati o non confinati
- La Circolare NTC del 2019 dice invece che “le verifiche di resistenza dei nodi ... si applicano in classe di duttilità “A” e, limitatamente ai nodi non interamente confinati, in classe “B”
- **Considerazioni:**
  - I valori di staffe nel nodo che si ottengono sono veramente alti, difficilmente proponibili
  - Ci sono studi sperimentali e (sembra) la normativa neozelandese che indicano che serve una minore quantità di staffe nel nodo

# Impalcato

**È necessaria solo se si è effettuata l'ipotesi di impalcato planimetricamente indeformabile**

**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**

**È sempre necessaria**

**Richiede di:**

- **analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate**
- **calcolarne lo stato tensionale (con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave)**
- **valutare l'ammissibilità della sezione in calcestruzzo e l'eventuale necessità di armature aggiuntive per garantire la resistenza**

**Gerarchia delle resistenze: incrementare del 30% le forze ottenute dall'analisi**

# Fondazioni

- Le azioni sulle fondazioni derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni
- il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:
- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3)
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD“A” e 1,10 in CD“B”

NTC, punto 7.2.4

### Armature – fondazioni dirette

- Normali armature per allo stato limite ultimo
- Nelle travi di fondazione armatura longitudinale non inferiore allo 0.2% della sezione, sia superiormente che inferiormente
- Nelle platee armatura longitudinale in due direzioni, non inferiore allo 0.1% della sezione, sia superiormente che inferiormente

### Armature – fondazioni su pali

- Disporre nei pali un'armatura longitudinale non inferiore allo 0.3% della sezione
- Disporre nei pali un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore

NTC, punto 7.2.4

- Tener conto degli effetti che possono essere indotti da spostamenti relativi
- Non occorre calcolo specifico di tali effetti se si collegano le fondazioni con un reticolo di travi o con una piastra in grado di sopportare azioni assiali:

$$0.2 N_{sd} a_{max}/g$$

per suolo tipo A (nuovo, non in NTC08)

$$0.3 N_{sd} a_{max}/g$$

per suolo tipo B

$$0.4 N_{sd} a_{max}/g$$

per suolo tipo C

$$0.6 N_{sd} a_{max}/g$$

per suolo tipo D

$N_{sd}$  = valore medio delle forze verticali sugli elementi collegati

$$a_{max} = a_g S$$

NTC, punto 7.2.4