

Corso di aggiornamento professionale

# Vulnerabilità Sismica ed Adeguamento di Costruzioni Esistenti in Calcestruzzo Armato

***7 maggio – 7 giugno 2013***

*Aula Magna Seminario Vescovile Via Puccini, 36 - Pistoia*



ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROVINCIA DI PISTOIA



SAPIENZA  
UNIVERSITÀ DI ROMA



## *Valutazione e riduzione della vulnerabilità degli elementi strutturali, non strutturali ed impianti.*

- La conoscenza del manufatto. Indagini in situ distruttive e non distruttive.
- La valutazione della capacità degli elementi strutturali di calcestruzzo armato.
- Il ruolo del confinamento del calcestruzzo e la verifica della duttilità.
- Esempi applicativi: edificio multipiano di calcestruzzo armato ed edificio prefabbricato.

**Rosario Gigliotti**

rosario.gigliotti@uniroma1.it



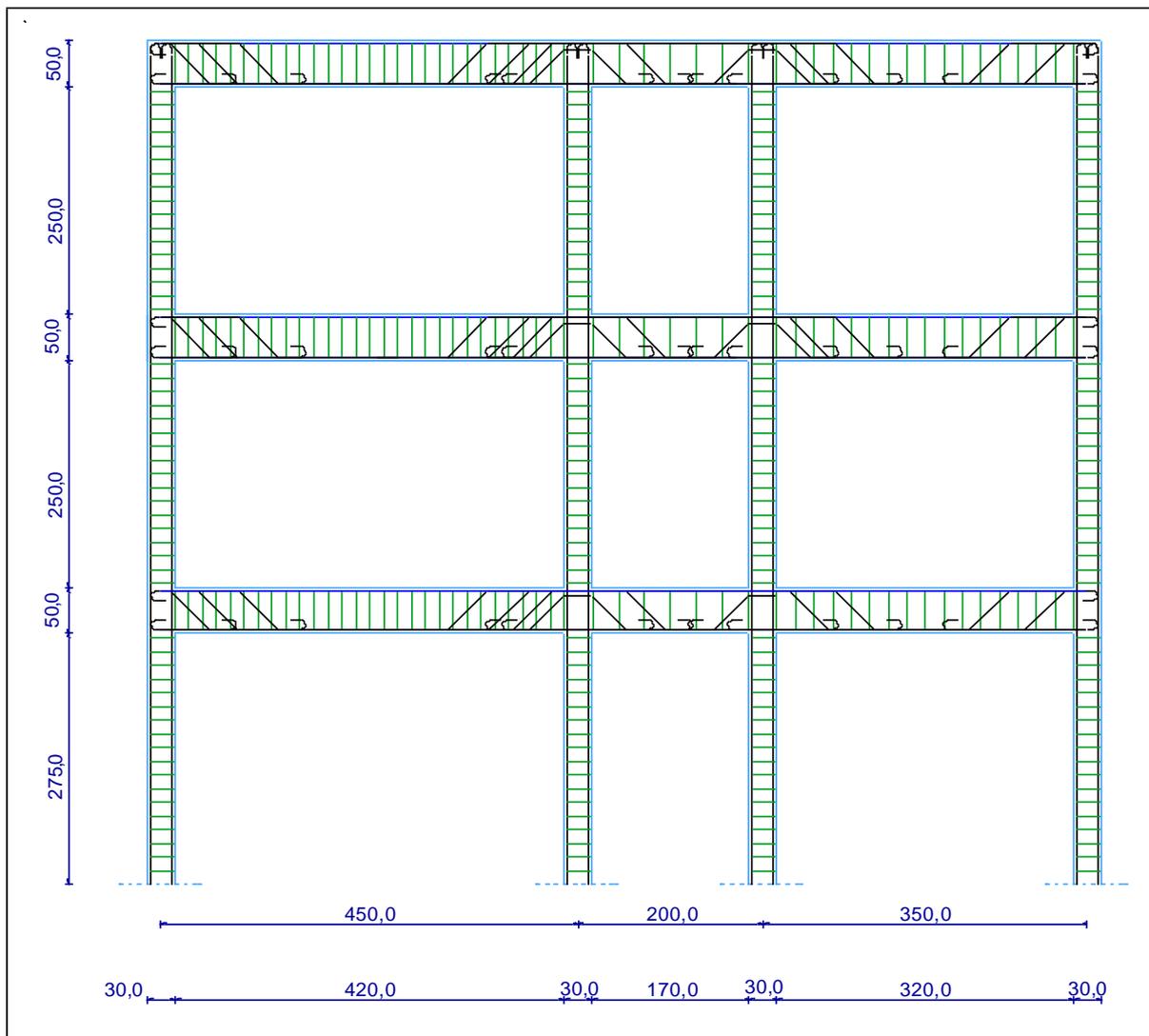
# Parte VII

## Esempi applicativi



# CASO STUDIO 1

# Caso studio



**Edificio in c.a.  
progettato per soli  
carichi gravitazionali**

Normativa di riferimento  
R. DECRETO-LEGGE  
16 novembre 1939-XVIII, n.  
2228

Caratteristiche geometriche  
3 piani, 3 telai principali  
Assenza di telai trasversali

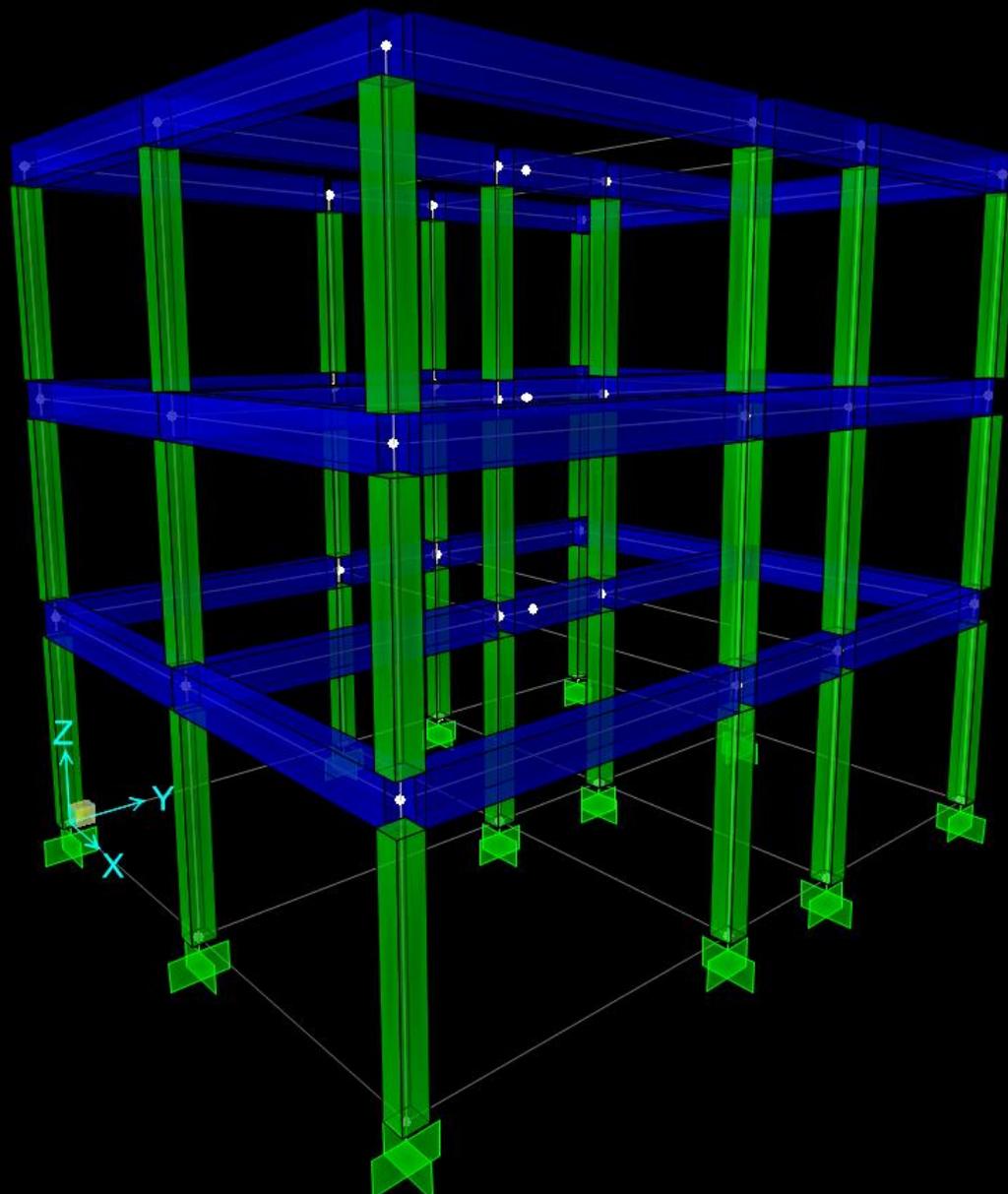
Materiali e dettagli costruttivi  
Resistenze di progetto

