NTC 2018: Tutto chiaro? – Proviamo ad orientarci – 1° giornata

Il cemento armato questo «s»conosciuto

Bologna, 28 giugno 2018

1 – Progetto di nuove costruzioni antisismiche

Docente del corso

AURELIO GHERSI

Evoluzione della normativa

alla fine del XX secolo e all'inizio del XXI

Normativa italiana

- Decreti Ministeriali Fondati sulle leggi 1086/71 e 64/74 (poi unificate nel Testo Unico per l'Edilizia DPR 380/01)

⇩

- Norme sintetiche (poche decine di pagine)
- Intese come prescrittive, cogenti (cioè da applicare nei singoli dettagli)

Normativa europea

- Eurocodici
  Anni '90 come ENV, norme europee provvisorie
  Dopo il 2000 come EN, norme europee

⇩

- Norme molto ampie (molte centinaia di pagine)
- Intese come prestazionali (distinzione tra principi e regole applicative)

Evoluzione della normativa

alla fine del XX secolo e all'inizio del XXI

Normativa italiana, inizio XXI secolo

- 2003 – OPCM 3274 e successive

  Riprendono sostanzialmente gli Eurocodici

- 2005 e poi 2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni

  Ribadiscono la concordanza con gli Eurocodici

⇩

- È oggetto di lunghi dibattiti il termine "norme prestazionali" …

  … ma in sostanza non ha senso applicarle se non accettando la distinzione tra principi e regole applicative

Principi e regole applicative

Distinzione tra

- Principi
  obiettivi da raggiungere, obbligatori
- Regole applicative
  come farlo, consigli autorevoli ma non obbligatori

  è alla base della normativa europea e deve esserlo anche per la normativa italiana

I principi non cambiano

Le regole applicative si modificano
(perché le conoscenze scientifiche evolvono)

Principi e regole applicative

Si noti che anche in passato esistevano

- Le norme, molto sintetiche
- I criteri di buona progettazione, non scritti nella normativa, ma fondamentali per realizzare una buona opera

⇧

I principi non cambiano

Le regole applicative si modificano
(perché le conoscenze scientifiche evolvono)

Evoluzione della normativa

oggi e nel futuro prossimo

Oggi:

- Nuova versione delle Norme Tecniche per le Costruzioni
  - NTC 2018, D.M. 17/1/2018
  - Circolare 21/1/2019
- Ma anche
  - D.M. 28/2/2017, che definisce le classi di rischio sismico

Nel prossimo futuro:

- Nuova versione degli Eurocodici
  - lavoro in corso, con tempi non ben definiti, ma che toccherà un po' tutti gli Eurocodici

I principi non cambiano … ma le regole applicative si modificano

Come influirà sul nostro modo di lavorare?

Cosa cambia con le nuove norme?

Aspetti di immediata percezione

- Nuova terminologia
  - q, fattore di struttura → fattore di comportamento
  - criterio di gerarchia delle resistenze → progettazione in capacità
  - classe di duttilità B (bassa duttilità) → classe di duttilità B (media duttilità)
  - zone critiche → zone dissipative

Con un po' di fatica ci abitueremo ad usarli

Cosa cambia con le nuove norme?

Aspetti di immediata percezione

- Nuova organizzazione del testo di alcuni capitoli delle NTC
  - Informazioni riunite in tabelle che prima non esistevano
  - Informazioni spostate in altri punti

È sicuramente una razionalizzazione del testo, ma richiede un po' di studio per abituarsi e ritrovare le informazioni

Rende meno facile il confronto con la versione precedente

Cosa cambia con le nuove norme?

Aspetti nascosti nel testo

- Modifiche di regole applicative
- Modifica di coefficienti

Conseguenze:

- Il modo di procedere nella progettazione strutturale non cambia in maniera sostanziale
- I risultati numerici possono essere diversi

Ma che ce ne importa?
Tanto c'è il programma di calcolo che ne tiene conto

Non è vero:

- Alcune di queste modifiche possono incidere sulle scelte di base del progettista

Considerazioni personali

Cosa hanno prodotto 10 anni di applicazione delle NTC (accoppiate all'uso di programmi molto sofisticati) ?

In media:

- Sicuramente strutture con sezioni maggiori che nel passato (e armature molto maggiori)

In molti casi:

- Strutture concepite senza tener conto dei "criteri di buona progettazione"
  (ad esempio, nessun rispetto di regolarità)
- Strutture sproporzionatamente costose

Considerazioni personali

Cosa ho riscontrato in sopraluoghi dopo gli eventi sismici degli ultimi quasi 40 anni?

- Numerosi crolli in edifici in c.a. non progettati per azione sismica
- Frequenti danni strutturali collegati a irregolarità
- Frequenti danni molto rilevanti agli elementi di tamponatura, anche in edifici progettati per azione sismica che non hanno avuto danni strutturali

Ho la sensazione che le norme sismiche siano efficaci nell'evitare il crollo, ma colgano meno bene gli aspetti della regolarità e del danneggiamento non strutturale

Considerazioni personali

- È importante esaminare le novità della normativa tenendo presente questi aspetti che ho rilevato

- Cercherò di fare un discorso sintetico ma organico, in modo da riflettere sulla progettazione di nuove strutture e sull'analisi di strutture esistenti, con l'intento di
  - evidenziare le novità della normativa

  ma soprattutto
  - richiamare i principi base di buona progettazione, che devono essere sempre alla base del lavoro di un buon ingegnere

Principi base della progettazione strutturale

Principi base della progettazione strutturale

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

Principi base della progettazione strutturale

Regolarità

Condiziona:

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

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

Principi base della progettazione strutturale

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

Adeguata fondazione

consentono di usare modelli e tipi di analisi standard

Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale
=
Esistenza di chiari e diretti percorsi di trasmissione delle forze verticali e sismiche

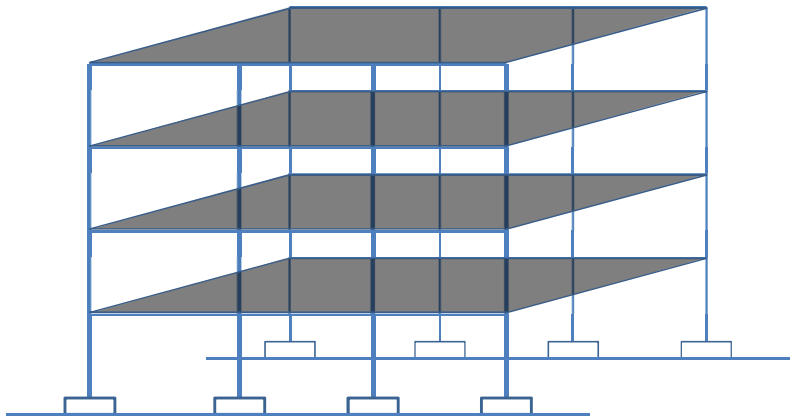
La modellazione, l'analisi, il dimensionamento, la definizione dei dettagli, la costruzione sono soggetti a minori incertezze

La previsione del comportamento della struttura è più affidabile

Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale

Esempio (per carichi verticali)



Il solaio scarica sulle travi

Ciascuna trave scarica su due pilastri

I pilastri scaricano sul plinto

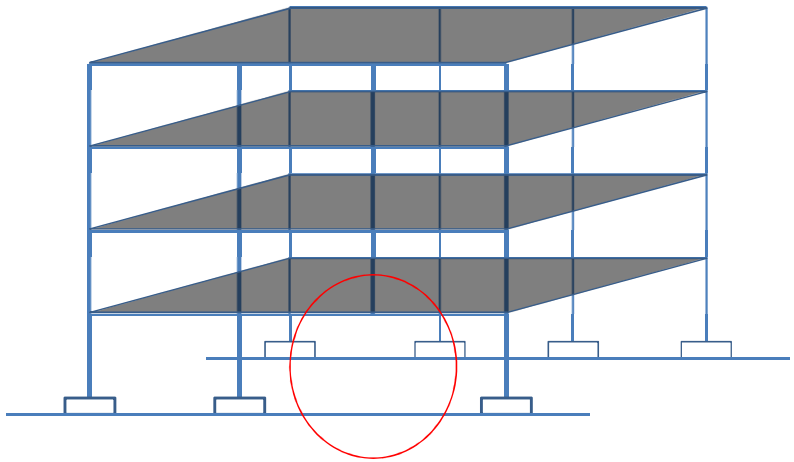
Il plinto scarica sul terreno

Semplice

Principi base della progettazione strutturale

Semplicità strutturale

Esempio (per carichi verticali)



Se manca un pilastro:

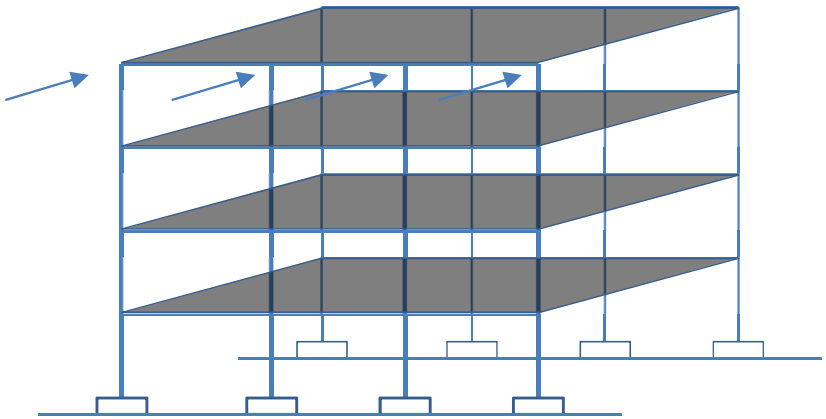
Il flusso dei carichi cambia e diventa molto più contorto (il pilastro scarica su una trave che scarica su un altro pilastro)

Non semplice

Principi base della progettazione strutturale

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

Principi base della progettazione strutturale

Uniformità

=

Omogenea distribuzione degli elementi strutturali

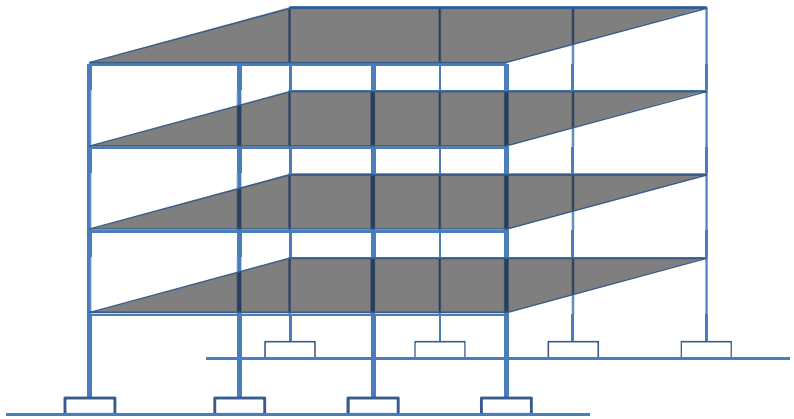
Consente una trasmissione diretta delle forze di inerzia generate dalla massa distribuita dell'edificio

Evita concentrazioni di tensione o elevate richieste di duttilità locale, che possono causare un collasso strutturale prematuro

Principi base della progettazione strutturale

Uniformità

Esempio (per carichi verticali)



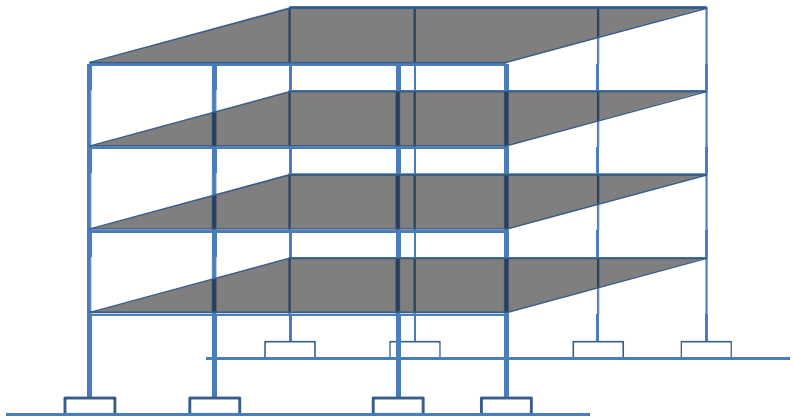
Se le luci delle campate di trave sono simili tra loro (ed i carichi portati pure) i momenti flettenti saranno molto simili nelle diverse campate

Uniforme

Principi base della progettazione strutturale

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

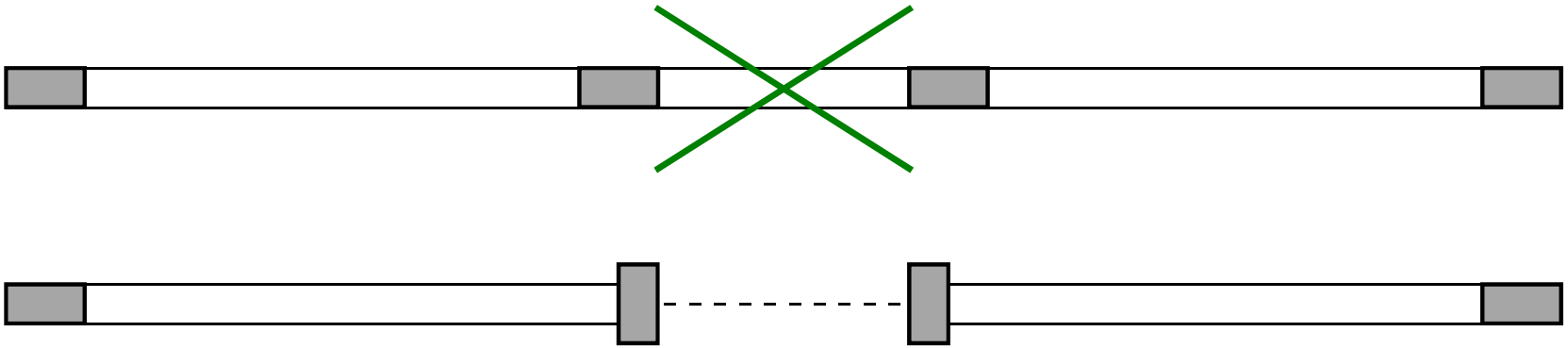
Principi base della progettazione strutturale

Uniformità

Esempio (per forze orizzontali)

- **Attenzione alle campate corte**

Campate di trave troppo corte e rigide provocano concentrazione di sollecitazioni

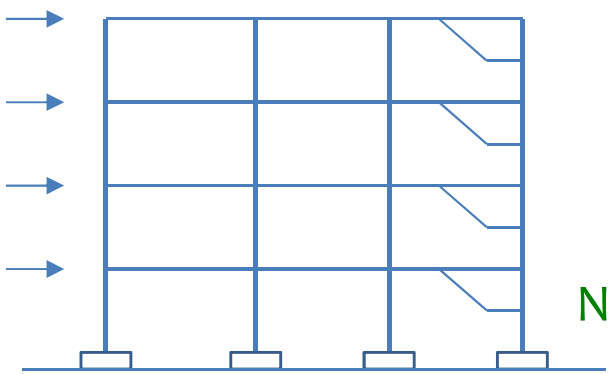


Principi base della progettazione strutturale

Uniformità

Esempio (per forze orizzontali)

- **Prestare molta attenzione alla scala**



Non uniforme

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

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

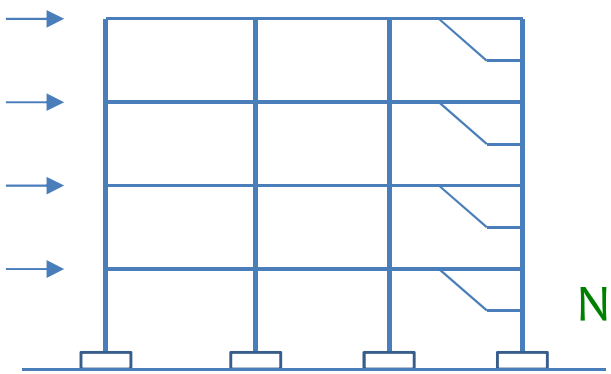
- Concentrazione delle sollecitazioni e riduzione della duttilità
- Possibilità di introdurre una forte asimmetria nella distribuzione di rigidezze

Principi base della progettazione strutturale

Uniformità

Esempio (per forze orizzontali)

- **Prestare molta attenzione alla scala**



Non uniforme

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

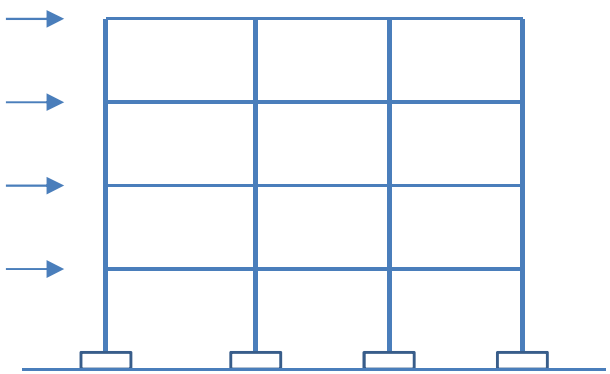
- La soletta crea un collegamento tra i due impalcati adiacenti; nel passato questo effetto non era colto solo perché la soletta rampante non era mai inserita nel modello
- La trave intermedia crea pilastri corti, meno duttili

Principi base della progettazione strutturale

Uniformità

Esempio (per forze orizzontali)

- **Prestare molta attenzione alla scala**



Uniforme

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

Principi base della progettazione strutturale

Simmetria

Se la configurazione dell'edificio è simmetrica o quasi simmetrica, una disposizione simmetrica degli elementi resistenti evita rotazioni in pianta, aiutando il raggiungimento dell'uniformità

Va bene

Principi base della progettazione strutturale

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:

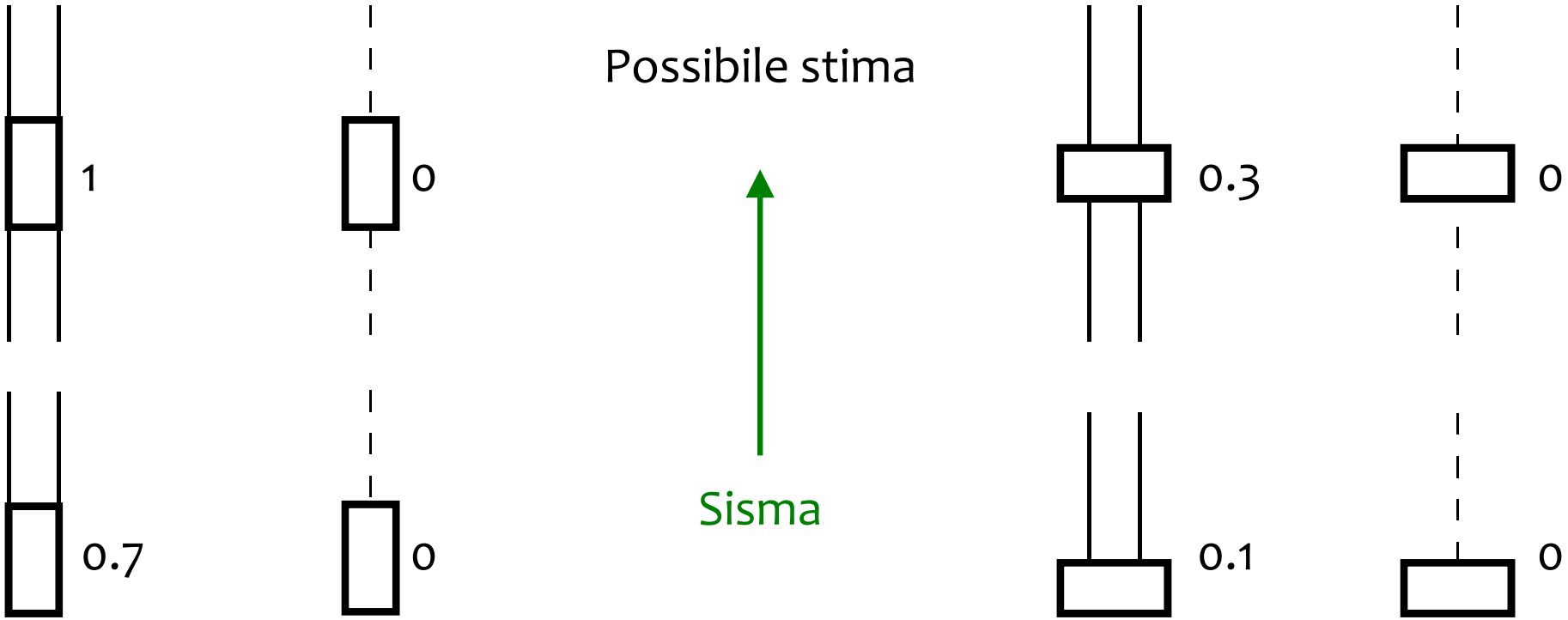
- Le sollecitazioni e gli spostamenti delle parti estreme sono molto maggiori rispetto a quello dei punti centrali
- Nei pilastri nasce una pressoflessione deviata molto rilevante

Non va bene

Principi base della progettazione strutturale

Simmetria

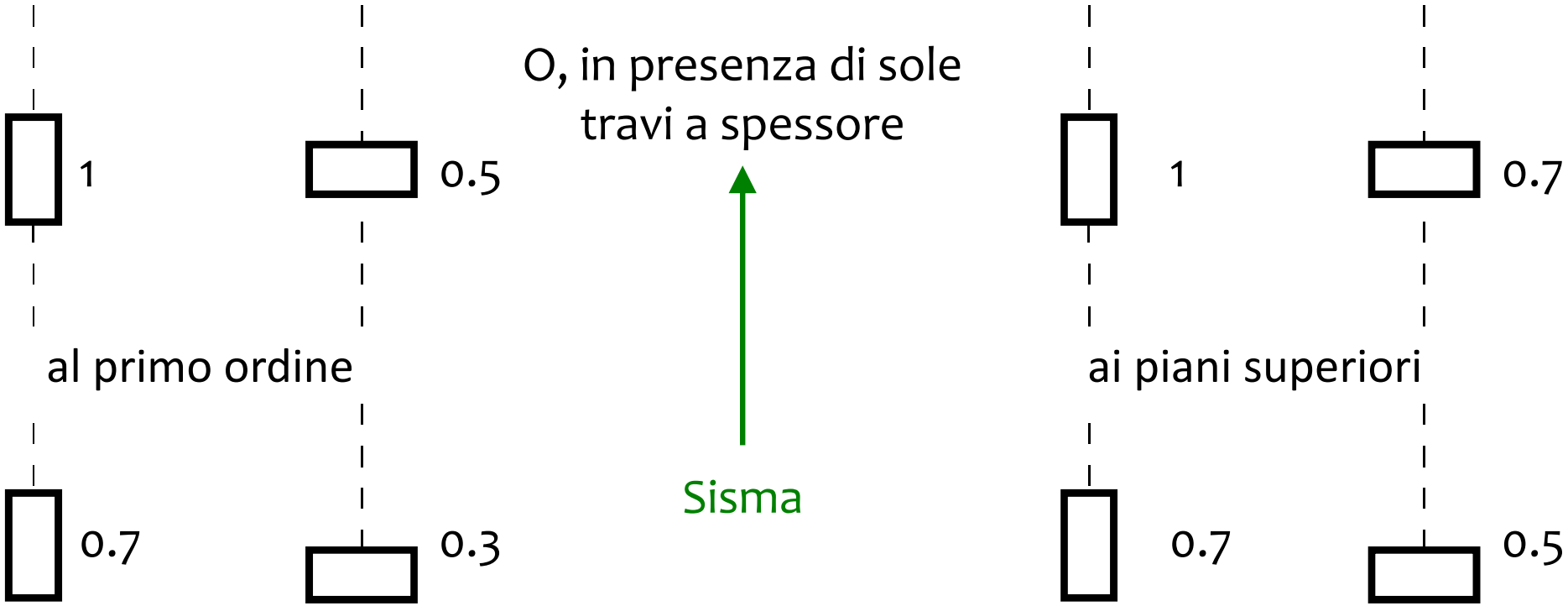
Per bilanciare correttamente gli elementi strutturali occorre avere una idea della rigidezza dei singoli elementi (pilastri, ecc.)



Principi base della progettazione strutturale

Simmetria

Per bilanciare correttamente gli elementi strutturali occorre avere una idea della rigidezza dei singoli elementi (pilastri, ecc.)



Principi base della progettazione strutturale

Iperstaticità

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

Principi base della progettazione strutturale

Iperstaticità

1994 – Northridge

1999 – Turchia

Mancanza di iperstaticità ⇨ La crisi dei pochi elementi resistenti porta rapidamente al collasso

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

Il moto sismico ha sempre
due componenti orizzontali

La struttura dell'edificio deve essere in grado
di resistere ad azioni orizzontali
agenti in qualsiasi direzione

Forti differenze di rigidezza
possono rendere rilevanti aspetti in genere trascurabili

Principi base della progettazione strutturale

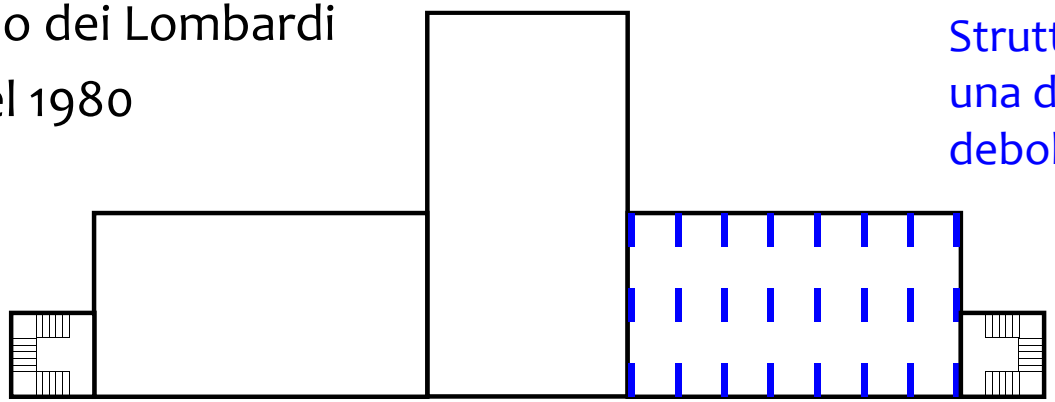
Resistenza e rigidezza bi-direzionale

Ospedale di S. Angelo dei Lombardi

Crollato col sisma del 1980

Struttura rigida in una direzione, debole nell'altra

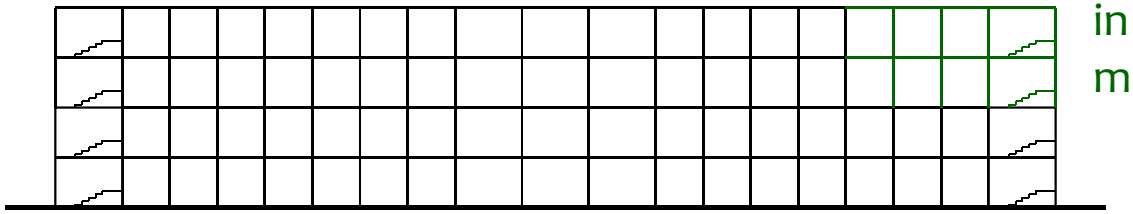
PIANTA



Corpo scala non conteggiato nel calcolo

Parte costruita in un secondo momento

PROSPETTO

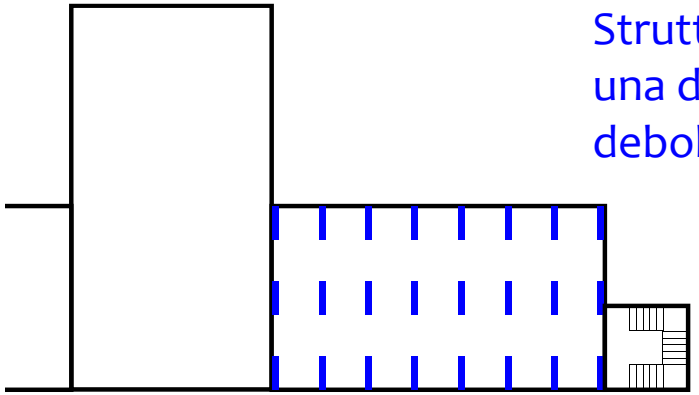


Principi base della progettazione strutturale

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

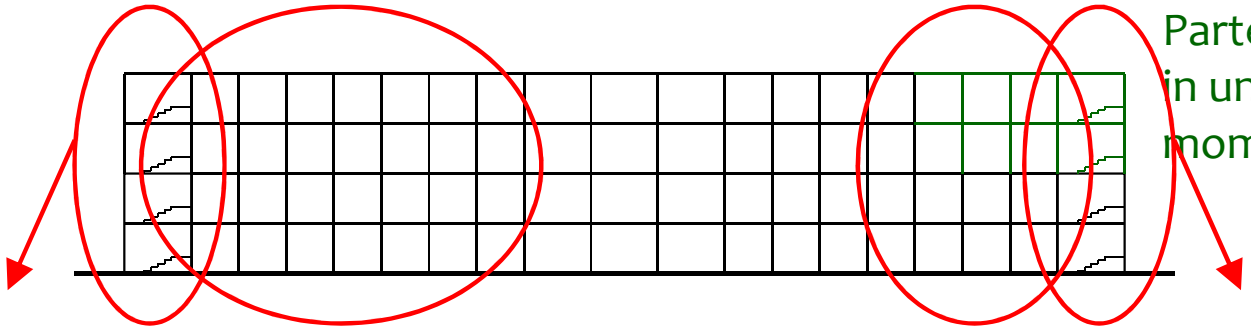
Nel crollo, la scala ha trascinato verso il basso tutto l'edificio



