

Ordine degli ingegneri della provincia di Lecce



# Progetto di edifici antisismici in cemento armato con particolare riferimento alle zone con sismicità medio-bassa

Arthotel & Park Lecce, Via Giorgio De Chirico 1, Lecce

6 novembre 2025

Evoluzione della normativa sismica

Aurelio Gheresi

# Qualche riflessione sulla normativa sismica

## a partire dalle origini

La normativa sismica italiana nasce immediatamente dopo il terremoto di Messina del 28 dicembre 1908

- Il 15 gennaio 1909 viene nominata una Commissione "incaricata di studiare e proporre norme obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni da eseguirsi nelle regioni colpite dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri anteriori"
- La relazione viene approvata dalla Commissione nella seduta del 8 aprile 1909
- Le "Norme Tecniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni" sono approvate il 18 aprile 1909 e pubblicate sulla Gazzetta Ufficiale del 22 aprile 1909

# Qualche riflessione sulla normativa sismica a partire dalle origini

## RELAZIONE DELLA COMMISSIONE

INCARICATA DI STUDIARE E PROPORRE

NORME EDILIZIE OBBLIGATORIE

PER I

## COMUNI COLPITI DAL TERREMOTO

DEL 28 DICEMBRE 1908 E DA ALTRI ANTERIORI

# Qualche riflessione sulla normativa sismica a partire dalle origini

34

dei dati che più da vicino interessano il costruttore, è ancora poco meno di un' incognita.

Dal confronto fra gli effetti osservati cogli elementi ricavati dalle tracce lasciate dai sismografi si giunse a concludere una scala sismografica, nella quale i movimenti terrestri sono classificati in gradi, che vanno dal grado I (accelerazione di mm. 17 per 1'') al grado X (accelerazione di mm. 2500 per 1'') nella scala italiana e dal grado I (accelerazione mm. 300 per 1'') al grado VII (accelerazione mm. 4000 al 1'') nella scala giapponese. Il P. Alfani è d'avviso che il grado X della nostra scala rappresenti la massima accelerazione possibile in Italia e che se, per eccezione, nel recente terremoto tale accelerazione è stata sorpassata, essa non abbia, se non di poco, superato i mm. 3000 al 1''. In talune scale, poi, l'accelerazione si fa ascendere persino a 10 m. a 1'' (<sup>1</sup>).

Come si vede, regnava  
e d'altra parte l'assum  
zioni massime, vale qua  
gione delle eccessive di

carichi di sicurezza dati dalla scienza della resistenza dei materiali da costruzione. Sarebbe poi assolutamente arbitrario assumere, per il caso speciale del lavoro dovuto ai terremoti, coefficienti di lavoro più elevati.

Già allora c'era la consapevolezza che si potessero raggiungere accelerazioni del terreno molto forti, fino a 0.4 g

# Qualche riflessione sulla normativa sismica a partire dalle origini

34

dei dati che più da vicino interessano il costruttore, è ancora poco meno di un' incognita.

Dal confronto fra gli effetti osservati cogli elementi ricavati dalle tracce lasciate dai sismografi si giunse a concludere una scala sismografica, nella quale i movimenti terrestri sono rappresentati in scala di 1 mm. per 1" (accelerazione di mm. 3000 al 1") nella scala italiana, e di 1 mm. per 1" (accelerazione di mm. 3000 al 1") nella scala giapponese. Il P. Anagni è d'avviso che il grado X della nostra scala rappresenti la massima accelerazione possibile in Italia e che se, per eccezione, nel recente terremoto tale accelerazione è stata sorpassata, essa non abbia, se non di poco, superato i mm. 3000 al 1". In talune scale, poi, l'accelerazione si fa ascendere persino a 10 m. a 1" (<sup>1</sup>).

Come si vede, regna ancora su questo punto capitale molta incertezza, e d'altra parte l'assumere nei calcoli, ed a scopo di sicurezza, le accelerazioni massime, vale quanto esporsi a risultati praticamente inattendibili a cagione delle eccessive dimensioni che ne scaturirebbero adottando gli abituali carichi di sicurezza datoci dalla scienza della resistenza dei materiali da costruzione. Sarebbe poi assolutamente arbitrario assumere, pel caso speciale del lavoro dovuto ai terremoti, coefficienti di lavoro più elevati.

Ciò nonostante, la commissione si rese conto che era improponibile usare tali accelerazioni nel progetto

# Qualche riflessione sulla normativa sismica a partire dalle origini

43

Allo scopo di dare al costruttore una guida alquanto più sicura, che il semplice criterio induttivo, per proporzionare nel miglior modo le parti resistenti di un edificio, si ritenne opportuno di affermare la convenienza dei calcoli di verifica rispetto all'azione delle scosse di terremoto.

Si evidenzia "la convenienza dei calcoli di verifica":  
nasce quindi il calcolo strutturale

44

L'unico spediente per semplificare la risoluzione del problema, allo stato attuale della scienza, appare essere quello di sostituire al fenomeno dinamico un fenomeno statico, che, con una certa approssimazione, gli equivalga, ricorrendo a forze orizzontali e verticali per rappresentare le azioni sismiche, l'effetto delle quali deve sovrapporsi a quello del peso della costruzione.

E si trasforma il problema da dinamico a statico



# Qualche riflessione sulla normativa sismica a partire dalle origini

70

## 5. - Grandezza delle forze rappresentatrici degli effetti sismici

Le accelerazioni massime dei movimenti del suolo sono già state oggetto di molte ricerche, ma allo stato attuale della scienza sembra che gli unici elementi di cui possiamo disporre siano quelli stabiliti dall'Alfani e dal Rossi Forel e la scala assoluta delle accelerazioni, dal valore dell'accelerazione massima. Gli elementi sono incerti, atteso che l'accelerazione è gravemente influenzata dalle caratteristiche delle scosse, e i numeri di osservazione tuttora imperfetti, appoggiati su di un piano.

D'altra parte il valore preciso di queste accelerazioni ha soltanto una importanza relativa, dato il modo convenzionale di calcolo prescelto; poichè, come già si è notato, il moto vibratorio generato negli edifici dai movimenti sismici è influenzato dai vincoli di compagine e dal rapporto fra la velocità di detti movimenti e quella di trasmissione dello scuotimento elastico nella massa resistente.

Vale quindi meglio dedurre direttamente per determinati tipi di fabbriche, di cui si sia constatata l'incolumità in un numero abbastanza grande di casi, quali siano le forze massime che, operando nel modo supposto, avrebbero potuto essere sopportate dall'edificio, per servirsene poi nel calcolo dei fabbricati nuovi, assicurando, secondo la loro importanza, un margine di stabilità più o meno largo.

Criterio fondamentale: dedurre direttamente per determinati tipi di fabbriche, di cui sia stata constatata l'incolumità... quali siano le forze massime che avrebbero potuto essere sopportate dall'edificio per servirsene poi nel calcolo di fabbricati nuovi

# Qualche riflessione sulla normativa sismica a partire dalle origini

71

si è potuto stabilire che le forze convenzionali da introdurre nei calcoli, per quanto risulta da questi esempi analizzati in base ai carichi di sicurezza abitualmente adottati, corrisponderebbero ad una accelerazione di 700 ad 800 mm. per secondo, cioè ad una scossa disastrosa secondo la scala del Cancani e ad una scossa fortissima e rovinosa della scala Mercalli.

L'esperienza ha mostrato che un edificio progettato con forze pari alle masse moltiplicate per 0.07-0.08 g avrebbe resistito al sisma



# Qualche riflessione sulla normativa sismica a partire dalle origini

71

si è potuto stabilire che le forze convenzionali da introdurre nei calcoli, per quanto risulta da questi esempi analizzati in base ai carichi di sicurezza abitualmente adottati, corrisponderebbero ad una accelerazione di 700 ad 800 mm. per secondo, cioè ad una scossa disastrosa secondo la scala del Cancani e ad una scossa fortissima e rovinosa della scala Mercalli.

Si propone quindi di usare forze orizzontali pari a  $1/12$  delle masse ( $\times 0.083 g$ ) per il primo piano e  $1/8$  delle masse ( $\times 0.125 g$ ) per il secondo piano

Perciò appunto, dovendosi scegliere dei numeri concreti per lo svolgimento degli esempi di calcolo annessi, <sup>(2)</sup> si sono adottate forze orizzontali rappresentatrici degli effetti sismici uguali ad

$1/12$  dei rispettivi pesi per le strutture del piano terreno;

$1/8$  per quelle del piano superiore, e per tutta l'altezza degli edifici eccezionali in genere; tenendo conto di quanto è stato convenuto in proposito all'aumento del rapporto sismico nel paragrafo 4 <sup>(3)</sup>.

# Qualche riflessione sulla normativa sismica a partire dalle origini

71

2 a 3 m., si è potuto stabilire che le forze convenzionali da introdurre nei calcoli, per quanto risulta da questi esempi analizzati in base ai carichi di sicurezza abitualmente adottati, corrisponderebbero ad una accelerazione di 700 ad 800 mm. per secondo, cioè ad una scossa disastrosa secondo la scala del Cancani e ad una scossa fortissima e rovinosa della scala Mercalli.

Si è comunque consapevoli che un edificio progettato con queste forze potrà sopportare accelerazioni nettamente maggiori

Quindi un edificio calcolato per l'accelerazione sopra indicata, *secondo gli ordinari carichi di sicurezza*, si dovrà considerare come resistente in buone condizioni ad una scossa di accelerazione doppia, la quale non dovrebbe provocarvi tensioni unitarie superiori ai limiti pratici di elasticità dei rispettivi materiali, e darà garanzia contro il pericolo di uno sfasciamento disastroso anche per scosse di intensità quattro o cinque volte più grandi.

# Qualche riflessione sulla normativa sismica

## a partire dalle origini

È passato più di un secolo da allora e tutto sembra essere cambiato

- Allora i calcoli erano fatti completamente a mano, mentre oggi abbiamo computer potentissimi che consentono di effettuare, in tempi brevissimi, analisi strutturali estremamente complesse
- La ricerca, anche grazie ai computer, ha fatto passi enormi consentendo una molto più precisa comprensione dei fenomeni
- La normativa si aggiorna continuamente e diventa sempre più dettagliata (ma purtroppo spesso meno comprensibile, perché non vengono fornite motivazioni delle prescrizioni)
  - Purtroppo, pur passando anche dieci anni o più tra successivi aggiornamenti della normativa, accade (spesso?) che certe indicazioni siano fornite senza troppe certezze e poi successivamente modificate

# Evoluzione di singole problematiche

È utile esaminare alcune problematiche, per valutarne l'evoluzione a partire dalla prima versione dell'Eurocodice (anni '90) fino alla nuova versione (che dovrebbe essere definitivamente approvata l'anno prossimo) ed a possibili sviluppi futuri

- Spettri di risposta (e tipologie di suolo)
- Influenza della fessurazione del calcestruzzo
- Influenza della (mancata) regolarità in altezza
- Influenza della (mancata) regolarità in pianta
- Armatura dei nodi

Spettri di risposta (e tipologie di suolo)

# Spettri di risposta (e tipologie di suolo)

## Classificazione del terreno

- Il nuovo Eurocodice prevede numerose variazioni rispetto alle norme attuali
  - Il numero di possibili categorie di suolo aumenta da 5 a 6 (A÷F)
  - Oltre alla velocità media delle onde di taglio, si considera anche la profondità del bedrock (cioè di roccia, con velocità delle onde di taglio  $V_s > 800$  m/s)
  - Questo comporta anche una modifica delle formule con le quali si tiene conto delle categorie di suolo
- I nuovi valori non presentano differenze rilevanti per i suoli tipo A, B, C



# Spettri di risposta (e tipologie di suolo)

## Spettri di risposta elastica

Ulteriori variazioni fornite dal nuovo Eurocodice

- Principalmente:
  - Inserimento di un periodo  $T_A$  con  $S_e(T)$  costante tra 0 e  $T_A$
  - Nuove formule per il calcolo dei punti dello spettro, in particolare al cambiare del tipo di suolo
  - Nuova formula per tener conto dello smorzamento
- Le differenze interessano in particolare chi vuole realizzare un foglio di calcolo (o un programma) per determinare lo spettro
- Gli utenti continueranno a ragionare, come sempre, sui valori forniti dallo spettro

# Spettri di risposta (e tipologie di suolo)

Livelli di intensità sismica, per il terreno roccioso

Ulteriori variazioni fornite dal nuovo Eurocodice

Seismicity level	$S_{\alpha,475}$ (m/s <sup>2</sup> )
Very low	$S_{\alpha,475} < 1,0$ m/s <sup>2</sup>
Low	$1,0 \text{ m/s}^2 \leq S_{\alpha,475} < 2,5$ m/s <sup>2</sup>
Moderate	$2,5 \text{ m/s}^2 \leq S_{\alpha,475} < 5,0$ m/s <sup>2</sup>
High	$S_{\alpha,475} \geq 5,0$ m/s <sup>2</sup>

È importante notare che ora il principale riferimento  $S_{\alpha}$ , pur essendo sempre relativo a roccia, **non** è più **l'accelerazione al suolo** (cioè per  $T=0$ ), **ma l'accelerazione spettrale massima**, cioè quella compresa tra  $T_B$  e  $T_C$  per smorzamento 5%

$S_{\alpha,475}$  è l'accelerazione spettrale **massima** (cioè tra  $T_B$  e  $T_C$  e smorzamento 5%) per periodo di ritorno di 475 anni

**Ulteriore riferimento** è ora  $S_{\beta}$ , che è l'ordinata spettrale corrispondente al periodo  $T=1$  s, sempre relativa a roccia e smorzamento 5%

Si noti che 
$$T_C = \frac{S_{\beta}}{S_{\alpha}}$$

# Spettri di risposta (e tipologie di suolo)

Livelli di intensità sismica, per il terreno roccioso

- In base a queste modifiche si avranno nuovi valori di riferimento per il calcolo degli spettri in ogni singolo sito
  - Esistono relazioni tra i vecchi e i nuovi parametri di riferimento, quindi la conversione non crea alcun problema
  - Ma anche questo è solo un aspetto secondario, perché lo spettro viene ormai ottenuto in maniera automatica

# Spettri di risposta (e tipologie di suolo)

Livelli di intensità sismica, ai fini della progettazione (punto 4.1)

Ulteriori variazioni fornite dal nuovo Eurocodice

Seismic action class	Range of seismic action index
Very low	$S_{\delta} < 1,30 \text{ m/s}^2$
Low	$1,30 \text{ m/s}^2 \leq S_{\delta} < 3,25 \text{ m/s}^2$
Moderate	$3,25 \text{ m/s}^2 \leq S_{\delta} < 6,50 \text{ m/s}^2$
High	$S_{\delta} \geq 6,50 \text{ m/s}^2$

È sostanzialmente la divisione in 4 livelli di intensità sismica usata nel passato anche in Italia

L'EC8 consente però anche una classificazione sismica puntuale, come quella adottata attualmente in Italia

$$S_{\delta} = \delta F_{\alpha} F_T S_{\alpha,475}$$

$S_{\alpha,475}$  è l'accelerazione spettrale **massima** (cioè tra  $T_B$  e  $T_C$  e smorzamento 5%) su roccia per periodo di ritorno di 475 anni  
 $\delta$  è analogo al coefficiente d'uso  $C_U$

	Consequence class			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
$\delta$	0,6	1,0	1,25	1,6

$F_{\alpha}$  tiene conto del tipo di sottosuolo

$F_T$  tiene conto della topografia

Nota: Nelle NTC il coefficiente  $C_U$  aumenta il periodo di ritorno, in EC8 aumenta direttamente l'accelerazione (per questo i valori sono differenti)

# Spettri di risposta (e tipologie di suolo)

Livelli di intensità sismica, ai fini della progettazione (punto 4.1)

- Anche in questo caso si tratta di variazioni che non richiedono fatiche aggiuntive e che saranno facilmente assimilate dagli ingegneri

# Influenza della fessurazione del calcestruzzo e valori del fattore di comportamento $q$



# Influenza della fessurazione del calcestruzzo

Differenza tra elementi in acciaio e in cemento armato

- L'acciaio ha un comportamento elastico lineare fino al primo snervamento (cioè al raggiungimento della tensione  $f_y$  nel punto più sollecitato)
  - In realtà il momento resistente è valutato con riferimento alla piena plasticizzazione della sezione, ma questo incide poco. Nel valutarne la rigidezza flessionale si considera il momento d'inerzia della sezione
- Il cemento armato è costituito da acciaio e calcestruzzo. Il calcestruzzo ha comportamento non lineare e non ha resistenza a trazione (e quindi si fessura)
  - La sua rigidezza flessionale:
    - Varia notevolmente al crescere delle sollecitazioni
    - Dipende fortemente anche dall'entità dello sforzo normale

# Influenza della fessurazione del calcestruzzo

- Per tutto il XX secolo nelle strutture in c.a. si è convenzionalmente accettato che la rigidezza fosse valutata con riferimento al momento d'inerzia (nominale)  $I$  della sezione geometrica di calcestruzzo
  - Per una sezione rettangolare  $b \times h$  si ha  $I = b h^3 / 12$
- La prima versione dell'Eurocodice 8 asserisce che
  - "In reinforced concrete buildings ... the stiffness of the load bearing elements should, in general, be evaluated **assuming uncracked sections**" – ENV 1998-1-2:1994, 3.1(5)
- Solo nell'ultima decade del XX secolo si fa riferimento alla opportunità di tener conto della fessurazione
  - Particolarmente attivo nel sostenere questo è stato il prof. Paulay

# Influenza della fessurazione del calcestruzzo

- La versione dell'Eurocodice dei primi anni 2000 suggerisce invece di tener conto della fessurazione
  - "In concrete buildings ... the stiffness of the load bearing elements should, in general, be evaluated **taking into account the effect of cracking**. Such stiffness should correspond to the initiation of yielding of the reinforcement" – EN 1998-1:2004, 4.3.1(6)
- Anche la normativa Italiana (NTC08 e NTC18) segue questa via, indicando che occorre ridurre il momento d'inerzia nominale fino a un massimo del 50%, tenendo anche conto della presenza di compressione
  - Nella pratica professionale questa indicazione è stata spesso trascurata

# Influenza della fessurazione del calcestruzzo

## cosa comporta?

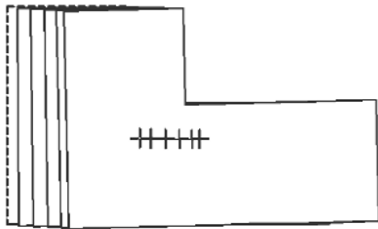
- Cosa cambia se si tiene conto, o no, della fessurazione?
  - La rigidezza delle travi si riduce almeno alla metà
  - La rigidezza dei pilastri si riduce in misura minore (non facilmente quantificabile)
  - Il periodo proprio della struttura aumenta
- Effetto dell'aumento del periodo:
  - Per edifici di 2 o 3 piani il periodo proprio è nel tratto orizzontale dello spettro
    - Quindi non cambia niente
  - Per edifici più alti il periodo proprio è nel tratto decrescente dello spettro
    - Quindi l'accelerazione si riduce (e questo non è coerente con quanto fatto nel passato)

# Influenza della fessurazione del calcestruzzo

- La nuova versione dell'Eurocodice, prEN 1998-1-1:2021, 6.2.2(2), conferma la prescrizione di tener conto della fessurazione
  - Non è così facile valutare la rigidezza che corrisponde all'inizio dello snervamento dell'armatura, come richiesto dall'EC8
    - Occorre definire un possibile diagramma del momento flettente nell'asta, con la sezione più sollecitata che corrisponde al primo snervamento dell'armatura e poi valutare la curvatura dei singoli conci in cui è suddivisa l'asta e calcolarne così la deformazione complessiva
    - Nello scrivere il libro ho provato a fare così, ma è risultato troppo complicato (continuerò a pensarci)
  - Come alternativa, ho deciso di fare una riduzione della rigidezza del 50% a tutte le travi e riduzioni differenziate (tra il 20% e il 50%) per i pilastri, in funzione dello sforzo normale – si veda il capitolo 15

# Influenza della fessurazione del calcestruzzo confronto (stessa struttura, con e senza fessurazione)

Senza  
considerare  
fessurazione  
(Cap. 11)

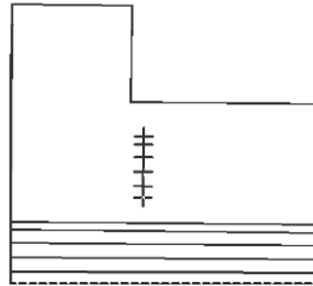


Modo 1

$$T = 0.561 \text{ s}$$

$$M_x^* = 82.53\%$$

$$M_y^* = 0$$

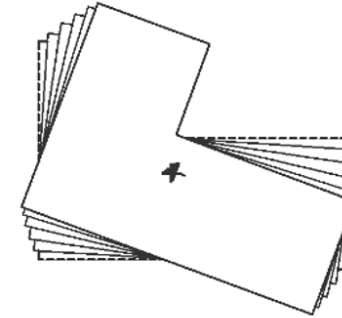


Modo 2

$$T = 0.541 \text{ s}$$

$$M_x^* = 0$$

$$M_y^* = 82.22\%$$



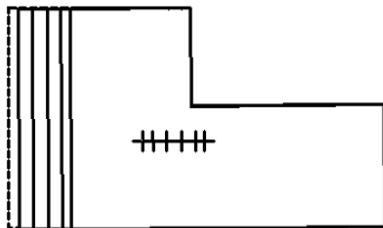
Modo 3

$$T = 0.468 \text{ s}$$

$$M_x^* = 0.02\%$$

$$M_y^* = 0\%$$

Considerando  
fessurazione  
(Cap. 15)

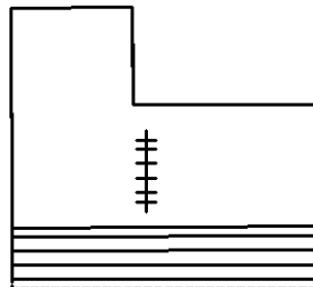


Modo 1

$$T = 0.738 \text{ s}$$

$$M_x^* = 80.65\%$$

$$M_y^* = 0$$

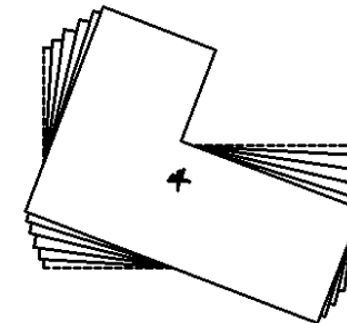


Modo 2

$$T = 0.715 \text{ s}$$

$$M_x^* = 0$$

$$M_y^* = 80.34\%$$



Modo 3

$$T = 0.623 \text{ s}$$

$$M_x^* = 0.02\%$$

$$M_y^* = 0.01\%$$

variazione  
periodo  
+32% circa



# Influenza della fessurazione del calcestruzzo

## considerazioni

- Con l'attuale normativa, considerare la fessurazione porta ad una riduzione della rigidezza e un aumento del periodo proprio, pari a oltre il 30%
- Questo vuol dire usare forze di progetto ridotte della stessa quantità, ma questo non è assolutamente opportuno farlo, perché porta a strutture meno resistenti e quindi meno sicure
- La commissione che ha proposto la nuova versione dell'EC8 evidentemente se ne è accorta ed è intervenuta modificando i valori del fattore di comportamento  $q$

# Valori del fattore di comportamento $q$

## EC8-1-2(2022)

Il fattore di comportamento  $q$  è calcolato come prodotto di tre termini

$$q = q_R q_S q_D$$

- Il termine  $q_R$  tiene conto della sovraresistenza dovuta ad una ridistribuzione dell'azione sismica nelle strutture iperstatiche e dipende quindi dalla tipologia strutturale.
- Il termine  $q_S$  tiene conto della sovraresistenza dovuta ad altre cause (ad esempio, alla maggior resistenza reale dei materiali rispetto ai valori utilizzati nel progetto).
- Il termine  $q_D$  tiene conto della capacità di deformazione plastica che porta a dissipazione di energia.