Calcestruzzo  $R_{ck}$  160  
 $\sigma_{c,amm} = 50 \text{ kg/cm}^2$

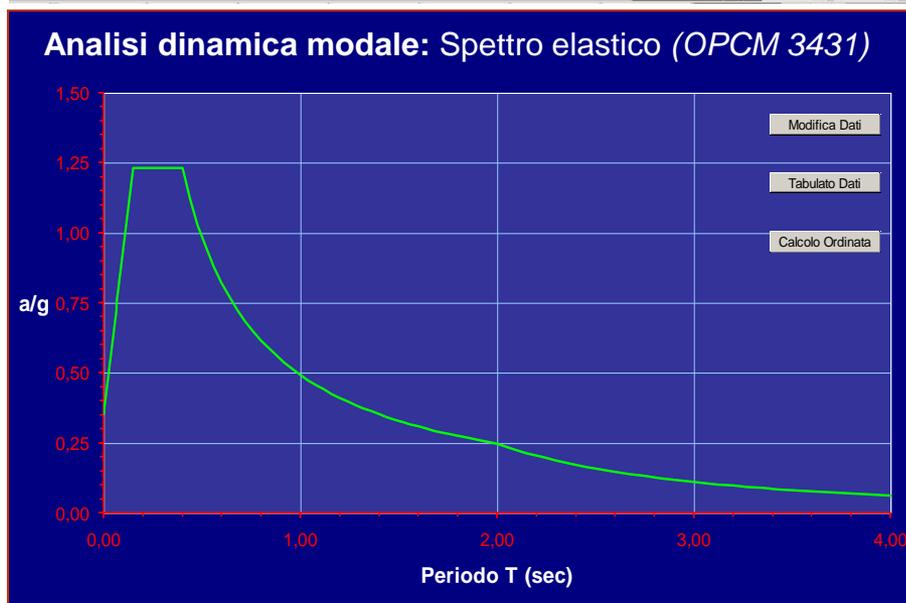
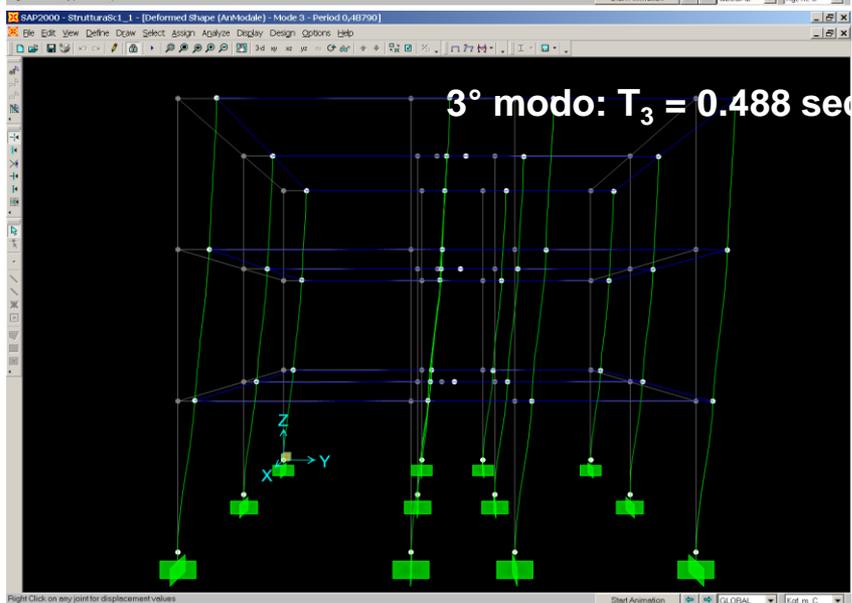