Struttura rigida in una direzione, debole nell'altra

Corpo scala non conteggiato nel calcolo

PROSPETTO



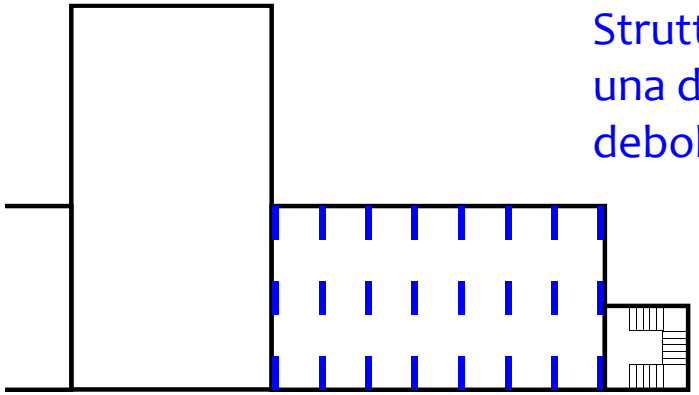
Parte costruita in un secondo momento

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza bi-direzionale

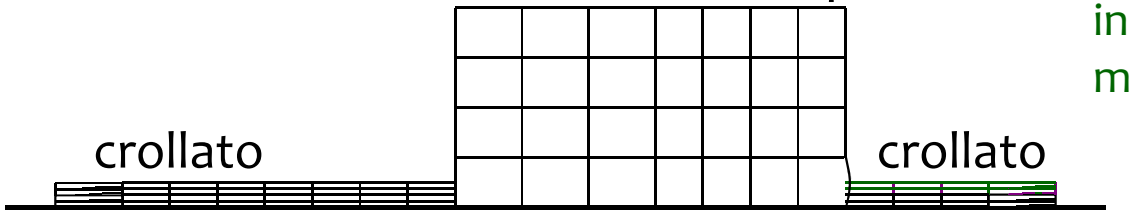
La zona scala, non conteggiata nel calcolo, era più rigida (in dir. x) della struttura e quindi ha subito sollecitazioni molto forti ed ha innescato il crollo

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



Parte costruita in un secondo momento

PROSPETTO

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza torsionale

=

Adeguata rigidezza e resistenza
agli elementi strutturali più eccentrici

Serve per limitare gli effetti dei moti torsionali
che tendono a sollecitare in modo
non uniforme i differenti elementi strutturali

Principi base della progettazione strutturale

Resistenza e rigidezza dell'impalcato

=

Esistenza di una soletta di adeguato spessore, continua
e senza forti riduzioni in pianta

Serve per garantire la trasmissione delle azioni inerziali
dalle masse agli elementi resistenti

Consente di limitare il numero di modi
da prendere in considerazione per valutare
la risposta dinamica della struttura

Principi base della progettazione strutturale

Adeguata fondazione

=

Elementi di fondazione ben collegati tra loro
e dotati di adeguata rigidezza

Serve per evitare cedimenti differenziali
(verticali e orizzontali) del piede dei pilastri

Assicura che l'intero edificio sia soggetto
ad una uniforme eccitazione sismica

Regolarità e normativa italiana ed europea

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

Regolarità e normativa italiana ed europea

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 α_u / α_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)

Regolarità e normativa italiana ed europea

- 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

NTC08, punto 7.2.2

NTC18, punto 7.2.1

Regolarità e normativa italiana ed europea

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

NTC08, punto 7.2.2

NTC18, punto 7.2.1

Regolarità e normativa italiana ed europea

In particolare:

- le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superan
- la rigide llo sovrasta
- il rappor un generico 0% dall'anal 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

Regole applicative = consigli autorevoli
ma non prescrizioni obbligatorie

NTC08, punto 7.2.2

NTC18, punto 7.2.1

Regolarità e normativa italiana ed europea

- 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

NTC08, punto 7.2.2

NTC18, punto 7.2.1

Regolarità e normativa italiana ed europea

- La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simm rma in pian mento è conv
- Il rap anta di ogni
- Ciasc piano tant elem

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

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

NTC08, punto 7.2.2

NTC18, punto 7.2.1

Regolarità e fattore di comportamento q

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

Regolarità e fattore di comportamento q

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

Regolarità e fattore di comportamento q

- 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

Considerazioni finali

sulla regolarità

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 rigidezza 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 rigidezze 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

Pericolosità sismica e spettri di risposta

Pericolosità sismica

- Per ogni sito la normativa fornisce i valori dell'accelerazione (su roccia), in funzione del periodo di ritorno dell'evento sismico

bologna,cinema teatro galliera | Cerca

Latitudine (WGS84): 44.50774950 | Longitudine (WGS84): 11.34650460

Latitudine (ED50): 44.509505 | Longitudine (ED50): 11.347638

Altitudine (mt) 0

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

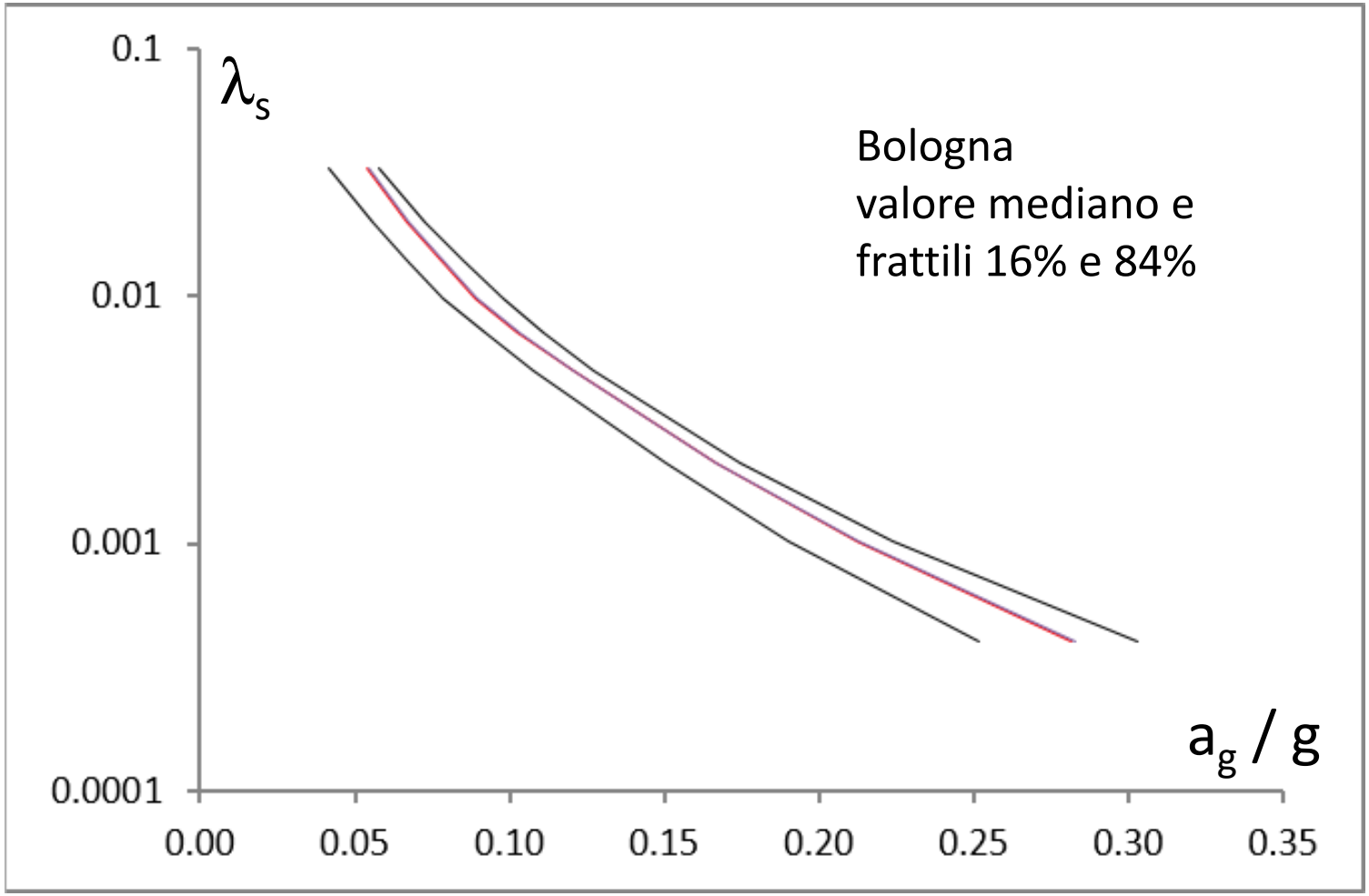
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.054	2.478	0.260
Danno	50	0.067	2.480	0.270
Salvaguardia Vita	475	0.167	2.398	0.310
Prevenzione Collasso	975	0.212	2.431	0.314

Parametri di pericolosità Sismica

Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.054	2.478	0.260
Danno	50	0.067	2.480	0.270
Salvaguardia Vita	475	0.167	2.398	0.310
Prevenzione Collasso	975	0.212	2.431	0.314

Pericolosità sismica

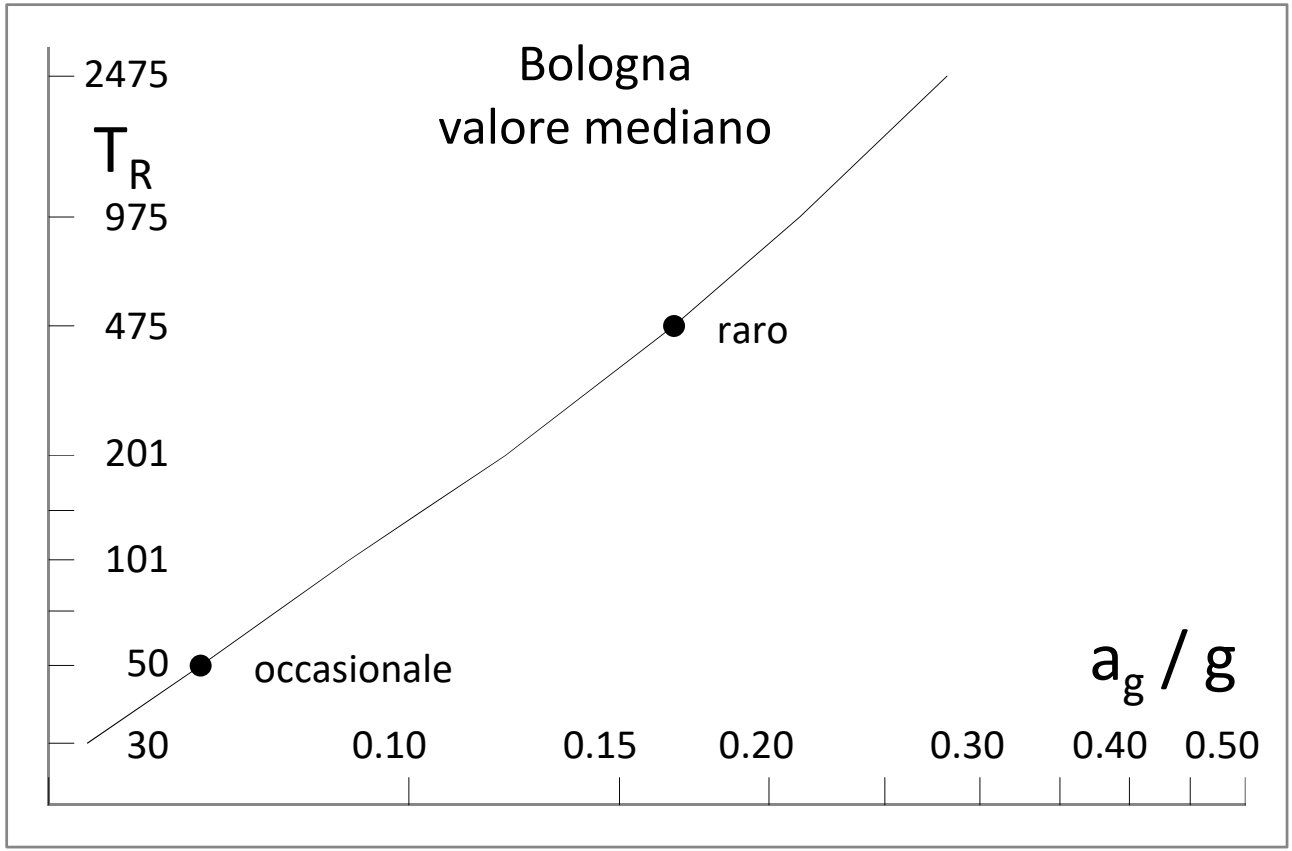
- La relazione tra la possibilità media di occorrenza $\lambda_s = 1/T_R$ e l'accelerazione a_g è fornita da curve di pericolosità



Pericolosità sismica

accelerazione e periodo di ritorno

- Utile vedere anche la relazione tra periodo di ritorno T_R e accelerazione a_g in scala logaritmica

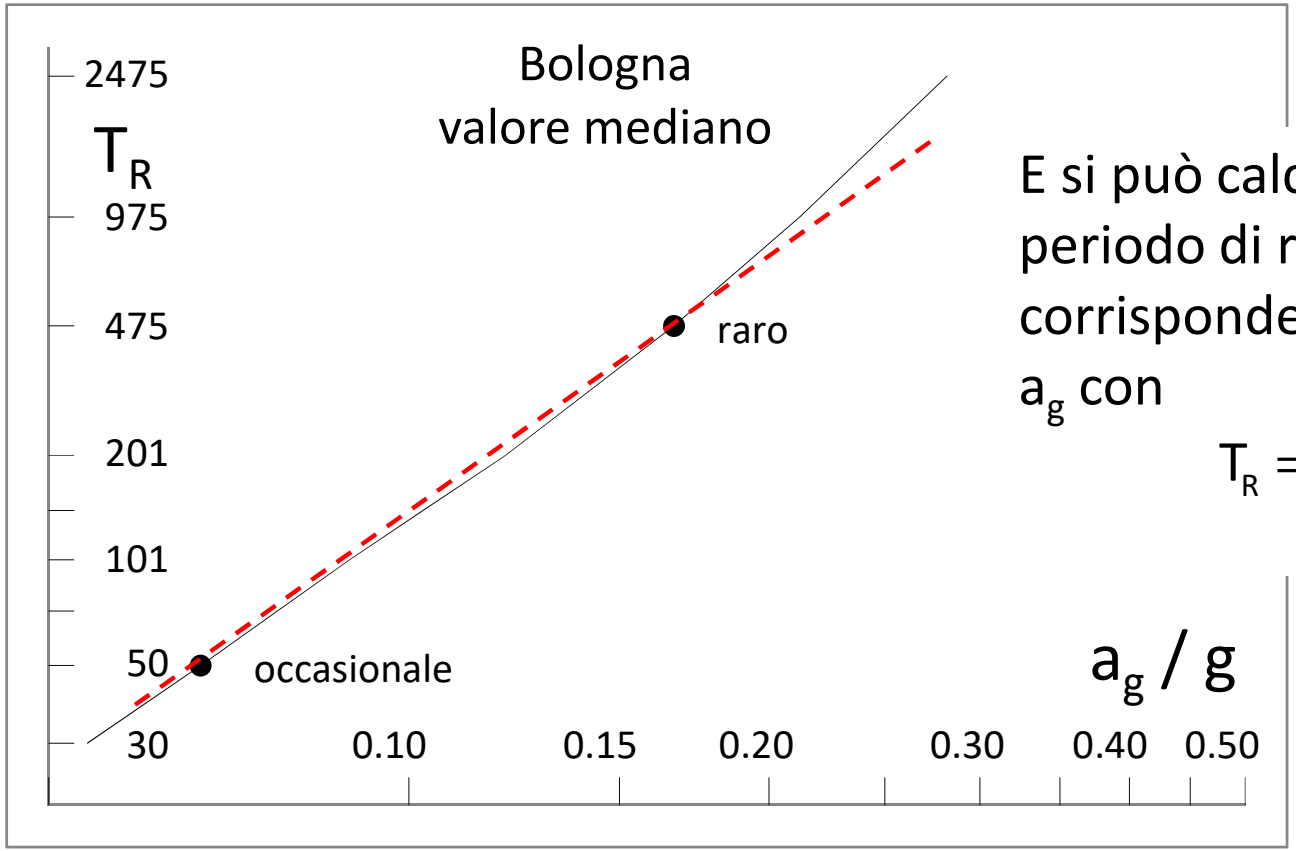


Pericolosità sismica

accelerazione e periodo di ritorno

- L'andamento è quasi lineare. La pendenza η può essere calcolata come

$$\eta = \frac{\ln(T_{R,1} / T_{R,2})}{\ln(a_{g,1} / a_{g,2})}$$



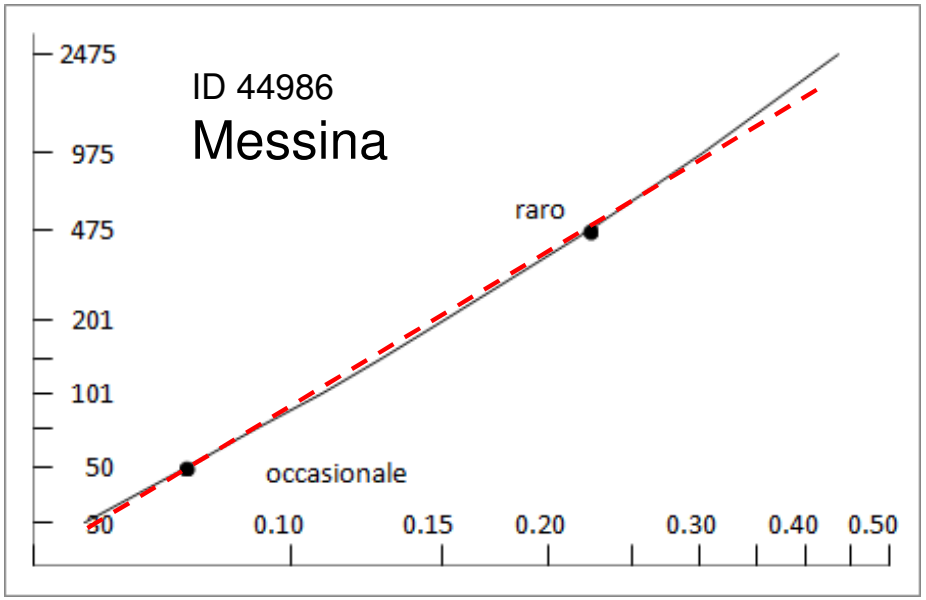
E si può calcolare il periodo di ritorno corrispondente ad un a_g con

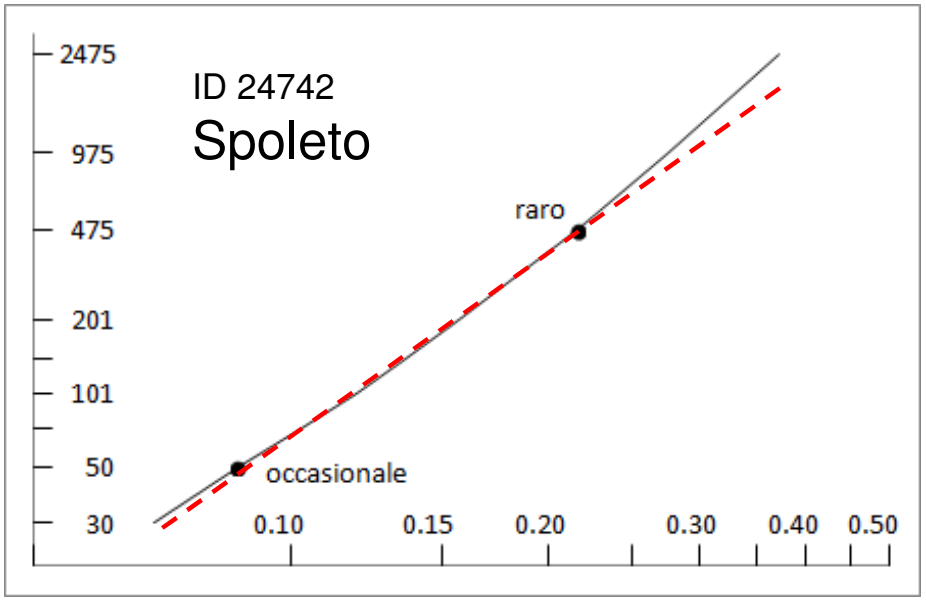
$$T_R = T_{R,2} \left(\frac{a_g}{a_{g,2}} \right)^{\eta}$$

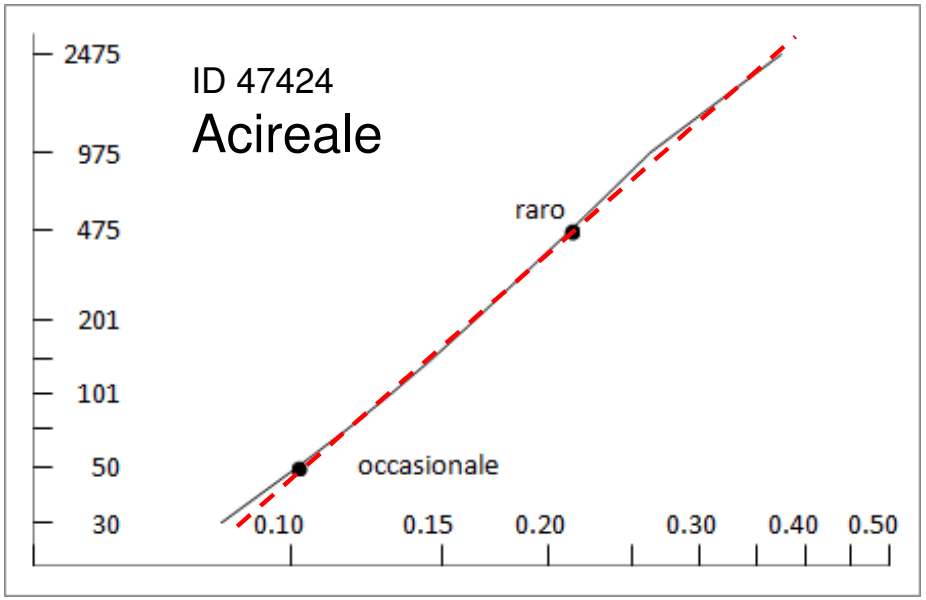
Avendo più punti si può considerare una spezzata e calcolare la pendenza tratto per tratto, ottenendo esponenti leggermente diversi

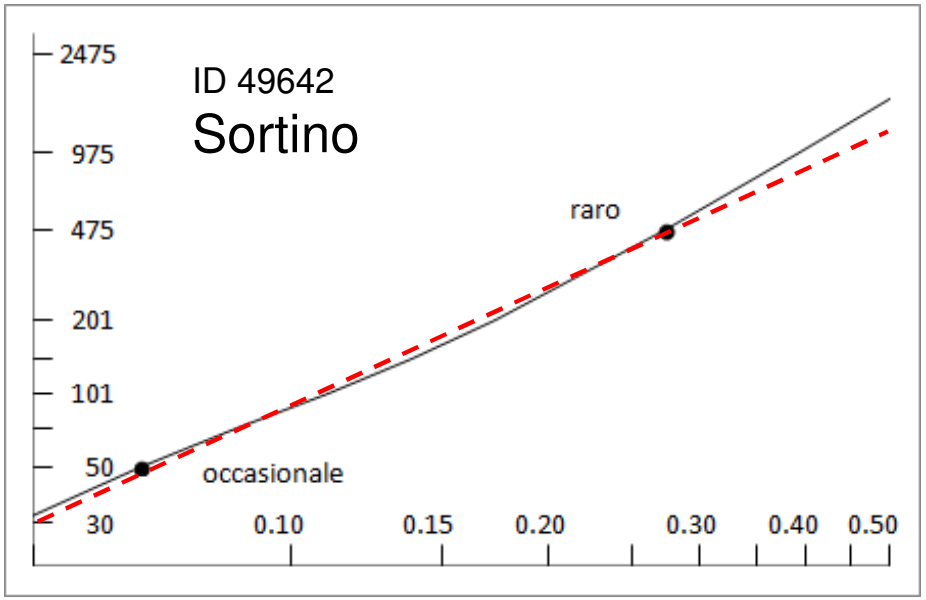
Accelerazione e periodo di ritorno

altri esempi

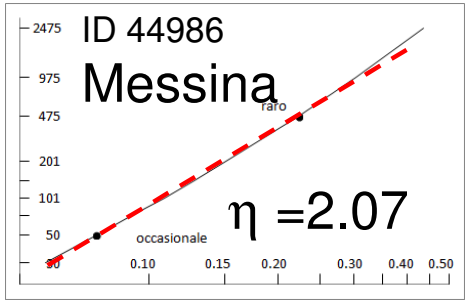


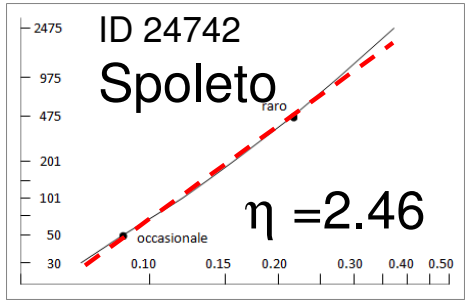


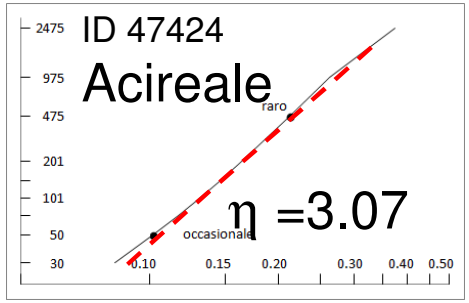


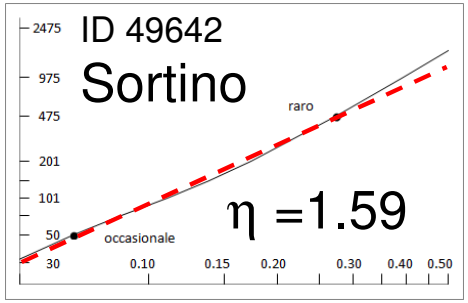


Accelerazione e periodo di ritorno





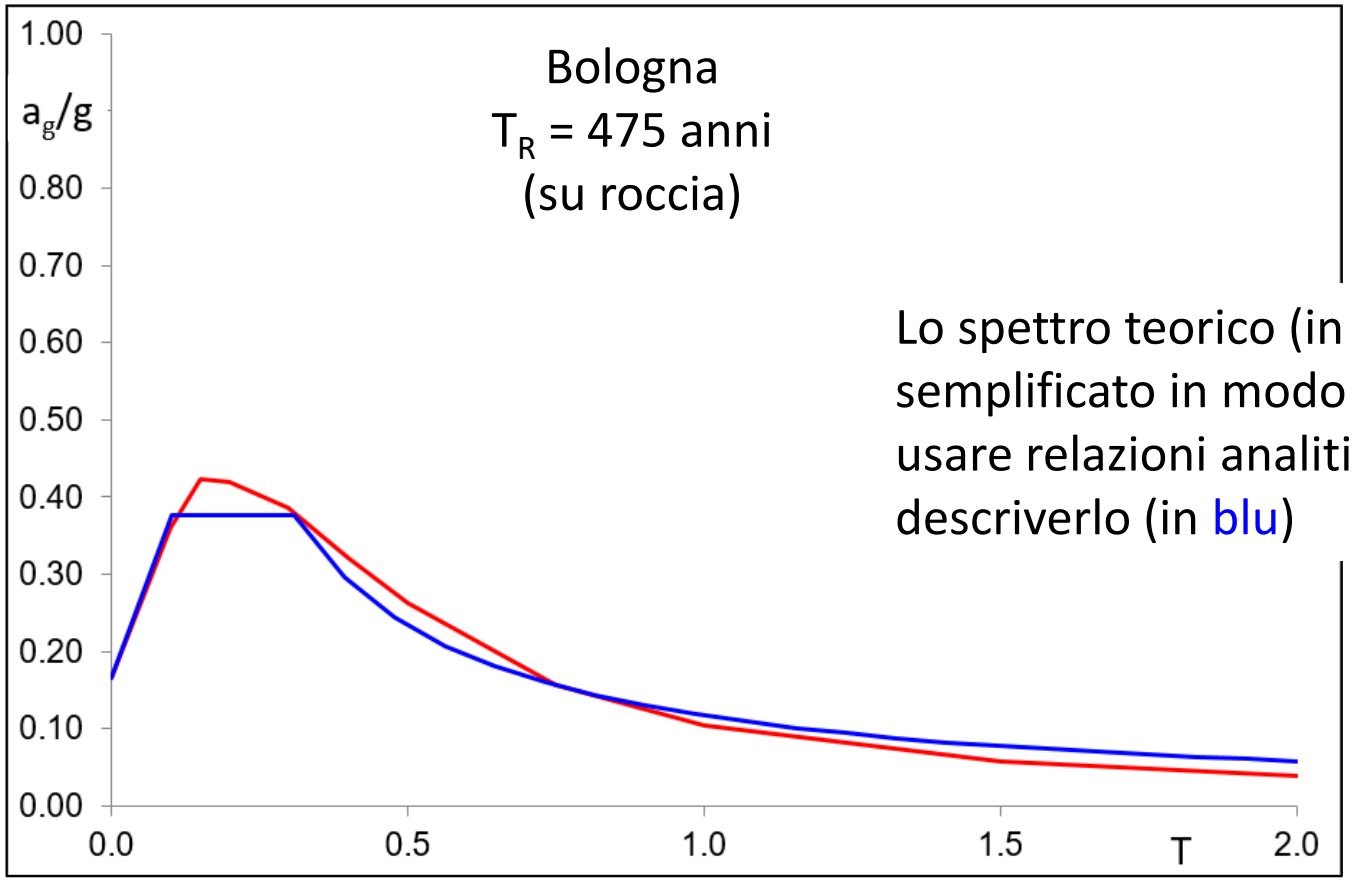




- Una norma attuale (DM 28/2/17) suggerisce di usare sempre come esponente $\eta = 1/0.41 = 2.44$ oppure di differenziarlo in funzione di a_g
  - Con questa differenziazione si avrebbe nei primi tre casi $\eta = 1/0.43 = 2.33$, nel quarto $\eta = 1/0.49 = 2.04$
- È evidente che l'unico modo corretto per scegliere l'esponente η consiste nel far riferimento ai dati del sito