Nota: il termine  $q_s$  è, in generale, sostanzialmente pari a 1.5. Per questo motivo non è espressamente indicato nella tabella che è mostrata nella slide successiva

Si veda il capitolo 3 del libro

# Valori del fattore di comportamento $q$

## EC8-1-2(2022)

Tab. 18. Valori di  $q_R$ ,  $q_D$  e  $q$ , secondo l'EC8-1-2(2022), tabella 10.1

Tipologia strutturale		$q_R$	$q_D$		$q$	
			DC2	DC3	DC2	DC3
	a più piani e più campate	1.3	1.3	2	2.5	3.9
	a più piani ma ad una sola campata	1.2			2.3	3.6
	ad un solo piano	1.1			2.1	3.3
new	Idem, con pareti di tamponamento che interagiscono con la struttura	1.1	1.2	1.4	2.0	2.3
	equivalenti a pareti	1.2	1.3	2.0	2.3	3.6
	pareti accoppiate	1.2	1.4		2.5	3.6
	pareti non accoppiate	1.0	1.3		2.0	3.0
	pareti estese	--	--		$3.0 k_w$	
new	Strutture a soletta piana	1.1	1.2	--	2.0	--

# Valori del fattore di comportamento $q$

## EC8-1-2(2022)

- Si noti che il valore massimo che si ottiene per struttura a telaio, con più piani e più campate ora è
  - 3.9 per strutture di classe di duttilità A (nel nuovo EC8 indicata con DC3)
  - 2.5 per strutture di classe di duttilità B (nel nuovo EC8 indicata con DC2)
- I valori massimi attuali sono 5.85 e 3.9
  - C'è quindi una riduzione di almeno un terzo (ma questa riduzione compensa l'effetto della variazione di rigidezza)

Tab. 18. Valori di  $q_R$ ,  $q_D$  e  $q$ , secondo l'EC8-1-2(2022), tabella 10.1

Tipologia strutturale		$q_R$	$q_D$		$q$	
			DC2	DC3	DC2	DC3
Strutture a telaio o strutture miste equivalenti a telaio	a più piani e più campate	1.3	1.3	2	2.5	3.9
	a più piani ma ad una sola campata	1.2			2.3	3.6
	ad un solo piano	1.1			2.1	3.3

# Valori del fattore di comportamento $q$ EC8-1-2(2022)

- Si noti che il valore massimo che si ottiene per strutture a telaio, con
  - 3. (3)
  - 2. (2)
- I valori (3) e (2) sono relativi al rapporto tra il valore di  $q$  per strutture a telaio e per strutture miste (che tutto cambi)"
  - C'è un effetto della variazione di rigidezza)

Tab. 18. Valori di  $q_R$ ,  $q_D$  e  $q$ , secondo l'EC8-1-2(2022), tabella 10.1

Tipologia strutturale		$q_R$	$q_D$		$q$	
			DC2	DC3	DC2	DC3
Strutture a telaio o strutture miste equivalenti a telaio	a più piani e più campate	1.3	1.3	2	2.5	3.9
	a più piani ma ad una sola campata	1.2			2.3	3.6
	ad un solo piano	1.1			2.1	3.3

Influenza della (mancata) regolarità in altezza



# Influenza della (mancata) regolarità in altezza

## Considerazioni generali

- L'Eurocodice ha da sempre mostrato un grande interesse per la regolarità delle strutture
  - Stranamente, la regolarità in altezza non compare nel lungo elenco di problemi legati alla regolarità
  - Ciò nonostante, questo aspetto è preso in considerazione, fin dalla prima versione dell'Eurocodice, nella valutazione del fattore di comportamento
    - La normativa europea prescrive una riduzione del 20% del fattore di comportamento  $q$ . Nella norma italiana si utilizza il simbolo  $K_R$  (cui corrisponde il valore 0.8) per indicare il valore ridotto di  $q$  da usare nel calcolo per strutture non regolari in altezza
    - La riduzione è mantenuta anche nella nuova versione dell'Eurocodice 8

# Influenza della (mancata) regolarità in altezza

Considerazioni generali, che ritengo condivisibili

Aspetti da considerare nel valutare la regolarità in altezza

- La tipologia strutturale (e quindi i sistemi resistenti) deve essere la stessa per tutta l'altezza
  - Ad esempio c'è regolarità se si dispongono pareti in c.a. per tutta l'altezza (non c'è se sono solo per una parte dello sviluppo in altezza)
- La regolarità si mantiene se la sezione orizzontale della costruzione ha restringimenti di modesta entità lungo l'altezza
  - È però considerata accettabile una riduzione anche forte se fatta all'ultimo piano per un edificio con almeno 4 piani
- Massa e rigidezza possono variare lungo l'altezza, ma con gradualità
- Il rapporto tra capacità e domanda di resistenza non deve essere significativamente diverso tra i vari piani

# Influenza della (mancata) regolarità in altezza

Considerazioni generali, che ritengo condivisibili

I criteri innanzi citati sono molto ragionevoli

- Tra essi il più importante è forse quello relativo al rapporto tra capacità e domanda di resistenza (indicato per quarto nel precedente elenco)
  - Se si abbonda molto nella resistenza, ma non lo si fa a un singolo piano, si potrebbe avere un collasso per meccanismo di piano
- Gli edifici multipiano hanno una geometria architettonica ed una struttura che quasi sempre corrispondono ai primi tre criteri
  - A volte fanno eccezione i villini a due o tre piani, ma capita raramente
  - A volte il progetto architettonico è volutamente "molto fantasioso", ma questo accade solo in rarissime situazioni

# Influenza della (mancata) regolarità in altezza

## Considerazioni generali, problemi

- A mio avviso, un edificio che geometricamente rispetta, anche in linea di massima, i primi tre criteri può essere facilmente realizzato come regolare in altezza dal progettista strutturale (e il quarto criterio può e deve essere rispettato)
  - Ma in una indagine svolta alcuni anni fa tra i partecipanti ai miei corsi è risultato che l'80% degli edifici sono considerati irregolari in altezza (la stessa percentuale è stata indicata anche per l'irregolarità in pianta)
- Il problema è che le indicazioni numeriche della normativa per giudicare la variazione di rigidezza sono tarate malissimo
  - Anche la minima variazione di sezione o di altezza di interpiano può portare a superare i limiti indicati dalla normativa
    - Basta pensare che se si passa da una sezione  $30 \times 70$  ad una  $30 \times 60$  il momento d'inerzia (e quindi la rigidezza) si riduce del 40%

# Influenza della (mancata) regolarità in altezza

## Conclusioni

- Nel passato, i dubbi relativi alla (mancanza di) regolarità in altezza nascevano dal confrontare i risultati dell'analisi statica (usata dai progettisti) con quelli dell'analisi modale
  - Ma oggi si usa sempre l'analisi modale
- Potrebbe rimanere il dubbio sul comportamento della struttura oltre il limite elastico
  - Negli ultimi decenni questo aspetto è stato oggetto di pochissimi studi
  - Quelli che conosco mostrano che edifici irregolari in altezza potrebbero essere tranquillamente progettati senza alcuna riduzione del fattore di comportamento  $q$  (forse escludendo progettazioni architettoniche folli)

# Influenza della (mancata) regolarità in altezza

## Considerazioni finali

- È sicuramente opportuno, in edifici con piano tipo, variare gradualmente le sezioni di travi e pilastri, evitando brusche variazioni da un piano all'altro
  - In questo caso la struttura è mia opinione che essa possa essere considerata regolare in altezza anche se si superano i limiti suggeriti dalle attuali norme, perché per variazioni forti ma non estreme l'uso dell'analisi modale consente una sufficiente sicurezza
- Variazioni molto forti nelle dimensioni planimetriche (o nelle altezze di interpiano) possono portare a risultati meno affidabili, perché non ci sono studi specifici
  - In questi casi ha senso usare maggiore cautela, riducendo il fattore di comportamento  $q$

Influenza della (mancata) regolarità in pianta

# Influenza della (mancata) regolarità in pianta

Nel passato

- Nella seconda metà del XX secolo l'analisi statica rappresentava l'approccio standard nella progettazione
  - I computer erano utilizzati principalmente nei centri di ricerca
  - Solo dagli anni Ottanta i personal computer sono diventati accessibili agli ingegneri
- Nello stesso periodo, a livello di ricerca era possibile usare l'analisi modale
  - Questa ha mostrato che l'impalcato delle strutture non regolari in pianta ruota molto più di quanto mostrato dall'analisi statica
  - Per questo motivo, era stata prescritta, per le strutture non regolari in pianta, un'eccentricità correttiva quando si utilizzava l'analisi statica



# Influenza della (mancata) regolarità in pianta

Più recentemente

- Pur sapendo che l'analisi modale fornisce risultati validi anche per edifici non regolari in pianta, è sorto il dubbio del comportamento oltre il limite elastico
  - Probabilmente per questo motivo, è stata prescritta, per le strutture non regolari in pianta, una (in realtà modesta) riduzione del fattore di comportamento  $q$
- La ricerca ha però dimostrato, con l'uso di analisi dinamiche non lineari (cioè oltre il limite elastico), che strutture soggette ad azione sismica sia monodirezionale che bidirezionale hanno una rotazione dell'impalcato non maggiore di quella mostrata dalla risposta elastica lineare

# Influenza della (mancata) regolarità in pianta

Ai giorni d'oggi

- Oggi l'analisi modale è diventato l'approccio standard nella progettazione
  - Quindi, nessun problema per il comportamento elastico
  - L'attenzione si è piuttosto focalizzata sulla risposta di questa tipologia di strutture quando si va oltre il limite elastico
- Molti studi hanno analizzato anche la risposta dinamica oltre il limite elastico di strutture non regolari in pianta, soggette ad azione sismica mono e bidirezionale
  - Essi hanno dimostrato che la rotazione dell'impalcato non è maggiore di quella mostrata dalla risposta elastica lineare e di conseguenza la richiesta di duttilità non sarà maggiore di quella stimata dai modelli lineari, con analisi modale, usati nel progetto

# Influenza della (mancata) regolarità in pianta

Ai giorni d'oggi

L'attuale normativa impone, per strutture non regolari in pianta, una leggera riduzione del fattore di comportamento  $q$

- Al posto del termine  $a_u/a_1$ , che individua in qualche modo la duttilità dovuta all'iperstaticità dello schema, si deve usare la media tra questo e 1
  - La riduzione non è comunque molto rilevante (meno del 15%)
- Ma la richiesta di duttilità per una struttura non regolare in pianta non è maggiore di quella stimata dai modelli lineari, con analisi modale, usati nel progetto
  - È quindi inutile penalizzare le strutture non regolari in pianta con un fattore di comportamento  $q$  più basso

# Influenza della (mancata) regolarità in pianta

## Evoluzione normativa

Il nuovo Eurocodice elimina del tutto questa riduzione

- La motivazione è nel fatto che è ormai riconosciuto da tutti che l'analisi modale coglie bene il comportamento della struttura non regolare in pianta
  - Non è quindi necessaria una ulteriore penalizzazione, purché si usi l'analisi modale (che è ormai usata da tutti)

# Influenza della (mancata) regolarità in pianta

Ulteriori indicazioni della nuova normativa europea

L'EC8 aggiunge un'ulteriore prescrizione, non citata dalle NTC, ai fini della regolarità in pianta

- Il raggio d'inerzia delle rigidezze deve essere maggiore del raggio d'inerzia delle masse
  - Cioè la struttura deve essere torsionalmente rigidezze
- L'eccentricità deve essere inferiore al 30% del raggio d'inerzia delle masse

Queste indicazioni sono appropriate, ma sono, sostanzialmente, consigli di buona progettazione che garantiscono un buon comportamento rotazionale ma non influenzano la validità del calcolo

# Influenza della (mancata) regolarità in pianta

Ai giorni d'oggi

Allora possiamo non preoccuparcene?

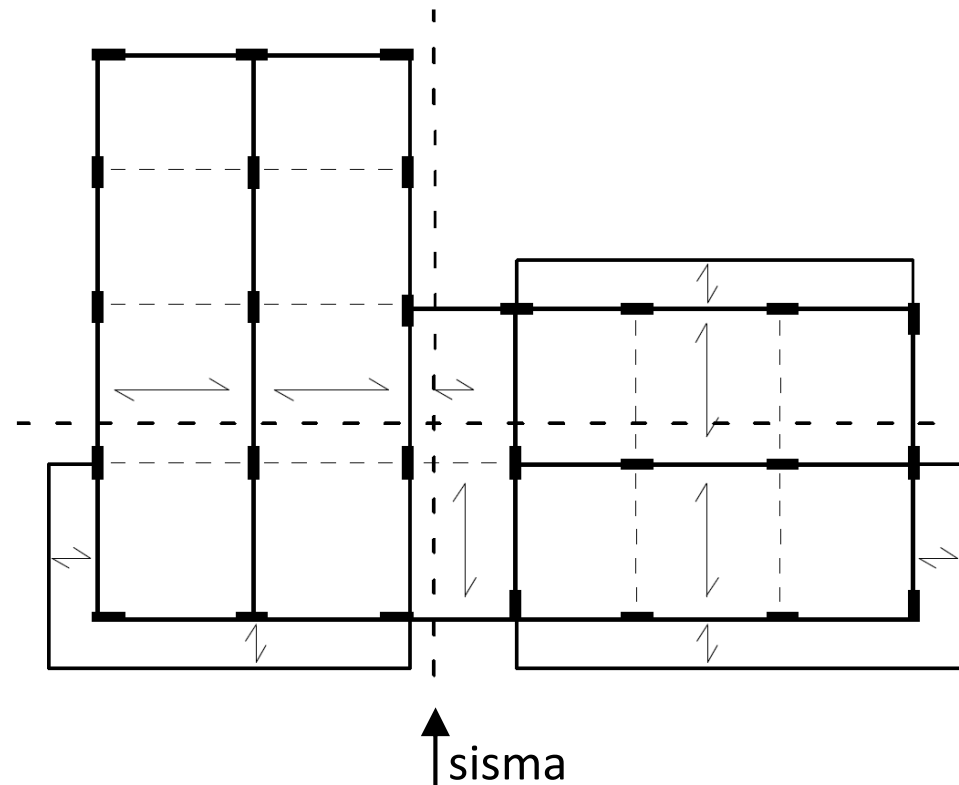
- Assolutamente no
  - Una forte rotazione del piano – come nelle strutture non regolari in pianta – comporta, per gli elementi sul lato che presenta uno spostamento maggiore:
    - Un maggior valore del taglio e del momento flettente, sia nei pilastri che nelle travi
    - La presenza di una rilevante pressoflessione deviata nei pilastri
    - Una maggiore richiesta di duttilità
  - Per questi motivi, anche se la norma non preveda più una penalizzazione, ogni ingegnere strutturale dovrebbe sempre mirare a ottenere un comportamento planimetrico bilanciato

# Esempio progettuale

## Riferimenti al libro

- Fin dalla prima edizione del libro ho messo in evidenza i problemi che possono essere creati da una struttura non regolare in pianta
  - Ho scelto volutamente una pianta a L per discutere del problema
  - Nella nuova edizione mi sono soffermato ancora di più su questo argomento

Nella parte sinistra ci sono molti pilastri in grado di sostenere il sisma



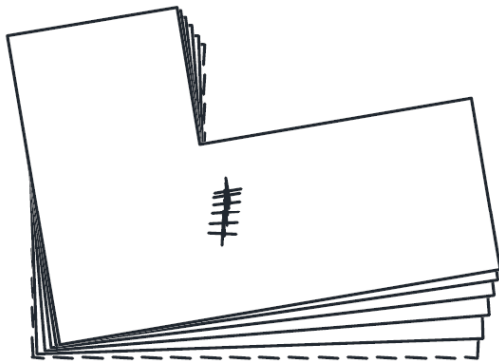
Nella parte destra ce ne sono molti meno

La parte destra avrà spostamenti molto maggiori

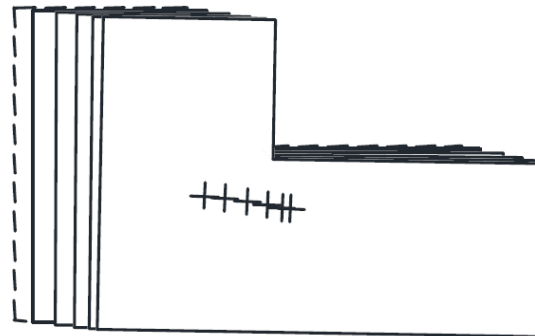
# Esempio progettuale

## Riferimenti al libro

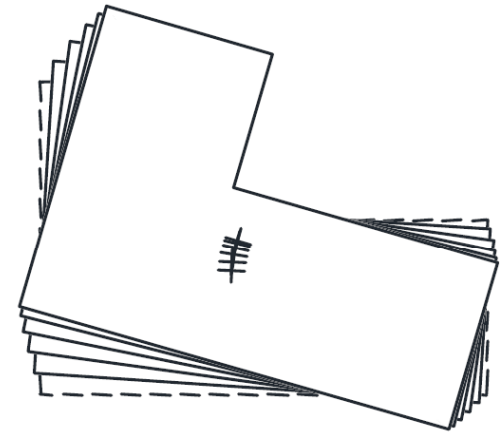
- Forme modali della struttura



Modo 1



Modo 2



Modo 3

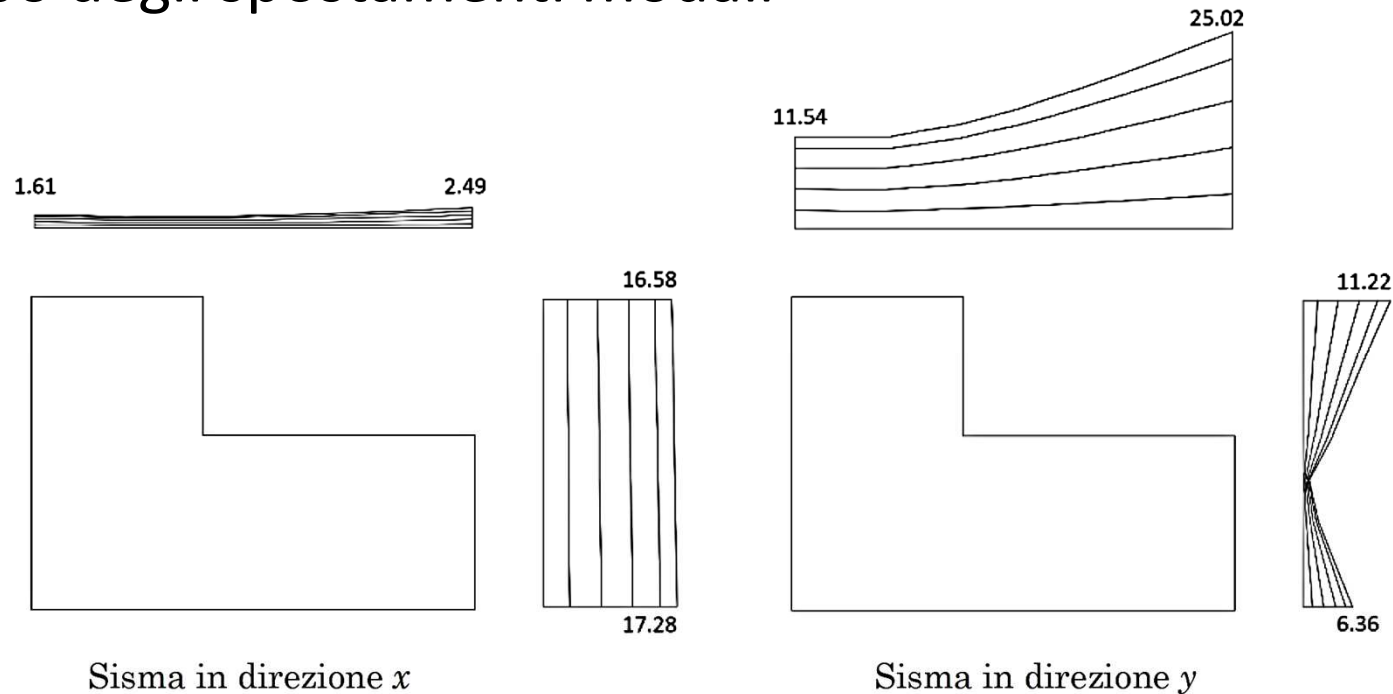
- È molto evidente la rotazione dei modi 1 e 3, accoppiata allo spostamento in y



# Esempio progettuale

## Riferimenti al libro

- Inviluppo degli spostamenti modali

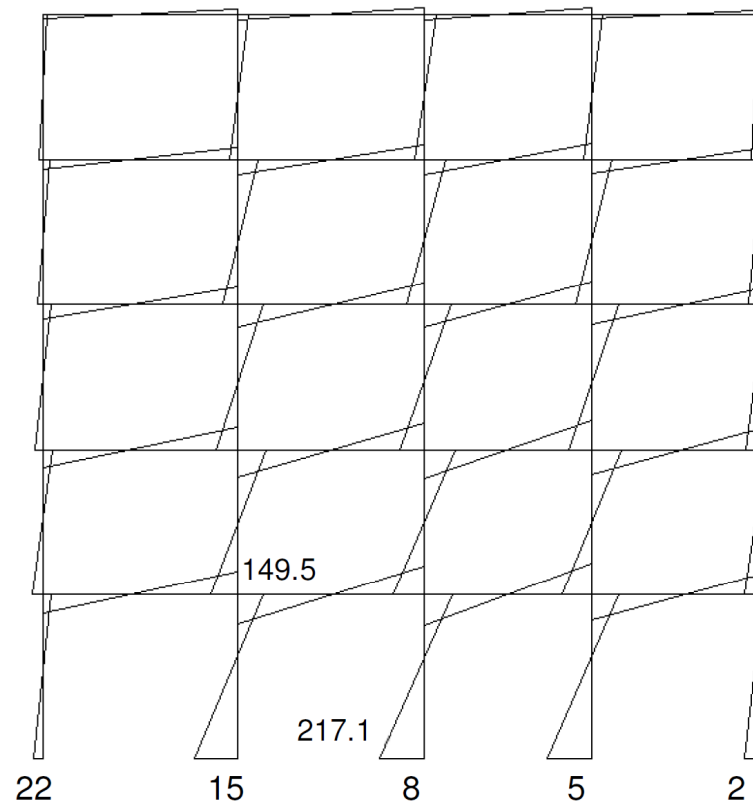


- È molto evidente l'incremento dello spostamento (e di conseguenza delle sollecitazioni) nel telaio di destra

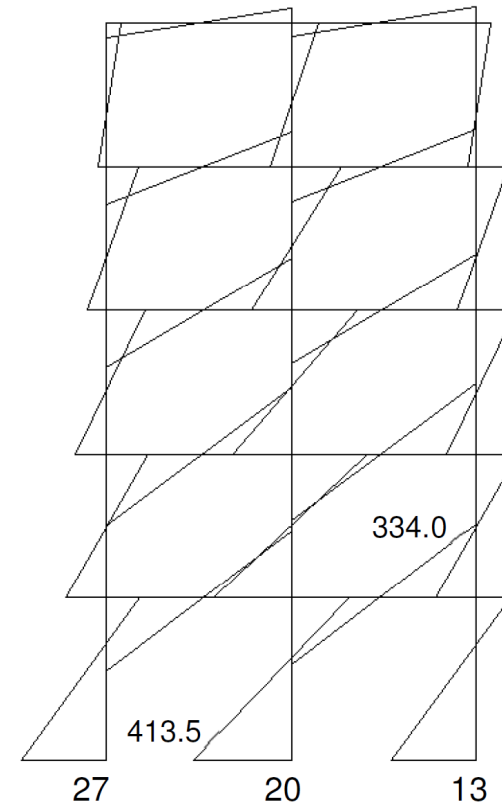
# Esempio progettuale

Riferimenti al libro

- Caratteristiche della sollecitazione nei telai



Telaio 2 y



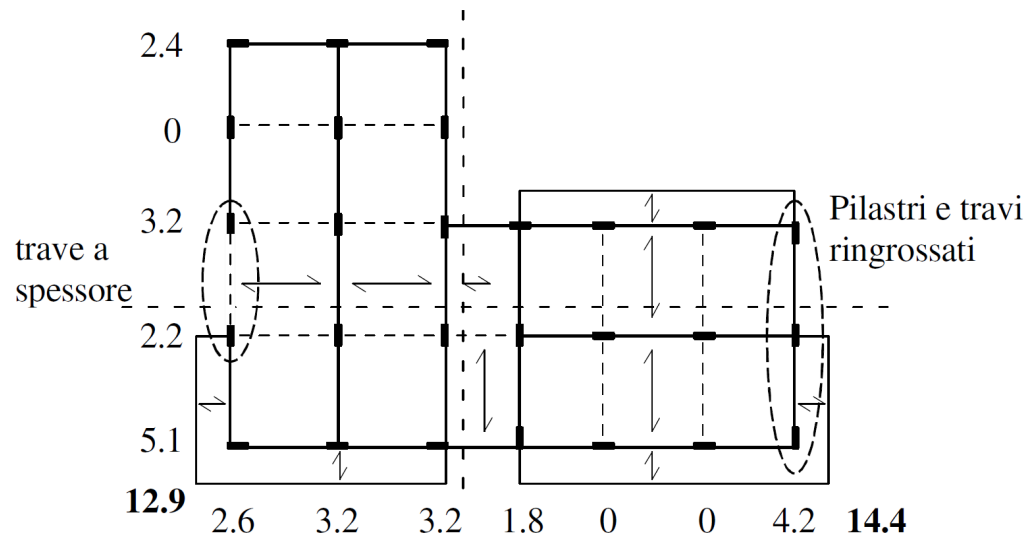
Telaio 7 y

- Il momento flettente nel telaio di destra è il doppio di quello nel telaio di sinistra, a parità di sezione delle aste

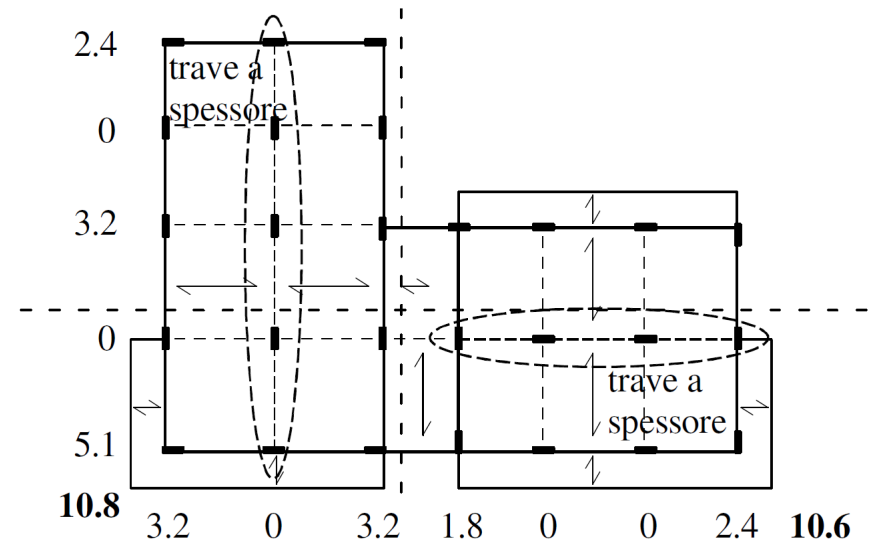
# Esempio progettuale

## Riferimenti al libro

- Visto il cattivo comportamento si sono prese in considerazione soluzioni alternative



Alternativa (a): aumento di rigidezza a destra e riduzione a sinistra

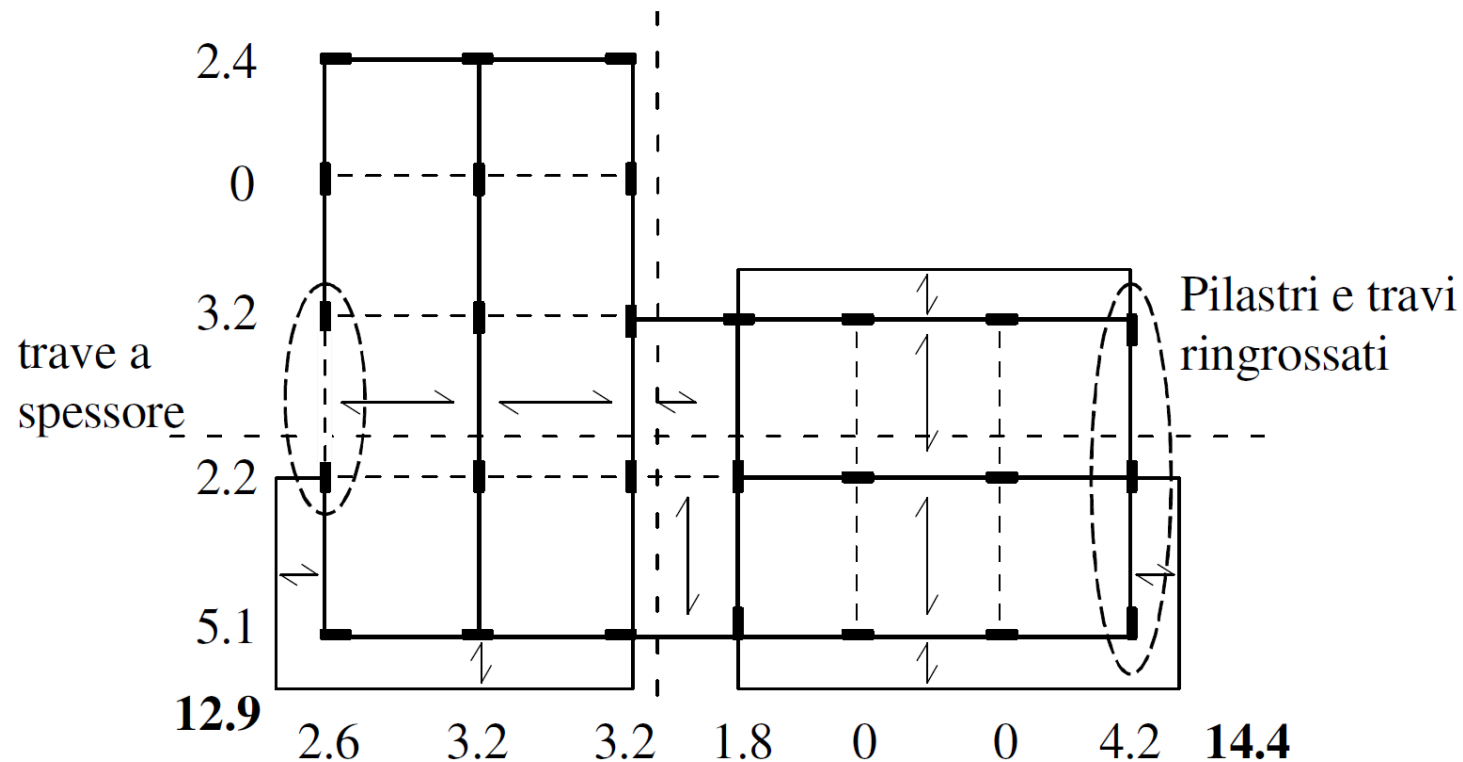


Alternativa (b): riduzione di rigidezza dei telai interni

# Esempio progettuale

## Riferimenti al libro

- In particolare, il comportamento migliore è quello dell'alternativa a

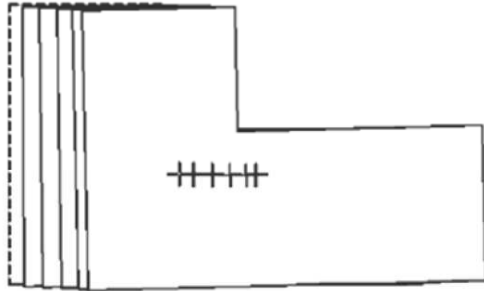


Alternativa (a): aumento di rigidezza a destra e riduzione a sinistra

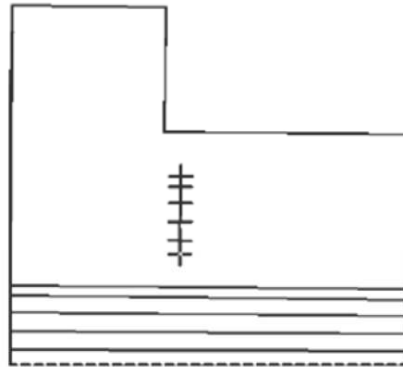
# Esempio progettuale

Riferimenti al libro

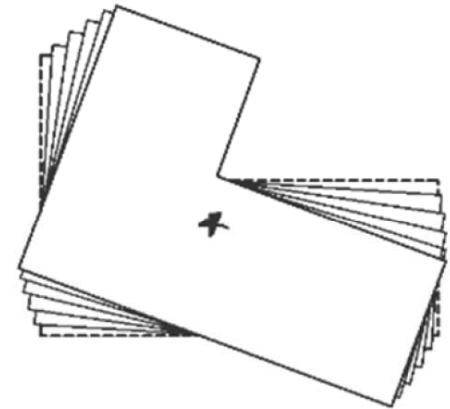
- Forme modali della struttura, alternativa a



Modo 1



Modo 2



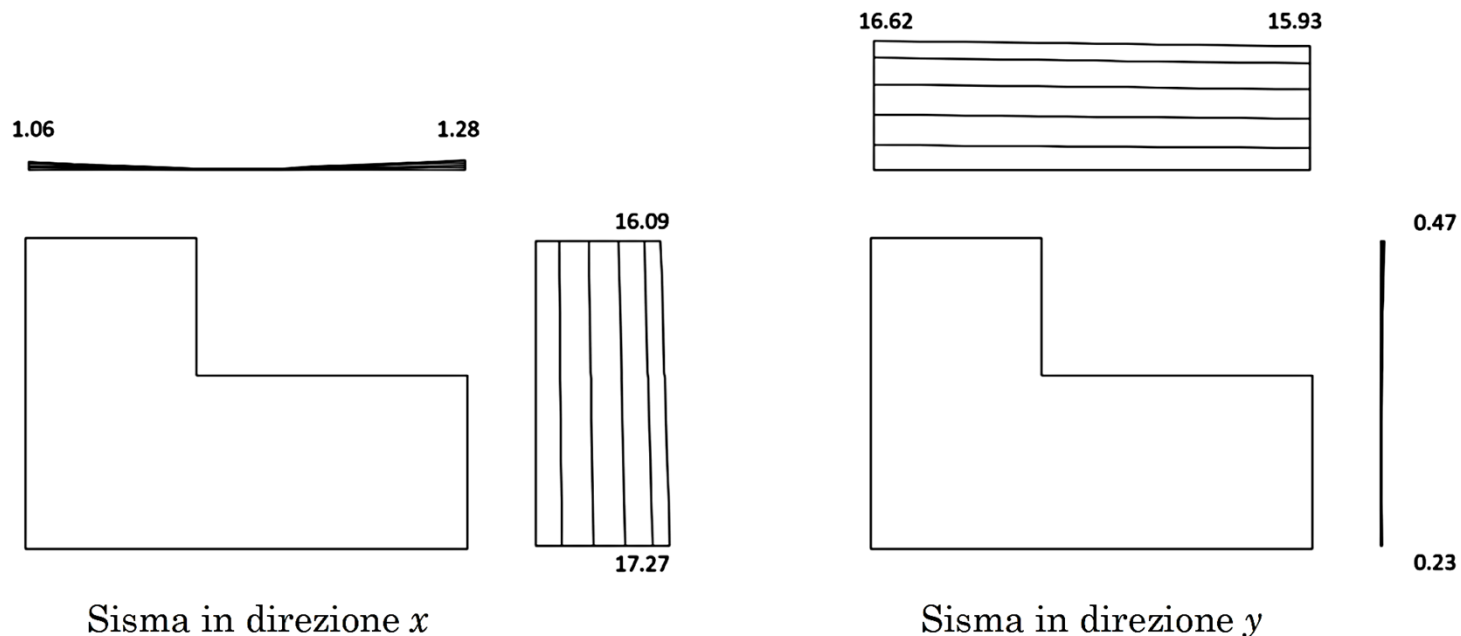
Modo 3

- I modi sono perfettamente disaccoppiati

# Esempio progettuale

Riferimenti al libro

- Inviluppo degli spostamenti modali , alternativa a



- Gli spostamenti sono sostanzialmente di traslazione
- Il momento flettente nel telaio di sinistra è analogo agli altri telai
- Il momento flettente nel telaio di destra è leggermente maggiore rispetto al primo schema, ma le sezioni sono più grandi

# Regolarità in pianta

Altre indicazioni della normativa che appaiono poco chiare

Altri aspetti che l'attuale normativa inserisce sotto la voce "regolarità in pianta" sono fuorvianti

- La norma, parlando di regolarità in pianta, richiede di avere una struttura sostanzialmente simmetrica
  - La geometria dell'edificio e la disposizione delle masse sono predefinite e l'ingegnere non può rendere simmetrica una struttura che non lo è
  - L'ingegnere deve, piuttosto, disporre pilastri e travi e definirne le dimensioni in maniera tale da garantire un **bilanciamento** della struttura, cioè fare in modo che il baricentro delle masse sia il più possibile vicino al baricentro delle rigidezze

# Regolarità in pianta

Altre indicazioni della normativa che appaiono poco chiare

Altri aspetti che l'attuale normativa inserisce sotto la voce "regolarità in pianta" sono fuorvianti

- La norma richiede che la forma in pianta sia compatta e che la rigidezza dell'impalcato sia adeguatamente maggiore di quella dei pilastri
- Questo riguarda la **rigidezza e resistenza dell'impalcato**, non la regolarità del comportamento strutturale
  - La verifica di rigidezza e resistenza dell'impalcato deve essere sempre fatta, se si ha il dubbio che possa non essere soddisfatta
  - In ogni caso, gli attuali programmi di calcolo possono tener conto della deformabilità dell'impalcato. In caso di dubbio, l'ingegnere può effettuare un doppio calcolo, considerando l'impalcato sia rigido che deformabile, e valutare cosa accade



# Regolarità in pianta

Altre indicazioni della normativa che appaiono poco chiare

Altri aspetti che l'attuale normativa inserisce sotto la voce "regolarità in pianta" sono poco chiari

- La norma richiede che il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta dell'impalcato sia inferiore a 4
  - Il nuovo EC8 modifica la condizione, riferendola solo al caso in cui gli elementi resistenti principali siano solo nelle facciate
- Questo diventa condizionante perché se in una direzione l'impalcato è molto più corto che nell'altra gli elementi strutturali potrebbero fornire una rigidezza s/o resistenza molto diversa rispetto alla direzione lunga
  - Una situazione del genere è molto rara, ma comunque mi chiedo se sia veramente necessario preoccuparsene

Armatura dei nodi

# Armatura dei nodi

## Considerazioni generali

- Il progetto/verifica dei nodi è diventato uno degli aspetti più condizionanti della nuova normativa
  - L'attuale normativa (italiana ed europea) fornisce un modello che risulta in molti casi estremamente gravoso
  - La prima stesura delle NTC richiedeva la verifica dei nodi solo per strutture di classe di duttilità CD "A"
    - Forse per questo in Italia quasi tutti gli ingegneri hanno optato per la classe di duttilità CD "B"
  - L'attuale versione delle NTC si è allineata con l'EC8 che la richiedeva sempre
    - Sottolineo che questa verifica deve essere fatta anche per strutture non dissipative, perché il collasso dei nodi vanifica in ogni caso la resistenza della struttura

# Nodi negli edifici soggetti a terremoto

## alcuni esempi



Terremoto di Kocaeli, Turchia (1999)

La trave adiacente al nodo è fortemente danneggiata (si è chiaramente formata una cerniera plastica con notevole danneggiamento)

Manca armatura orizzontale nel nodo

# Nodi negli edifici soggetti a terremoto

## alcuni esempi



Terremoto de L'Aquila, Paganica (AQ), Italia (2009)

La trave adiacente al nodo è integra

Manca armatura orizzontale nel nodo. Si sono instabilizzate le barre verticali ed il calcestruzzo del nodo è fratturato

# Nodi negli edifici soggetti a terremoto

## alcuni esempi



Terremoto Umbro-Marchigiano, Norcia, Italia (2016)

La trave adiacente al nodo è integra, c'è stato scorrimento trave-pilastro inferiore  
Manca armatura orizzontale nel nodo. Si sono instabilizzate le barre verticali ma il calcestruzzo del nodo è integro

# Nodi negli edifici soggetti a terremoto

## alcuni esempi



Terremoto de L'Aquila, Paganica (AQ), Italia (2009)