Spettri di risposta elastica

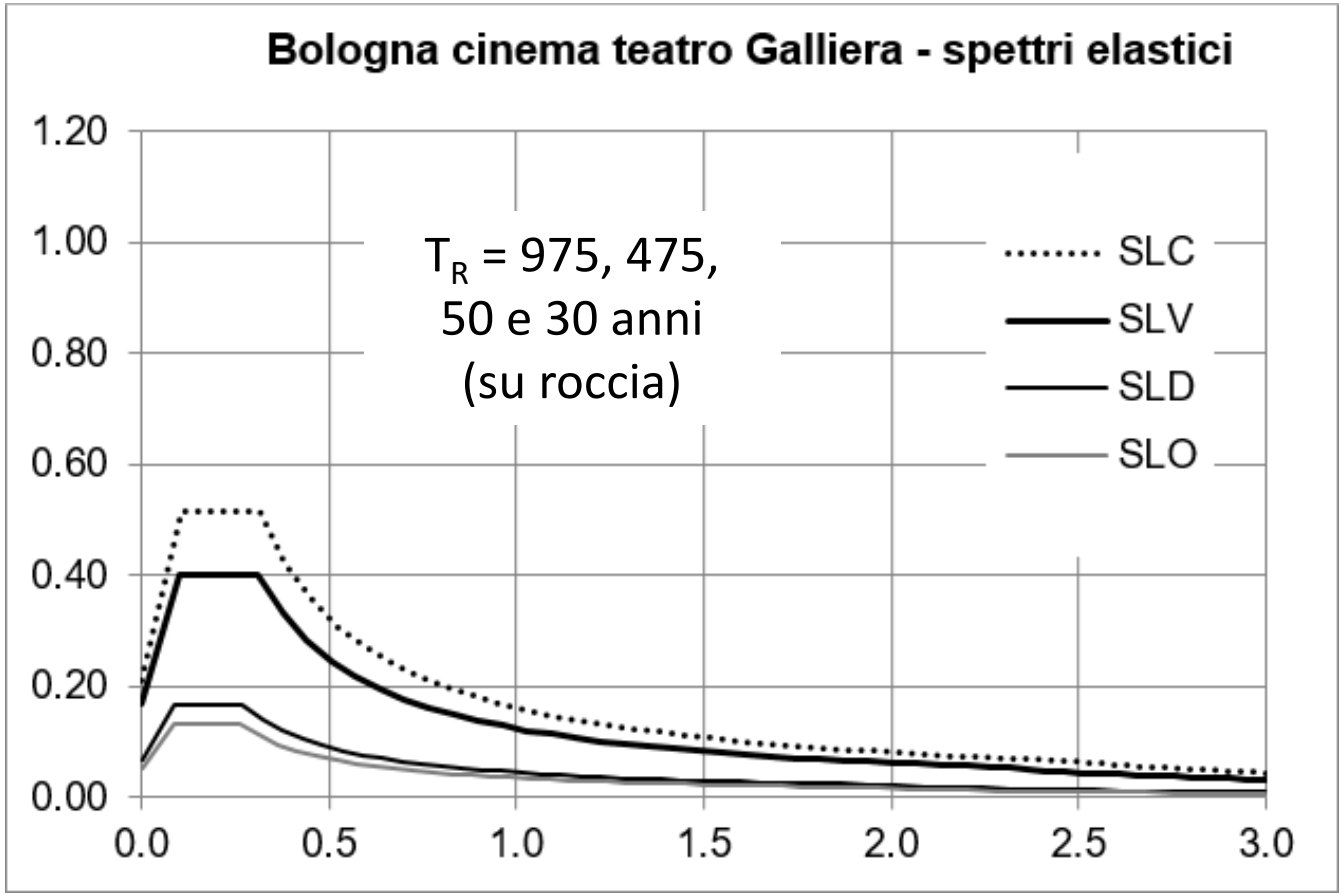
- I dati forniti per ciascun sito consentono di definire uno spettro di risposta elastica, che mostra come varia l'accelerazione in funzione del periodo proprio della struttura



Lo spettro teorico (in rosso) viene semplificato in modo da poter usare relazioni analitiche per descriverlo (in blu)

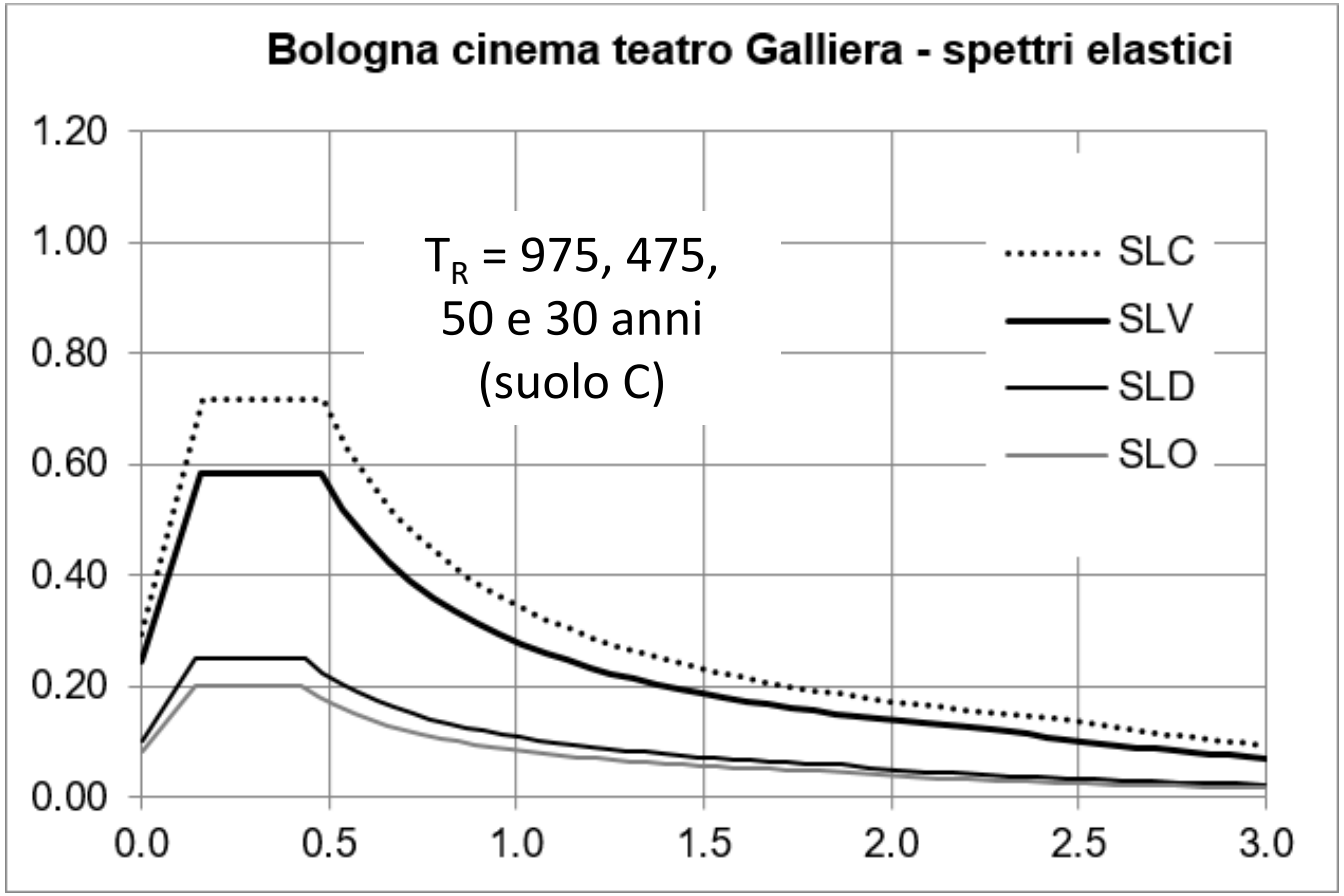
Spettri di risposta elastica

- I dati forniti per ciascun sito consentono di definire uno spettro di risposta elastica, che mostra come varia l'accelerazione in funzione del periodo proprio della struttura



Spettri di risposta elastica

- Gli spettri sono poi modificati per tener conto delle reali caratteristiche del terreno su cui sorgono le costruzioni



Spettri di risposta elastica

- È molto importante esaminare lo spettro di risposta elastico per il sito (e suolo) su cui sorge, se esistente, o deve sorgere, se in fase di progetto, una costruzione
  - Conoscere la pericolosità sismica del sito è fondamentale per effettuare le scelte progettuali in maniera consapevole

Ma qual è la risposta dinamica di una struttura al sisma?

E come la valutiamo?

Comportamento sismico

lineare o non lineare?

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)
   - Queste analisi sono analisi lineari, cioè forniscono risultati validi per strutture che rimangono in campo elastico

Comportamento sismico

lineare o non lineare?

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

In realtà anche in questi casi un minimo di danneggiamento può essere considerato accettabile

- Le strutture non dissipative possono essere progettate con analisi lineare utilizzando forze ridotte in misura moderata. Si determinano queste forze utilizzando uno spettro di progetto ottenuto dividendo quello elastico per un coefficiente q (fattore di comportamento) non superiore a 1.5

Comportamento sismico

lineare o non lineare?

3. Nella maggior parte dei casi si accetta un danneggiamento anche più elevato. 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 (fattore di comportamento) di valore anche elevato
   - La normativa parla in questi casi di struttura dissipativa

Per strutture dissipative il valore massimo ammesso per il fattore di comportamento q dipende dalla classe di duttilità adottata. La normativa parla di:

- Struttura dissipativa con classe di duttilità alta (A)
- Struttura dissipativa con classe di duttilità media (B)

Classe di duttilità e valore di q

scelta della classe di duttilità

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

Classe di duttilità e valore di q

scelta della classe di duttilità

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

Classe di duttilità e valore di q

scelta della classe di duttilità

Scelta della classe di duttilità:

- Con un fattore di comportamento 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

Classe di duttilità e valore di q

scelta della classe di duttilità

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)

Classe di duttilità e valore di q

influenza dello SLD

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 $q \leq 1.5$
  - Per terremoti corrispondenti ad un periodo di ritorno di 50 anni si accettano danni strutturali e non strutturali, purché non troppo rilevanti

NTC18, punti 3.2.3.5 e 7.3

Classe di duttilità e valore di q

influenza dello SLD

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 Sd(SLV) $\leq$ Sd(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"

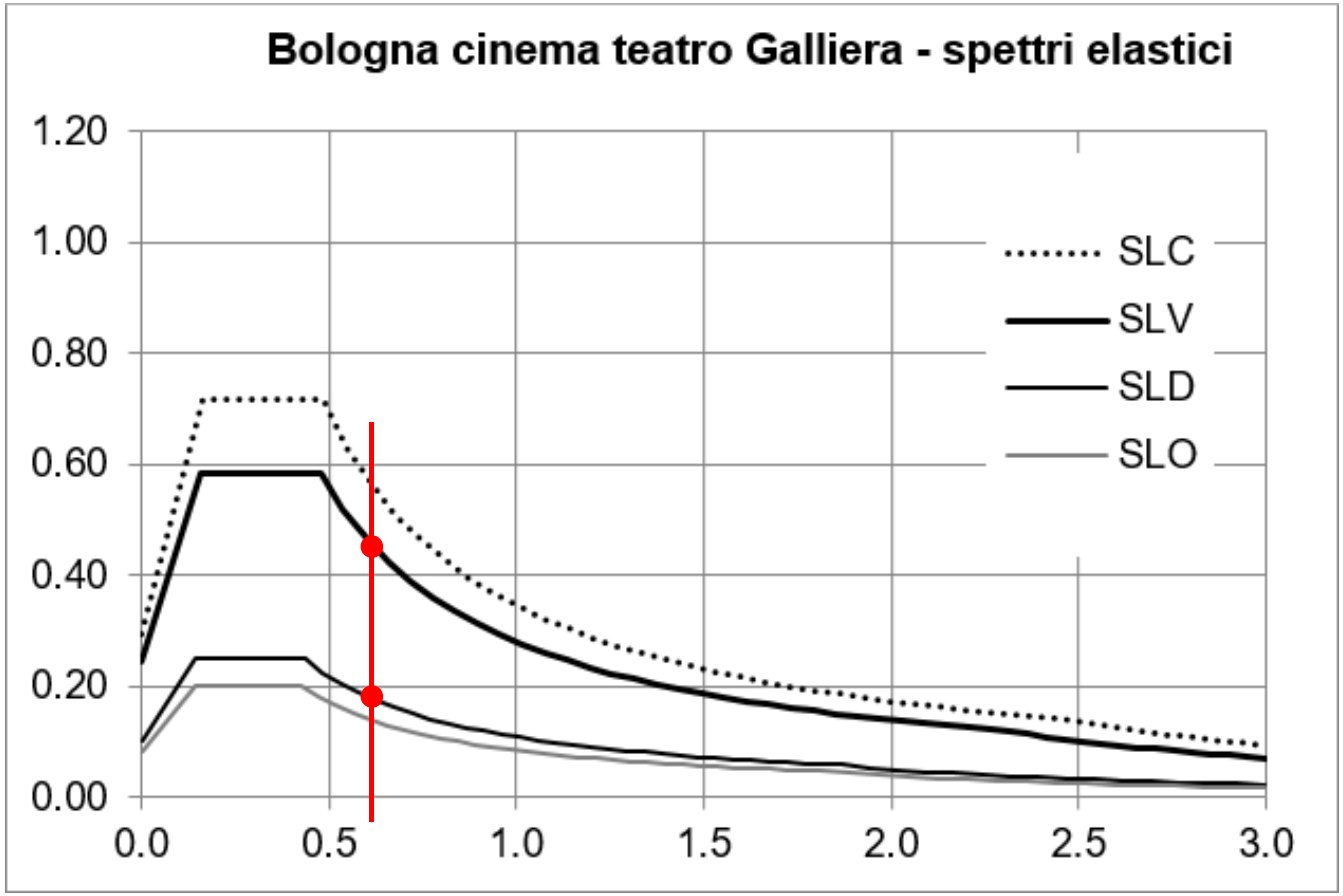
Classe di duttilità e valore di q

influenza dello SLD

- È opportuno tenere conto di questa indicazione nella scelta del valore del fattore di comportamento q

Per un periodo superiore a 0.5 s il rapporto tra le ordinate per SLV e per SLD/1.5 è pari a 3.86

Non bisognerebbe usare un q maggiore di 3.86



Classe di duttilità e valore di q

quando va bene un q basso?

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)

Classe di duttilità e valore di q

quando è preferibile un q medio-alto?

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

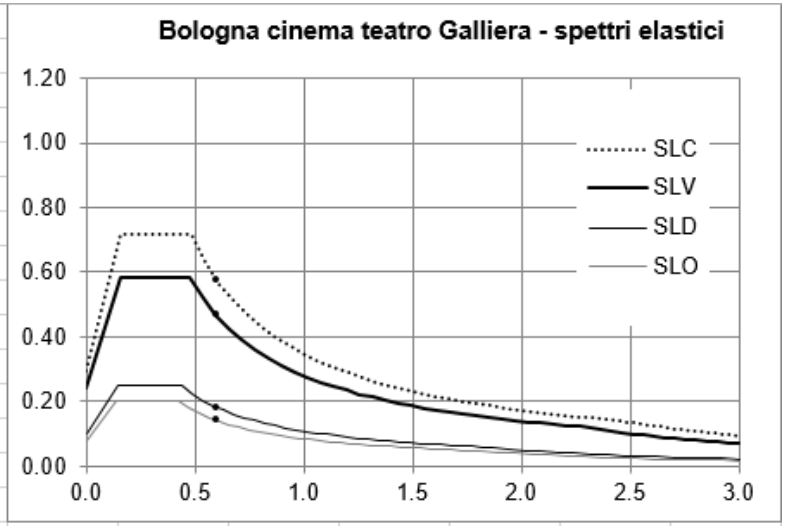
- Si può utilizzare un fattore di comportamento medio se questo non comporta una crescita smisurata delle sezioni
- Se si nota un effetto a catena (aumento sezioni – aumento accelerazione) può essere preferibile non discostarsi molto dal valore più alto consentito per il fattore di comportamento q

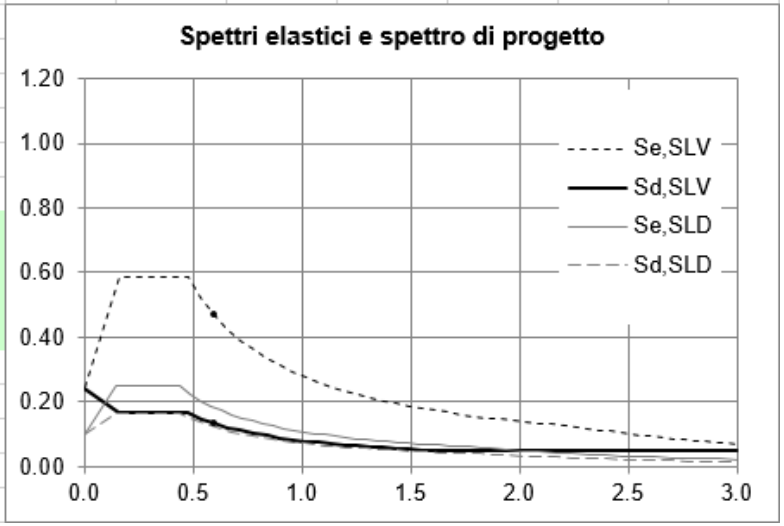
Spettro di progetto

- Si giunge così ad uno spettro di progetto

Spettri di risposta

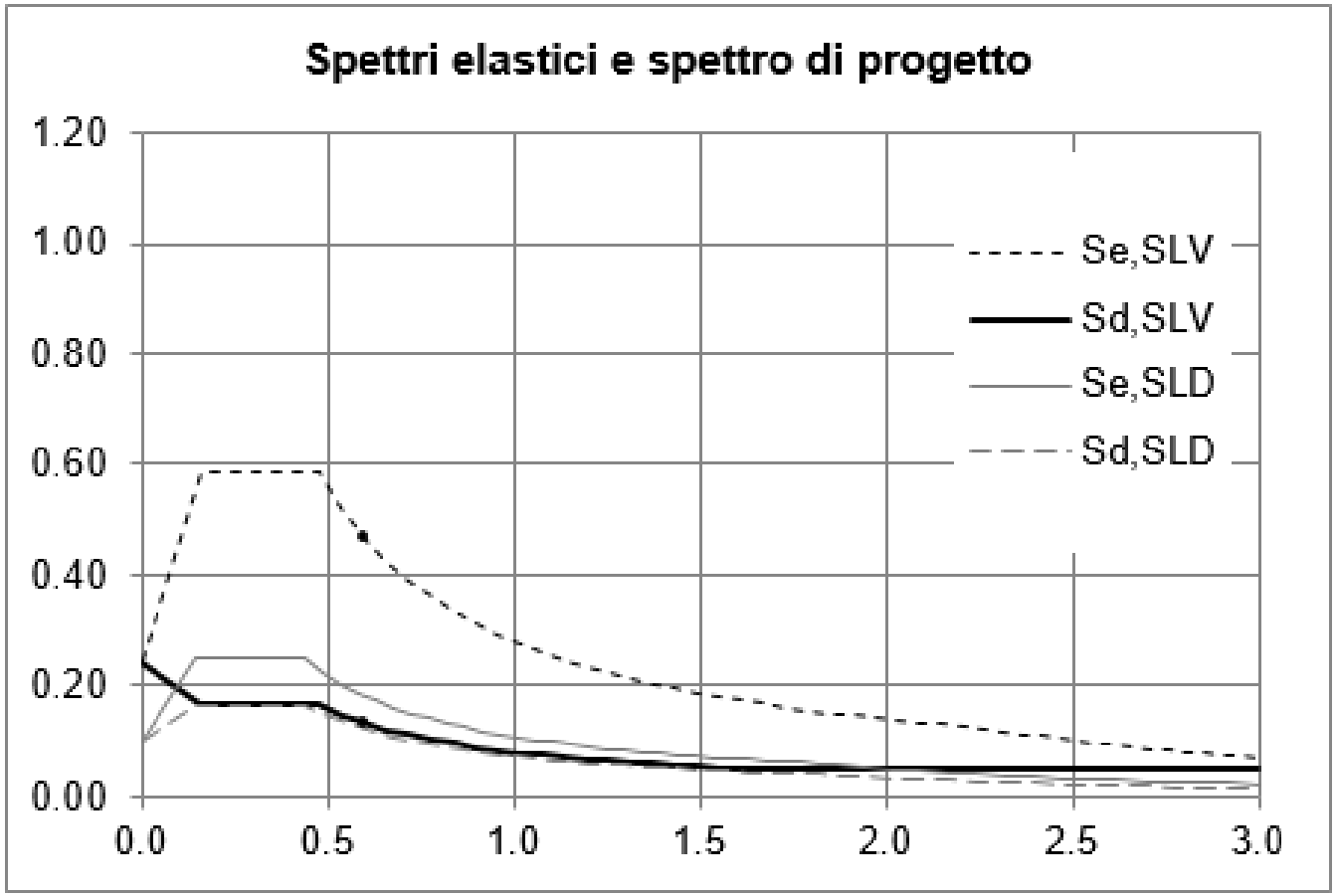
Località	Bologna cinema teatro Galliera						
Pericolosità sismica							
stato limite	T_r	a_g	F_o	T_C^*			
SLO	30	0.054	2.478	0.260			
SLD	50	0.067	2.480	0.270			
SLV	475	0.167	2.398	0.310			
SLC	975	0.212	2.431	0.314			
categoria topografica	T1		posizione	0%			
smorzamento	5%						
suolo	C						
Si ottiene:	S	$S\ a_g$	T_B	T_C	T_D	$S_e(T_C)$	
SLO	1.500	0.081	0.142	0.426	1.816	0.201	
SLD	1.500	0.101	0.146	0.437	1.868	0.249	
SLV	1.460	0.244	0.160	0.479	2.268	0.585	
SLC	1.391	0.295	0.161	0.483	2.448	0.717	
						$S_e(T_1)$	$S_d(T_1)$
periodo fondamentale T1	0.6				SLO	0.142	12.7
					SLD	0.181	16.2
		SLV/SLO	3.28		SLV	0.467	41.8
		1.5 SLV/SLD	3.86		SLC	0.577	51.6
					$S_d(T_C)$	$S_d(T_1)$	
fattore di comportamento q	3.5				0.167	0.133	





Spettro di progetto

- Si giunge così ad uno spettro di progetto
  - Le ordinate di questo spettro forniscono le forze da applicare alla struttura per una analisi lineare (modale o statica)



Giudizio sul comportamento della struttura

Una volta fatto il calcolo

cosa guardare dei risultati?

- I programmi di calcolo risolvono automaticamente un gran numero di schemi di carico, per tener conto
  - Della differenza di carico verticale in condizione non sismica e in condizione sismica
  - Per tener conto della possibilità che il carico variabile sia disposto in maniera non uniforme (eccentricità accidentale)
  - Per tener conto della possibile contemporanea presenza di azione sismica in due direzioni ortogonali

- Si ha così una quantità di risultati che non è possibile (e non ha senso) esaminare

Cosa guardare?

Una volta fatto il calcolo

cosa guardare dei risultati?

Esaminare gli schemi base:

- Carico verticale in assenza di sisma
- Carico verticale in presenza di sisma
- Analisi modale per sisma x, col centro di massa nella sua posizione nominale
- Analisi modale per sisma y, col centro di massa nella sua posizione nominale
- Effetto della (sola) eccentricità accidentale per sisma x
- Effetto della (sola) eccentricità accidentale per sisma x

Esaminare poi l'inviluppo, cioè i valori massimi

Una volta fatto il calcolo

cosa guardare dei risultati?

Schemi base:

- Carico verticale in assenza di sisma
- Carico verticale in presenza di sisma

Sono schemi di cui siamo bene in grado di stimare gli effetti

È sufficiente:

- Guardare con un po' di attenzione il diagramma del momento flettente
- Esaminare a campione alcuni valori, confrontandoli con valori del tipo $q\ l^2 / 12$ o simili

Ricordate che in presenza di sisma i carichi verticali sono circa il 60% di quelli in assenza di sisma (cioè per SLU)

Una volta fatto il calcolo

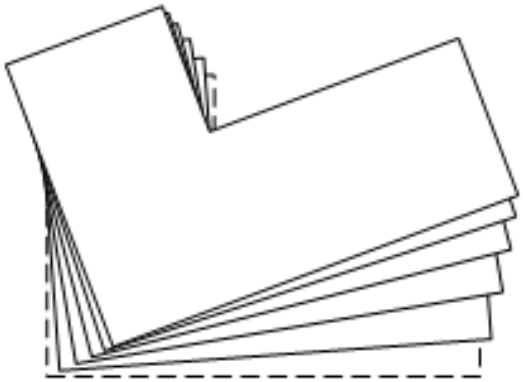
cosa guardare dei risultati?

Schemi base:

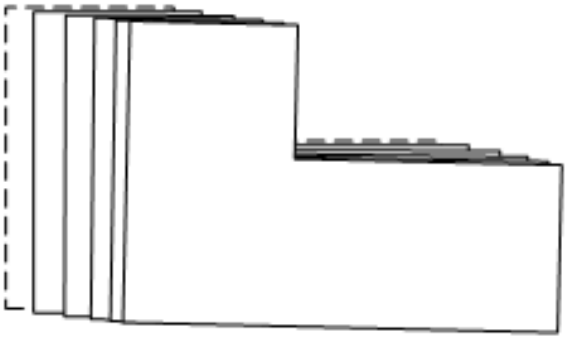
- Analisi modale per sisma x, col centro di massa nella sua posizione nominale
- Analisi modale per sisma y, col centro di massa nella sua posizione nominale
  - Esaminate le deformate modali (indipendentemente dalla direzione del sisma)
    - sono disaccoppiate oppure accoppiate?
  - Esaminate le masse 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
    - Sono quelli che vi aspettate?