La trave adiacente al nodo è integra

Manca armatura orizzontale nel nodo. Si è creata una lesione a taglio inclinata



# Nodi negli edifici soggetti a terremoto

## una considerazione generale



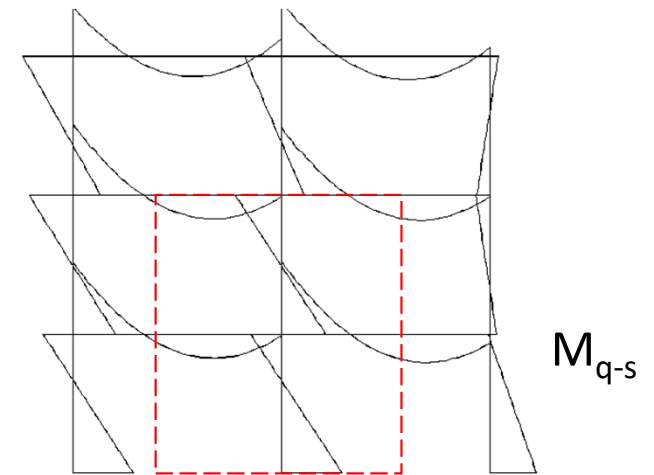
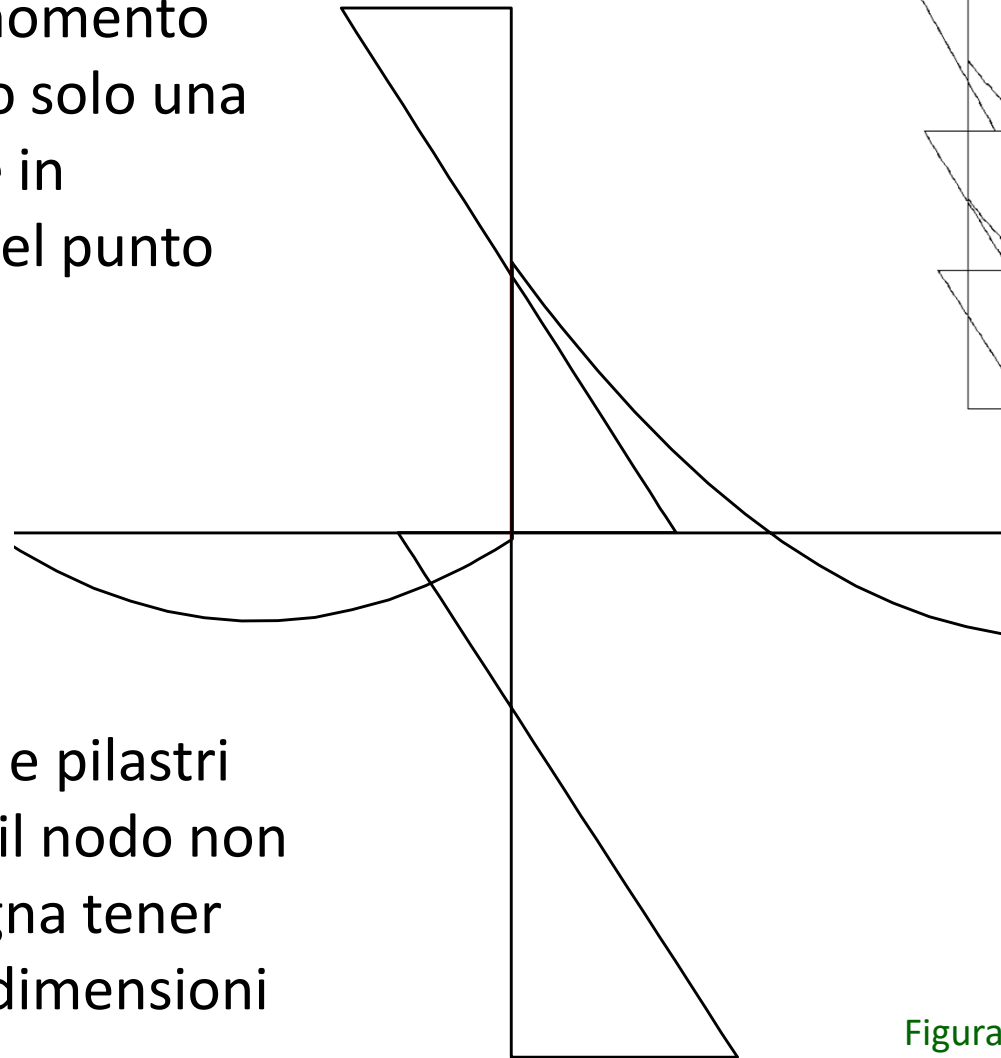
- Queste immagini hanno tutte due aspetti in comune:
    - Si tratta di nodi d'angolo
    - Sono del tutto assenti armature (orizzontali) nei nodi
- ... e questo deve farci riflettere



# Solo per avere un'idea

## Telaio per edificio con carichi verticali e sisma

- Quando tracciamo il diagramma del momento flettente vediamo solo una brusca variazione in corrispondenza del punto nodale
- Ma in realtà travi e pilastri non sono linee e il nodo non è un punto. Bisogna tener conto delle reali dimensioni

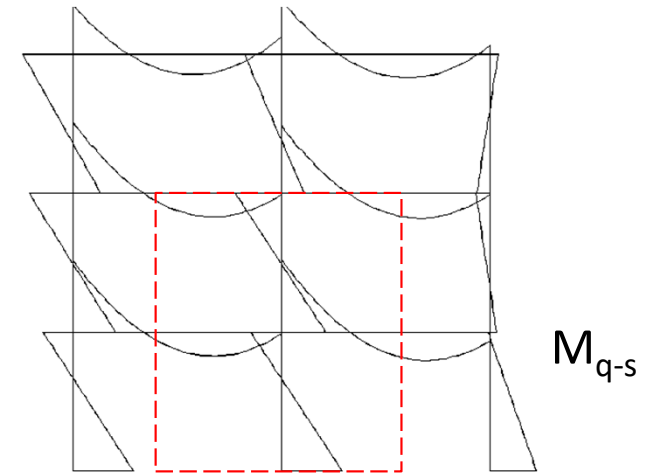
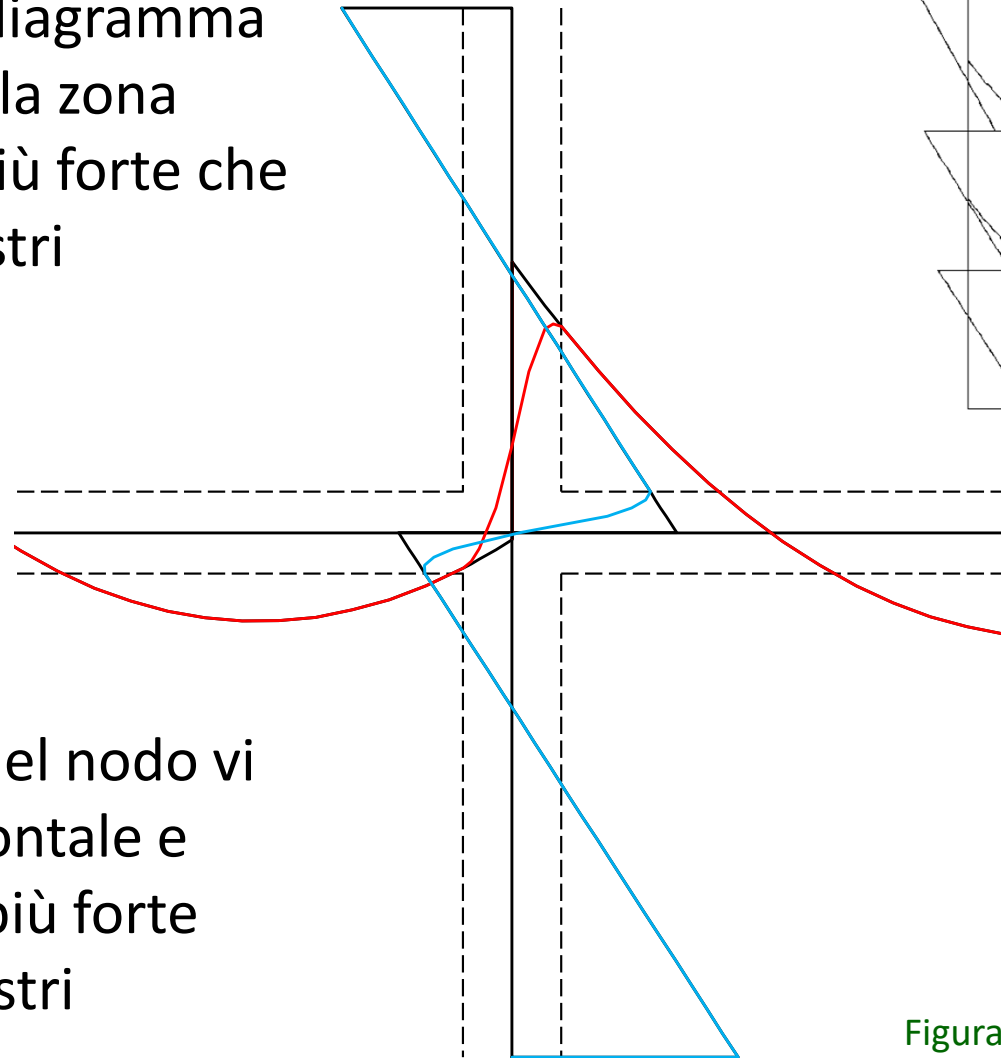


$M_{q-s}$

Figura riferita ad azione sismica  
diretta verso sinistra

# Telaio per edificio con carichi verticali e sisma

- Come si vede nell'immagine, la pendenza del diagramma del momento nella zona nodale è molto più forte che lungo travi e pilastri



- Di conseguenza nel nodo vi è un taglio (orizzontale e verticale) molto più forte che in travi e pilastri

Figura riferita ad azione sismica  
diretta verso sinistra

# Le sollecitazioni nei nodi

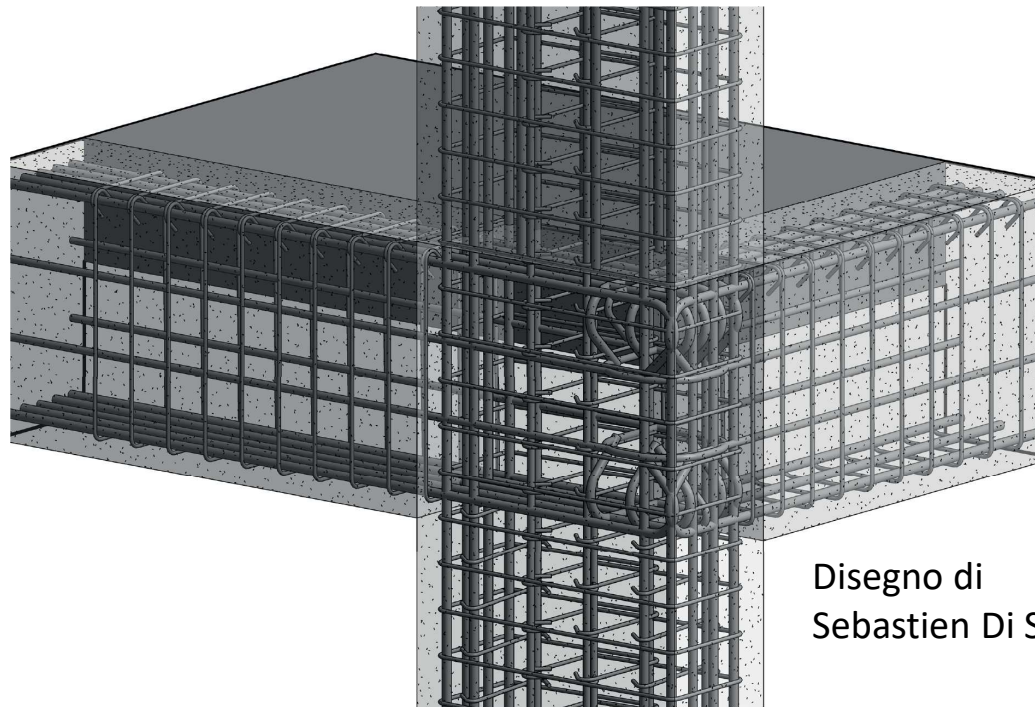
sono veramente tanto forti?

- Sì, sono molto forti
  - L'esempio mostra che la variazione di momento flettente tra gli estremi del nodo è comparabile a quella che avviene tra gli estremi delle aste, ma si esplica in una dimensione molto minore
    - Quindi il taglio nel nodo è nettamente maggiore rispetto ai valori che si hanno nelle travi e nei pilastri
  - L'entità del taglio nel nodo è legata alla differenza di momento flettente tra le travi e tra i pilastri che in esso confluiscono
    - Questa differenza è ovviamente legata all'entità dell'azione sismica rispetto all'entità dei carichi verticali
    - In presenza di soli carichi verticali il taglio nei nodi è modesto, a meno di situazioni eccezionali
    - È il sisma a generare forti valori del taglio nel nodo

# Nodi negli edifici soggetti a terremoto

## i nodi oggi

- Le normative attuali:
  - Impongono una quantità di armatura abbondante in travi e pilastri e di conseguenza una armatura nei nodi che spesso è molto forte
  - In alcuni casi l'armatura richiesta dalle normative per il nodo risulta irrealizzabile



Disegno di  
Sebastien Di Salvo

# Taglio agente nel nodo

## indicazioni dell'attuale normativa

- La normativa italiana indica che  
"La domanda a taglio in direzione orizzontale deve essere calcolata tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. **In assenza di più accurate valutazioni**, la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come"

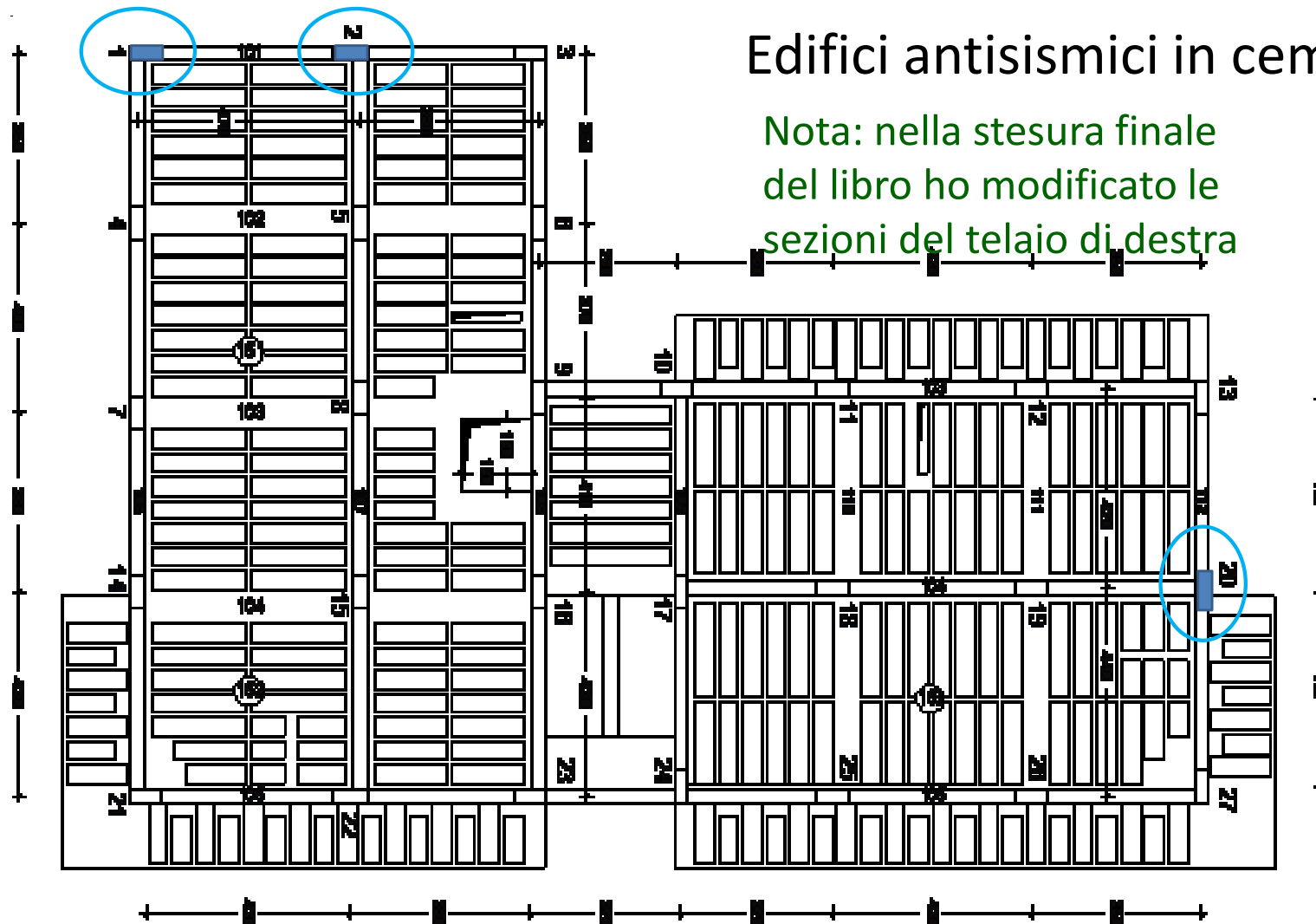
$$V_{j,h} = (A_{s,b1} + A_{s,b2}) \gamma_{Rd} f_{yd} - V_{c2}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.2 \text{ per CD "A"}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.1 \text{ per CD "B"}$$

# Azioni sul nodo e taglio nel nodo esempi

- Analizzo come esempio alcuni nodi della struttura descritta nel libro



Edificio con 5  
impalcati

Pilastri 30×70 a  
tutti i piani

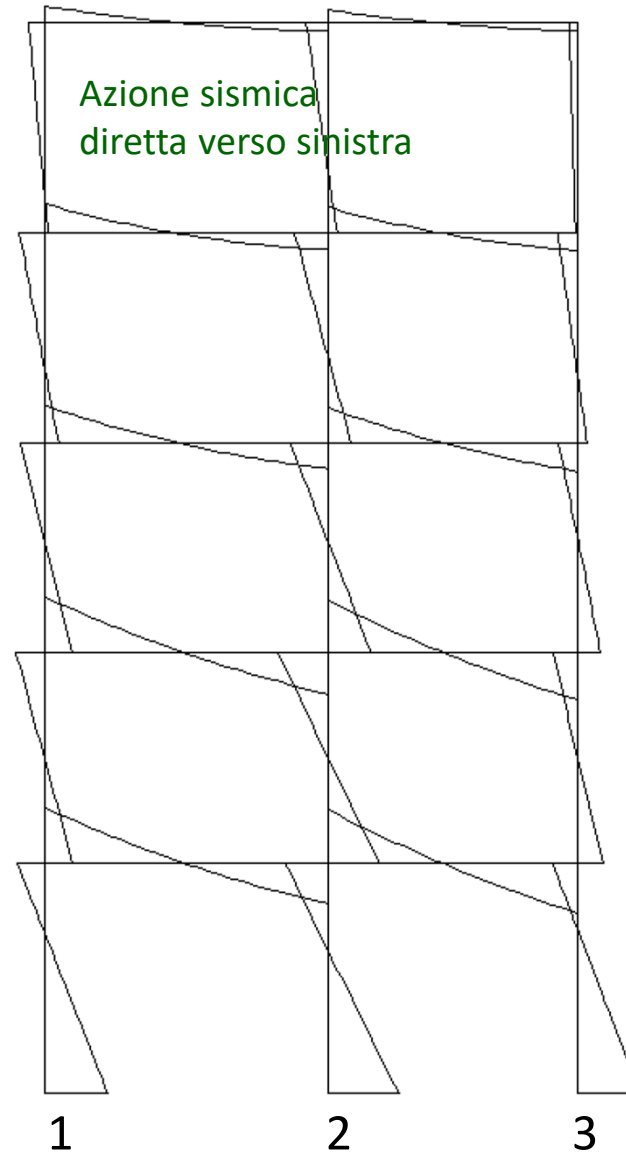
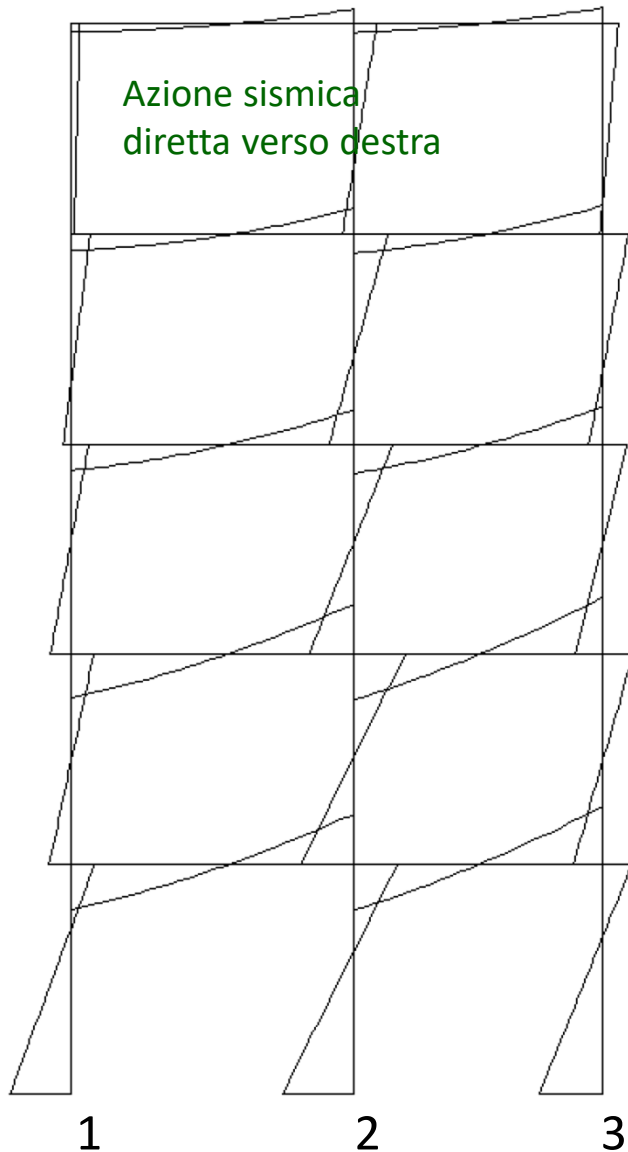
I pilastri 13, 20, 27  
sono 30×90

Travi emergenti  
30×60 nel 1° e  
2° impalcato,  
30×50 negli altri

Le travi 27-20-13  
sono 30×70 e 30×60

# Telaio 5 x (pilastri 1-2-3)

diagramma M condizioni più gravose

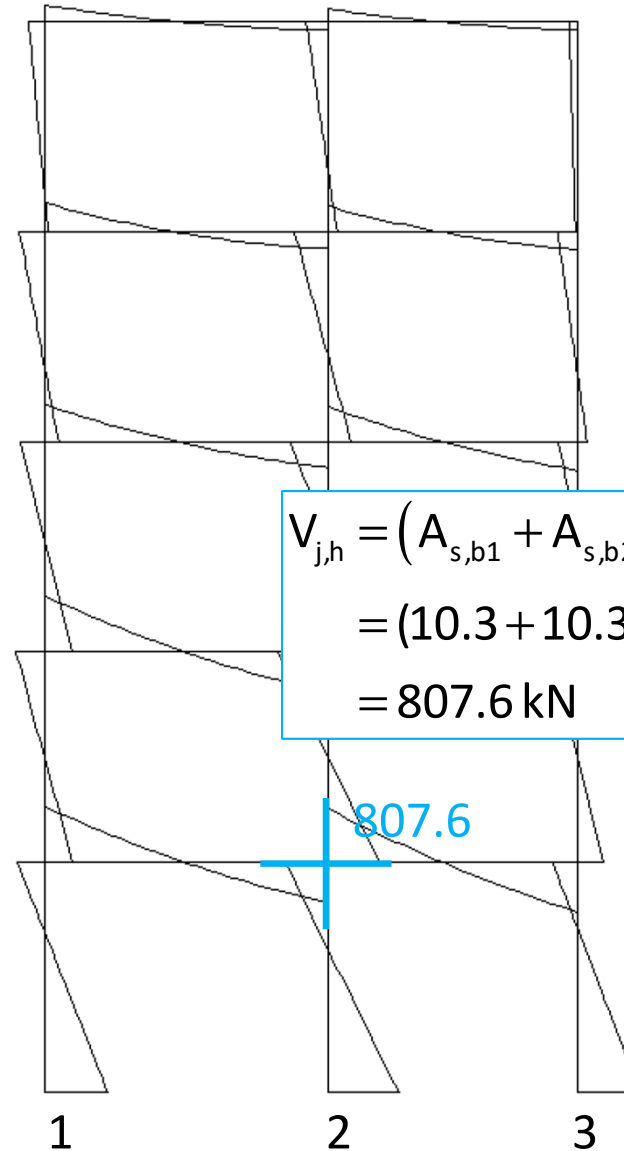
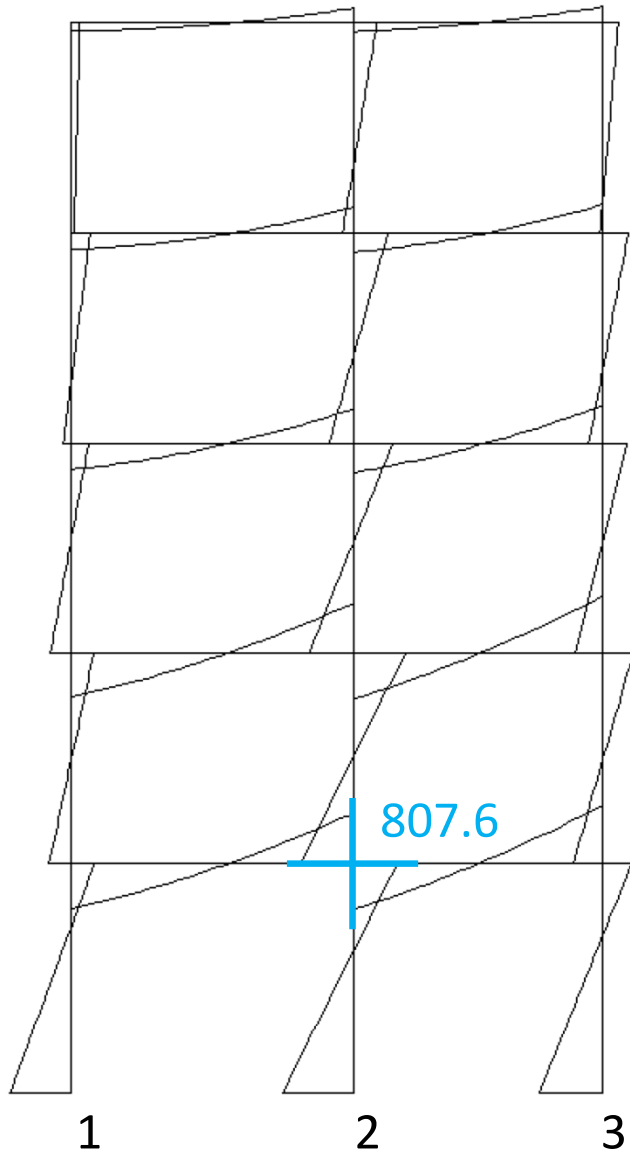


Note:

- Carichi verticali molto bassi
- Effetto del sisma molto forte, anche perché include il contributo della eccentricità accidentale

# Telaio 5 x, nodi del pilastro 2

## taglio (orizzontale) nel nodo



Nodo del pilastro 2,  
impalcato 1

$$V_c \ 159.7$$

$A_s$	10.3	+	10.3	sup
	10.3		10.3	inf

$$V_{j,h} = (A_{s,b1} + A_{s,b2}) \gamma_{Rd} f_{yd} - V_{c2} =$$

$$= (10.3 + 10.3) \times 1.2 \times 391.3 \times 10^{-1} - 159.7 =$$

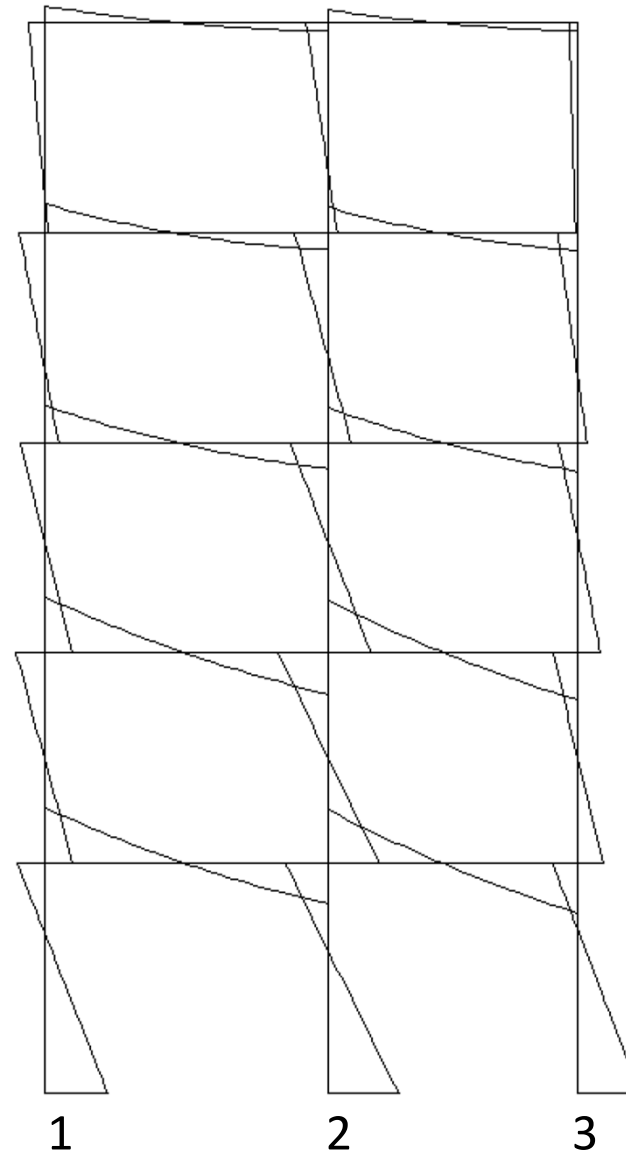
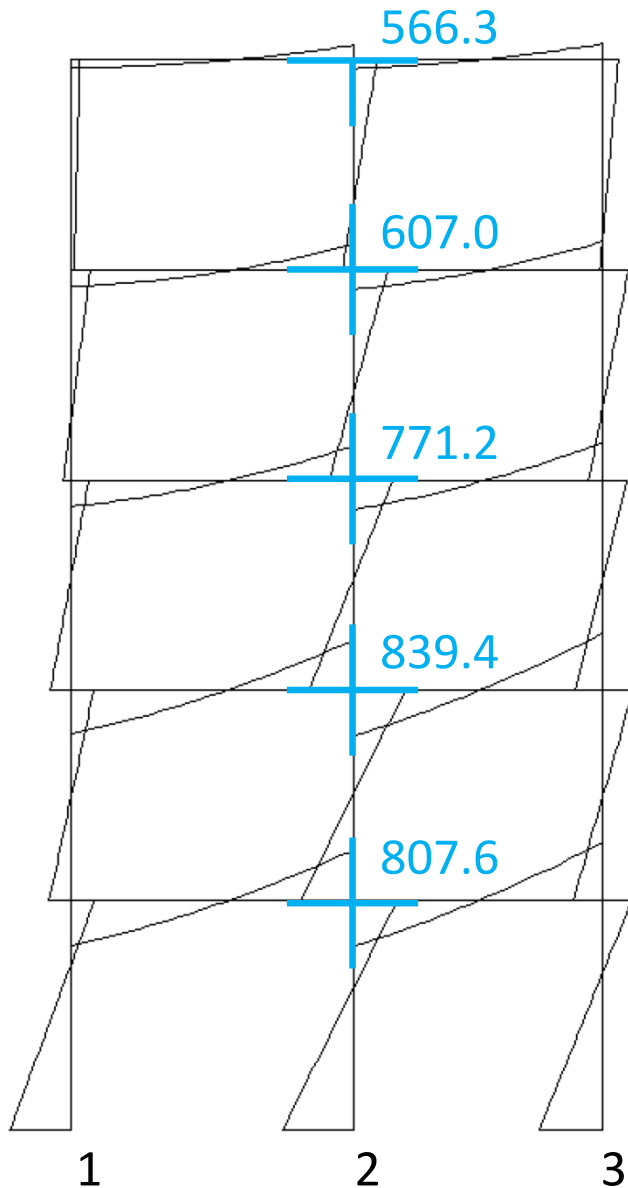
$$= 807.6 \text{ kN}$$

Nota: armatura travi  
2Ø20+2Ø16  
sup e inf



# Telaio 5 x, nodi del pilastro 2

## taglio (orizzontale) nel nodo



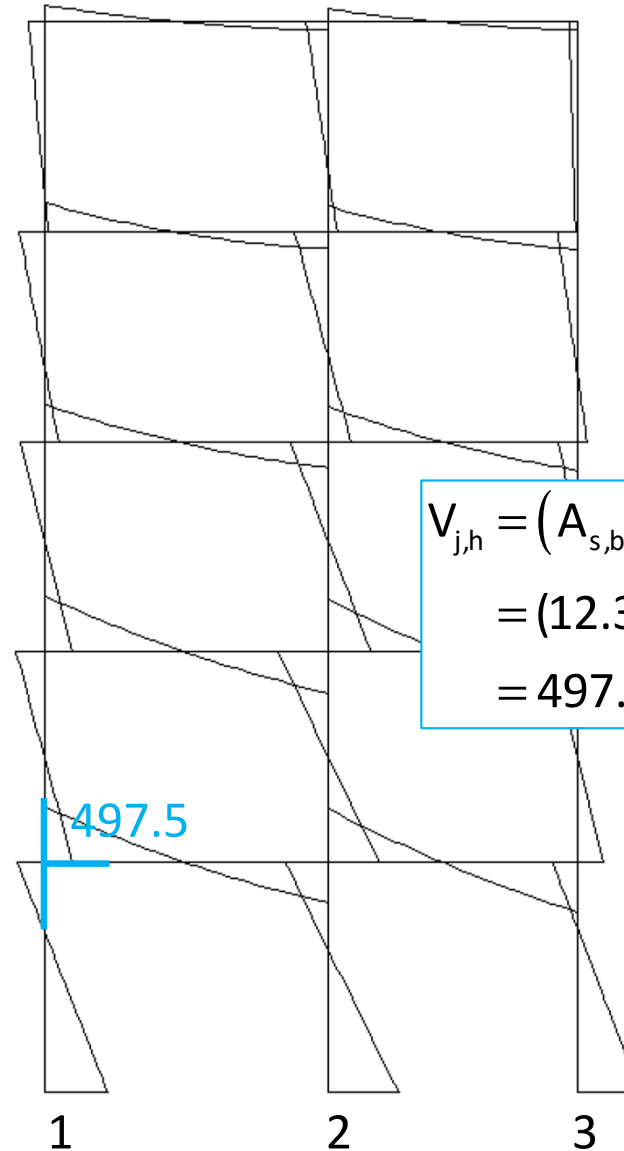
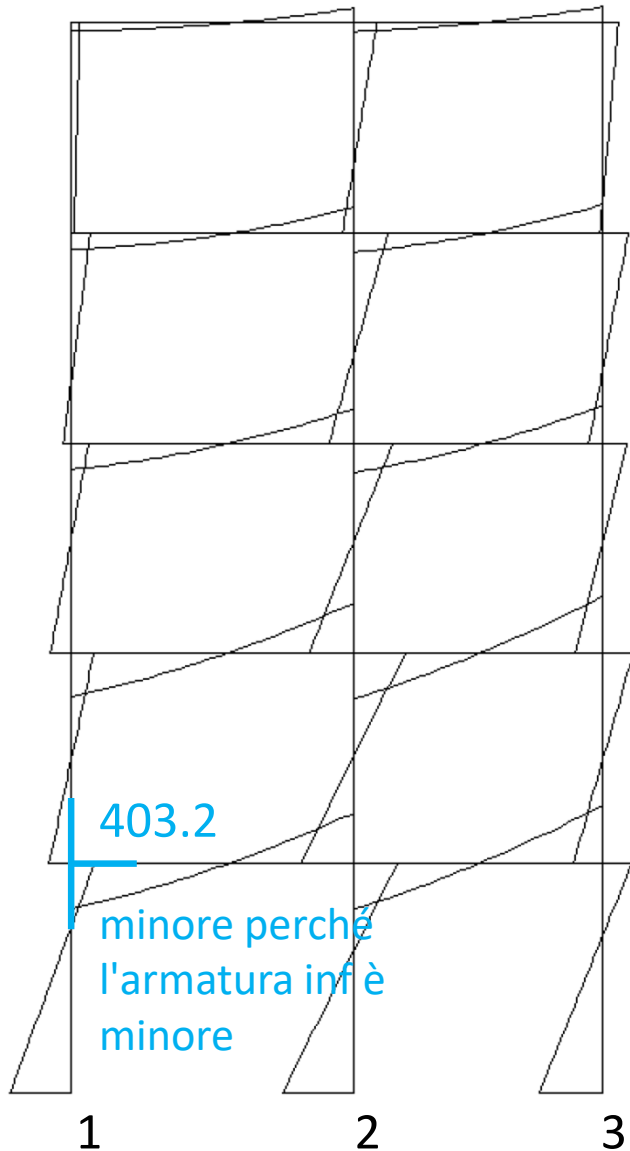
Nodi del pilastro 2,  
a tutti gli impalcati

Nota: armatura  
minima nelle travi  
3Ø16 sup e inf

Si noti che il taglio nel  
pilastro 2 arriva al  
massimo a circa 160 kN.  
Quindi il taglio nel nodo  
è 5 volte maggiore

# Telaio 5 x, nodi del pilastro 1

## taglio (orizzontale) nel nodo



Nodo del pilastro 1,  
impalcato 1

$V_c$  80.5

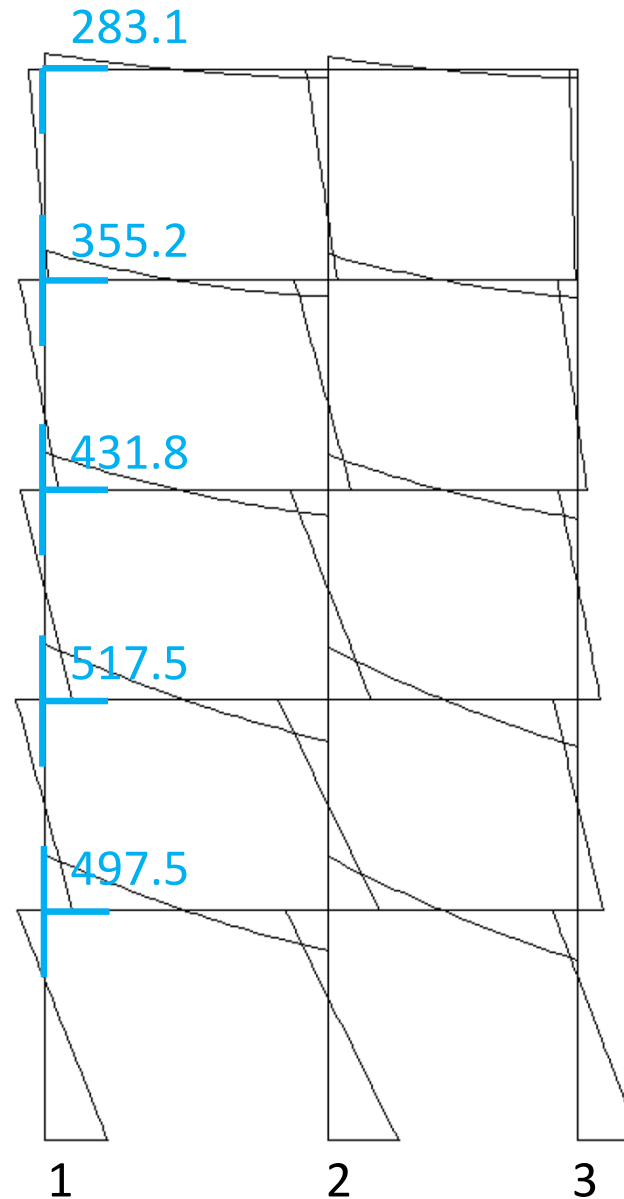
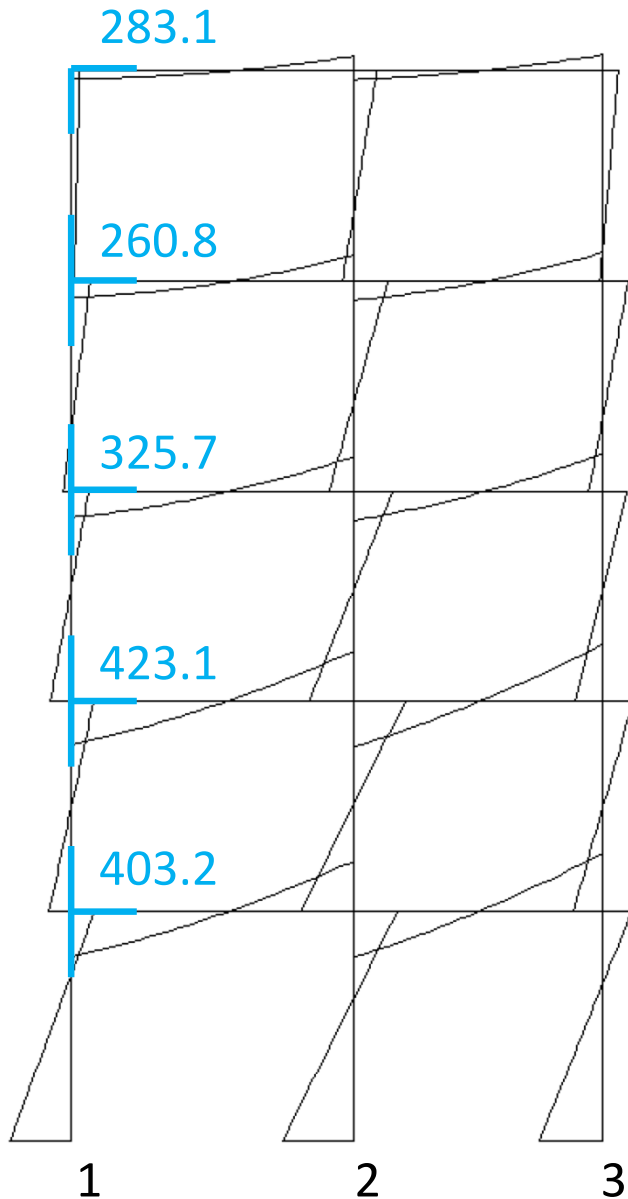
$A_s$  | 12.3 sup  
| 10.3 inf

$$\begin{aligned} V_{j,h} &= (A_{s,b1} + A_{s,b2}) \gamma_{Rd} f_{yd} - V_{c2} = \\ &= (12.3) \times 1.2 \times 391.3 \times 10^{-1} - 80.5 = \\ &= 497.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nota: armatura travi  
2Ø20+3Ø16 sup  
2Ø20+2Ø16 inf