Deformate modali

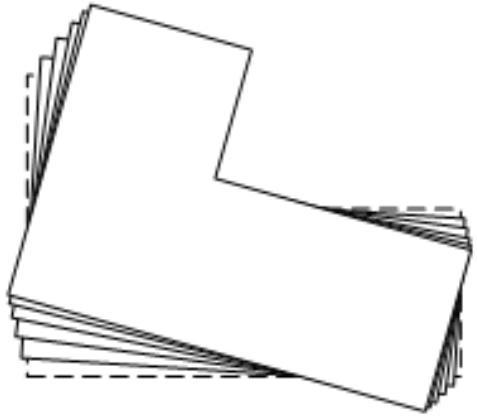
esempio



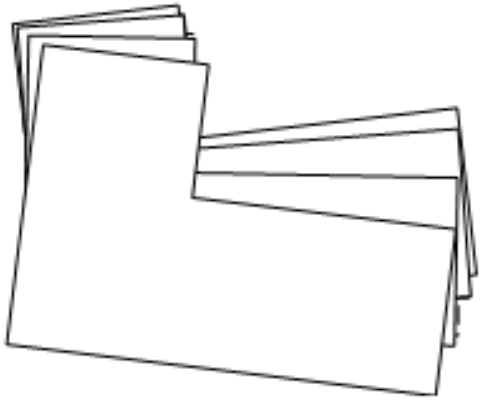
Modo 1 T = 0.582 s



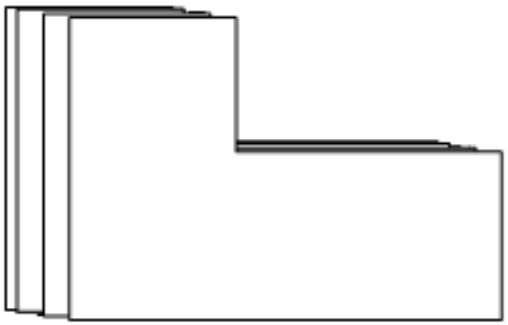
Modo 2 T = 0.553 s



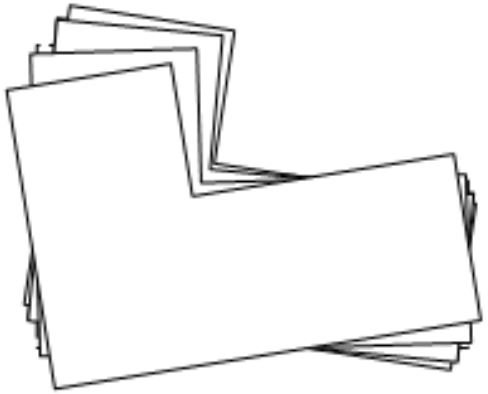
Modo 3 T = 0.463 s



Modo 4 T = 0.183 s



Modo 5 T = 0.177 s

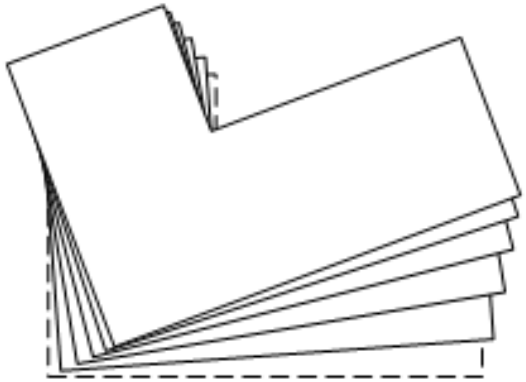


Modo 6 T = 0.148 s

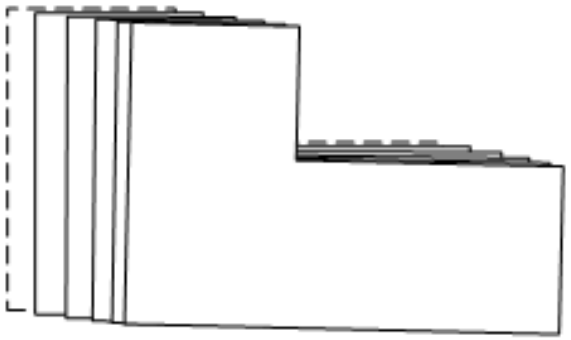
Deformate modali

esempio

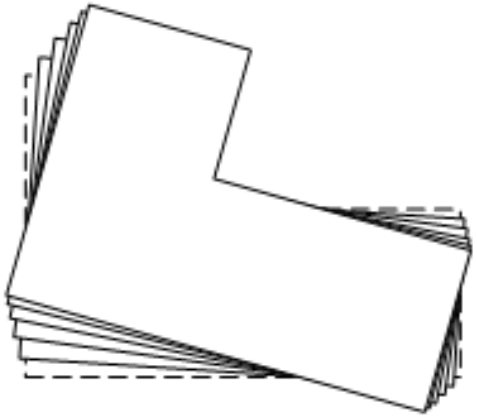
Modo 1 T = 0.582 s



Modo 2 T = 0.553 s



Modo 3 T = 0.463 s



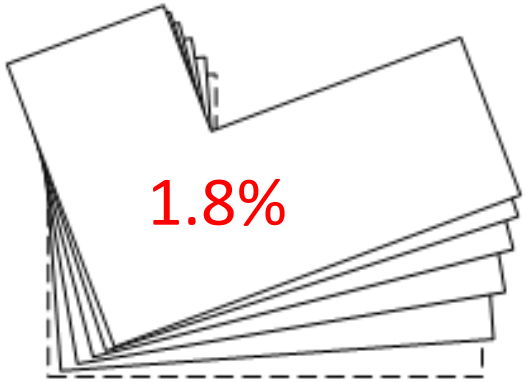
Il modo 2 è sostanzialmente di traslazione secondo x

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

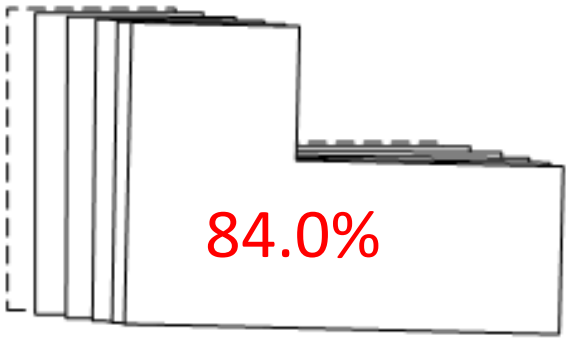
Masse partecipanti, sisma x

esempio

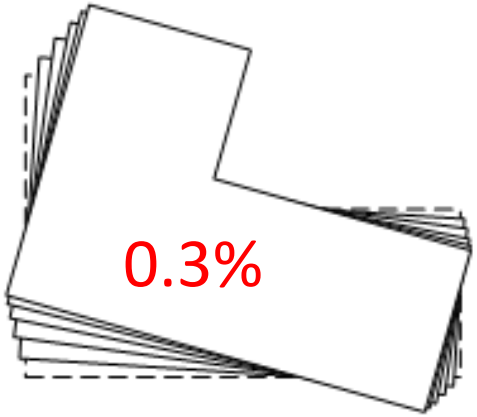
Modo 1 T = 0.582 s



Modo 2 T = 0.553 s



Modo 3 T = 0.463 s



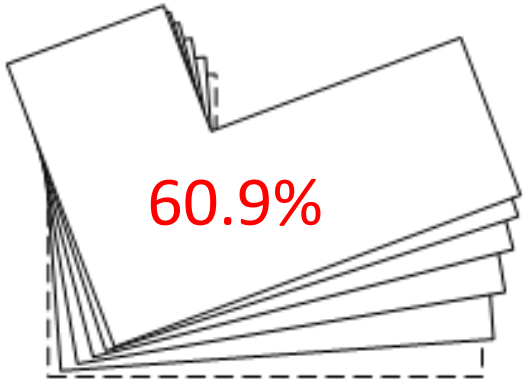
Il modo 2 dà il contributo massimo

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

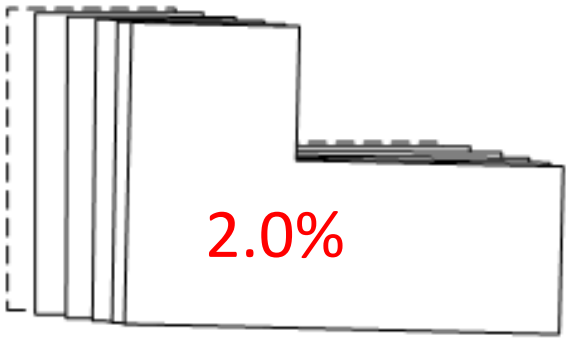
Masse partecipanti, sisma y

esempio

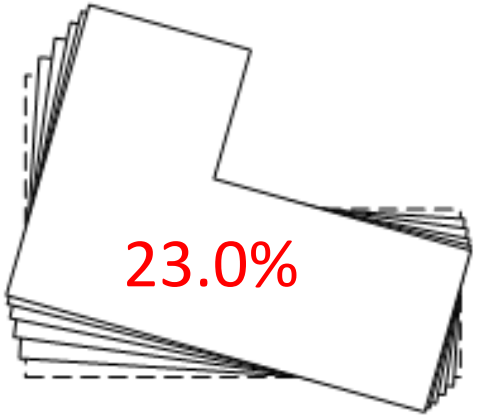
Modo 1 T = 0.582 s



Modo 2 T = 0.553 s



Modo 3 T = 0.463 s

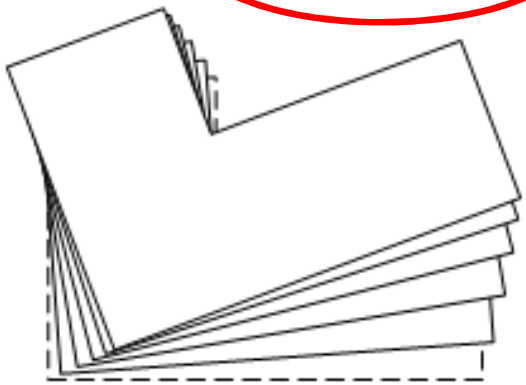


I modi 1 e 3 danno il contributo massimo

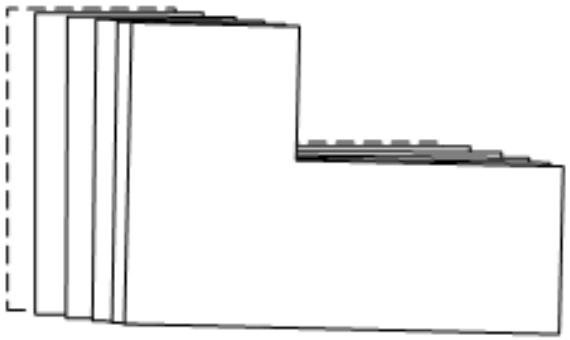
Il modo 4, di traslazione y e rotazione con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (6.9%)

Periodi dei modi predominanti

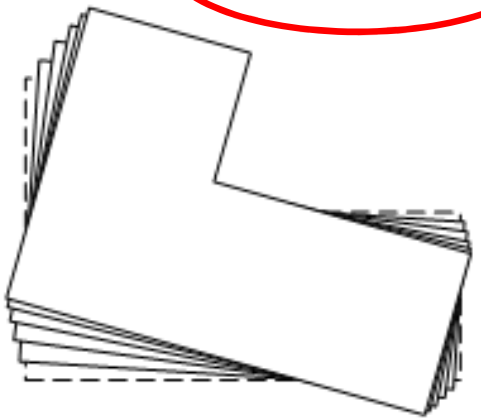
Modo 1 T = 0.582 s



Modo 2 T = 0.553 s



Modo 3 T = 0.463 s

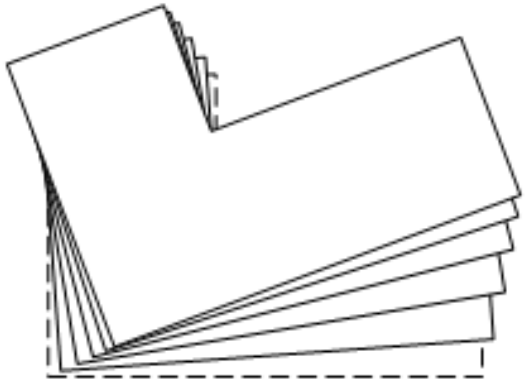


I valori dei primi due periodi sono abbastanza coerenti con quelli che avrei stimato (circa 0.6 s)

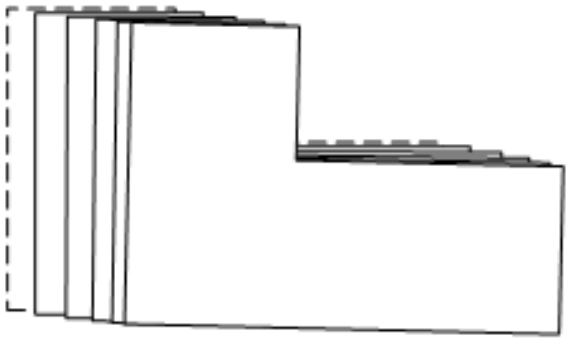
Deformate modali

esempio

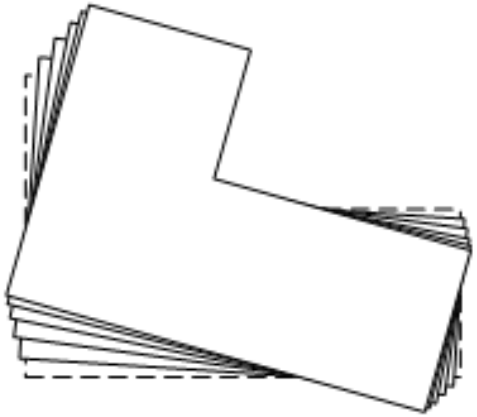
Modo 1 T = 0.582 s



Modo 2 T = 0.553 s



Modo 3 T = 0.463 s



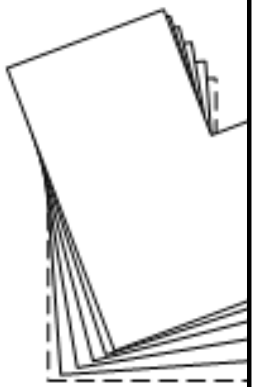
La struttura è torsionalmente rigida perché il rapporto tra periodo traslazionale e rotazionale è maggiore di 1

Sarebbe fortemente deformabile torsionalmente se il rapporto fosse ≤ 0.8

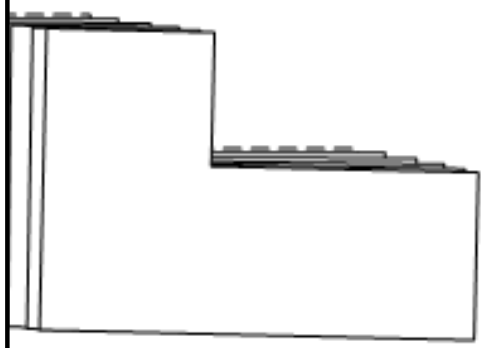
Deformate modali

esempio

Modo 1 T



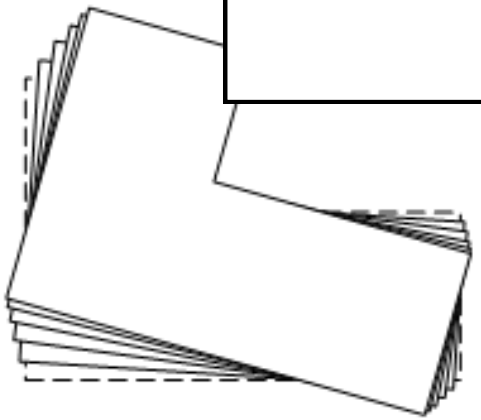
T = 0.553 s



Nota: il confronto dovrebbe essere fatto con riferimento ai modi disaccoppiati (ovvero quelli che si ottengono quando C_M=C_R)

In questo caso i due modi x e y avrebbero periodo di 0.55 s, quello rotazionale di 0.495 s circa ed il rapporto sarebbe 1.11

Modo 3 T



torsionalmente rigida

orto tra periodo traslazionale e rotazionale è maggiore di 1

Sarebbe fortemente deformabile torsionalmente se il rapporto fosse ≤ 0.8

Una volta fatto il calcolo

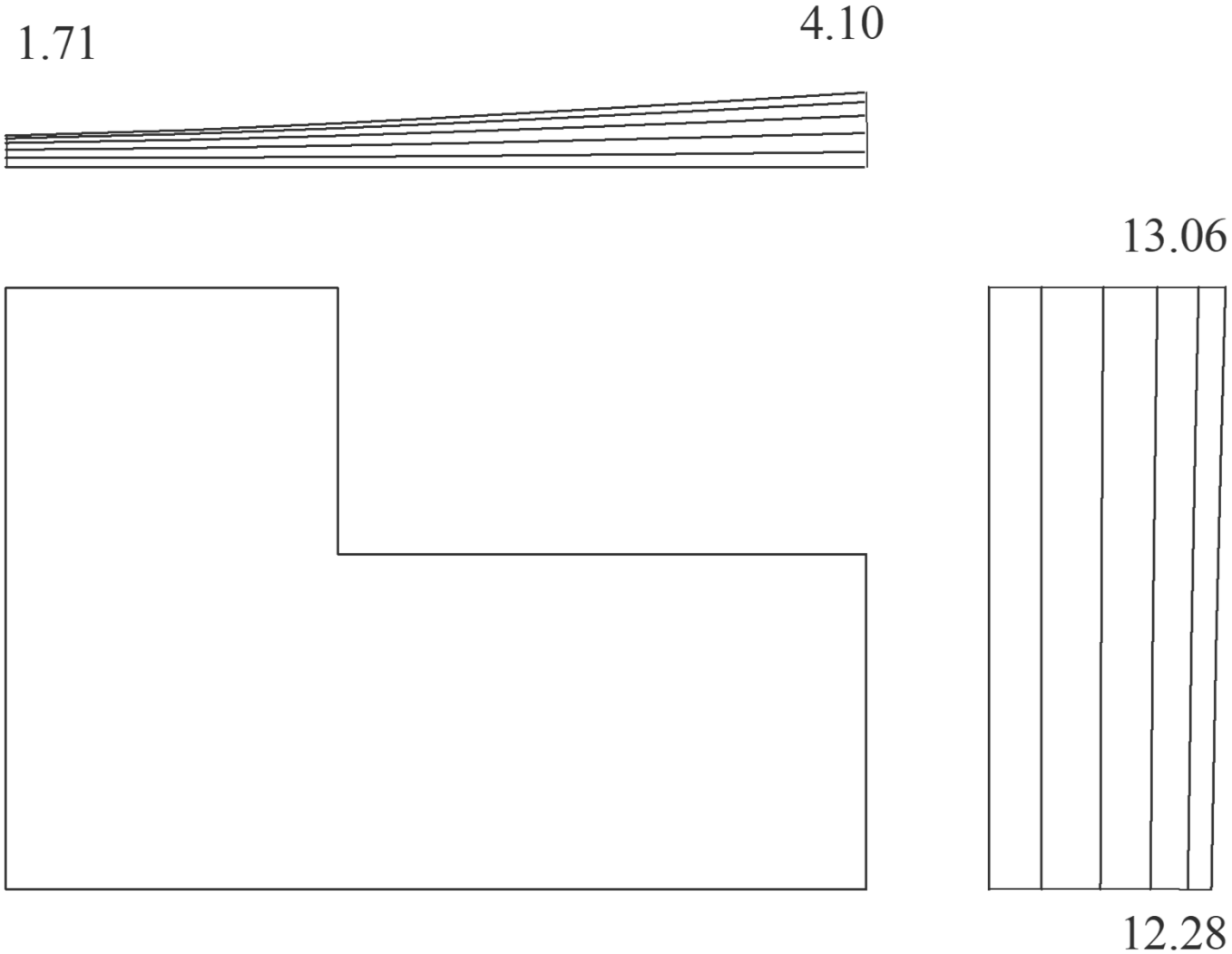
cosa guardare dei risultati?

Schemi base:

- Analisi modale per sisma x, col centro di massa nella sua posizione nominale
- Analisi modale per sisma y, col centro di massa nella sua posizione nominale
  - Esaminate l'inviluppo delle deformate modali, per le due direzioni del sisma
    - Sono approssimativamente lineari oppure curve?
    - Spostamenti analoghi nelle due direzioni o molto diversi?
    - Solo traslazione, rotazione dell'impalcato modesta oppure forte?

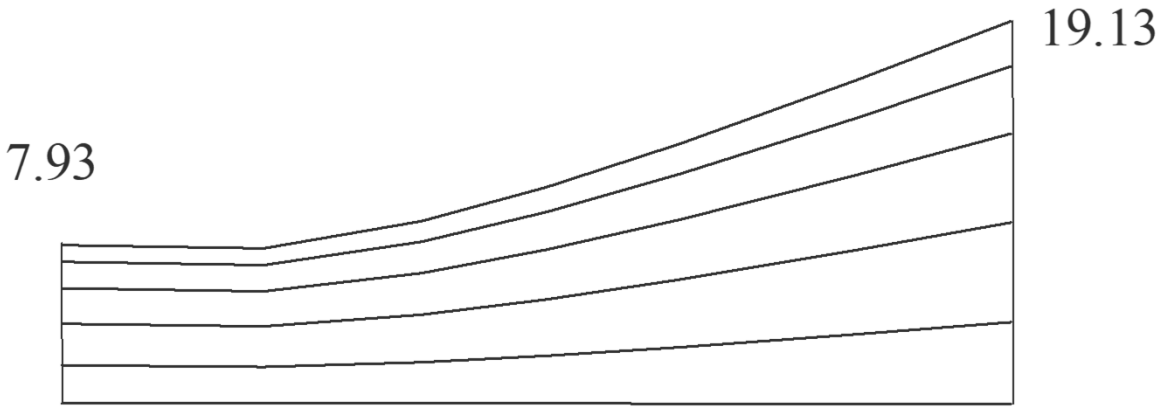
Inviluppo modale

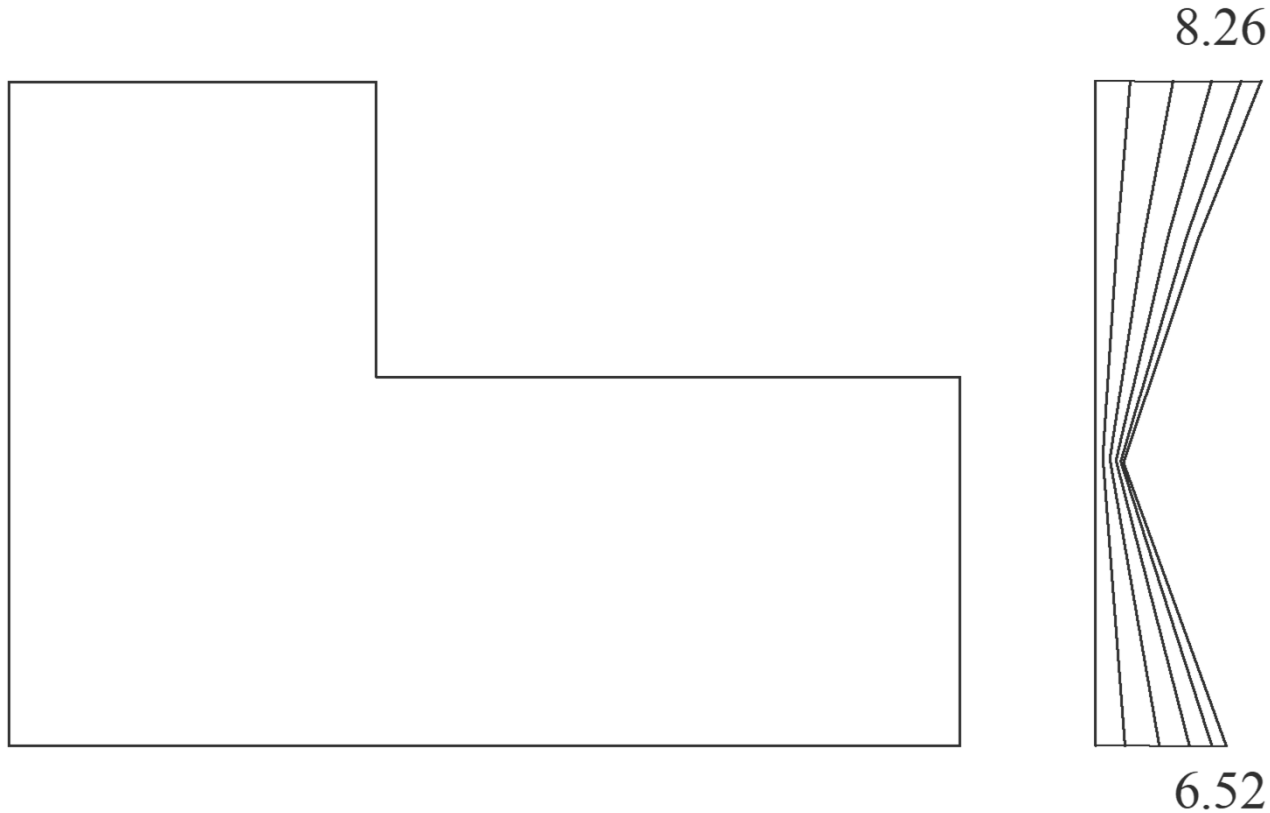
sisma x



Inviluppo modale

sisma y





Una volta fatto il calcolo

cosa guardare dei risultati?

Schemi base:

- Analisi modale per sisma x, col centro di massa nella sua posizione nominale
- Analisi modale per sisma y, col centro di massa nella sua posizione nominale
  - Esaminate i tagli e momenti massimi nei pilastri e nelle travi
    - Sono quelli che vi aspettate?

Nota:
parlare di "tagli e momenti che vi aspettate" richiede che abbiate una buona esperienza; trovate indicazioni nel mio libro "Edifici antisismici in cemento armato", Flaccovio editore

Una volta fatto il calcolo

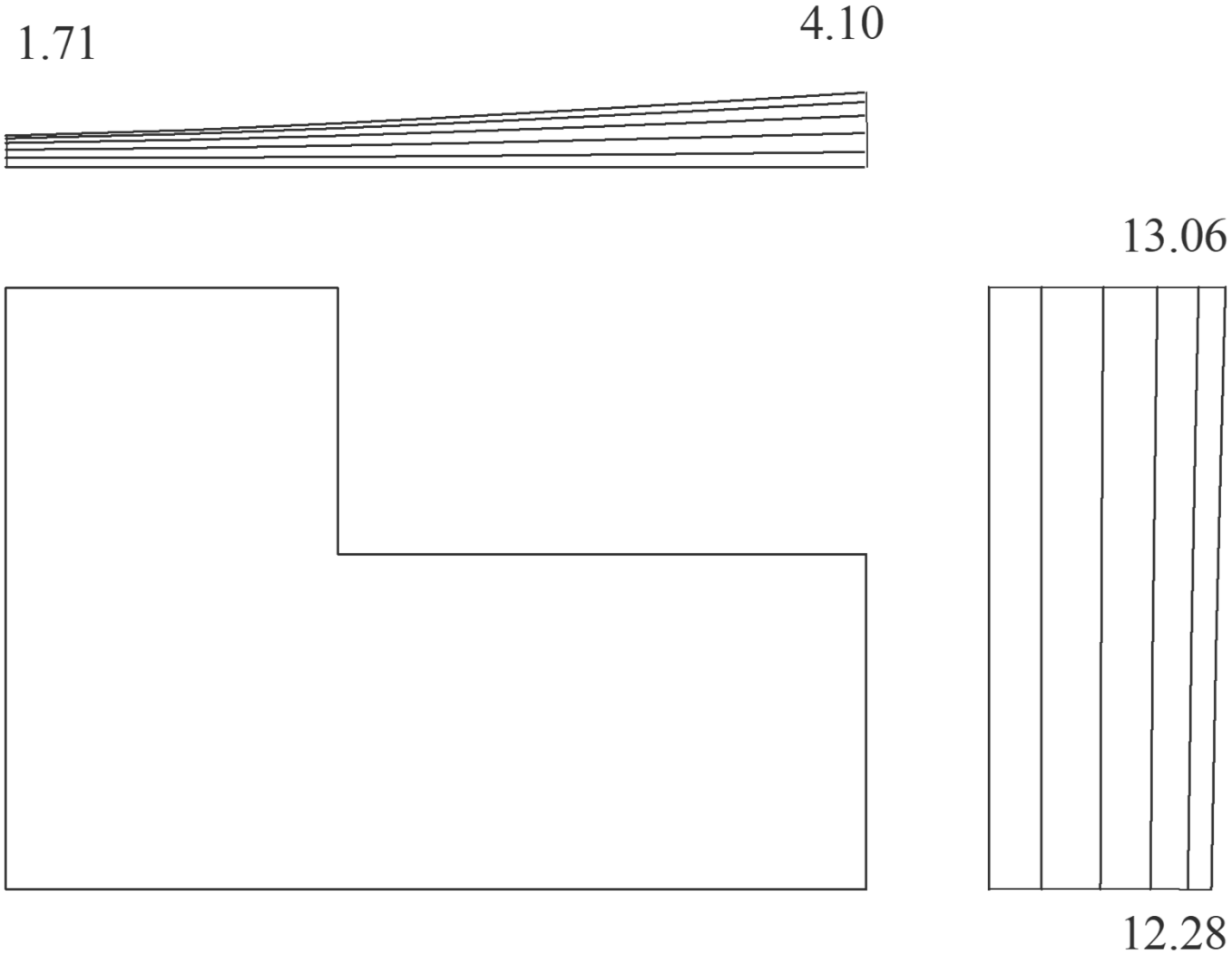
cosa guardare dei risultati?

Schemi base:

- Effetto della (sola) eccentricità accidentale per sisma x
- Effetto della (sola) eccentricità accidentale per sisma x

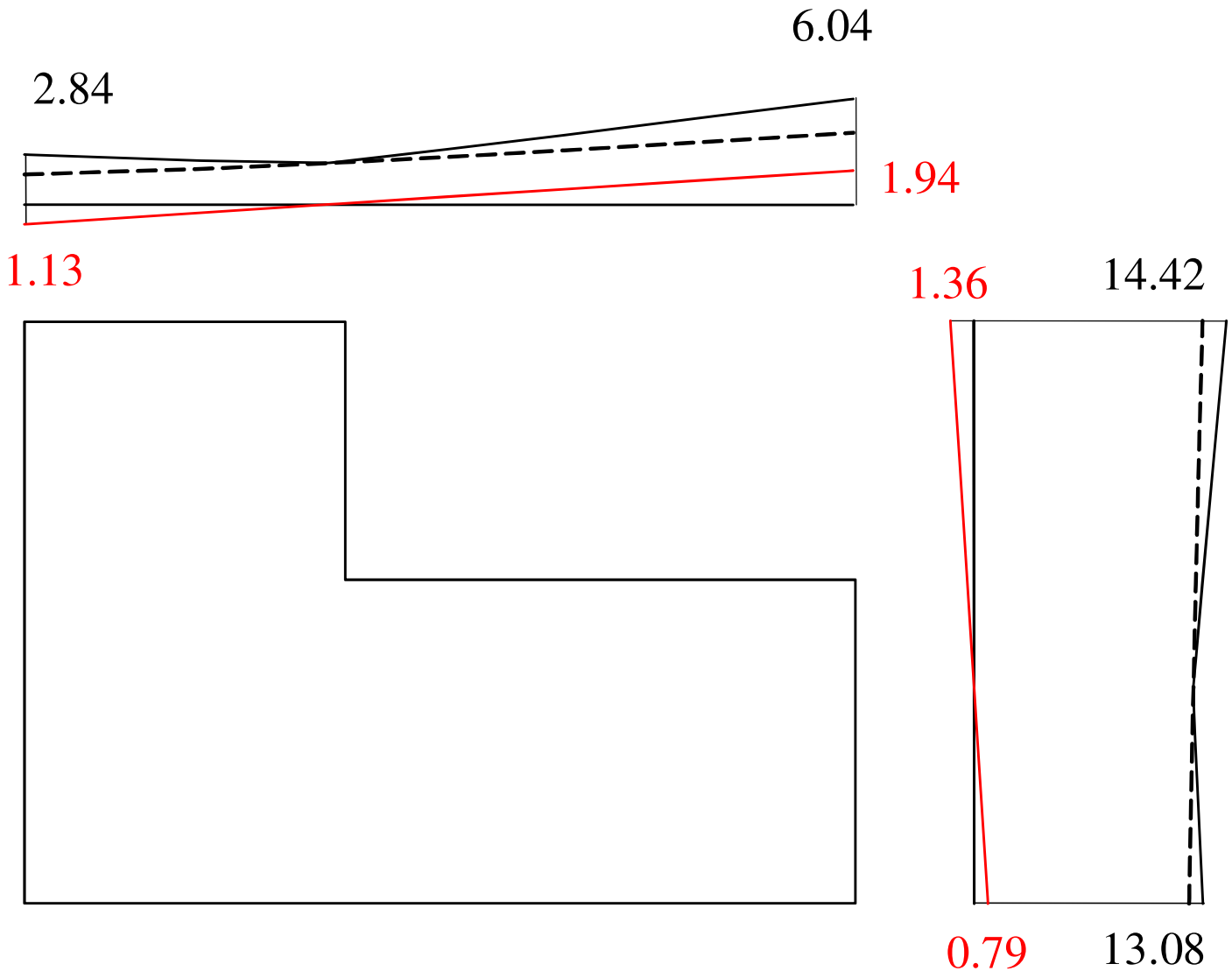
  - Esaminate l'effetto della sola eccentricità, come effetto di coppie applicate agli impalcati oppure come differenza tra analisi modale con e senza eccentricità
    - L’effetto è lo stesso a tutti i piani?
    - La sua entità è modesta (intorno al 20% del valore ottenuto in assenza di eccentricità, non di più)

Inviluppo modale
sisma x



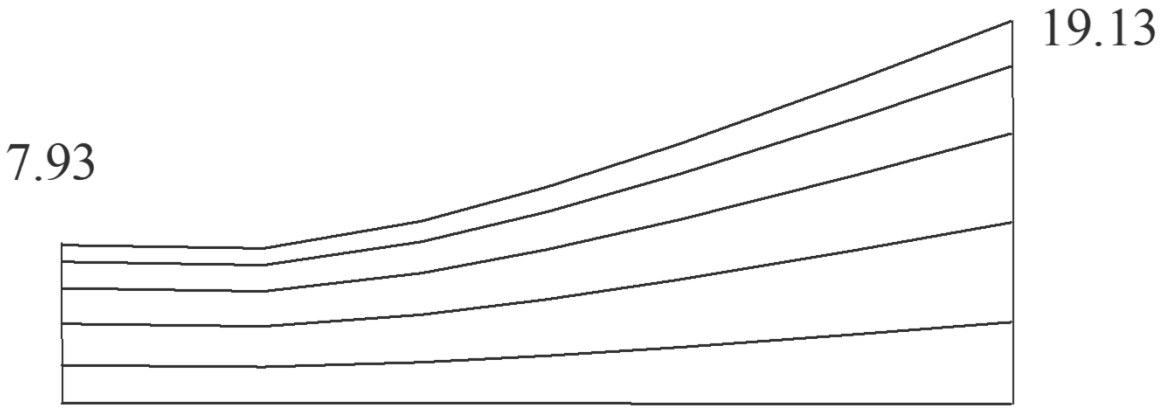
Spostamenti includendo eccentricità

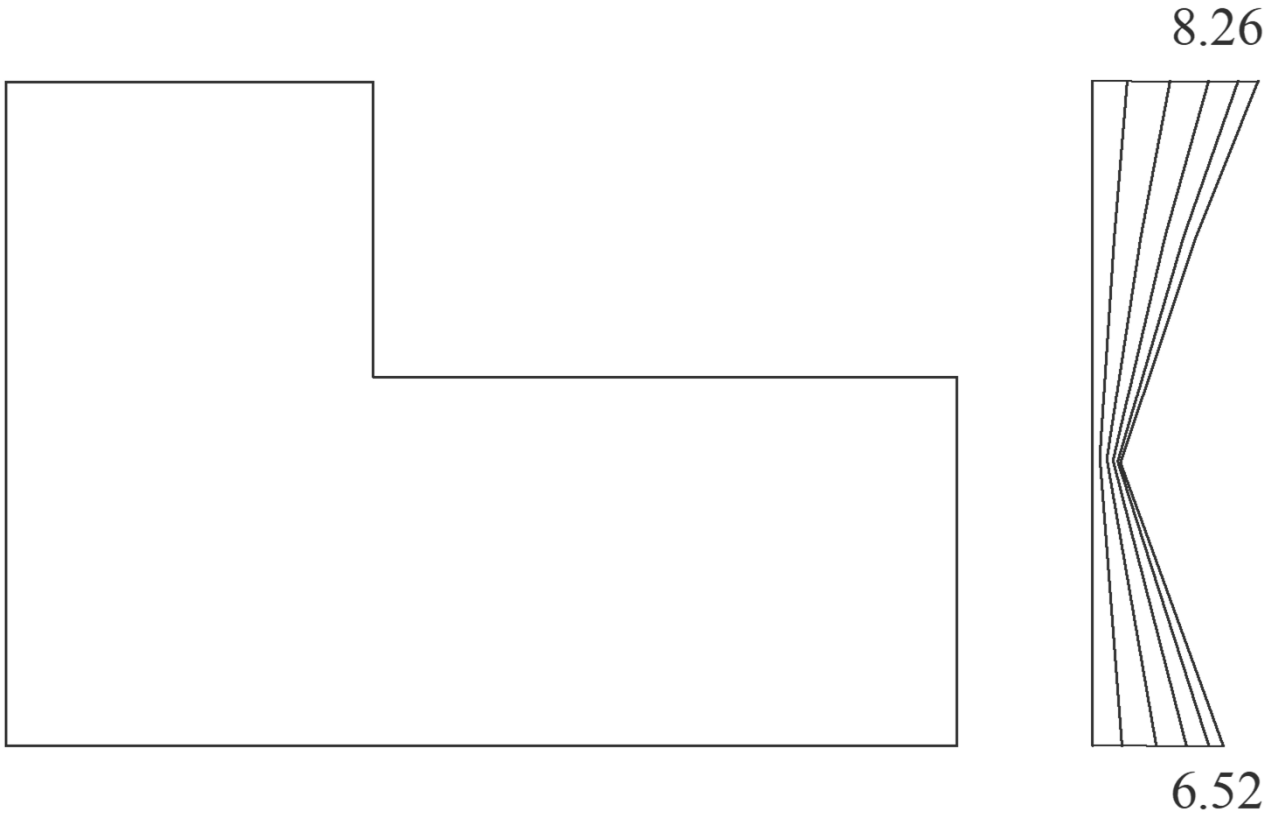
direzione x (analisi modale)



Inviluppo modale

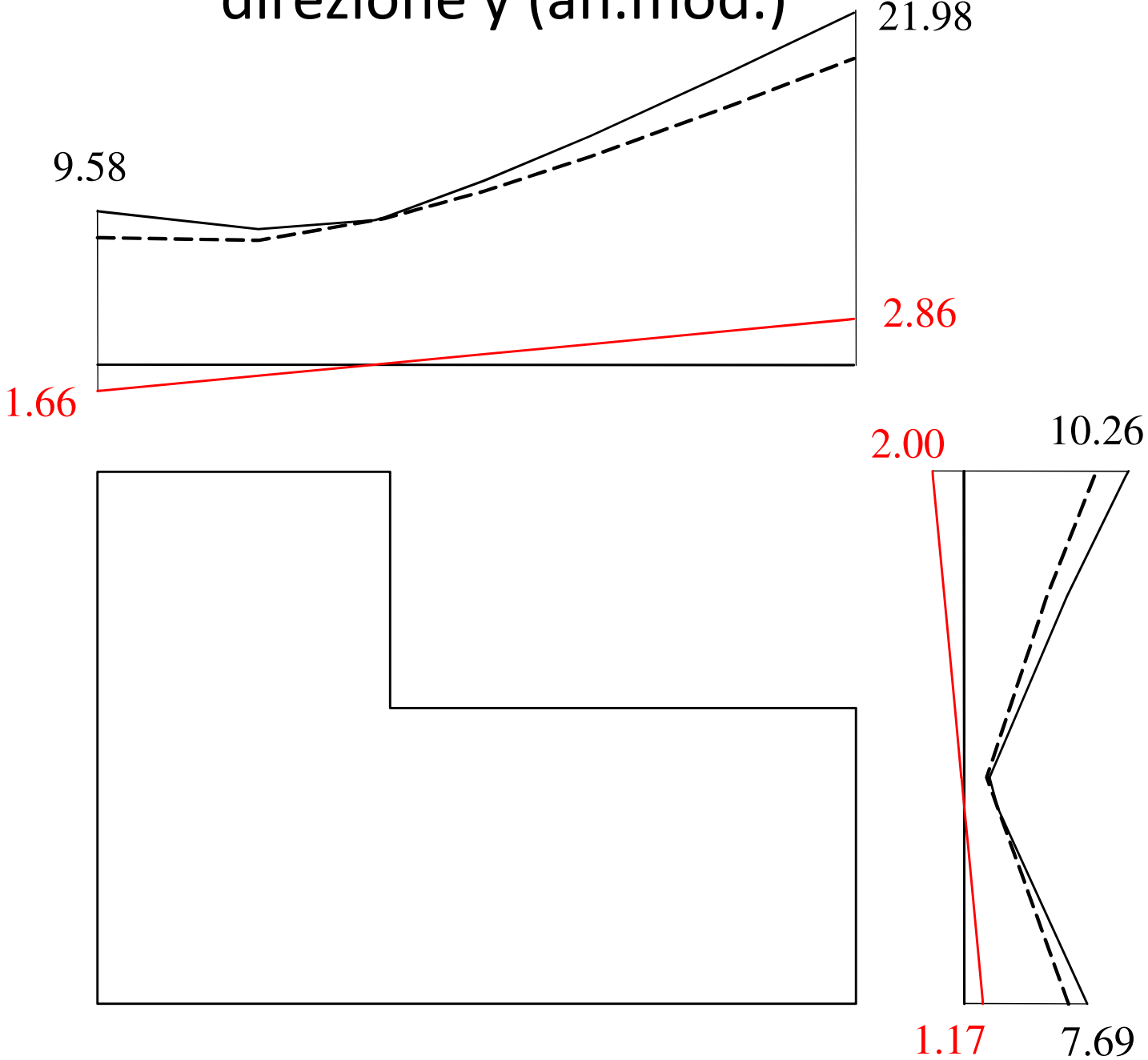
sisma y





Spostamenti includendo eccentricità

direzione y (an.mod.)



Una volta guardati i risultati

e se non vanno bene?

Il comportamento della struttura deve essere regolare.
Non sono accettabili:

- Rilevanti rotazioni dell'impalcato (cui si accoppiano in genere masse partecipanti per più modi)
- Modi torsionali con periodi alti (primo o secondo periodo)
- Forti variazioni della forma della deformata tra un piano e un altro
- Bassa rigidezza rotazionale, evidenziata da un forte effetto della eccentricità accidentale

Se il comportamento non è regolare è necessario modificare la carpenteria o il dimensionamento della struttura per renderla regolare

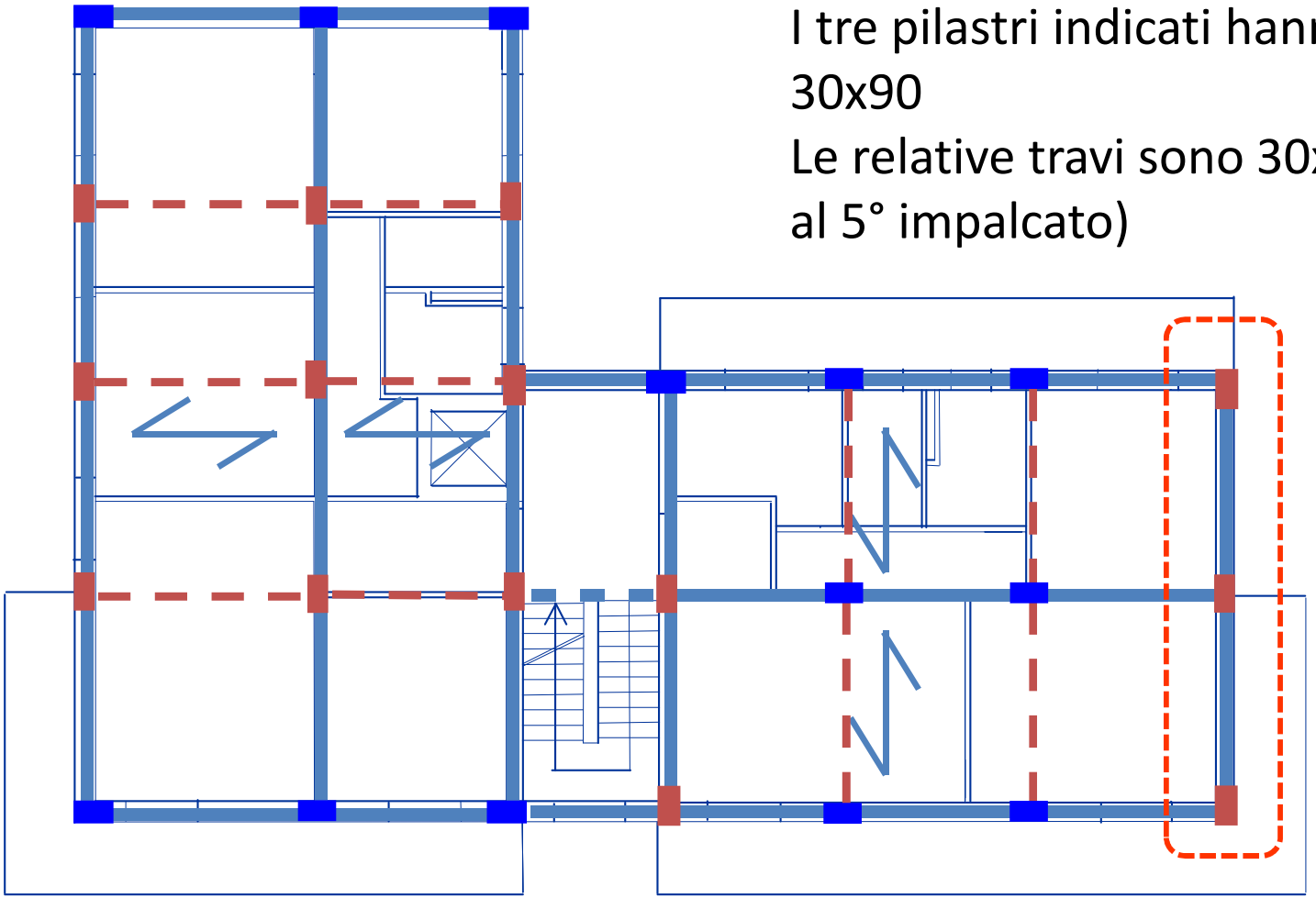
Bilanciamento della struttura

per quanto riguarda il sisma y

Variazione effettuata:

I tre pilastri indicati hanno sezione 30x90

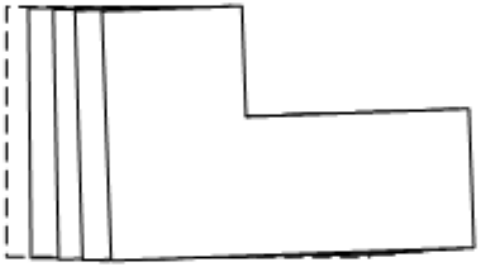
Le relative travi sono 30x70 (30x60 al 5° impalcato)



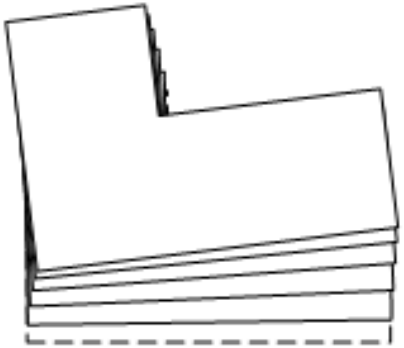
Questi pilastri hanno dimensioni maggiori per evitare che il lato destro sia meno rigido

Deformate modali

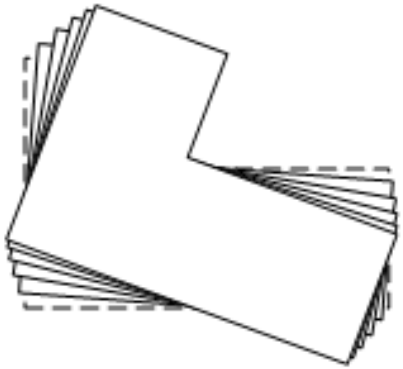
e relativi periodi



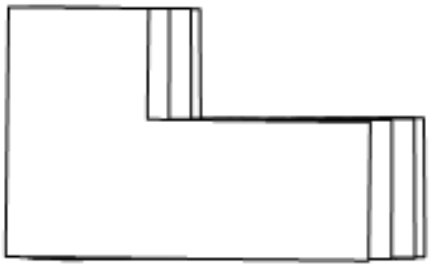
Modo 1 T = 0.550 s



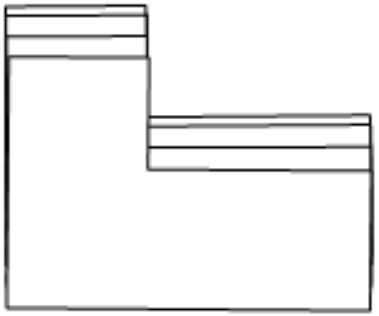
Modo 2 T = 0.517 s



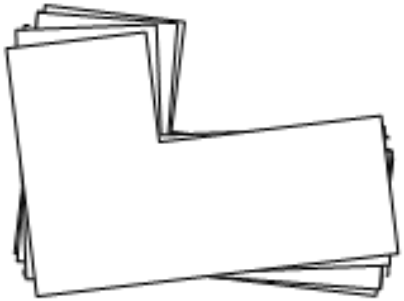
Modo 3 T = 0.440 s



Modo 4 T = 0.176 s



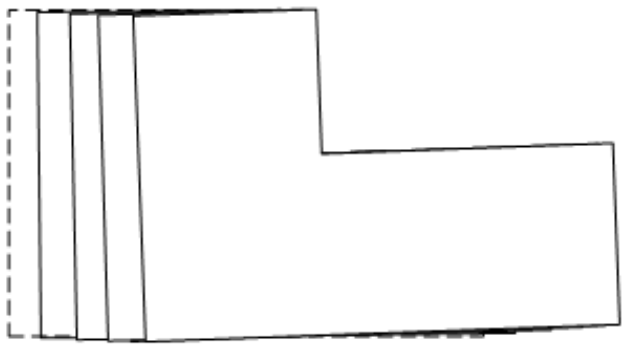
Modo 5 T = 0.164 s



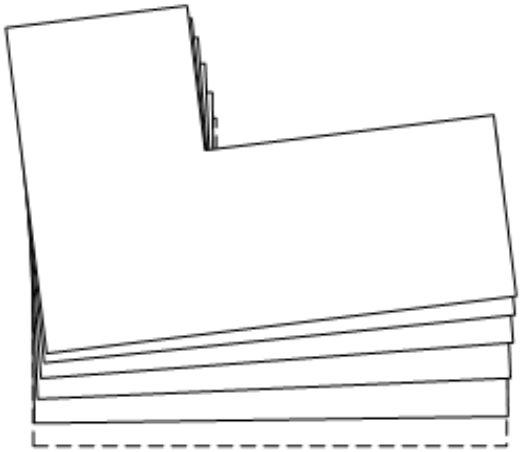
Modo 6 T = 0.140 s

Deformate modali

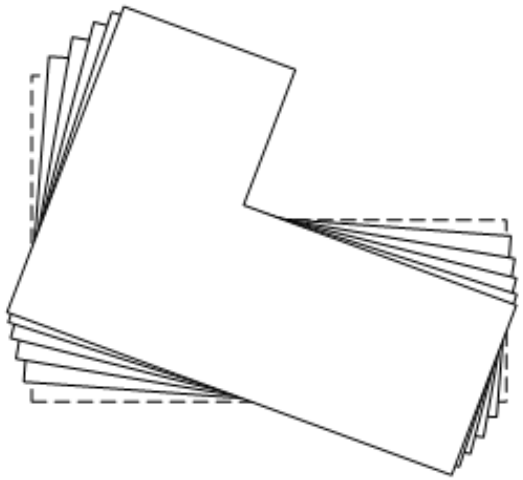
Modo 1 T = 0.550 s



Modo 2 T = 0.517 s



Modo 3 T = 0.440 s

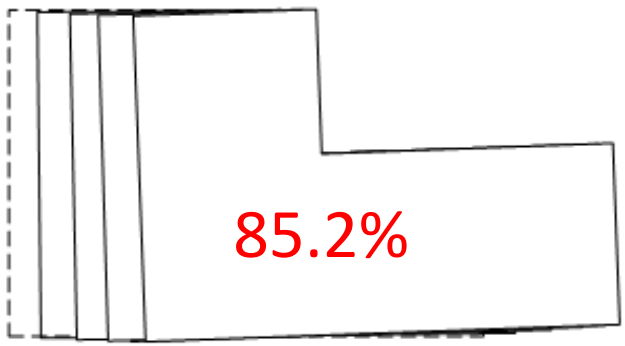


Il modo 1 è sostanzialmente di traslazione secondo x

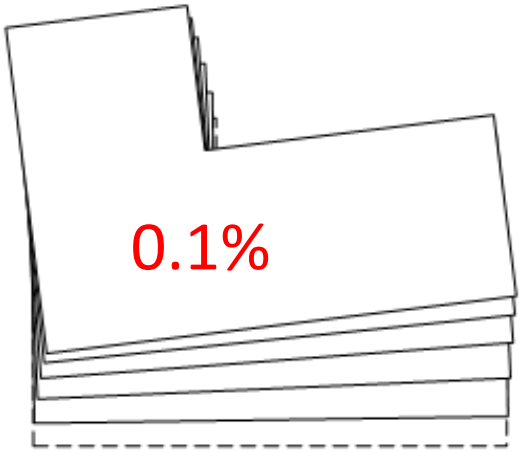
Il modo 2 è di traslazione secondo y accoppiata ad un po’ di rotazione

Masse partecipanti, sisma x

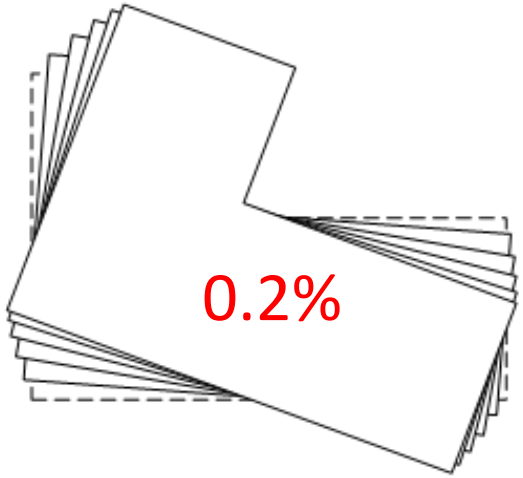
Modo 1 T = 0.550 s



Modo 2 T = 0.5173 s



Modo 3 T = 0.440 s

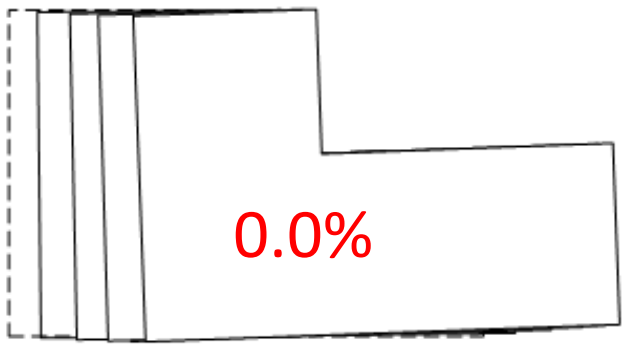


Il modo 1 dà il contributo massimo

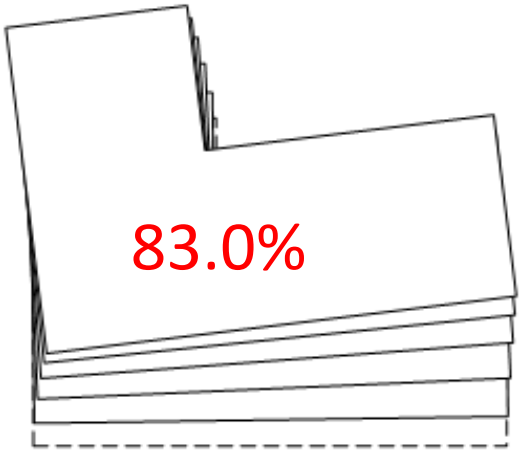
Il modo 4, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (9.3%)

Masse partecipanti, sisma y

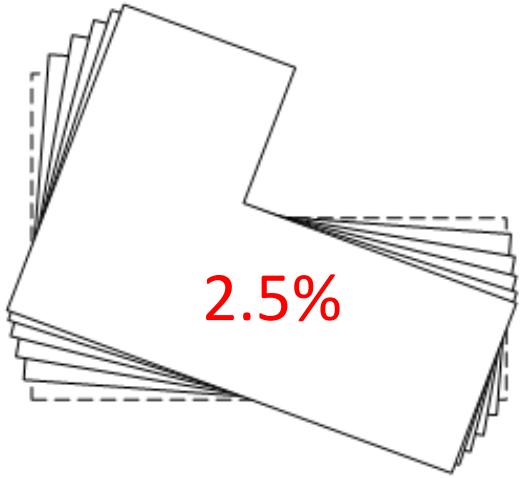
Modo 1 T = 0.550 s



Modo 2 T = 0.5173 s



Modo 3 T = 0.440 s

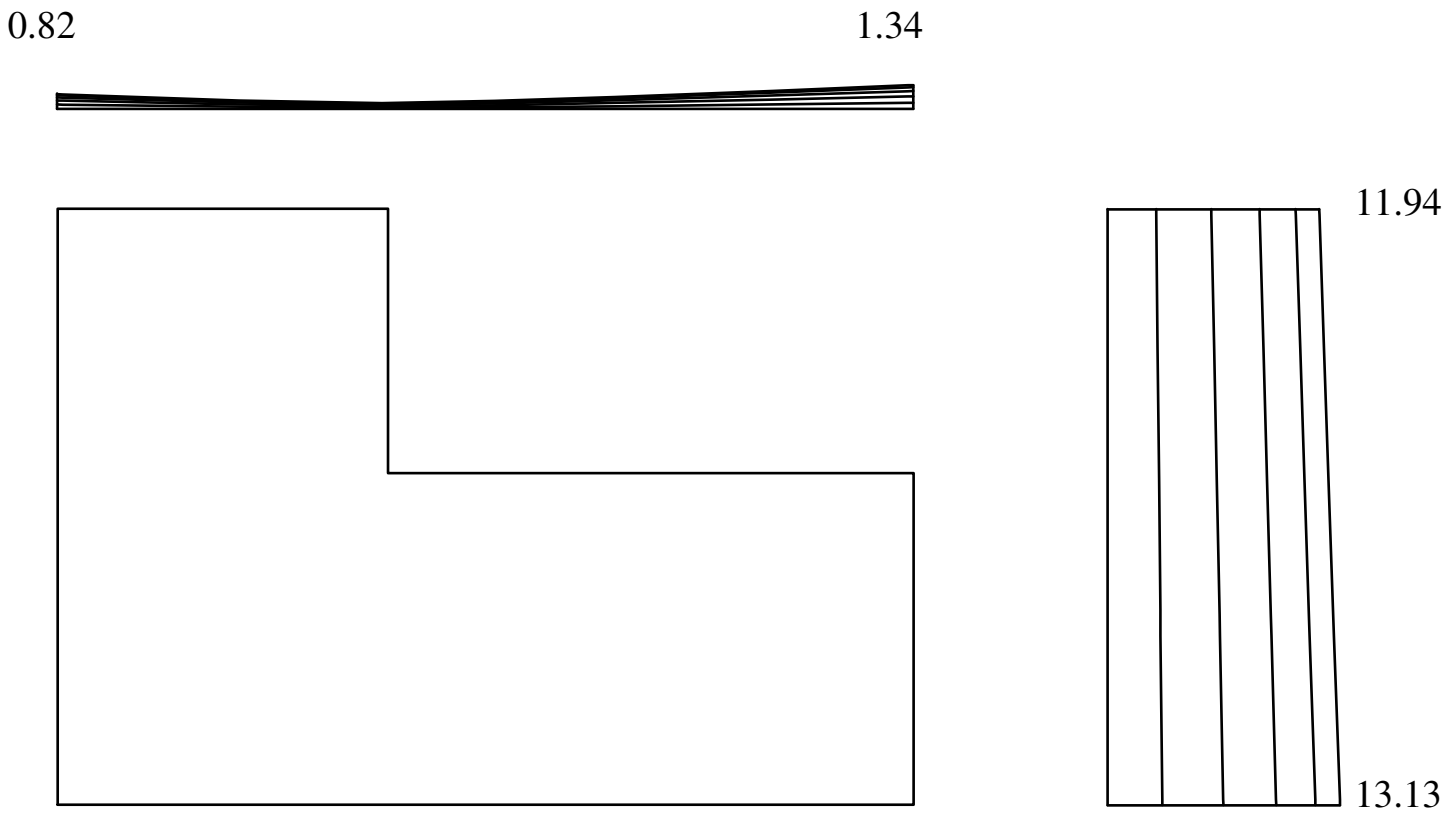


Il modo 2 dà il contributo massimo

Il modo 5, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (9.6%)