# Telaio 5 x, nodi del pilastro 1

## taglio (orizzontale) nel nodo



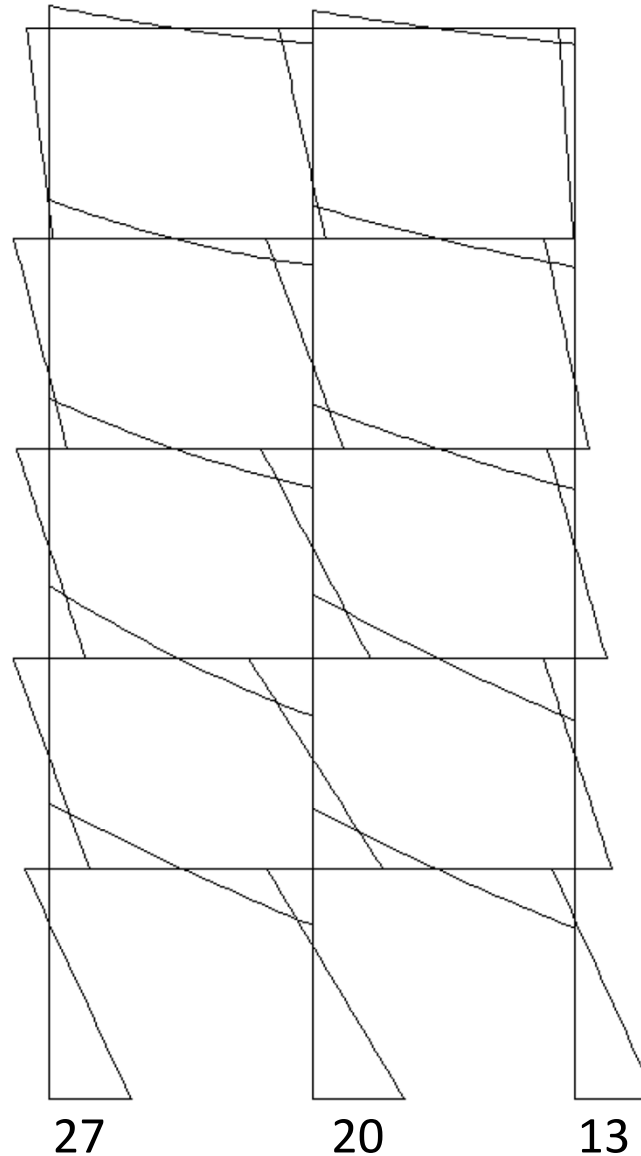
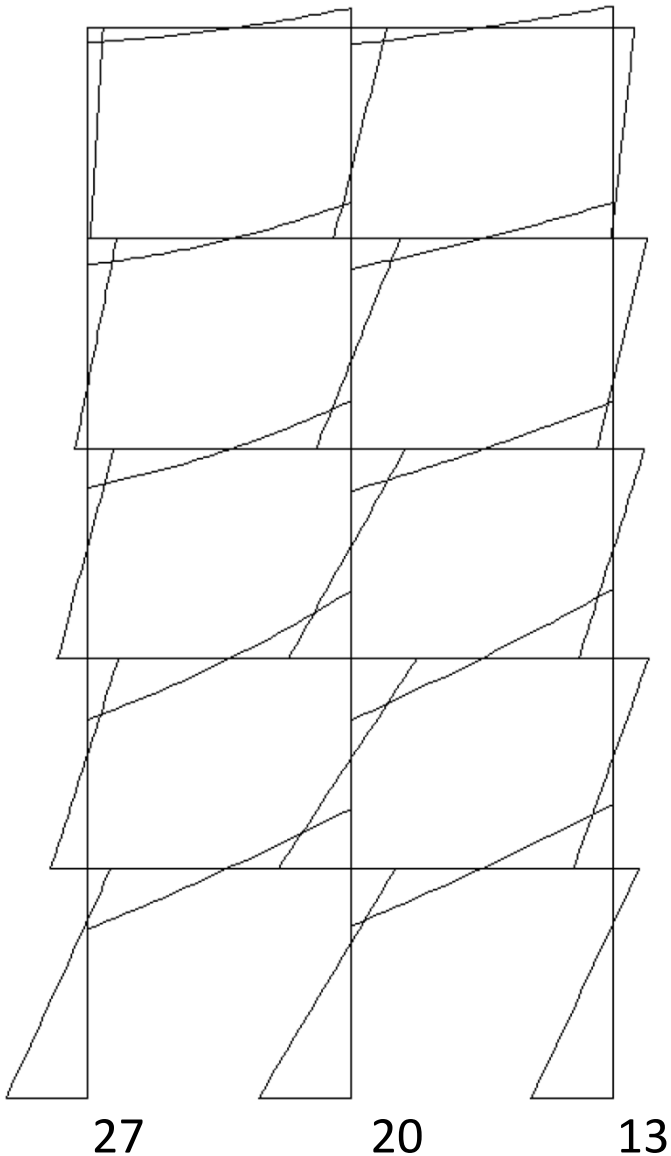
Nodi del pilastro 1,  
a tutti gli impalcati

Nota: armatura  
minima nelle travi  
3Ø16 sup e inf

Si noti che questi valori  
del taglio nel nodo del  
pilastro 1 sono  
nettamente inferiori di  
quelli del pilastro 2

# Telaio 7 y (pilastri 27-20-13)

diagramma M condizioni più gravose

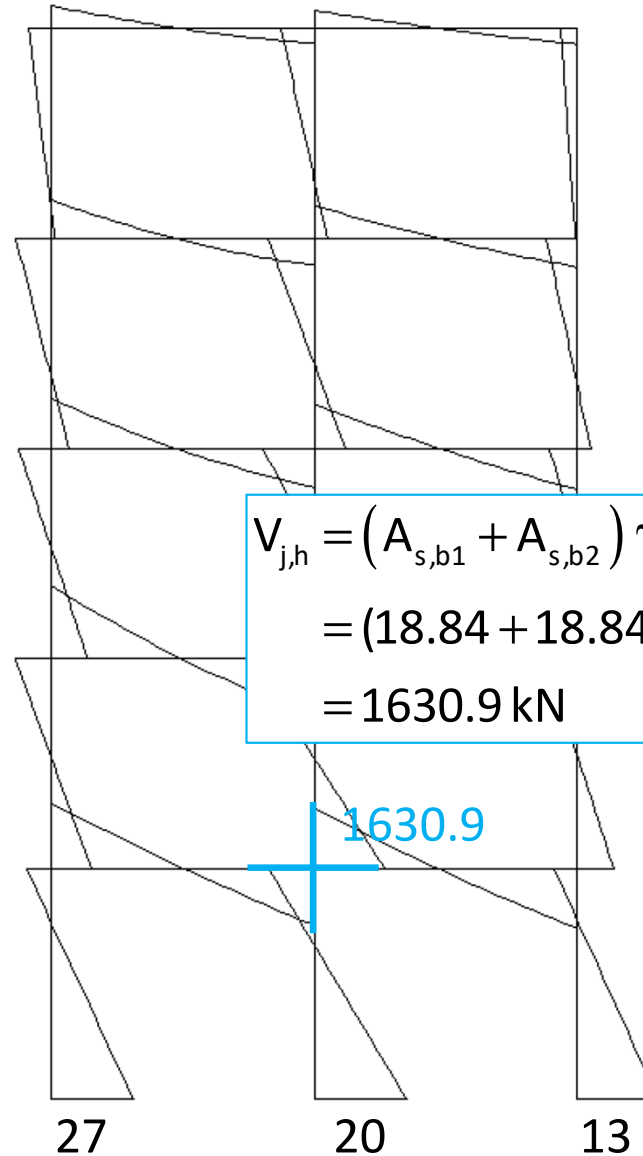
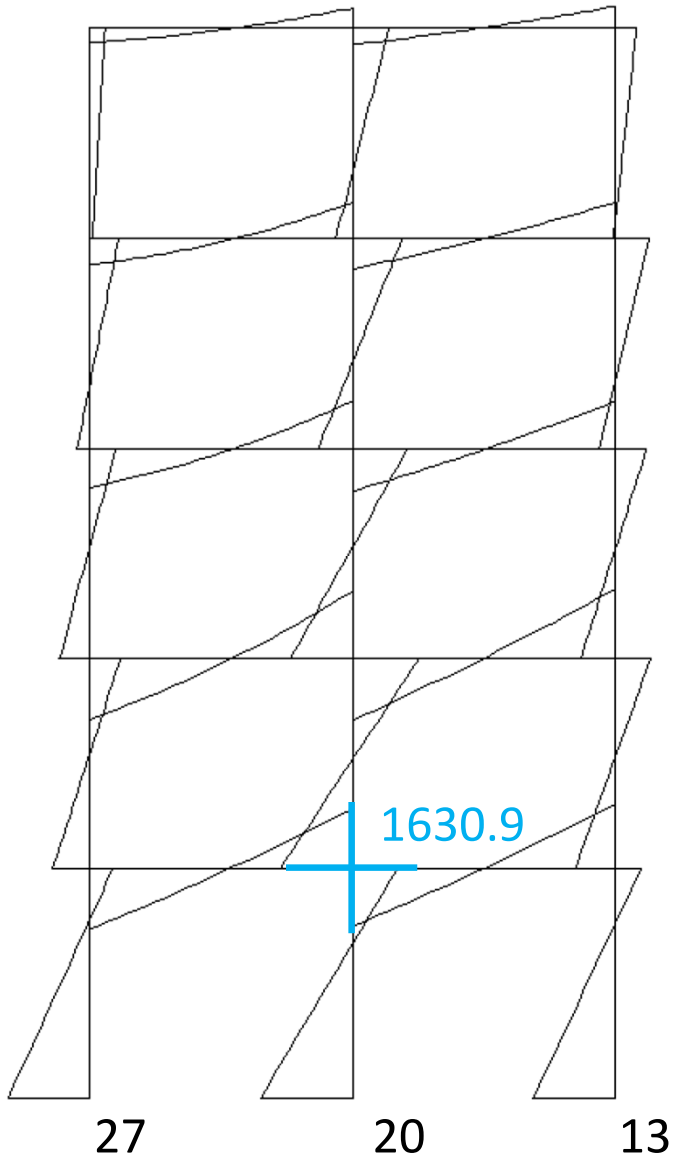


Note:

- Carichi verticali molto bassi
- Effetto del sisma molto forte, sia perché include il contributo della eccentricità accidentale che a causa di un po' di eccentricità propria del sistema

# Telaio 7 y, nodi del pilastro 20

## taglio (orizzontale) nel nodo



Nodo del pilastro 20,  
impalcato 1

$$V_c \ 159.7$$

$$A_s \begin{array}{c|c} 18.84 & 18.84 \text{ sup} \\ \hline 18.84 & 18.84 \text{ inf} \end{array}$$

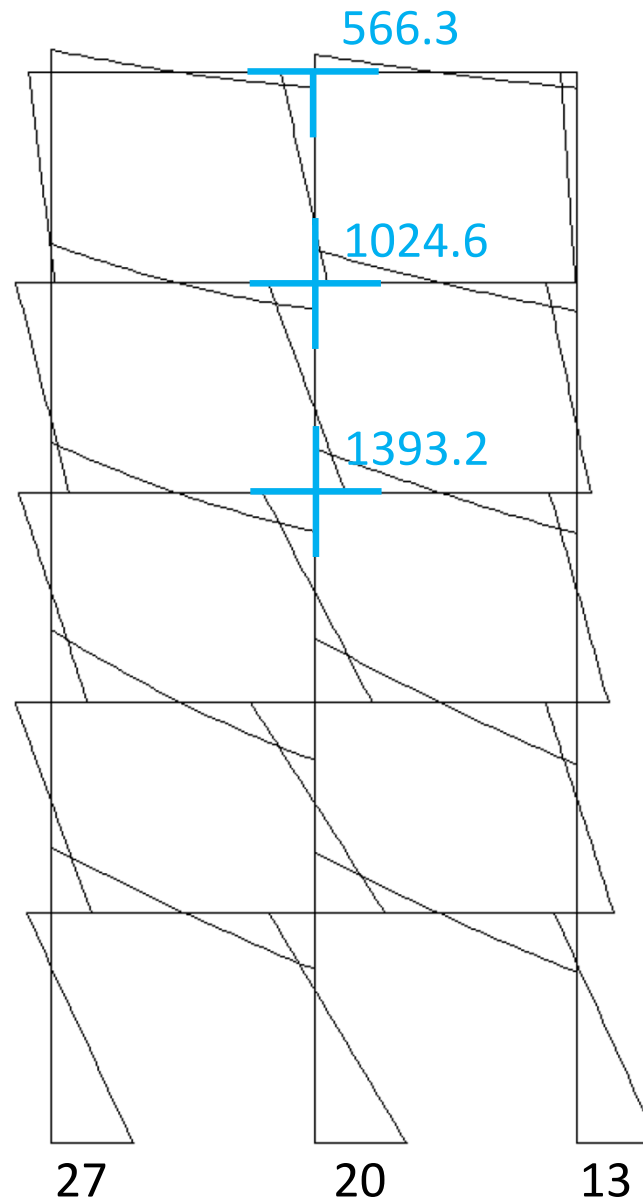
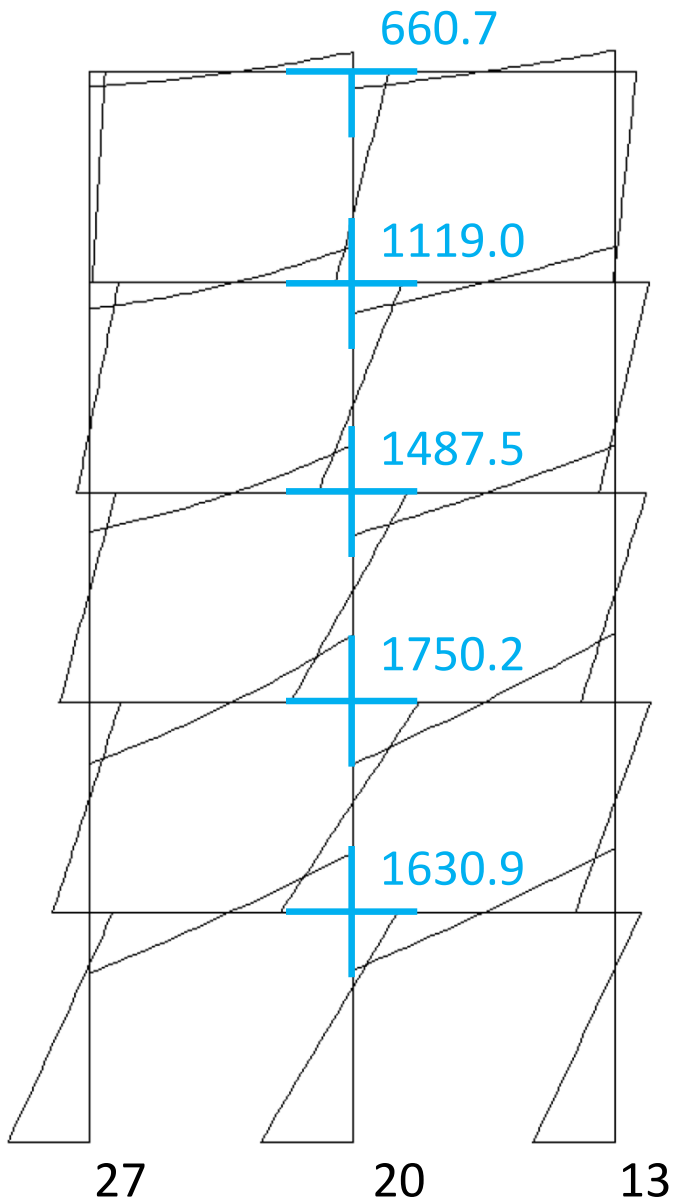
$$\begin{aligned} V_{j,h} &= (A_{s,b1} + A_{s,b2}) \gamma_{Rd} f_{yd} - V_{c2} = \\ &= (18.84 + 18.84) \times 1.2 \times 391.3 \times 10^{-1} - 138.4 = \\ &= 1630.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nota: armatura travi  
6Ø20 sup e inf

# Telaio 7 y, nodi del pilastro 20

## taglio (orizzontale) nel nodo

Si noti che il taglio nel pilastro 20 arriva al massimo a circa 300 kN



Nodi del pilastro 2, a tutti gli impalcati

Note:

Armatura minima nelle travi  $3\varnothing 16$  sup e inf

Al 3° 4° 5° impalcato armatura sup diversa ai due lati del nodo

Si noti che il taglio nel pilastro 20 arriva al massimo a circa 300 kN. Quindi il taglio nel nodo è quasi 6 volte maggiore

# Modelli per l'analisi del nodo

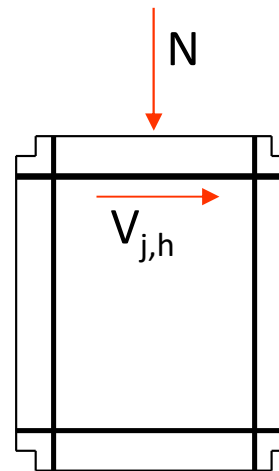
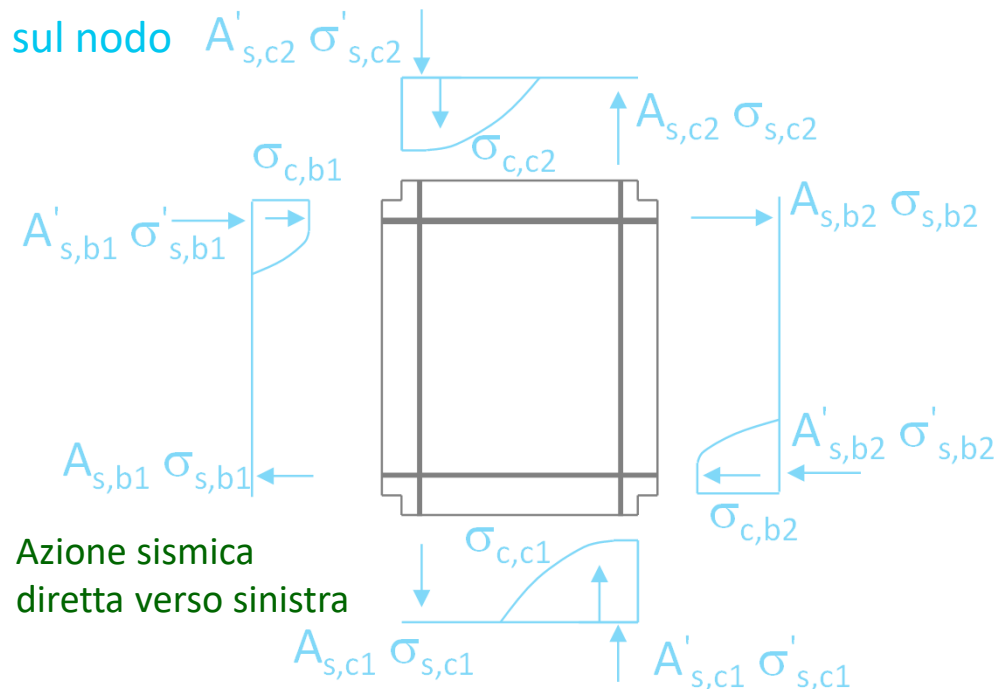
- Esaminando le indicazioni operative relative alla verifica del nodo si nota, innanzitutto, che spesso vengono fornite prescrizioni operative, come formule da applicare, senza spiegare chiaramente da dove derivino
  - Le formule potrebbero avere una base teorica oppure essere principalmente su basi sperimentali
  - È comunque importante cercare di capire quale modello di comportamento è implicito nelle formule di normativa
- Vi è una gamma molto ampia di modelli di normativa o proposti a livello di ricerca

# Modelli per l'analisi del nodo

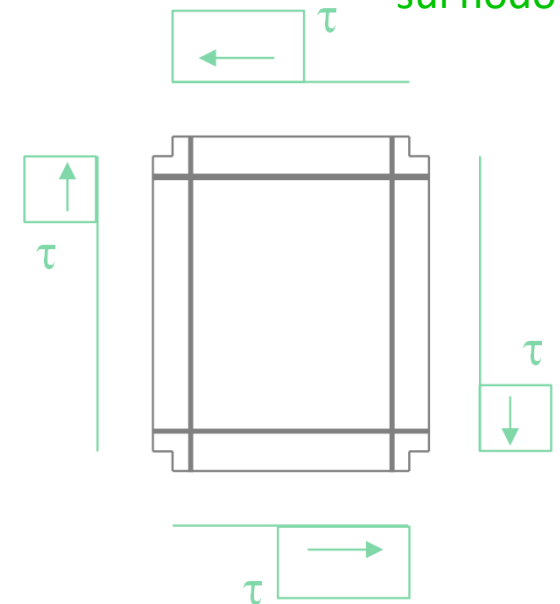
Eurocodice 8 e NTC italiana

- Modello EC8: considera agenti nel nodo il taglio orizzontale  $V_{j,h}$  e lo sforzo normale  $N$  ed analizza il conseguente stato tensionale

Tensioni e forze  
sul nodo



Tensioni tangenziali  
sul nodo



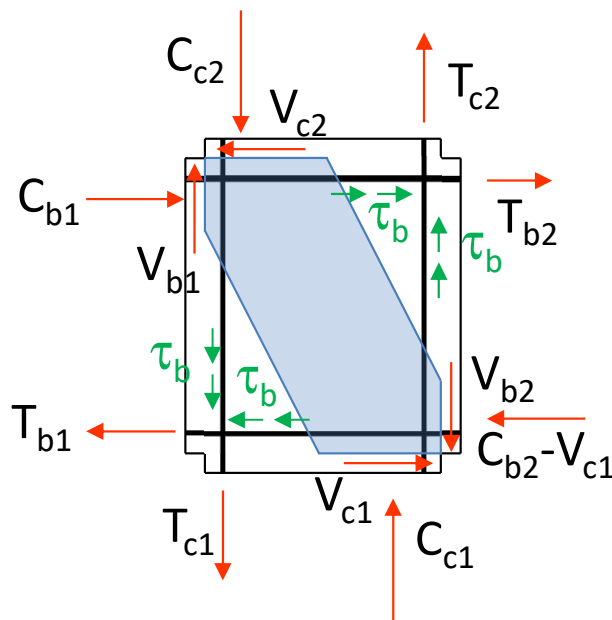
Si dovrebbe parlare anche di un taglio verticale  $V_{j,v}$  (perché occorre considerare l'equilibrio in entrambe le direzioni)



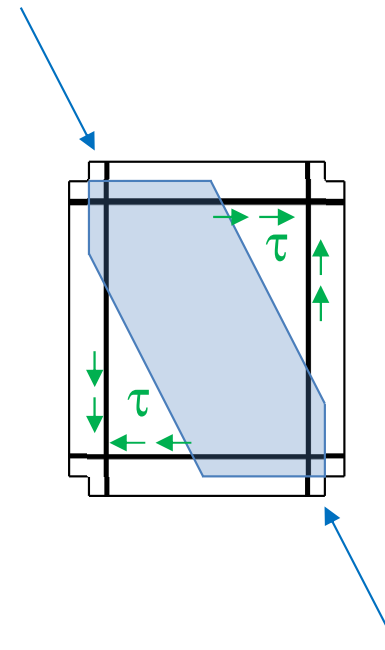
# Modelli per l'analisi del nodo

## considerazioni sul comportamento

- Nel libro di Paulay e Priestley è descritto un comportamento del nodo che mi sembra molto realistico



Azione sismica  
diretta verso sinistra



Una parte della trazione  
delle armature tese è  
trasmessa per aderenza  
al calcestruzzo e genera  
taglio diffuso

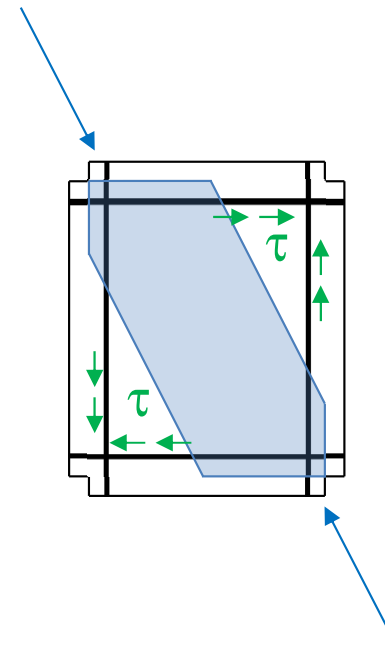
Le tensioni di compressione nel  
calcestruzzo (più l'azione dovuta  
all'armatura compressa), insieme ad una  
parte della trazione dell'armatura tesa,  
generano compressione nel puntone