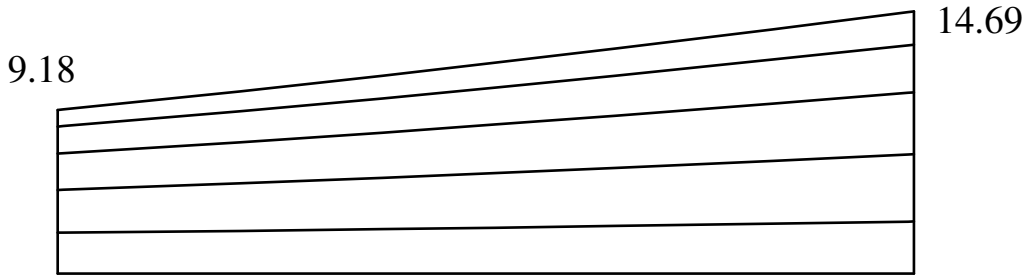
Inviluppo modale

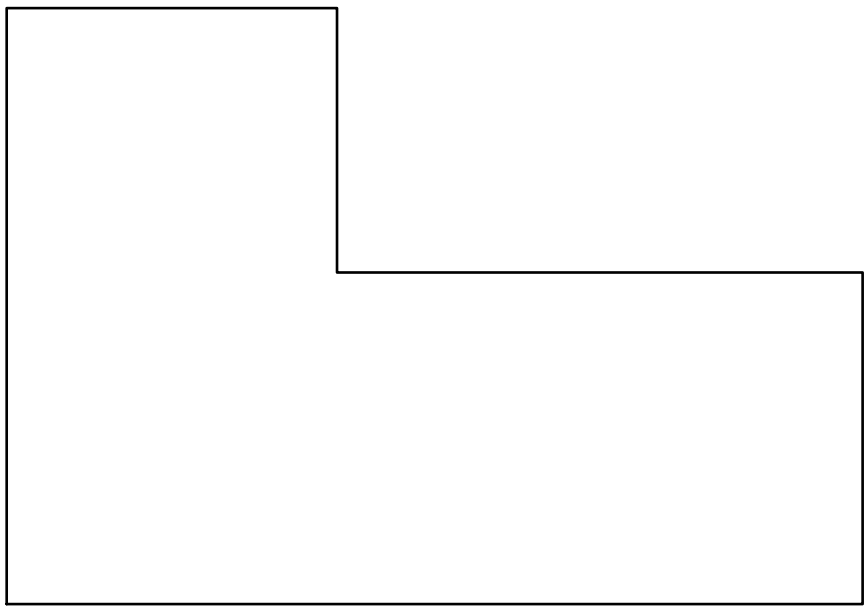
sisma x

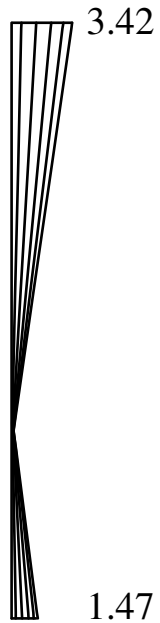


Inviluppo modale

sisma y







Bilanciamento della struttura

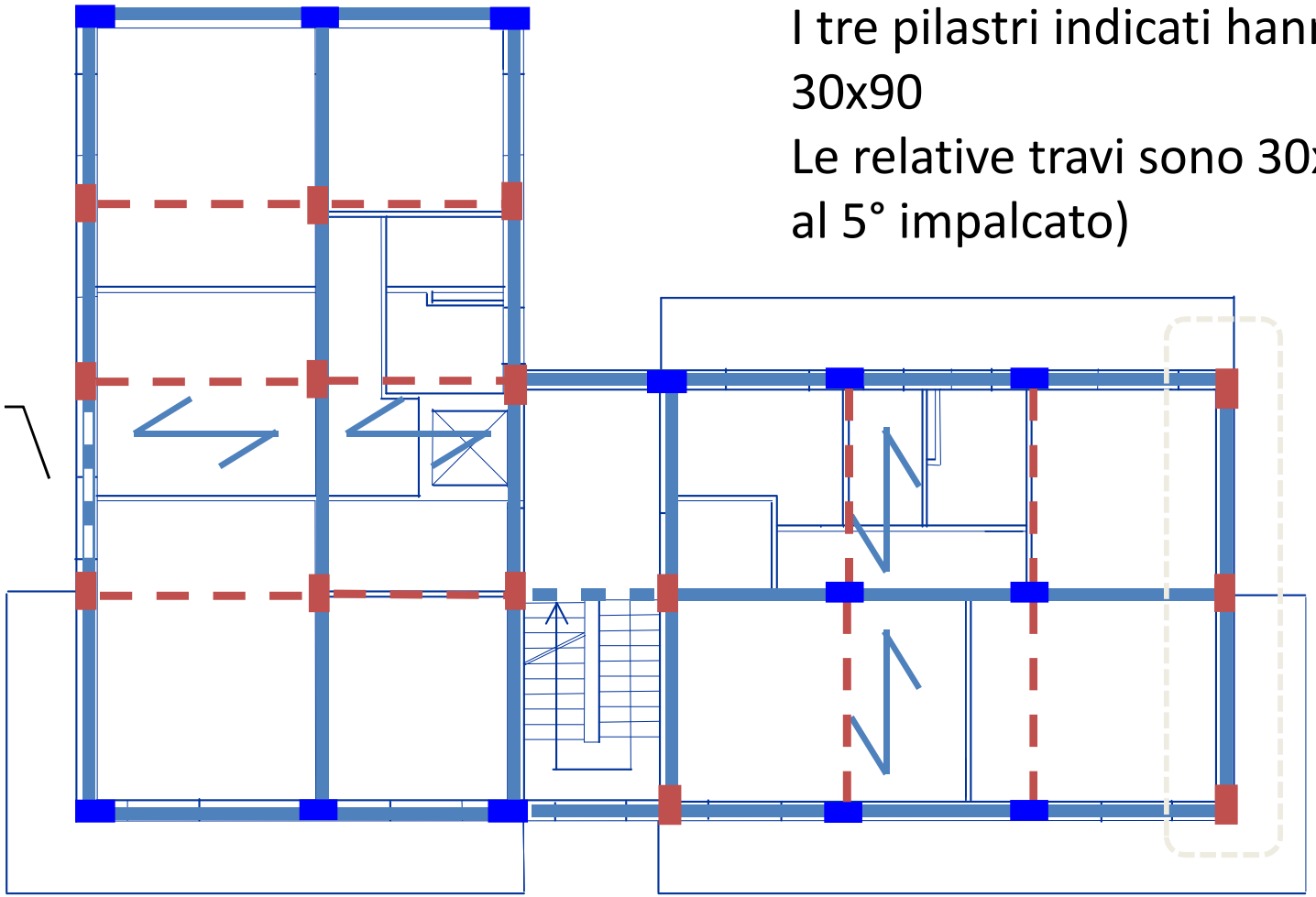
per quanto riguarda il sisma y

Variazione effettuata:

I tre pilastri indicati hanno sezione 30x90

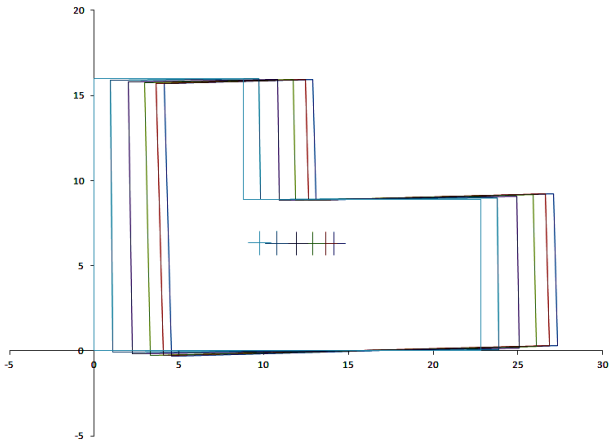
Le relative travi sono 30x70 (30x60 al 5° impalcato)

Ulteriore modifica: questa campata è ora a spessore

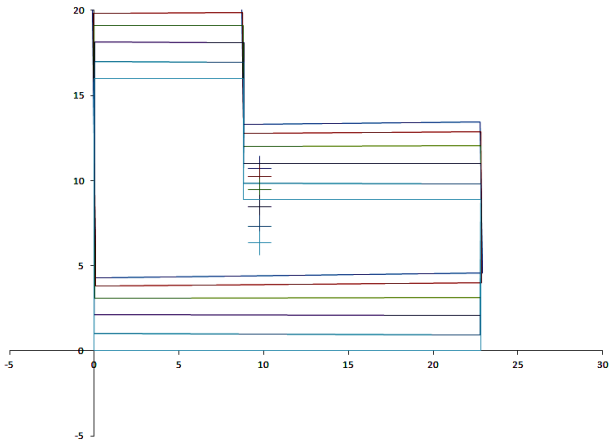


Deformate modali

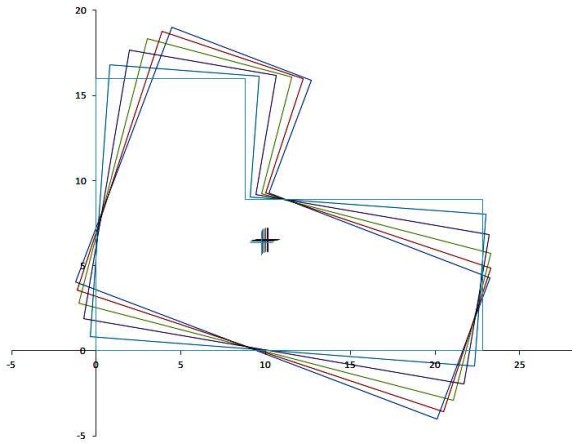
e relativi periodi



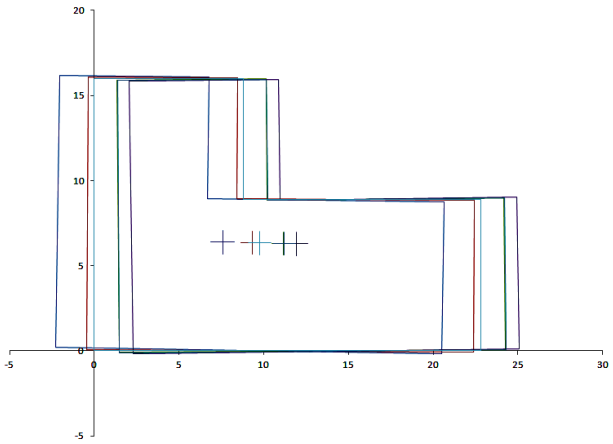
Modo 1 T = 0.550 s



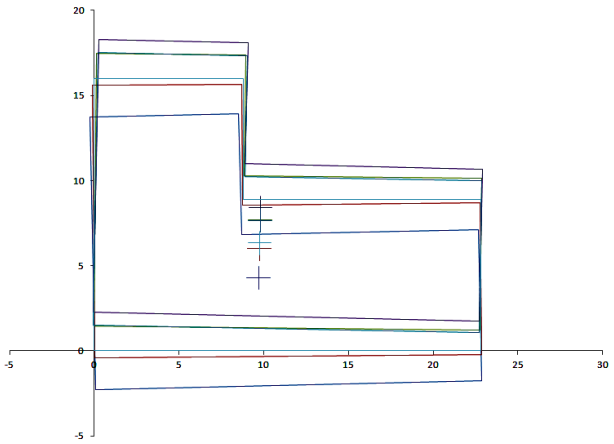
Modo 2 T = 0.526 s



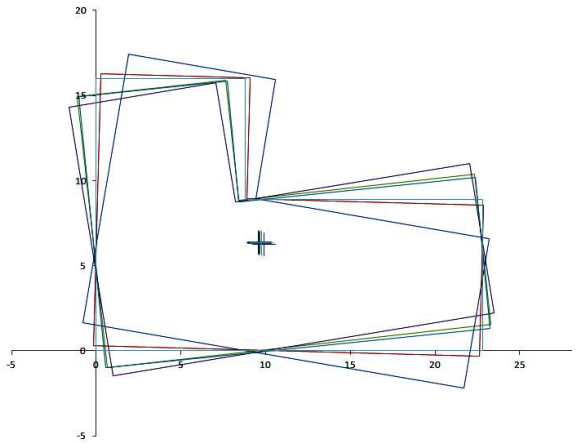
Modo 3 T = 0.457 s



Modo 4 T = 0.176 s



Modo 5 T = 0.167 s

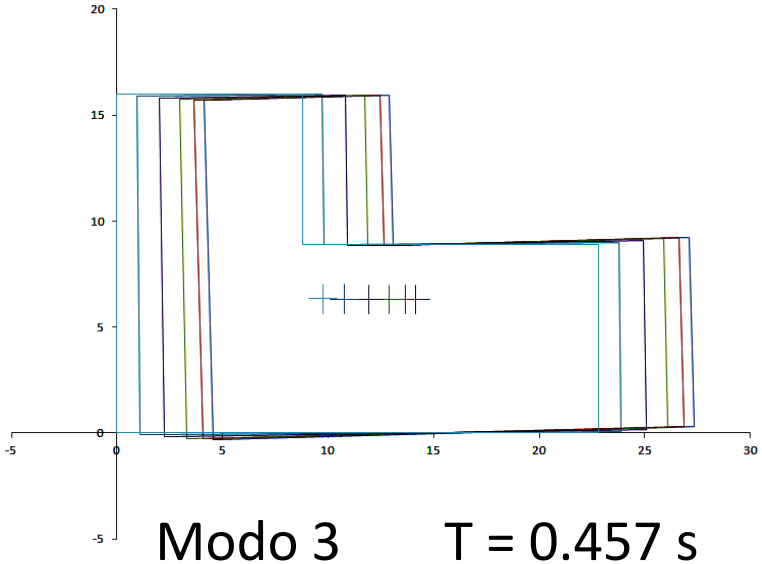


Modo 6 T = 0.142 s

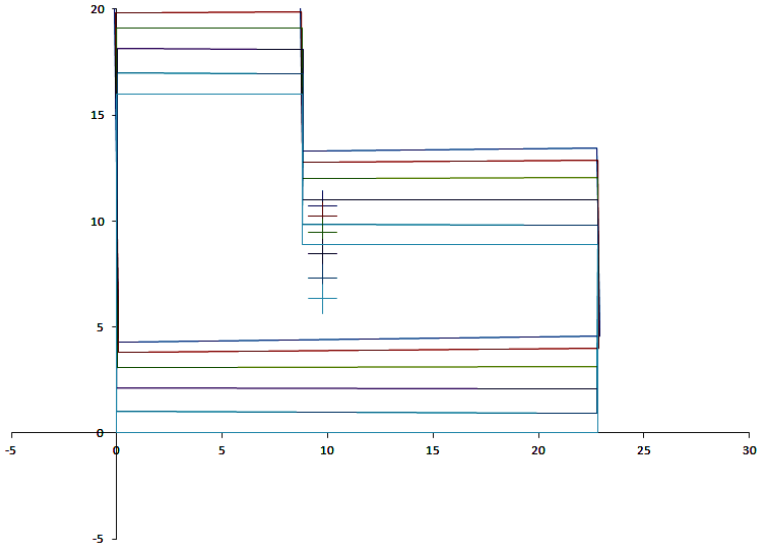
Deformate modali

e relativi periodi

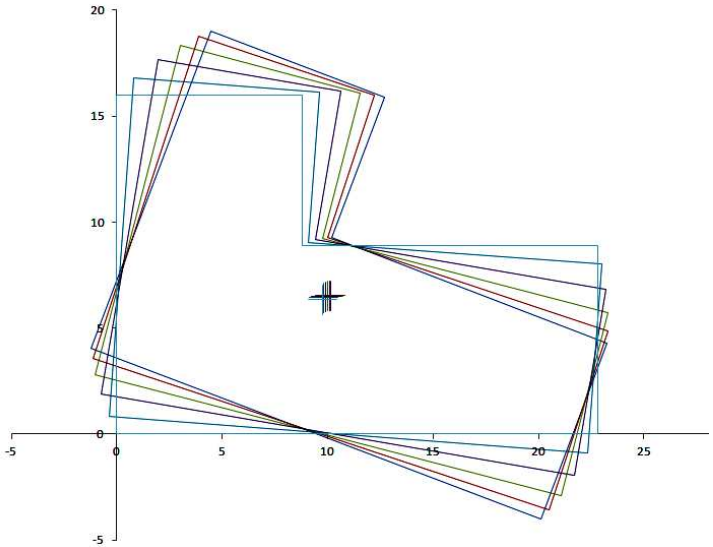
Modo 1 T = 0.550 s



Modo 2 T = 0.526 s



Modo 3 T = 0.457 s



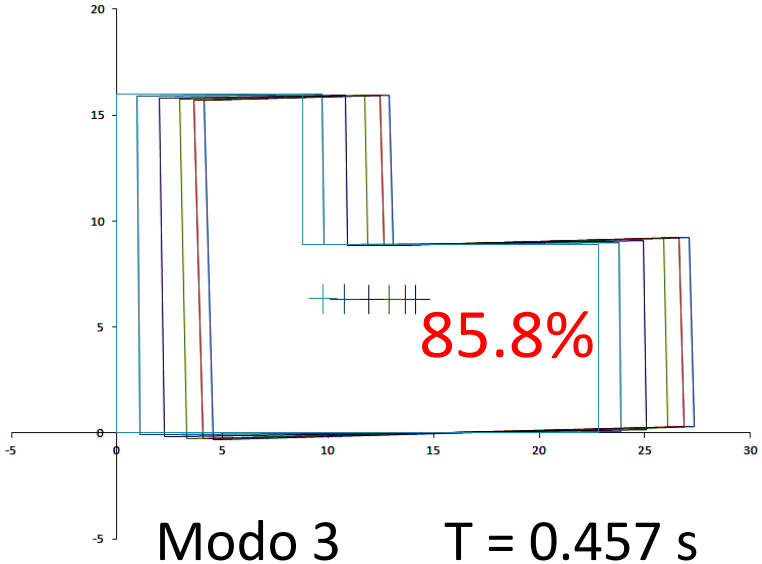
Il modo 1 è sostanzialmente di traslazione secondo x

Il modo 2 è sostanzialmente di traslazione secondo y

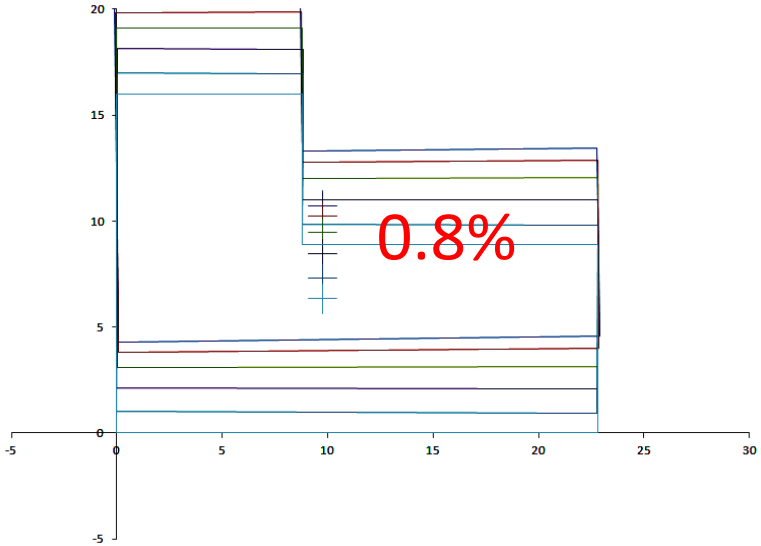
Deformate modali

e relativi periodi

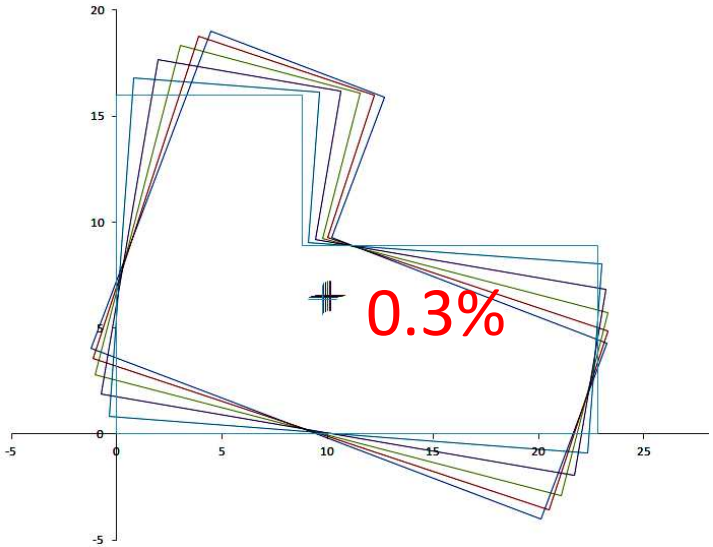
Modo 1 T = 0.550 s



Modo 2 T = 0.526 s



Modo 3 T = 0.457 s



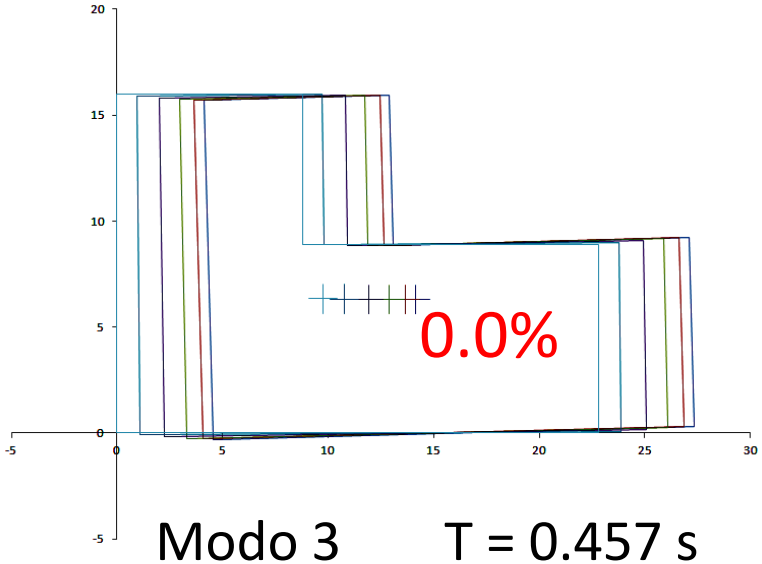
Il modo 1 dà il contributo massimo

Il modo 4, di traslazione x con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (9.3%)

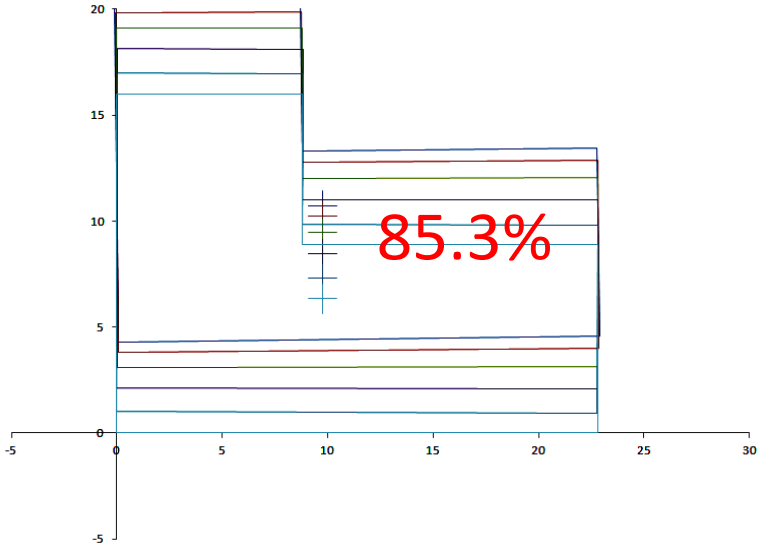
Deformate modali

e relativi periodi

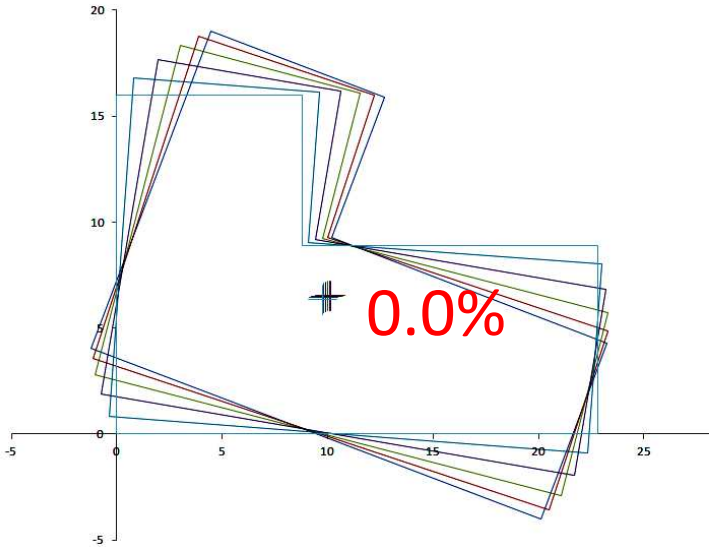
Modo 1 T = 0.550 s



Modo 2 T = 0.526 s



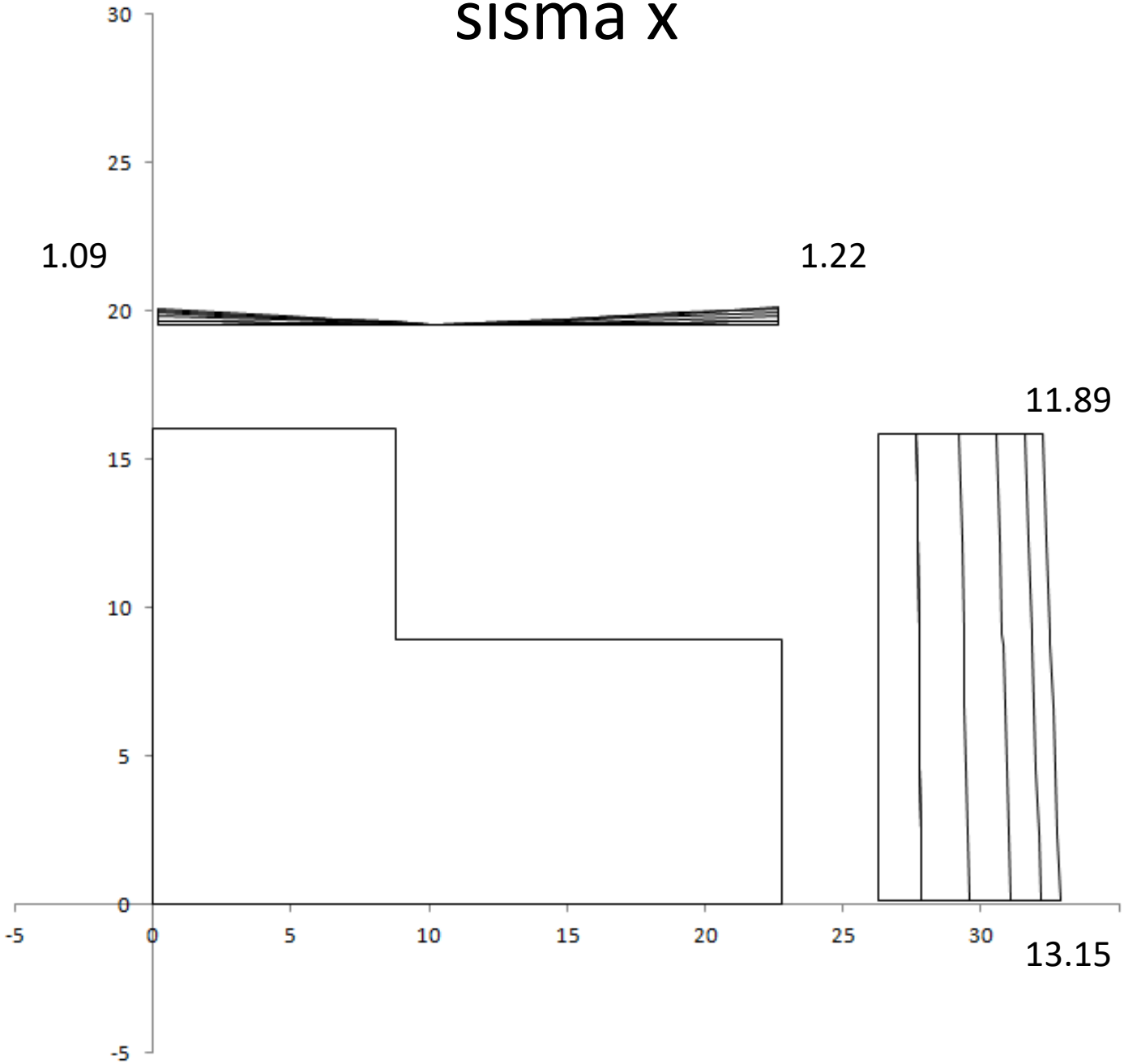
Modo 3 T = 0.457 s



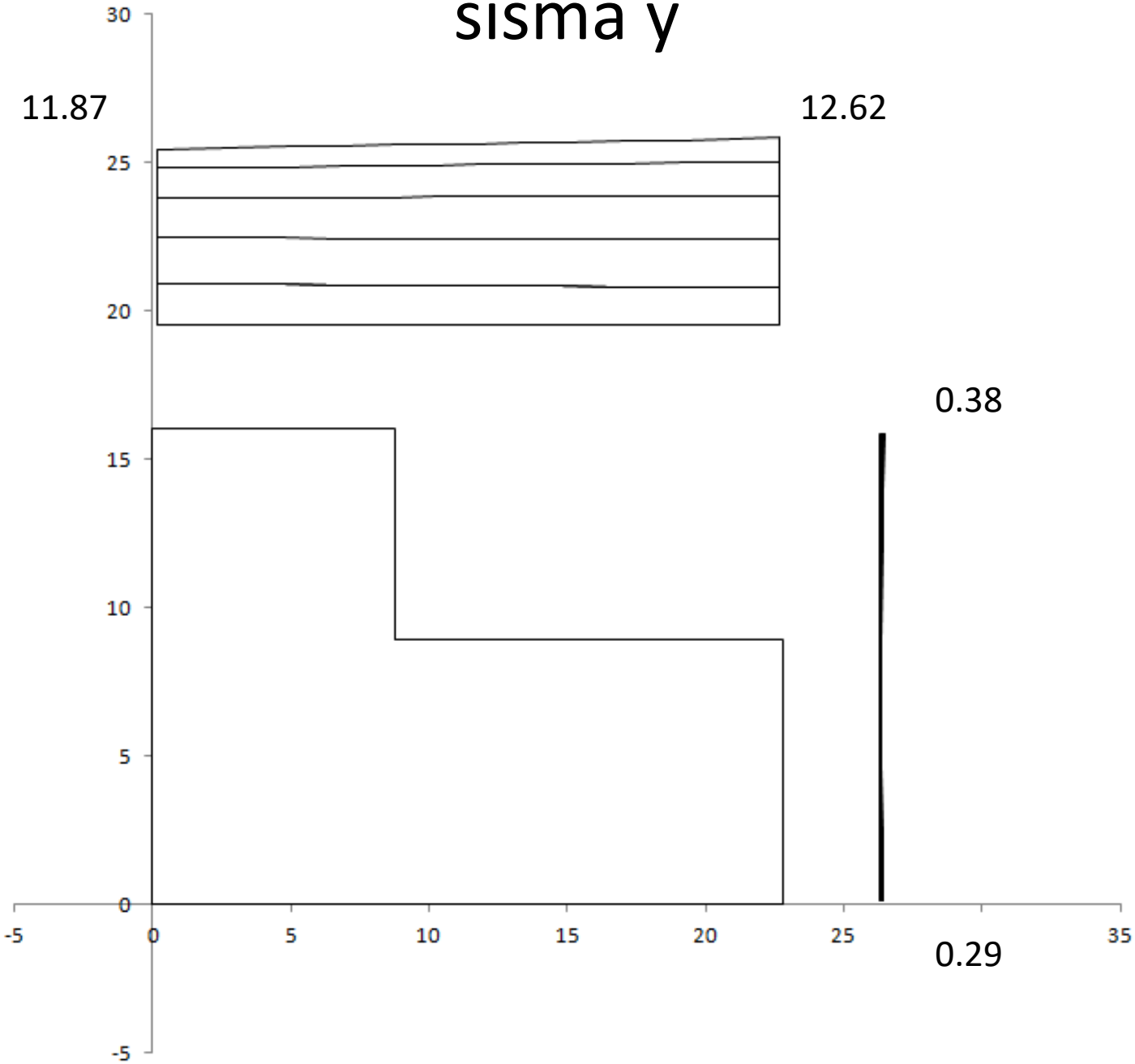
Il modo 2 dà il contributo massimo

Il modo 5, di traslazione y con spostamenti nei due versi, dà un ulteriore contributo (9.7%)

Inviluppo modale sisma x



Inviluppo modale sisma y



Armature

Processo progettuale tradizionale

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

NTC, punto 7.2.2

Gerarchia delle resistenze
(progetto in capacità)

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

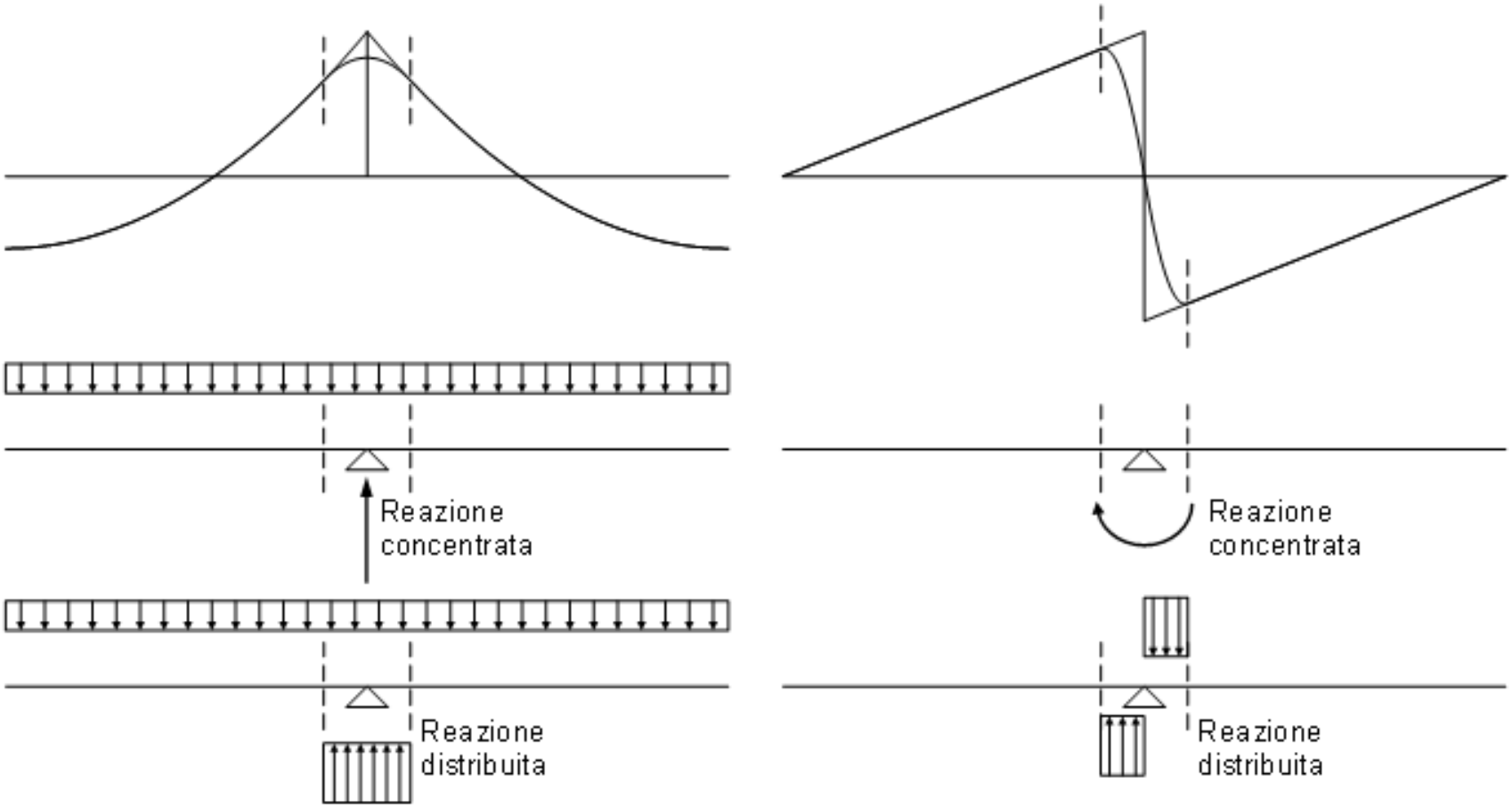
⇩

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

Armatura a flessione

considerazioni

- Usate i valori a filo pilastro



a) carichi verticali

b) azioni orizzontali

Armatura a flessione

considerazioni

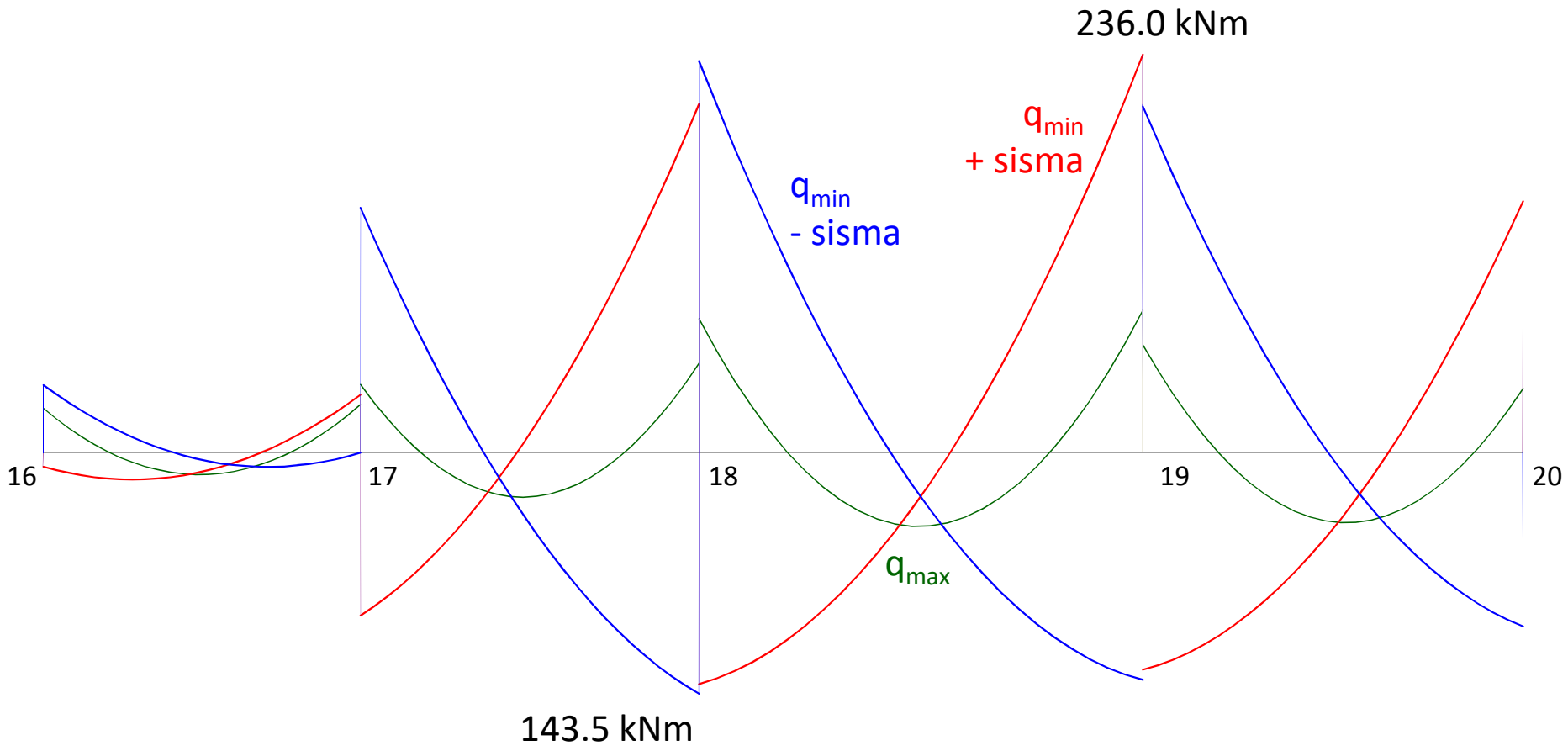
- Usate i valori a filo pilastro
  - È inutile eccedere con l'armatura a flessione nelle travi, mettete solo il minimo che serve in base al calcolo

Guardate sempre il diagramma del momento flettente

- Il diagramma del momento flettente può essere molto diverso da quello prodotto da carichi verticali. In particolare:
  - Se le campate sono corte e/o poco caricate
- Interrompete le armature sovrapponendole sempre dove il momento flettente e minimo
- Non ancorate le barre nelle zone dissipative (zone all'estremità delle travi, in cui si formerà una cerniera plastica)

Esempio: trave 14-20

diagramma del momento flettente

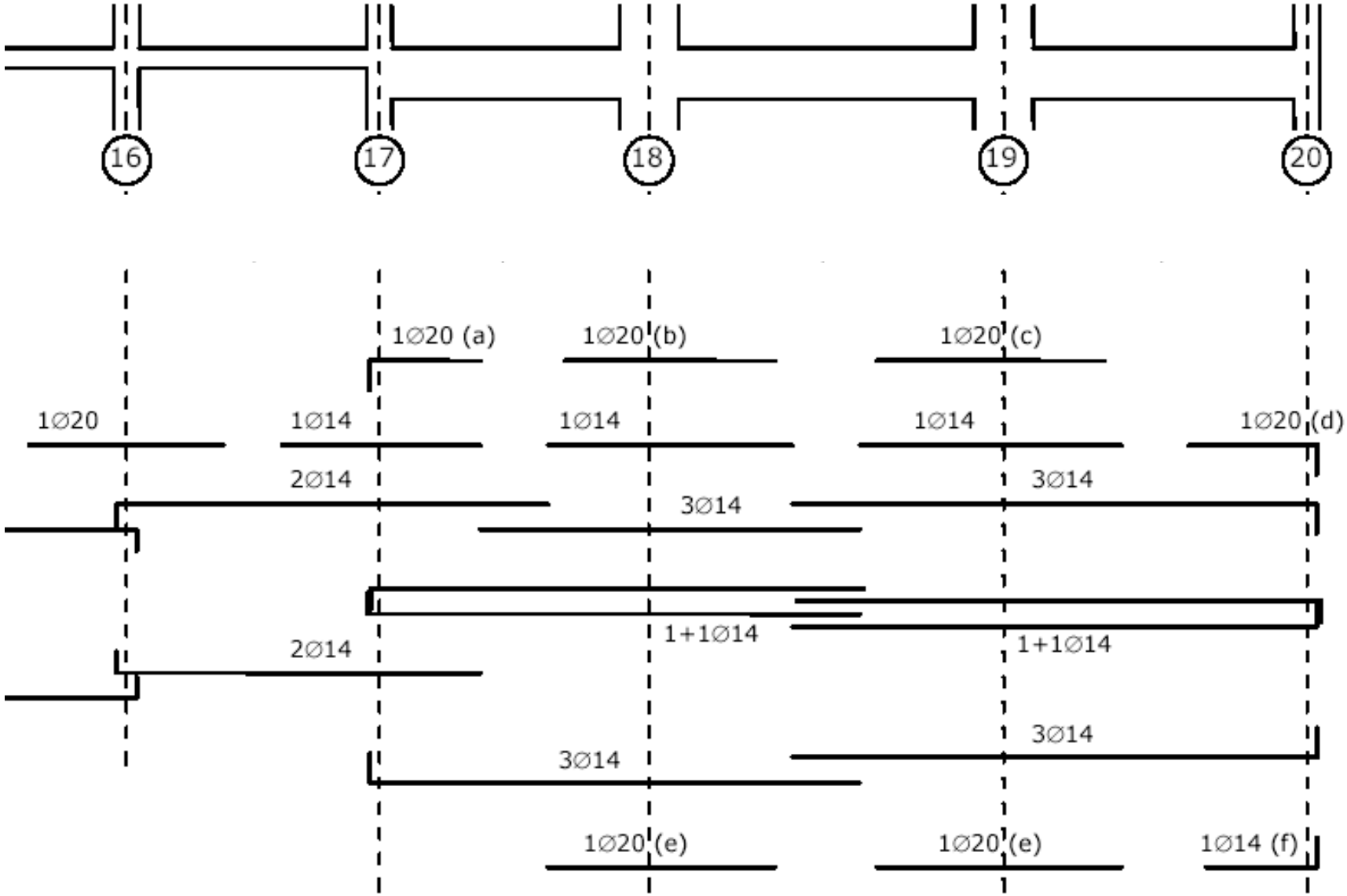


Campata
a spessore

Campate emergenti
(ribassate o ricalate)

Esempio: trave 14-20

armature a flessione



Armatura a taglio delle travi

- 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

$$V_{Ed} = \frac{q\,l}{2} + \frac{M_{1,Ed} - M_{2,Ed}}{l}$$

$$\Downarrow$$

$$V_{Ed} = \frac{q\,l}{2} + \gamma_{Rd}\,\frac{M_{1,Rd} + M_{2,Rd}}{l}$$

γ_{Rd} = 1.1 per CD"B"

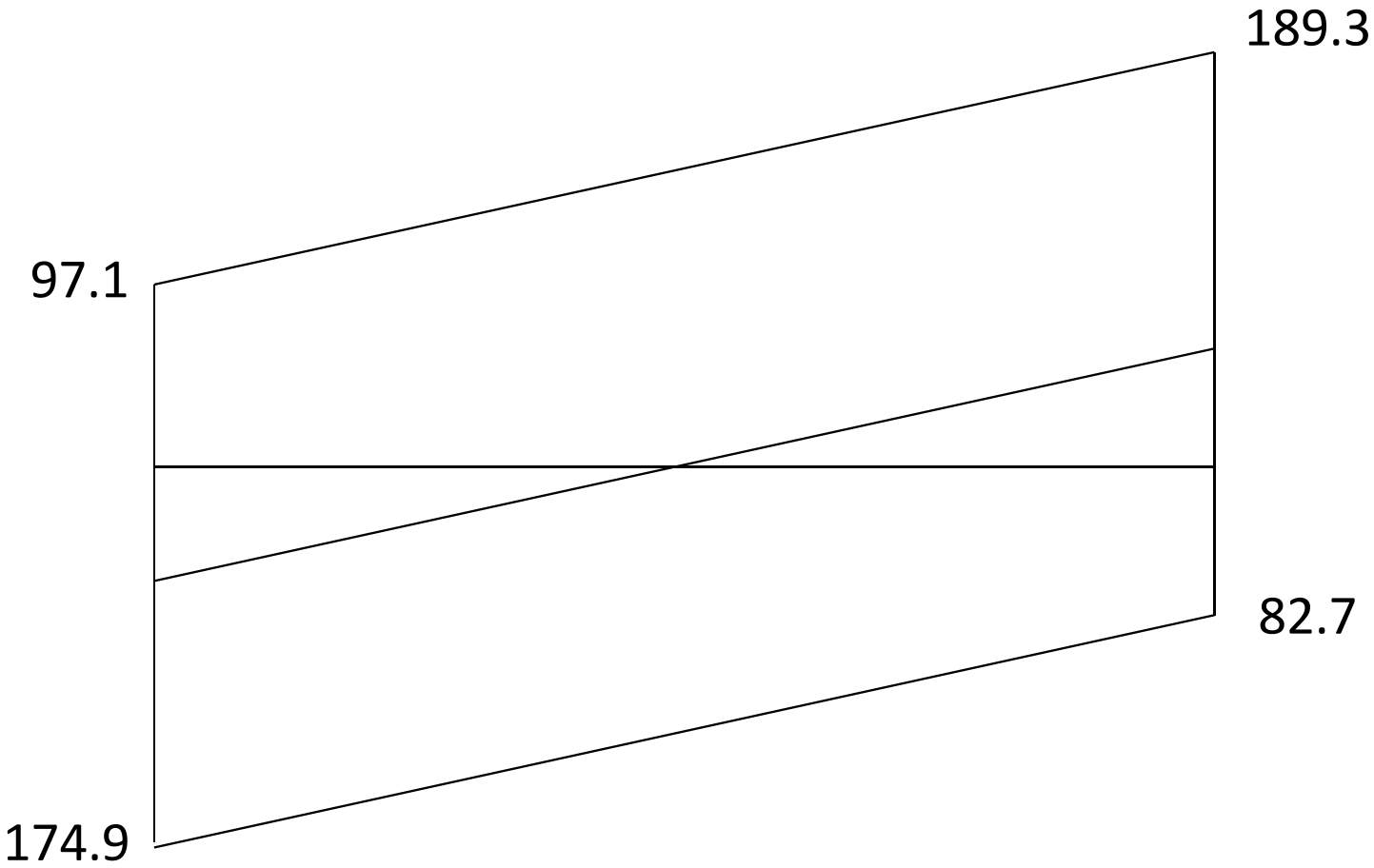
γ_{Rd} = 1.2 per CD"A"

Modesta differenza, in buona parte coperta dai minimi di normativa

NTC, punto 7.4.4.1.1

Taglio

sollecitazioni per progetto armatura a taglio



Armatura a taglio delle travi

- Garantire duttilità locale. Il passo s deve rispettare i limiti:
  - Un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
    Questo serve:
    - Per garantire che le lesioni incontrino più staffe
    - Per garantire l'efficacia del confinamento; un passo non elevato serve sia in senso longitudinale che in senso trasversale
      (nelle travi a spessore meglio doppie staffe, anche se con passo longitudinale maggiore)
  - 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD"A" e CD "B";
  - 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD"A" e CD "B"
    Questo serve per evitare l'instabilità delle barre compresse
  - 24 volte il diametro delle armature trasversali

NTC, punto 7.4.6.2.1

Gerarchia delle resistenze

(progetto in capacità)

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

Armatura a flessione dei pilastri

- Sezioni al piede del primo ordine: il meccanismo di collasso desiderato prevede che queste sezioni si possano plasticizzare

⇩

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

- Agli altri ordini: le sezioni dei pilastri devono rimanere in campo elastico

⇩

L'armatura a pressoflessione di questi pilastri deve essere definita a partire dall'armatura a flessione delle travi (gerarchia delle resistenze o progetto in capacità)

Armatura a flessione dei pilastri

gerarchia delle resistenze

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 γ_{Rd}, in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$$

NTC, punto 7.4.4.2.1

con γ_{Rd} = 1.30

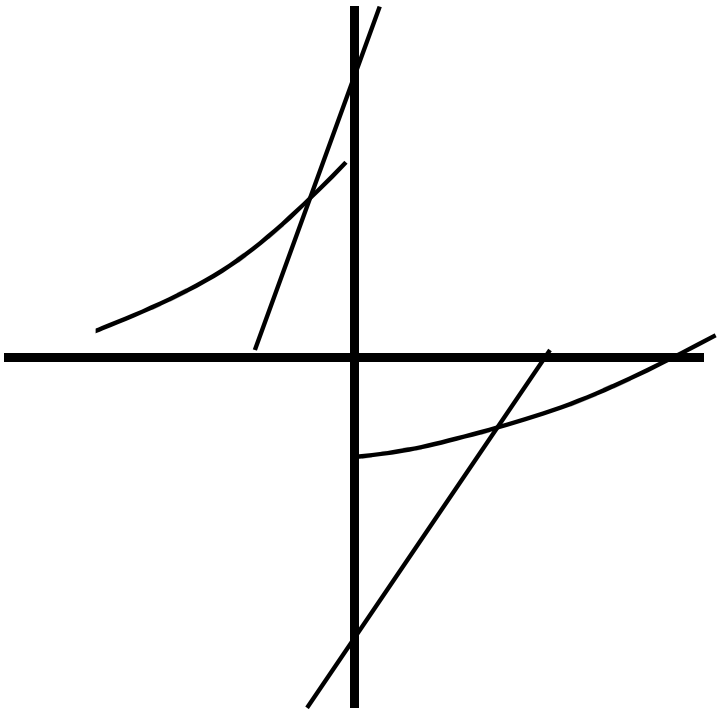
NTC, Tab. 7.2.1

Si noti che con le NTC 18 è scomparsa la differenza prima esistente tra CD "A" e CD "B"

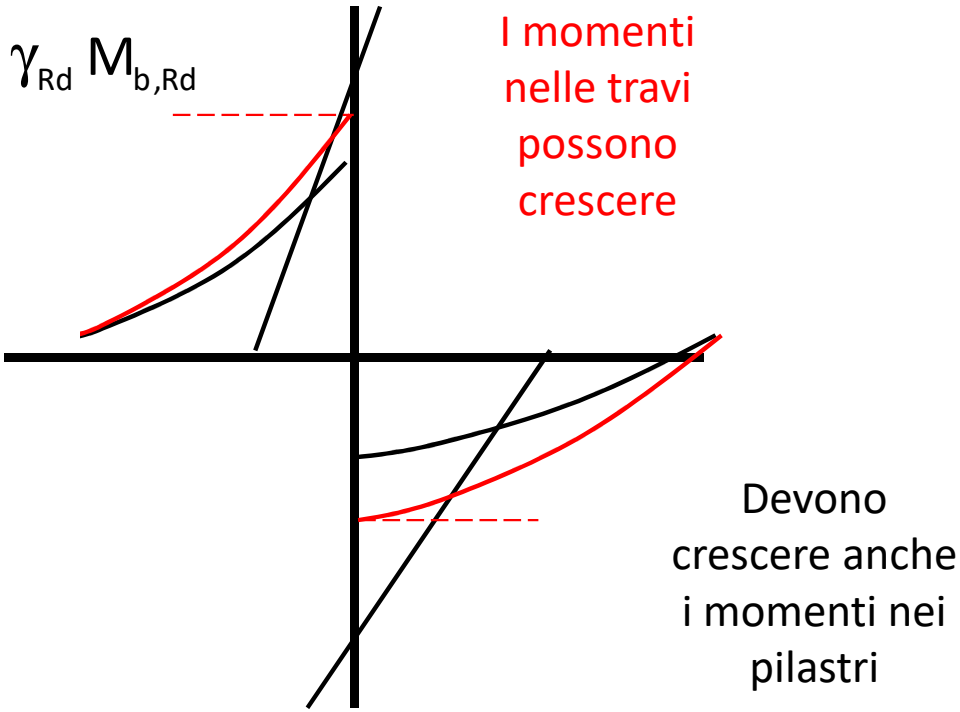
Armatura a flessione dei pilastri

gerarchia delle resistenze

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



Nodo
(momenti in equilibro)

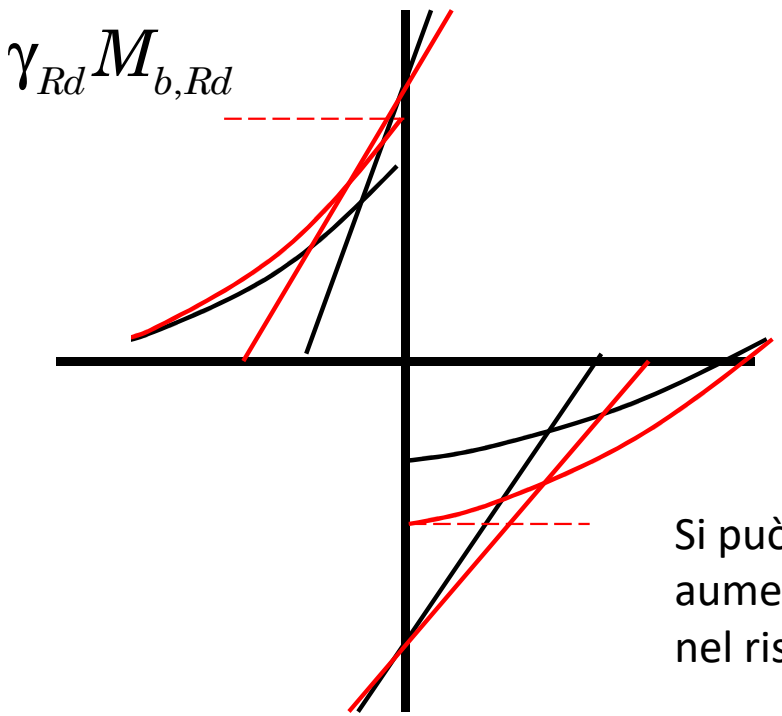


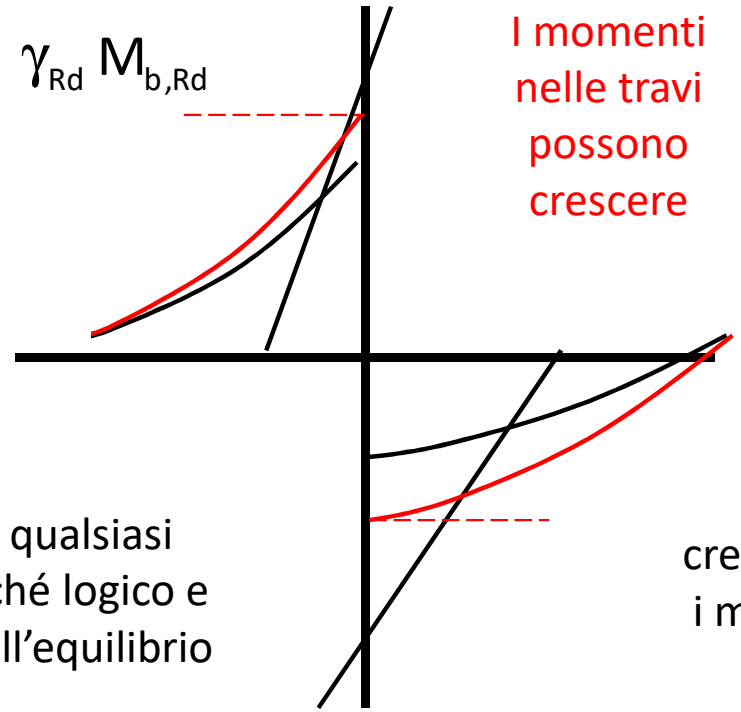
Nota: non è precisato come ripartire il momento tra pilastro superiore e inferiore

Armatura a flessione dei pilastri

gerarchia delle resistenze

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





I momenti nelle travi possono crescere

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

Devono crescere anche i momenti nei pilastri

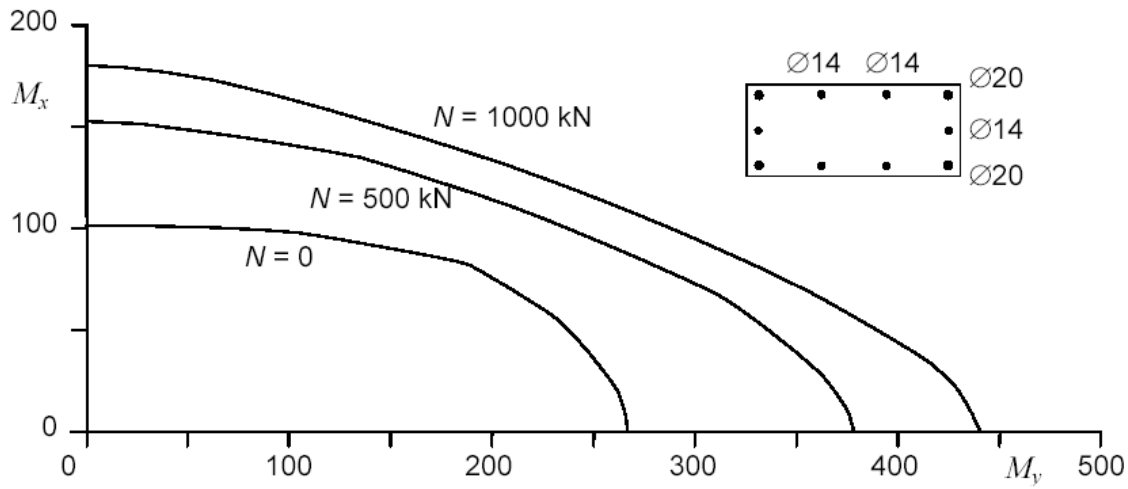
Se il comportamento fosse elastico, i momenti crescerebbero in proporzione
Ma la struttura va in campo plastico e non ha senso parlare di proporzione

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

Armatura a flessione dei pilastri

pressoflessione deviata

- L'armatura potrebbe essere progettata anche a pressoflessione retta, con un minimo di abbondanza
- La verifica deve essere effettuata a pressoflessione deviata
  - Possono essere usati appositi programmi
    Il dominio di resistenza è una superficie nello spazio M_x M_y N
    Le sezioni sono approssimativamente delle ellissi



Nota: ellisse → esponente 2, lineare → esponente 1

Armatura a flessione dei pilastri

pressoflessione deviata

- L'armatura potrebbe essere progettata anche a pressoflessione retta, con un minimo di abbondanza
- La verifica deve essere effettuata a pressoflessione deviata
  - Possono essere usati appositi programmi
    Il dominio di resistenza è una superficie nello spazio M_x M_y N
    Le sezioni sono approssimativamente delle ellissi
  - Possono essere usate formule semplificate

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

Io consiglio l'esponente 1.5; le NTC ammettono esponente 2 per N alto ma richiedono erroneamente esponente 1 per N basso

Armatura a taglio dei pilastri

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

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

NTC, punto 7.4.4.2.1

con γ_{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 al sovrapporsi di più incrementi

Armatura trasversale nei pilastri

limiti di normativa

- Zona dissipativa:
  dall'estremità del pilastro un tratto pari alla maggiore delle seguenti quantità:
  - Il lato maggiore della sezione trasversale
  - un sesto dell'altezza netta del pilastro
  - 45 cm
  - tutto il pilastro, se la sua altezza è inferiore a 3 volte il lato maggiore della sezione

Per EC8, 5.5.3.2.2 in CD "H"

1.5 h

60 cm

NTC, punto 7.4.6.1.2

Armatura trasversale nei pilastri

limiti di normativa

- Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti:
  - Le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
  - almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature;
  - le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm (CD"B") o 15 cm (CD"A") da una barra fissata

NTC, punto 7.4.6.2.2

Armatura trasversale nei pilastri

limiti di normativa

- Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore a 6 mm.