# Modelli per l'analisi del nodo

## considerazioni

- Nel libro di Paulay e Priestley è descritto un comportamento del nodo che mi sembra molto realistico

- Il puntone deve essere verificato a compressione tenendo conto di
  - Riduzione di resistenza dovuta a trazione trasversale
  - Aumento di resistenza per effetto del confinamento



Una parte della trazione delle armature tese è trasmessa per aderenza al calcestruzzo e genera taglio diffuso

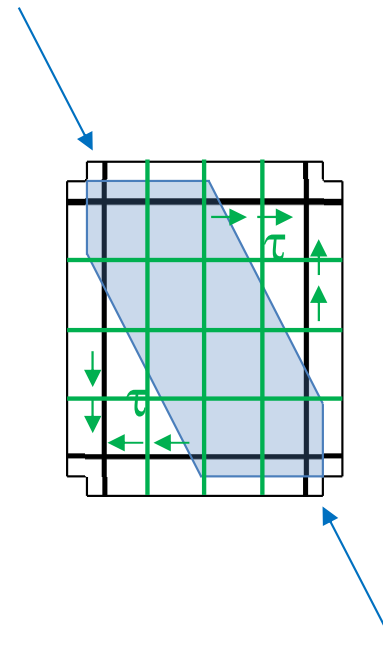
Le tensioni di compressione nel calcestruzzo (più l'azione dovuta all'armatura compressa), insieme ad una parte della trazione dell'armatura tesa, generano compressione nel puntone

# Modelli per l'analisi del nodo

## considerazioni

- Nel libro di Paulay e Priestley è descritto un comportamento del nodo che mi sembra molto realistico

- Il taglio diffuso richiede l'inserimento di barre o staffe sia verticali che orizzontali



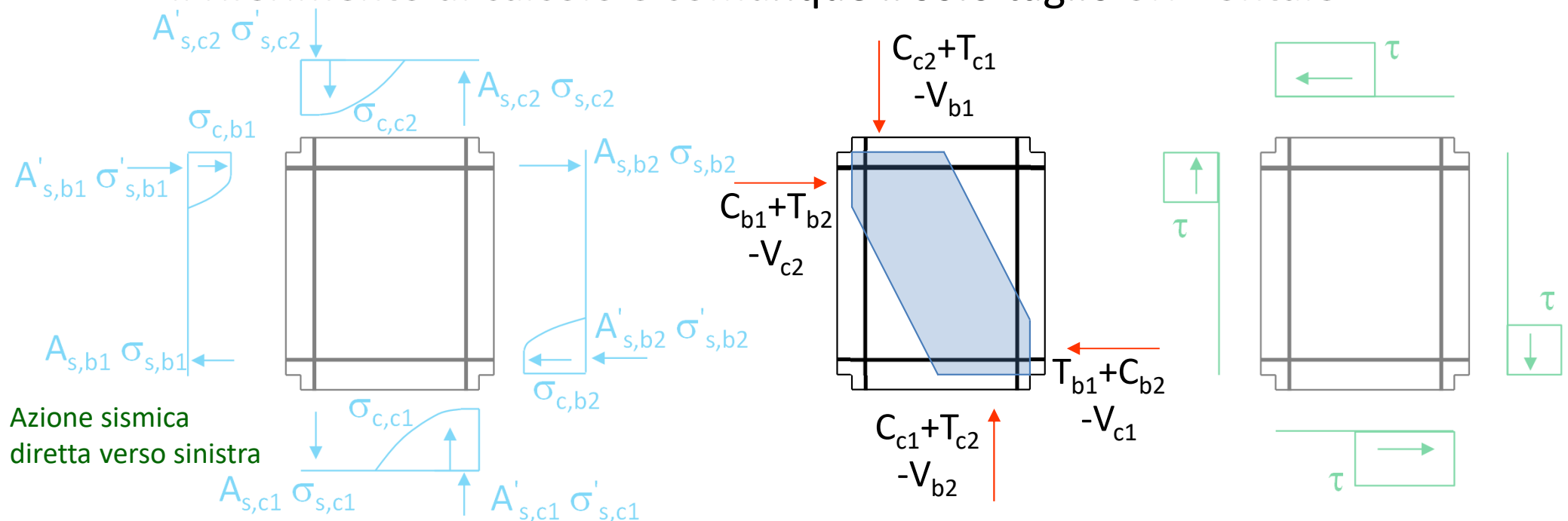
Una parte della trazione delle armature tese è trasmessa per aderenza al calcestruzzo e genera taglio diffuso

Le tensioni di compressione nel calcestruzzo (più l'azione dovuta all'armatura compressa), insieme ad una parte della trazione dell'armatura tesa, generano compressione nel puntone

# Modelli per l'analisi del nodo

## Normativa ACI (Stati Uniti)

- Modello ACI: considera un puntone compresso, su cui agisce la risultante delle tensioni
  - Il riferimento di calcolo è comunque il solo taglio orizzontale

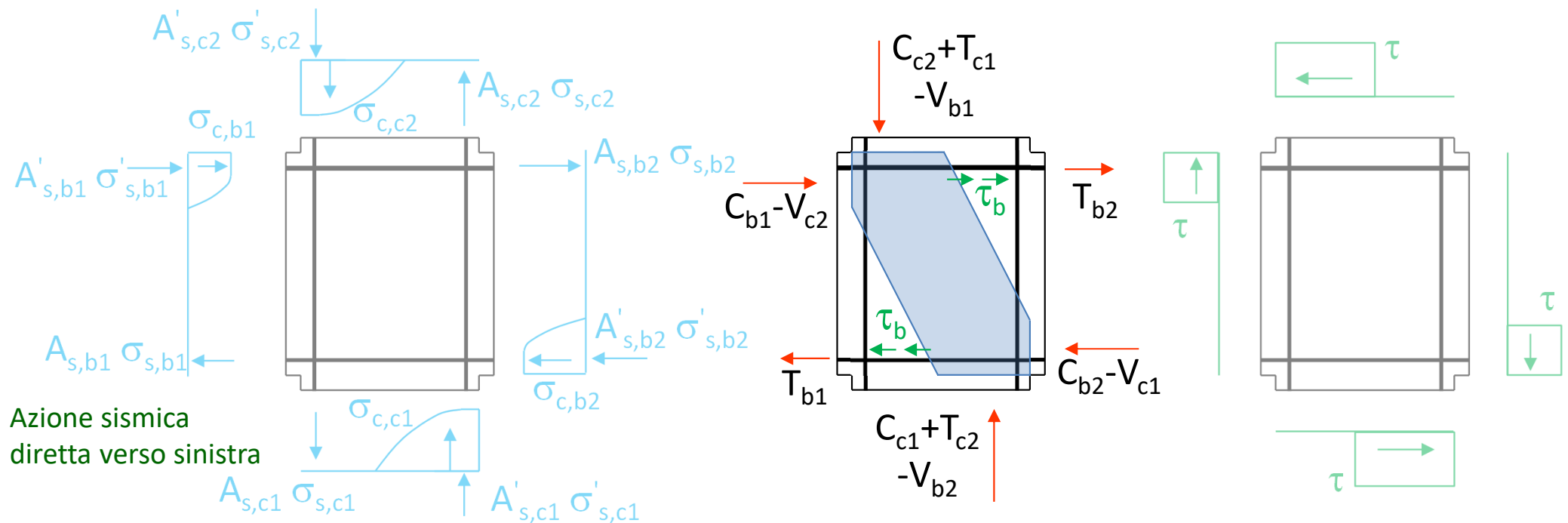


In sostanza, si considera che la trazione dell'armatura della trave venga interamente riportata al nodo opposto

# Modelli per l'analisi del nodo

## Normativa NZS (Nuova Zelanda)

- Modello NZS: considera un puntone compresso, ma alla base c'è anche l'idea di un taglio diffuso



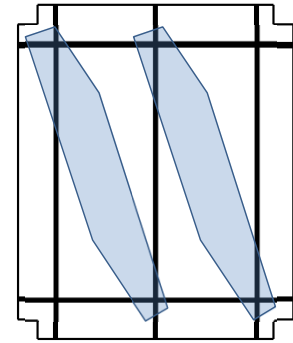
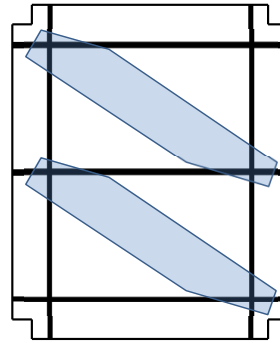
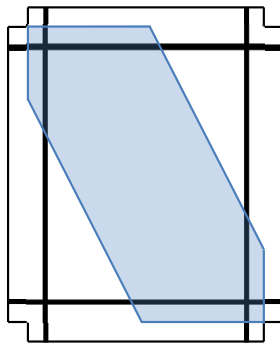
Una parte della trazione della trave genera taglio diffuso (almeno in una parte del nodo); il resto contribuisce al puntone

# Modelli per l'analisi del nodo

## Modello di Hwang e Lee

- Anche in questo modello si considera un puntone compresso ed un taglio diffuso
- L'azione dovuta al taglio diffuso è portata da ulteriori puntoni orizzontali e verticali, che rappresentano l'armatura del nodo

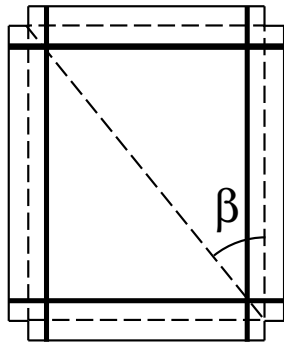
Azione sismica  
diretta verso sinistra



# Modelli per l'analisi del nodo

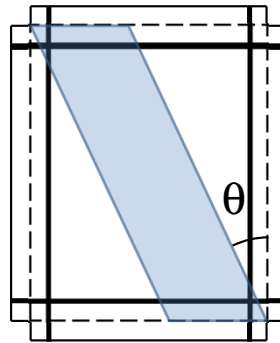
Nuova versione EC8, prEN\_1998-1-1:2021(modello di Fardis)

- Il modello considera separatamente una trasmissione del taglio da pilastro a pilastro e da trave a trave



$\beta$  = angolo della diagonale  
del nodo rispetto alla  
verticale

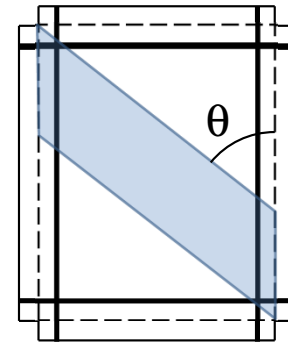
Puntone da  
pilastro a pilastro



$\theta < \beta$

Azione sismica  
diretta verso sinistra

Puntone da  
trave a trave



$\theta$  = inclinazione  
del puntone

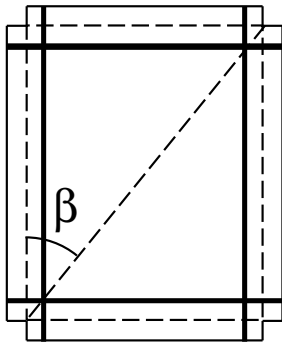
$\theta > \beta$

- La resistenza del nodo cambia al variare di  $\theta$
- Si determina il valore di  $\theta$  che rende massima la resistenza

# Eurocodice 8, parte 1.1 (2021)

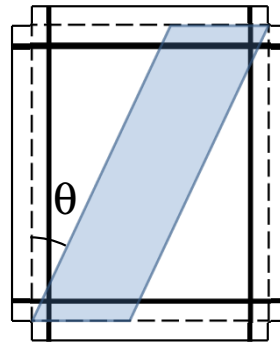
il nuovo modello (proposto da Fardis)

- Il modello considera separatamente una trasmissione del taglio da pilastro a pilastro e da trave a trave



$\beta$  = angolo della diagonale  
del nodo rispetto alla  
verticale

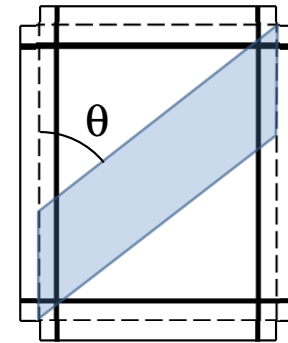
Puntone da  
pilastro a pilastro



$\theta < \beta$

Azione sismica  
diretta verso sinistra

Puntone da  
trave a trave



$\theta > \beta$

$\theta$  = inclinazione  
del puntone

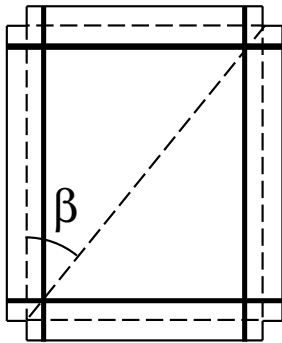
- La resistenza del nodo cambia al variare di  $\theta$
- Si determina il valore di  $\theta$  che rende massima la resistenza



# Eurocodice 8, parte 1.1 (2021)

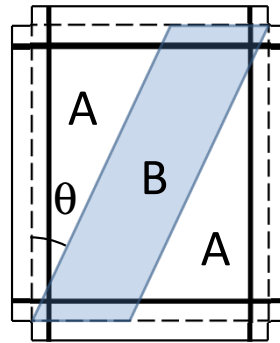
il nuovo modello (proposto da Fardis)

- In ciascun caso il nodo è considerato composto dal puntone B e da due zone triangolari A (separate da B da una lesione che non trasmette azioni)



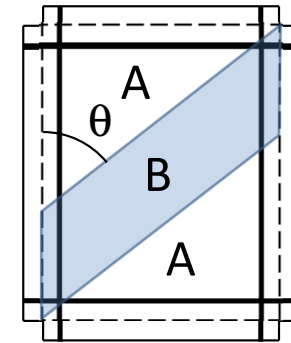
$\beta$  = angolo della diagonale del nodo rispetto alla verticale

Puntone da pilastro a pilastro



$\theta < \beta$

Puntone da trave a trave



$\theta > \beta$

$\theta$  = inclinazione del puntone

- Il taglio resistente (taglio massimo che può essere portato) viene ottenuto con condizioni di equilibrio, separatamente per le facce orizzontale  $V_{Rdj,h(eq.h)}$  e verticale  $V_{Rdj,v(eq.v)}$

# Eurocodice 8, parte 1.1 (2021)

## formule finali

- Nota: le formule originali fanno riferimento a  $\sin\theta$   $\cos\theta$   $\tan\theta$   $\cot\theta$ , ma le riporto trasformante in modo da avere solo  $\cot\theta$  e  $\cot\beta$

$$V_{Rdj,min} = \alpha f_{ctd} b_{j,ef} \sqrt{h_c h_b}$$

$\alpha = 0.5$  per nodo esterno,

$\alpha = 1.2$  per nodo interno

$$\text{per } \theta < \beta \quad V_{Rdj} = V_{Rdj,min} + \min \left( A_{sh} \sigma_{sh} + r_f \frac{v f_{cd}}{1.4} A_{j,ef} \frac{\cot\theta - \cot\beta}{1 + \cot^2 \theta}; \frac{N_{Ed} + A_{sv} \sigma_{sv}}{\cot\theta} \right)$$

$$\text{per } \theta > \beta \quad V_{Rdj} = V_{Rdj,min} + \min \left( A_{sh} \sigma_{sh} \frac{\cot\theta}{\cot\beta}; \frac{N_{Ed} + A_{sv} \sigma_{sv}}{\cot\beta} + r_f \frac{v f_{cd}}{1.4} A_{j,ef} \frac{\cot\theta (\cot\beta - \cot\theta)}{\cot\beta (1 + \cot^2 \theta)} \right)$$

Si noti che occorre valutare la tensione di lavoro  $\sigma_{sh}$  e  $\sigma_{sv}$  delle armature di confinamento

Il termine  $r_f$  tiene conto del confinamento del nodo dovuto al solaio e/o alle travi che lo circondano

# EC8, prN 1988-1-1 (2021) e prN 1988-1-2 (2022)

## applicazioni

$$\text{per } \theta < \beta \quad V_{Rdj} = V_{Rdj,min} + \min \left( A_{sh} \sigma_{sh} + r_f \frac{v f_{cd}}{1.4} A_{j,ef} \frac{\cot \theta - \cot \beta}{1 + \cot^2 \theta}; \frac{N_{Ed} + A_{sv} \sigma_{sv}}{\cot \theta} \right)$$

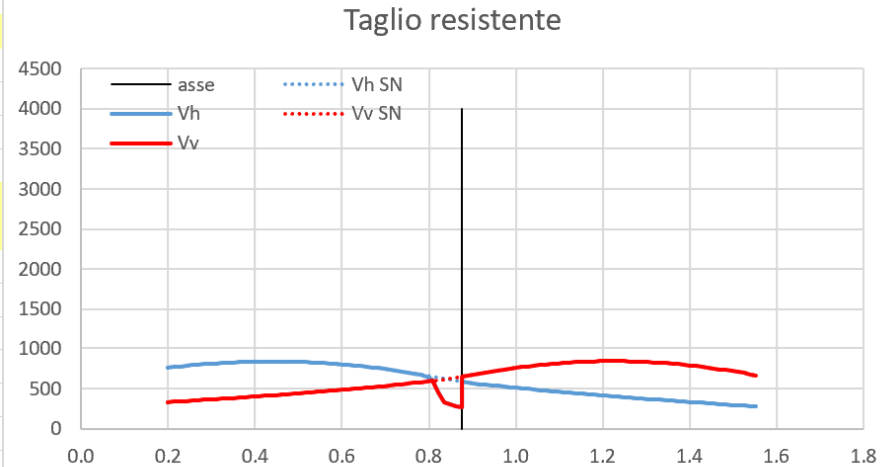
$$\text{per } \theta > \beta \quad V_{Rdj} = V_{Rdj,min} + \min \left( A_{sh} \sigma_{sh} \frac{\cot \theta}{\cot \beta}; \frac{N_{Ed} + A_{sv} \sigma_{sv}}{\cot \beta} + r_f \frac{v f_{cd}}{1.4} A_{j,ef} \frac{\cot \theta (\cot \beta - \cot \theta)}{\cot \beta (1 + \cot^2 \theta)} \right)$$

- L'applicazione delle formule è faticosa, perché
  - Occorre esaminare tanti valori di  $\theta$
  - Per ciascun valore di  $\theta$  occorre procedere in maniera iterativa
- Per questo motivo è stato preparato un foglio di calcolo Excel, che contiene routine in VB per Excel grazie alle quali si può automatizzare l'intero calcolo
  - File: Resistenza nodi EC8\_2022

# Foglio di calcolo

## Resistenza nodi EC8\_2022

Dati del nodo (geometria e armatura)				rev. 02	set-23	Risultati	-->	caso 1	Teta [rad]	VRdj	VRdj eq.h	id. con fy	VRdj eq.v	id. con fy	$\sigma_{sh}$	$\sigma_{sv}$
$b_c$	30	cm	larghezza (dim. $\perp$ al piano) della sezione del pilastro					$N_{Ed}$								
$h_c$	60	cm	altezza (dim. nel piano) della sezione del pilastro					kN								
$b_b$	30	cm	larghezza (dim.e $\perp$ al piano) della sezione della trave					compress.								
$h_b$	50	cm	altezza (dim. nel piano) della sezione della trave													
nodo	interno							$A_{sh} h_v$								
			$A_{sh}$	area di armatura orizzontale nel nodo				$A_{sh}$	8.00							
			$A_{sv}$	area di armatura verticale nel nodo				$A_{sv}$	8.00							
$b_{i,ef}$	30	cm	larghezza efficace del nodo			per Fardis $b_i$		$\rho_{hv}$	0.0053							
$h_{i,ef}$	60	cm	altezza efficace del nodo			per Fardis $h_i$		$\rho_{vv}$	0.0044							
			$b_{i,ef} = \frac{b_b + b_c}{2}$			$h_{i,ef} = h_c$										
$\beta$	0.876	rad	= 50.19°													
cls	C30/37							VRdj								
$f_{cd}$	17.00	MPa				Calcola			593.44	0.2000	329.98	756.41	756.41	329.98	329.98	391.3
$f_{ctd}$	1.35	MPa							kN	0.2138	334.49	765.17	765.17	334.49	334.49	
acc	B450C									0.2276	339.03	773.43	773.43	339.03	339.03	
$f_{yd}$	391.3	MPa						$f_{yd,h,v}$		0.2414	343.59	781.20	781.20	343.59	343.59	
						$f_{yd,h} = \min \left( f_{yd}; \frac{6}{A_{sh} / (b_b h_b)} \right)$		$f_{yd,h}$	391.3	0.2552	348.19	788.47	788.47	348.19	348.19	
								$f_{yd,v}$	391.3	0.2690	352.82	795.24	795.24	352.82	352.82	
$E_s$	200000	MPa						MPa		0.2828	357.49	801.49	801.49	357.49	357.49	
						per $\theta < \beta$	per $\theta \geq \beta$			0.2966	362.19	807.23	807.23	362.19	362.19	
$\theta_{ini}$ [rad]	0.200		$d\theta$	0.0138	0.0138	Collini	10	Vrdjmin		0.3104	366.93	812.45	812.45	366.93	366.93	
Rigalini	17		accetta $\sigma$ neg	no		nCol	10		266.53	0.3242	371.72	817.14	817.14	371.72	371.72	
nRighe	100		$f_{yd}$ min	0.0	MPa	casi	tutti	kN		0.3380	376.55	821.31	821.31	376.55	376.55	
										0.3518	381.42	824.94	824.94	381.42	381.42	
Stampa	tutto		x	y		Cancella		TetaX,VRjX		0.3656	386.35	828.05	828.05	386.35	386.35	
			0.876	0				$\theta_x$	0.8411	0.3794	391.33	830.61	830.61	391.33	391.33	
		asse beta	0.876	4000				$V_x$	616.58	0.3932	396.36	832.64	832.64	396.36	396.36	
									1.039	0.4070	401.45	834.13	834.13	401.45	401.45	
										0.4208	406.61	835.08	835.08	406.61	406.61	
								$\theta$	0.8382	0.4346	411.82	835.49	835.49	411.82	411.82	
								Vrj	603.44	0.4483	417.11	835.35	835.35	417.11	417.11	