suggerisco per le staffe almeno 8 mm

- Nelle zone critiche esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

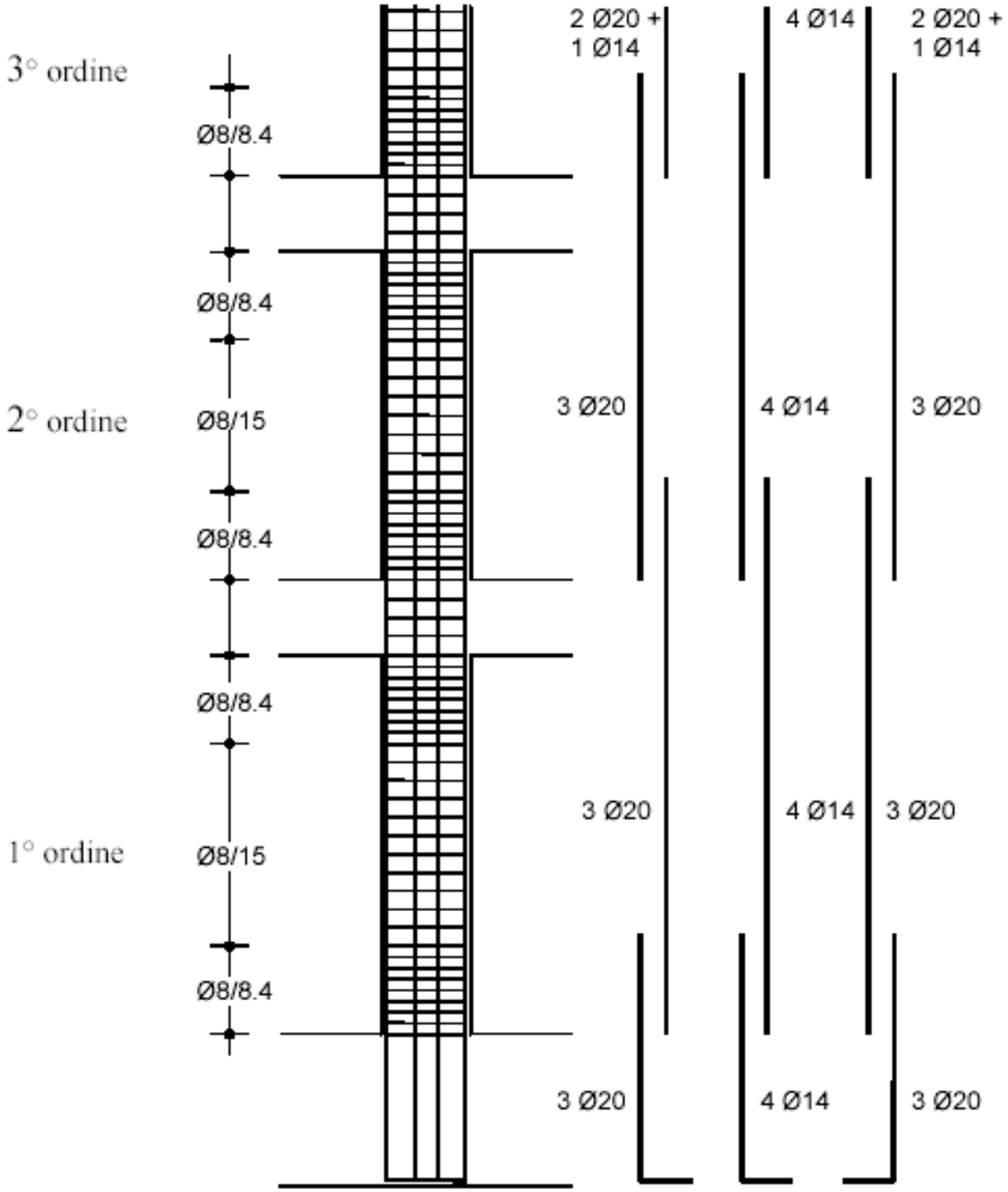
per CD “B”	per CD “A”
1/2 lato minore sezione	1/3 lato minore sezione
175 mm	125 mm
8 Ømin,lon	6 Ømin,lon

Nota: testo NTC 18

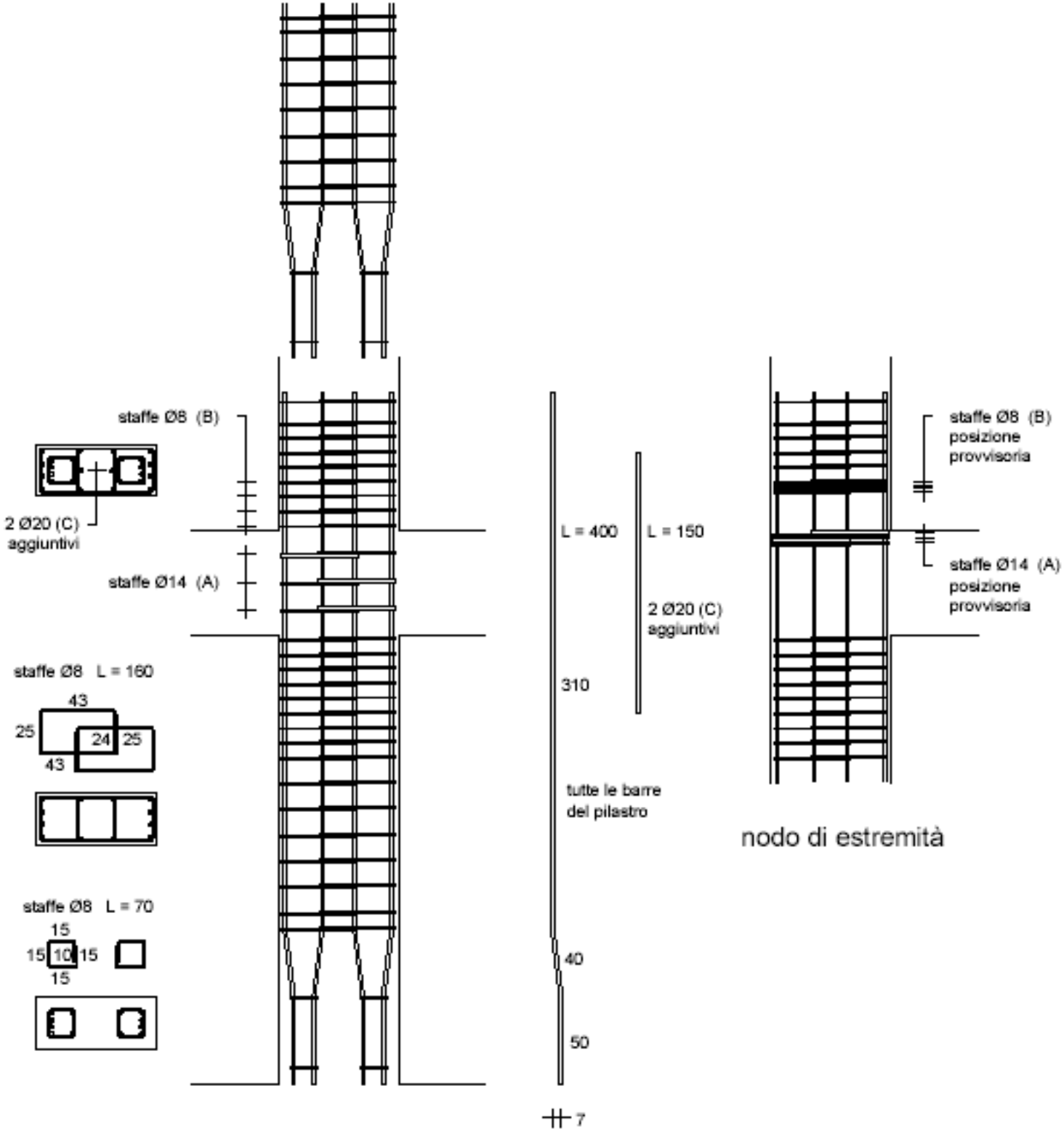
– 5 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD”A” e CD”B”.

NTC, punto 7.4.6.2.2

Pilastri: sezione verticale



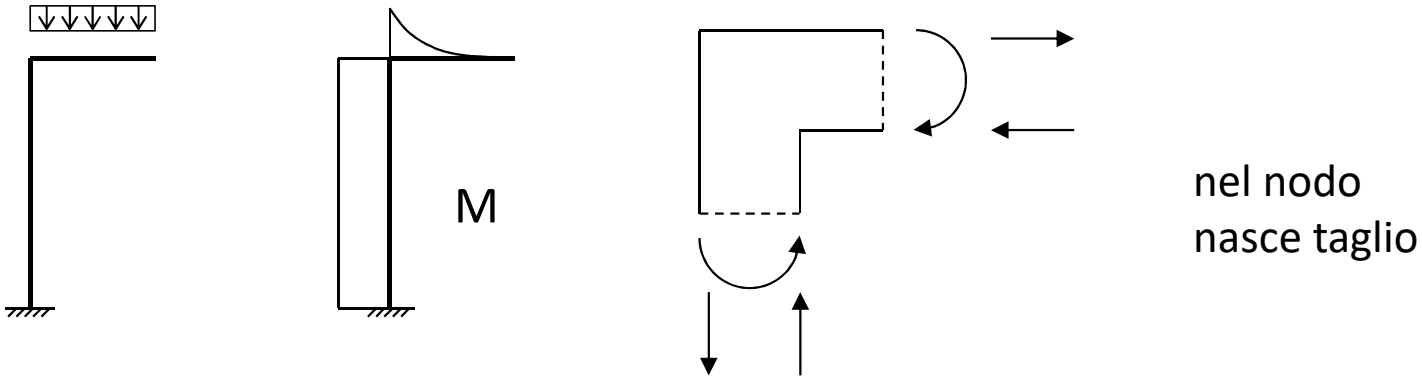
Possibile dettaglio costruttivo



Nodi

Perché verificare il nodo?

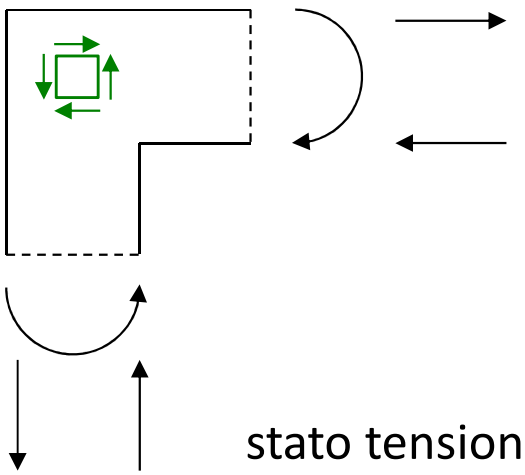
- Nelle strutture intelaiate in acciaio, indipendentemente dal sisma, è prassi comune verificare a taglio il nodo (l'anima della colonna)
- Nelle strutture in cemento armato in assenza di sisma non c'è questa abitudine … ma il problema c'è comunque
  - Esempio: pilastro di una pensilina, dal quale esce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



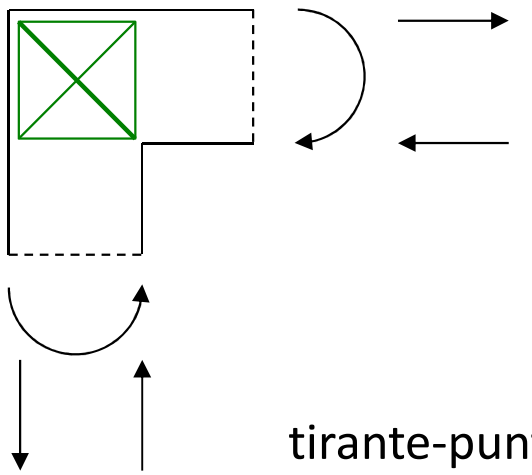
Verificare il nodo

con quale modello?

- 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

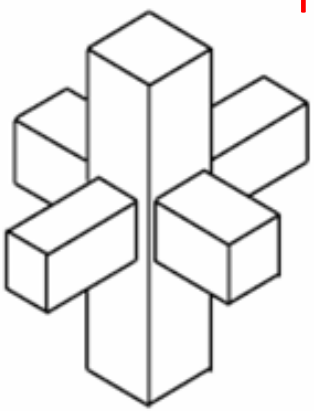
Nodi

Confinati e non confinati

Nodi interamente confinati

- In ognuna delle 4 facce si innestano travi
- Le travi sono sovrapposte ai pilastri per almeno i ¾ della larghezza del pilastro (e tra loro per i ¾ dell'altezza)

NTC08: Per i nodi interamente confinati non occorrono verifiche
La frase è scomparsa in NTC18

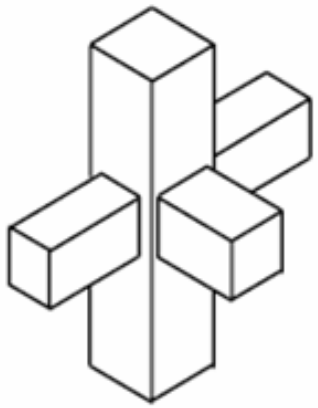


Nodo interno, interamente confinato

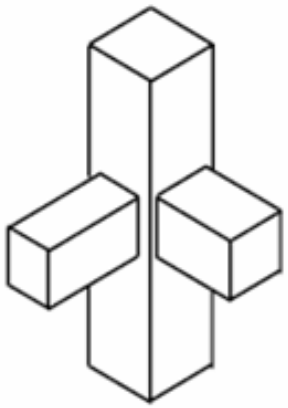
NTC18: La verifica deve essere fatta sia per CD "A" che per CD "B"

NTC, punto 7.4.4.3

Nodi non interamente confinati



Nodo laterale



Nodo d'angolo

Nodi

Quando verificarli? Normativa italiana

- NTC08, punto 7.4.4.3.1:
  La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD”A”
- Circolare 2009: nessuna indicazione specifica

- NTC18:
  La frase delle NTC08 non compare più. Questo implica che la verifica va fatta per CD"A" e CD"B"
- Circolare 2019, punto C7.4.4.3.1:
  Le verifiche di resistenza dei nodi si applicano a strutture in CD"A" e, limitatamente ai nodi non interamente confinati, in CD"B"

Nodi

Normativa europea

- Per CD "B" (DCM)
  Per i nodi di travi che siano elementi principali:
  - L'armatura orizzontale di confinamento non deve essere minore di quella prevista per la zona dissipativa dei pilastri
  - Se il nodo è interamente confinato il passo può essere raddoppiato rispetto a quanto innanzi indicato, ma non può essere superiore a 15 cm

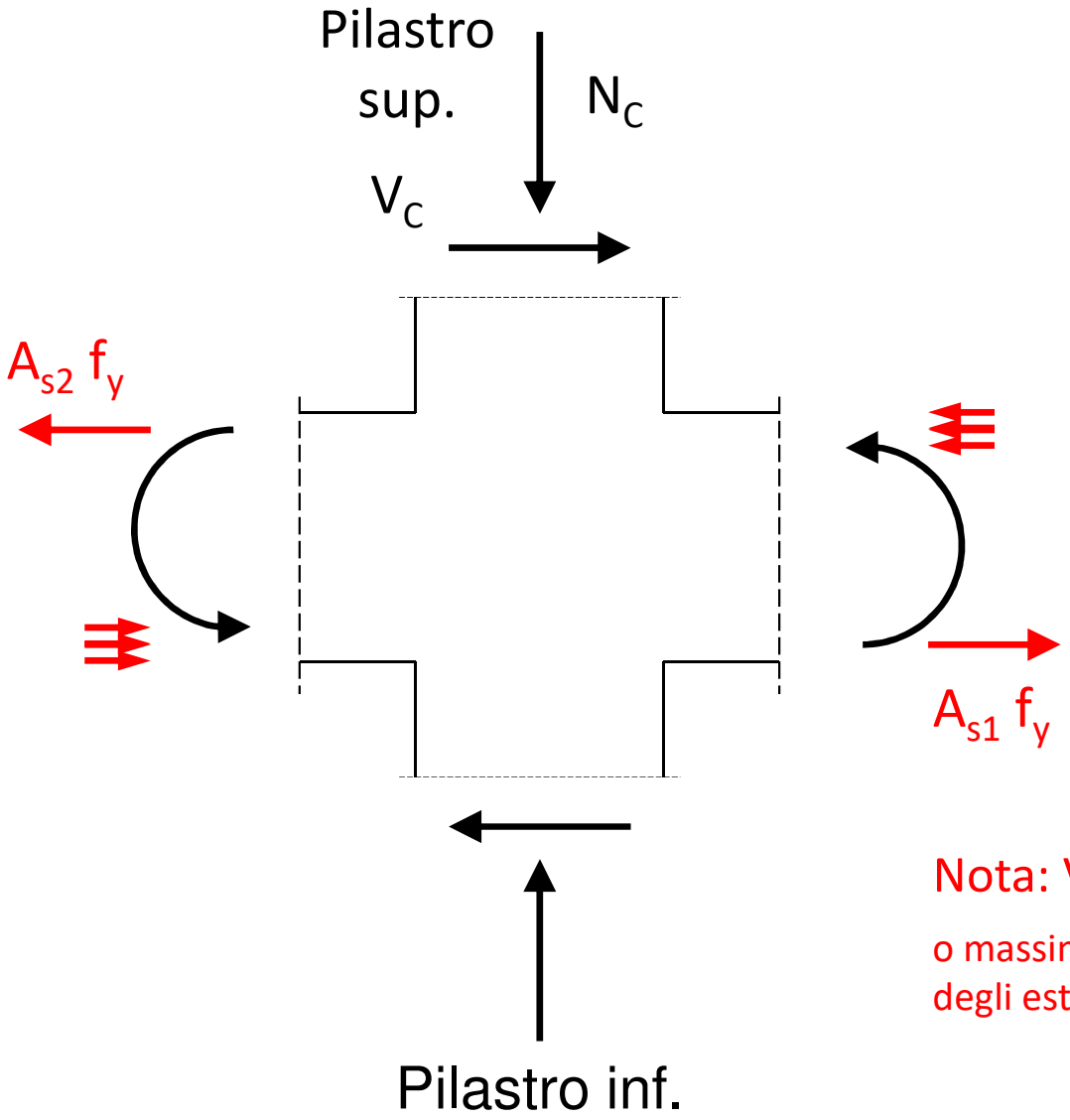
EC8-1, punto 5.4.3.3

Nodi

Normativa europea

- Per CD "A" (DCH)
  Per i nodi di travi che siano elementi principali:
  - Occorre determinare la massima forza di taglio che può agire nel nodo EC8-1, punto 5.5.2.3
  - La compressione diagonale indotta nel nodo dal meccanismo a puntone diagonale non deve essere maggiore della resistenza a compressione del calcestruzzo in presenza di trazione trasversale
    questo è un principio EC8-1, punto 5.5.3.3(1)P
  - Si raccomanda che sia fornito un adeguato confinamento (sia orizzontale che verticale) del nodo al fine di limitare il massimo sforzo di trazione diagonale nel calcestruzzo
    questo <u>non</u> è un principio, bensì un invito EC8-1, punto 5.5.3.3(3)

Azione tagliante nel nodo



Taglio sollecitante il nodo

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

La norma aggiunge il coefficiente γ_{Rd}

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

Nota: V_C = taglio fornito dal calcolo

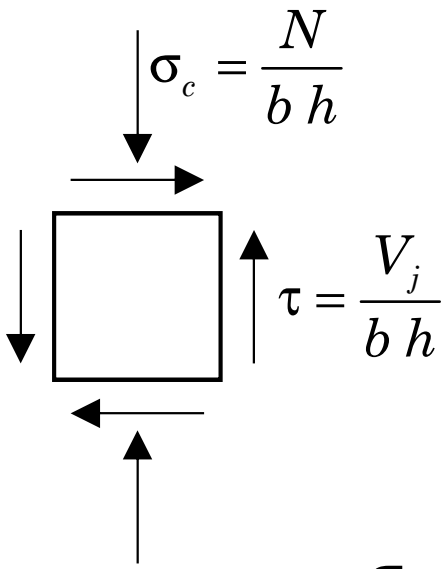
o massimo taglio corrispondente alla plasticizzazione degli estremi del pilastro

NTC, punto 7.4.4.3.1

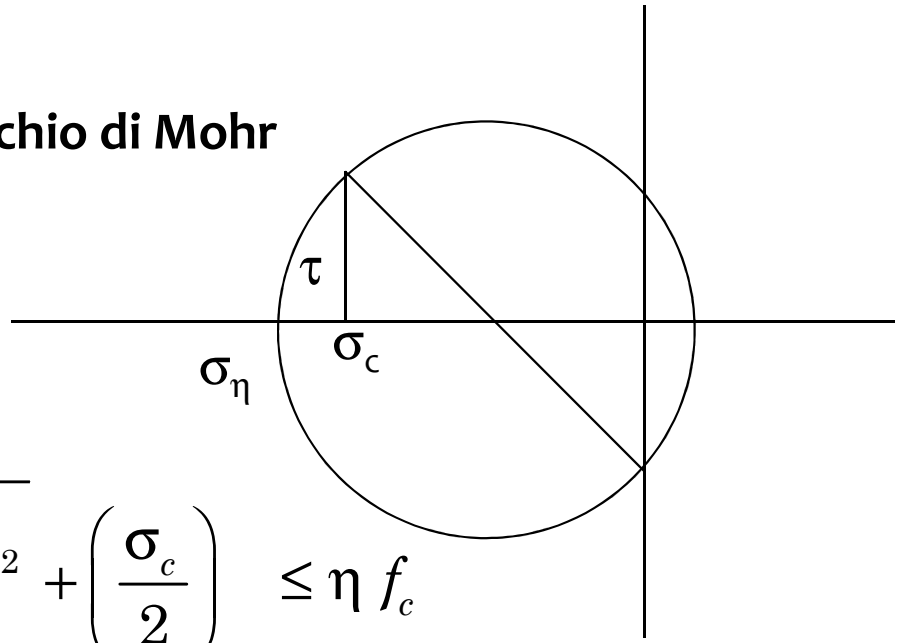
EC8-1, punto 5.5.2.3

Verifica del nodo

compressione



Cerchio di Mohr



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

Si ottiene: $$V_j \leq \eta\, f_c\, b\, h \sqrt{1 - \frac{\nu}{\eta}}$$

$$\nu = \frac{N}{b\, h\, f_c}$$

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

$\alpha_j = 0.60$ nodo interno

$\alpha_j = 0.48$ nodo esterno

NTC, punto 7.4.4.3.1

EC8-1, punto 5.5.3.3

Verifica del nodo

compressione

- Nota: nell'espressione

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

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

Verifica del nodo

compressione

- Nota: nell'espressione

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

b_j è la larghezza del nodo

la mino

a) la ma ella

sezione

b) la mi a

sezione ella

sezione

h_{jc} è distar del

pilastro

Per la C $h_{c,max}$ massima dimensione del pilastro

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

Verifica del nodo

compressione

- Si noti inoltre che l'espressione

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

fornisce valori nulli se $\nu_d \geq \eta$

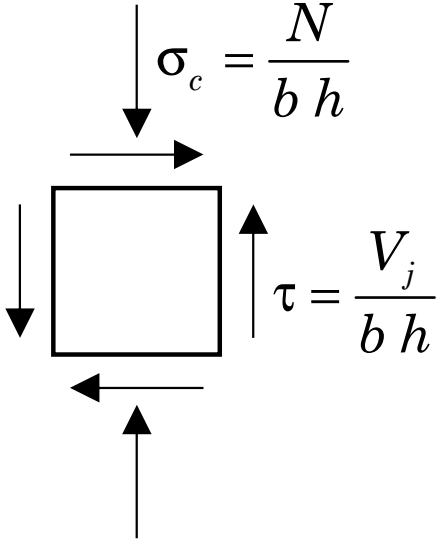
I criteri di dimensionamento suggeriti non dovrebbero portare a tanto, ma il ΔN da sisma può dare problemi

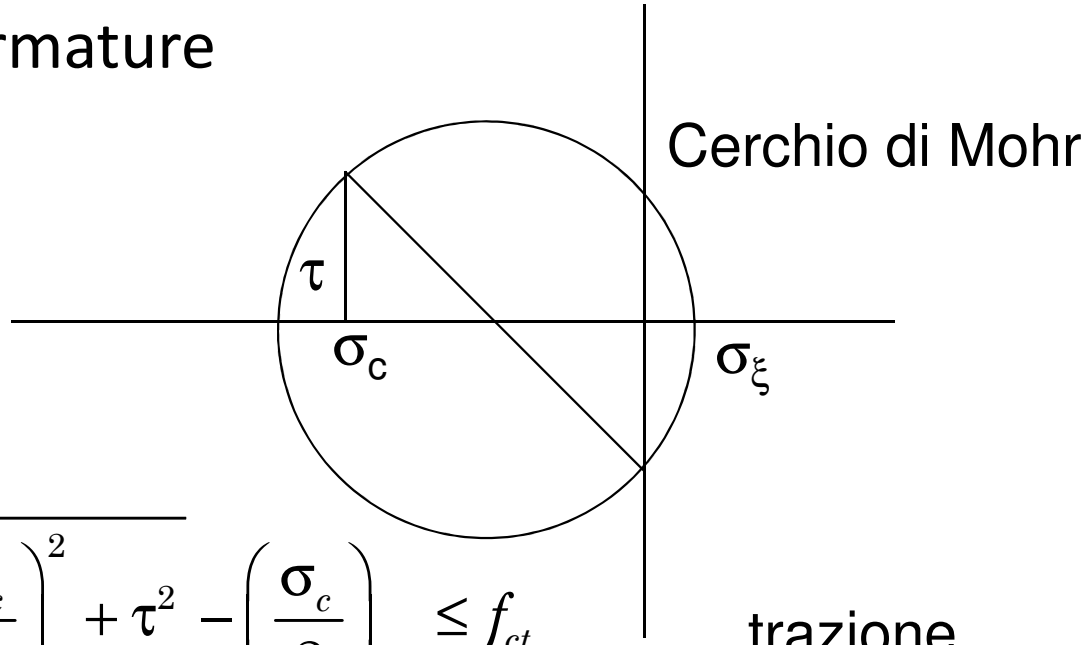
In questi casi può essere utile fare affidamento sul confinamento del calcestruzzo, oltre che sull'avere usato un calcestruzzo C30/37 anziché un C25/30

Verifica del nodo

trazione

- In assenza di specifiche armature





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

trazione

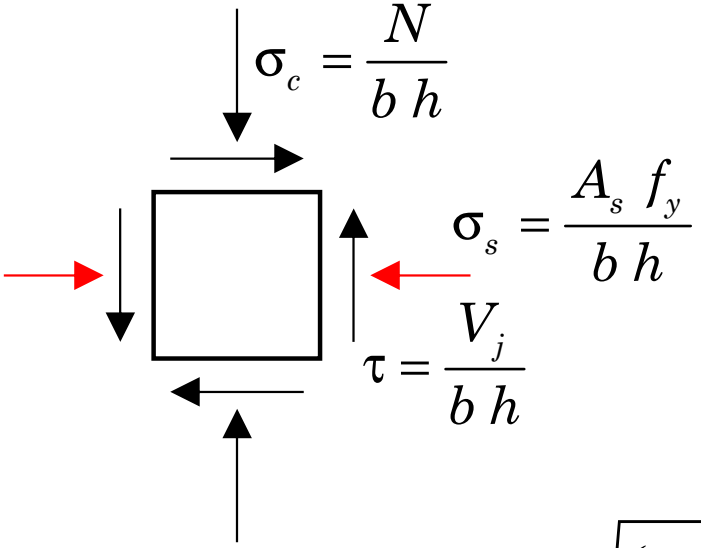
Si ottiene: $$V_j \leq f_{ct}\, b\, h \sqrt{1 + \frac{N}{b\, h\, f_{ct}}}$$

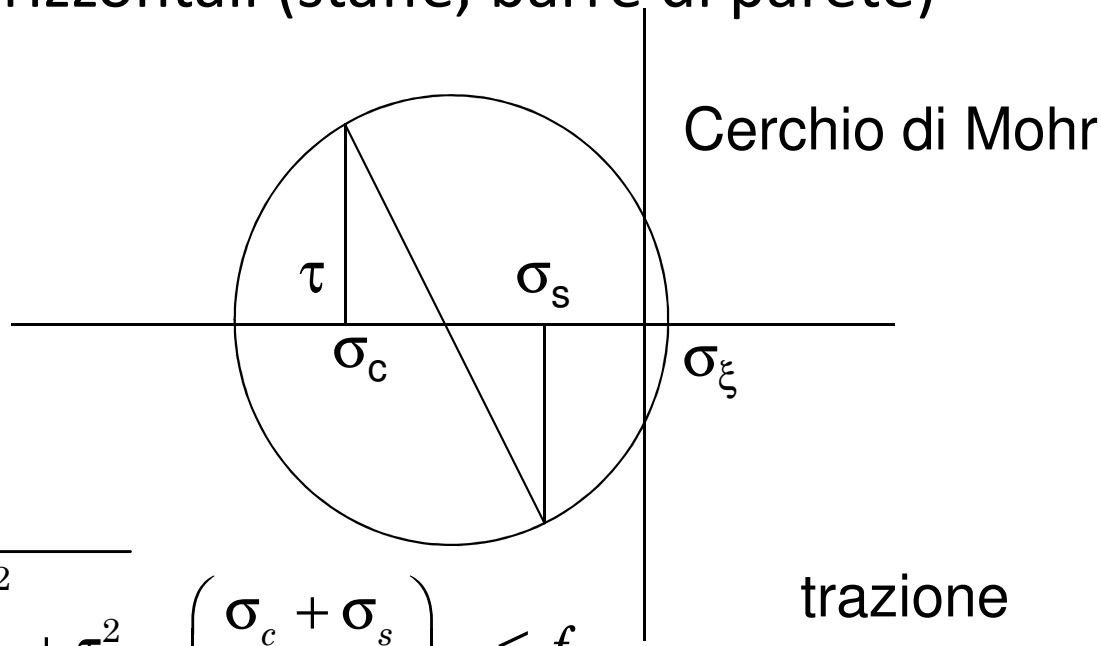
Questa verifica è difficilmente soddisfatta. La formula può essere utile solo nella verifica di edifici esistenti, privi di staffe nel nodo

Verifica del nodo

trazione

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





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

Si ottiene $$\frac{A_s\,f_y}{b\,h} \geq \frac{(V/bh)^2}{f_{ct} + \nu\,f_c} - f_{ct}$$

$$\nu = \frac{N}{b\,h\,f_c}$$