# Foglio di calcolo

## Resistenza nodi EC8\_2022

Dati del nodo (geometria e armatura)				rev. 02	set-23	Risultati	-->	caso 1	Teta [rad]	VRdj	VRdj eq.h	id. con fy	VRdj eq.v	id. con fy	$\sigma_{sh}$	$\sigma_{sv}$
$b_c$	30	cm	larghezza (dim. $\perp$ al piano) della sezione del pilastro					$N_{Ed}$								
$h_c$	60	cm	altezza (dim. nel piano) della sezione del pilastro					0								
$b_b$	30	cm	larghezza (dim.e $\perp$ al piano) della sezione della trave					kN								
$h_b$	50	cm	altezza (dim. nel piano) della sezione della trave					compress.								
nodo	interno							$A_{sh} h_v$								
			$A_{sh}$ area di armatura orizzontale nel nodo					$A_{sh}$ 8.00								
			$A_{sv}$ area di armatura verticale nel nodo					$A_{sv}$ 8.00								
$b_{i,ef}$	30	cm	larghezza efficace del nodo			per Fardis $b_i$		cm <sup>2</sup>								
$h_{i,ef}$	60	cm	altezza efficace del nodo			per Fardis $h_i$										
			$b_{i,ef} = \frac{b_b + b_c}{2}$			$h_{i,ef} = h_c$										
$\beta$	0.876	rad	= 50.19°					$\rho_{wh}$ 0.0053								
								$\rho_{wv}$ 0.0044								
cls	C30/37							VRdj								
$f_{cd}$	17.00	MPa														
$f_{ctd}$	1.35	MPa														
acc	B450C															
$f_{yd}$	391.3	MPa														
$E_s$	200000	MPa														
$\theta_{ini}$ [rad]	0.200		d $\theta$		per $\theta < \beta$	per $\theta \geq \beta$										
Rigalni	17		accetta $\sigma$ neg	no			Collini	10								
nRighe	100		$f_{yd}$ min	0.0	MPa		nCol	10								
							casi	tutti								
Stampa	tutto		x	y												
			asse beta	0.876	4000											

Calcola

Cancella

VRdj

VRdj

VRdj eq.h

id. con fy

VRdj eq.v

id. con fy

$\sigma_{sh}$

$\sigma_{sv}$

Taglio resistente

Al di fuori di questa piccola zona  
l'armatura di confinamento è  
snervata

Può essere trascurata senza  
errori apprezzabili. Quindi si  
userà sempre  $f_{yd}$

# Eurocodice 8, 2022

## Taglio resistente del nodo

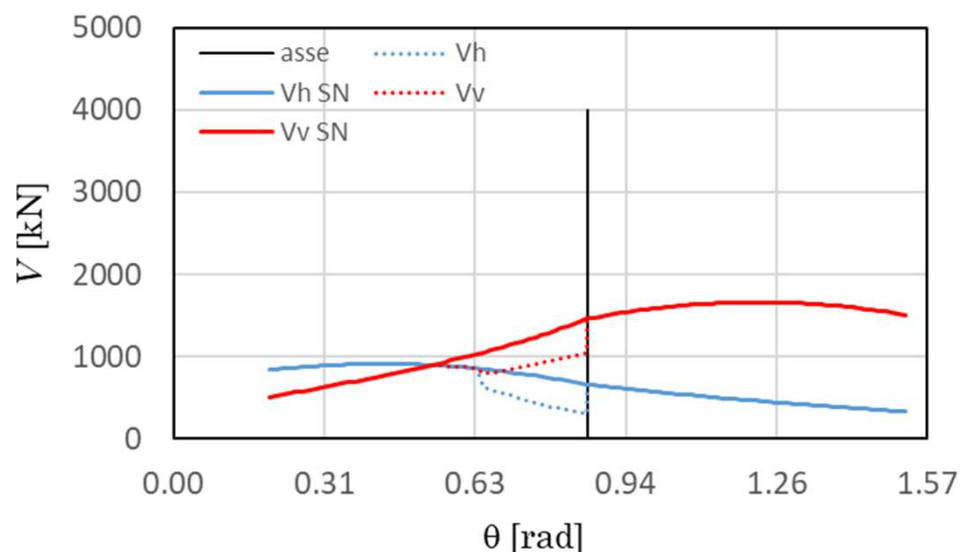
- Si è quindi deciso di usare le formule considerando sempre  $\sigma_s = f_{yd}$

per  $\theta < \beta$

$$V_{Rdj} = V_{Rdj,min} + \min \left( A_{sh} f_{yd,h} + r_f \frac{v f_{cd} A_{j,ef}}{1.6} \frac{\cot \theta - \cot \beta}{1 + \cot^2 \theta}; \frac{N_{Ed} + A_{sv} f_{yd,v}}{\cot \theta} \right)$$

per  $\theta > \beta$

$$V_{Rdj} = V_{Rdj,min} + \min \left( A_{sh} f_{yd,h} \frac{\cot \theta}{\cot \beta}; \frac{N_{Ed} + A_{sv} f_{yd,v}}{\cot \beta} + r_f \frac{v f_{cd} A_{j,ef}}{1.6} \frac{\cot \theta (\cot \beta - \cot \theta)}{\cot \beta (1 + \cot^2 \theta)} \right)$$



Nota:

La quantità evidenziata in azzurro è il taglio orizzontale derivante da equilibrio orizzontale; viene quindi indicata con  $V_{Rdj(eq.h)}$

La quantità evidenziata in rosso è il taglio orizzontale derivante da equilibrio verticale; viene quindi indicata con  $V_{Rdj(eq.v)}$

# Eurocodice 8, 2022

## Taglio resistente del nodo

- Si è quindi deciso di usare le formule considerando sempre  $\sigma_s = f_{yd}$

per  $\theta < \beta$

$$V_{Rdj} = V_{Rdj,min} + \min \left( A_{sh} f_{yd,h} + r_f \frac{v f_{cd}}{1.6} A_{j,ef} \frac{\cot \theta - \cot \beta}{1 + \cot^2 \theta}; \frac{N_{Ed} + A_{sv} f_{yd,v}}{\cot \theta} \right)$$

per  $\theta > \beta$

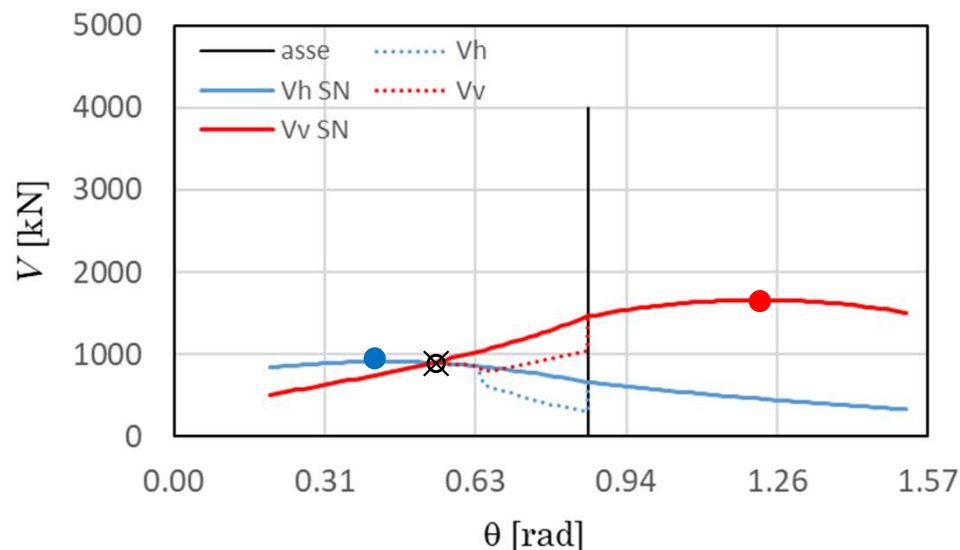
$$V_{Rdj} = V_{Rdj,min} + \min \left( A_{sh} f_{yd,h} \frac{\cot \theta}{\cot \beta}; \frac{N_{Ed} + A_{sv} f_{yd,v}}{\cot \beta} + r_f \frac{v f_{cd}}{1.6} A_{j,ef} \frac{\cot \theta (\cot \beta - \cot \theta)}{\cot \beta (1 + \cot^2 \theta)} \right)$$

- Il vantaggio non è soltanto quello di non dover fare iterazioni
- È infatti ora possibile calcolare in forma chiusa il taglio resistente per un singolo valore di  $\theta$  e trovare, sempre in forma chiusa, il  $\theta$  che massimizza la resistenza

# Eurocodice 8, bozza 2020

## Formule modificate

- Guardando le due curve (delle quali si deve prendere il valore minore) si individuano tre punti significativi
  - Il punto di massimo della curva blu ●
  - Il punto di massimo della curva rossa ●
  - Il punto di intersezione delle due curve ✕



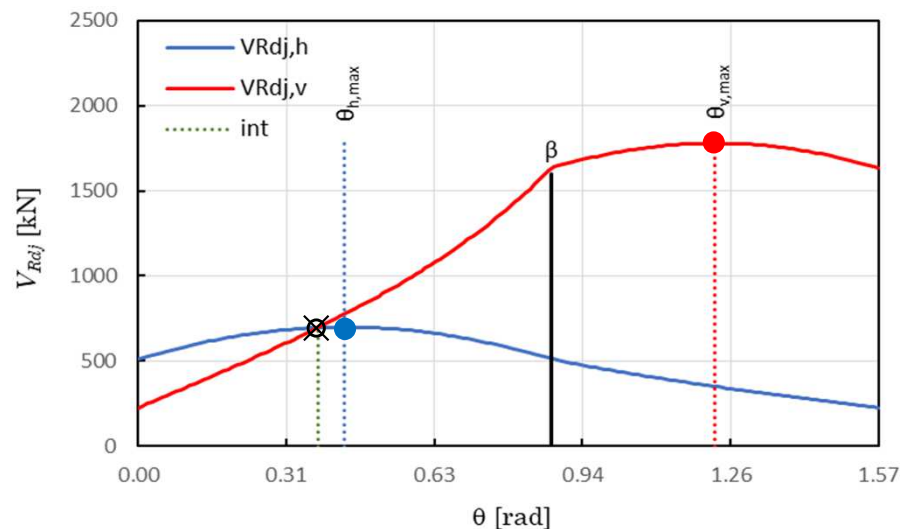
Se l'ascissa del punto di intersezione è compresa tra quelle dei due massimi, il taglio resistente è quello del punto di intersezione



# Eurocodice 8, bozza 2020

## Formule modificate

- Guardando le due curve (delle quali si deve prendere il valore minore) si individuano tre punti significativi
  - Il punto di massimo della curva blu ●
  - Il punto di massimo della curva rossa ●
  - Il punto di intersezione delle due curve ☒

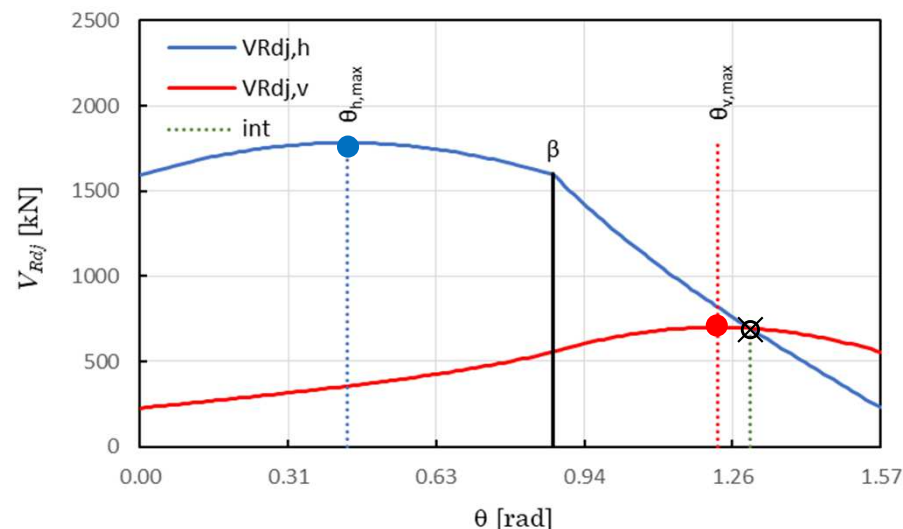


Se l'ascissa del punto di intersezione è minore di quella del massimo della curva blu, il taglio resistente è quello del punto di massimo della curva blu

# Eurocodice 8, bozza 2020

## Formule modificate

- Guardando le due curve (delle quali si deve prendere il valore minore) si individuano tre punti significativi
  - Il punto di massimo della curva blu ●
  - Il punto di massimo della curva rossa ●
  - Il punto di intersezione delle due curve ✕



Se l'ascissa del punto di intersezione è maggiore di quella del massimo della curva rossa, il taglio resistente è quello del punto di massimo della curva rossa

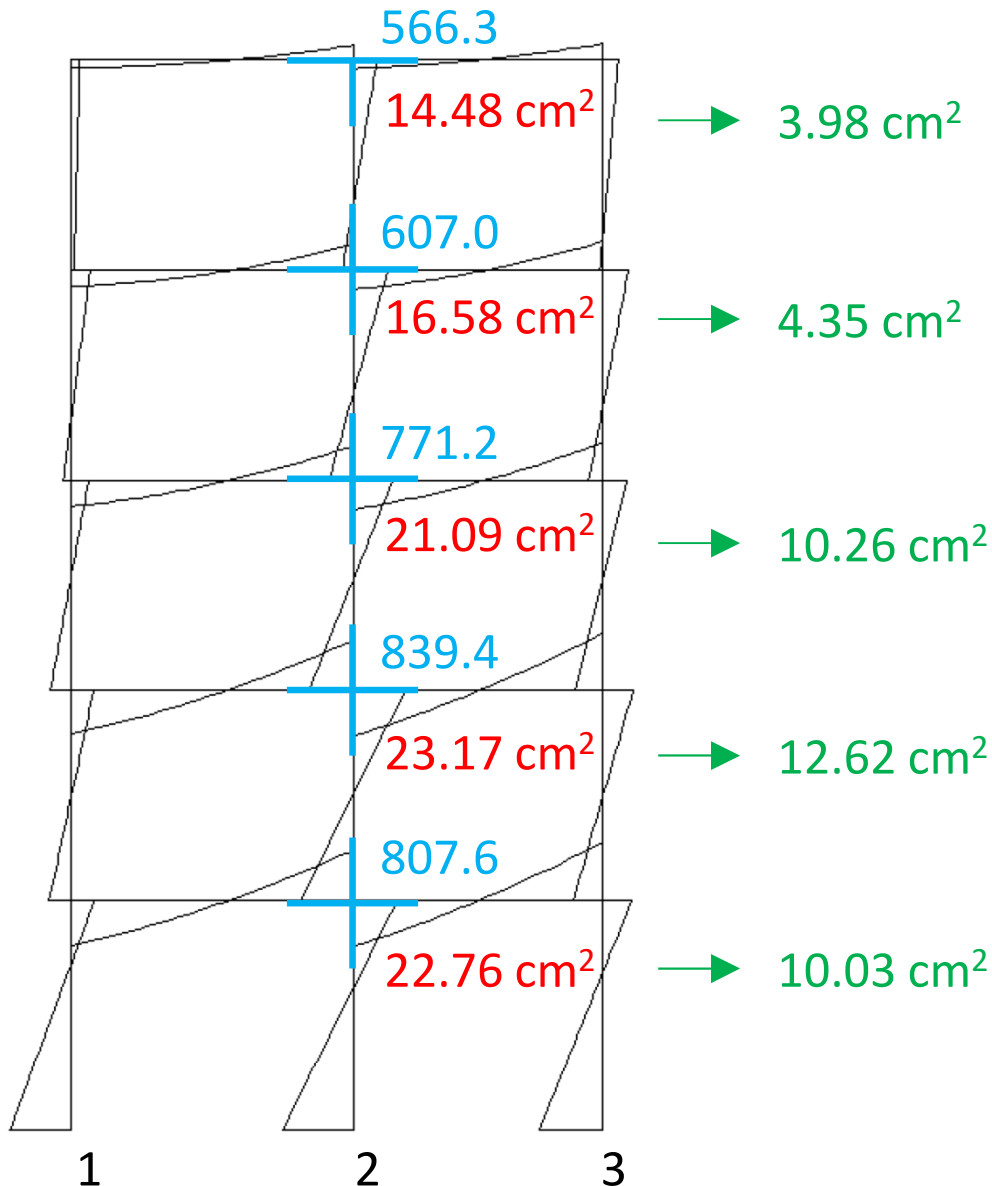
# Eurocodice 8, bozza 2020

## Formule modificate

- Guardando le due curve (delle quali si deve prendere il valore minore) si individuano tre punti significativi
  - Il punto di massimo della curva blu •
  - Il punto di massimo della curva rossa •
  - Il punto di intersezione delle due curve ⌘
- Ascisse e ordinate di questi punti possono essere calcolate analiticamente, ottenendo quindi direttamente il valore del taglio resistente

# Telaio 5 x, nodi del pilastro 2

## taglio (orizzontale) e armature nel nodo

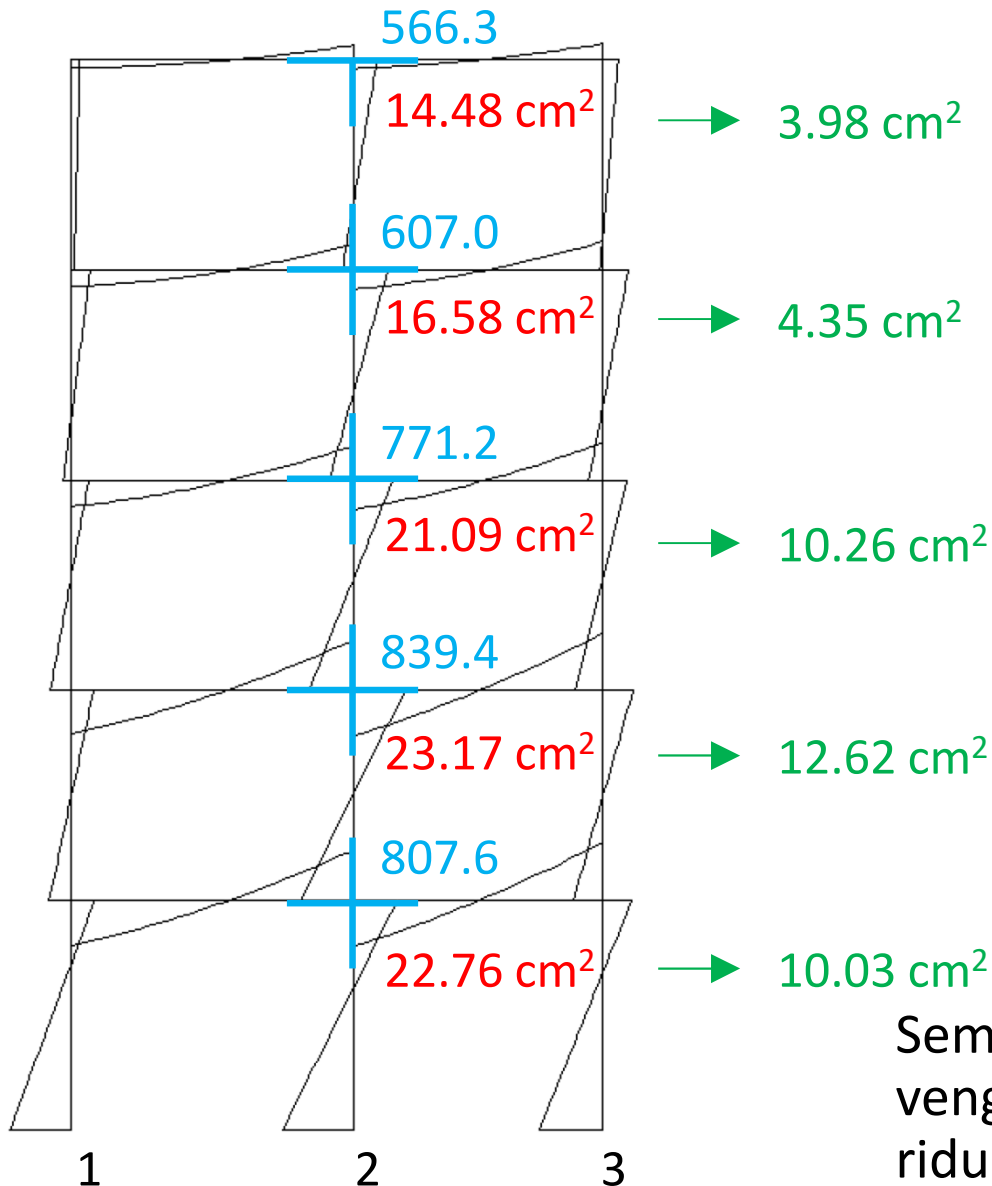


- Valori del **taglio**
- Valori delle armature calcolate con riferimento a **NTC e EC8**
- Confrontati con i valori ottenuti con il **nuovo EC8**

Nota: si è considerata un'armatura verticale pari a 4Ø16 e non si è tenuto conto del confinamento ;  
Cls 25/30

# Telaio 5 x, nodi del pilastro 2

## taglio (orizzontale) e armature nel nodo



Come si vede dal confronto, il nuovo modello riduce in maniera significativa la quantità di armatura da disporre nel nodo

Si noti che il modello tiene conto anche dell'armatura verticale nel nodo, fornita dalle barre di parete del pilastro, che possono dare un buon contributo

Sembra che nella versione finale dell'EC8 vengano fornite ulteriori formule che potrebbero ridurre ulteriormente l'armatura necessaria