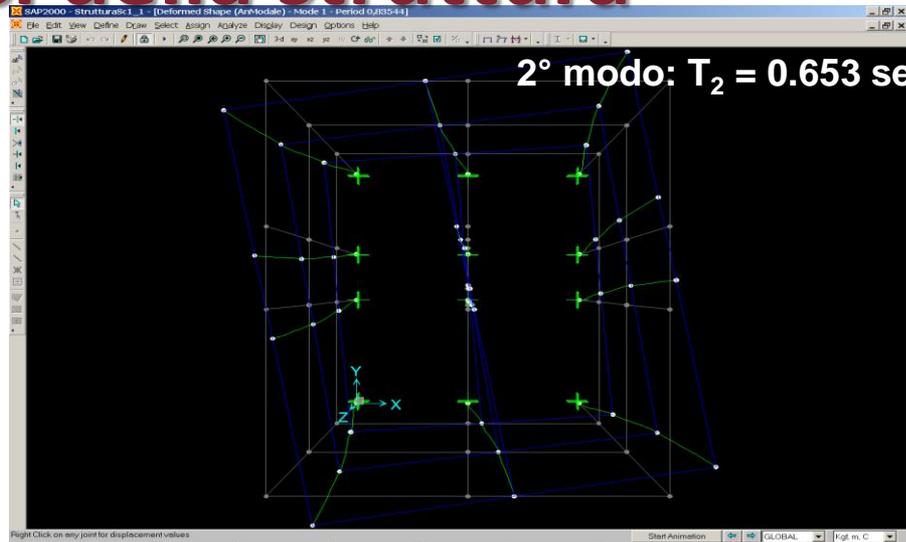
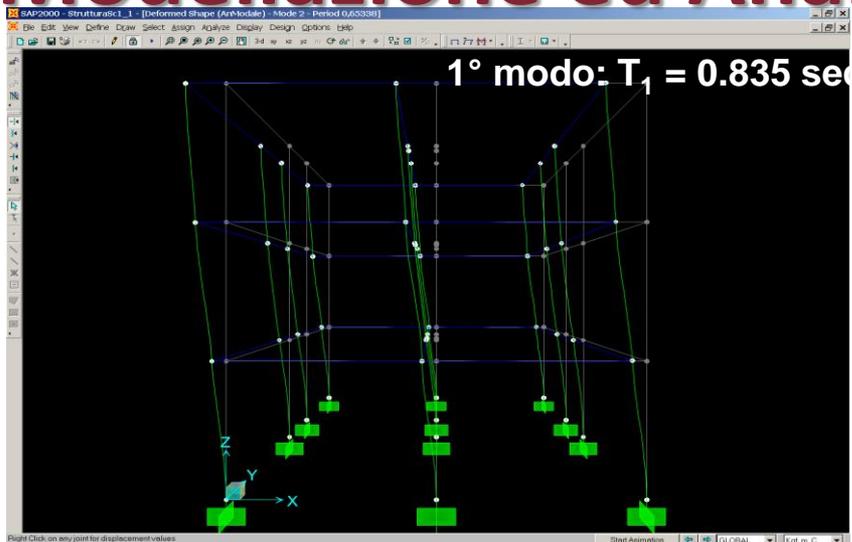
Acciaio Aq.42 BARRE LISCE  
 $\sigma_{a,amm} = 1400 \text{ kg/cm}^2$

Assenza di staffatura nei nodi

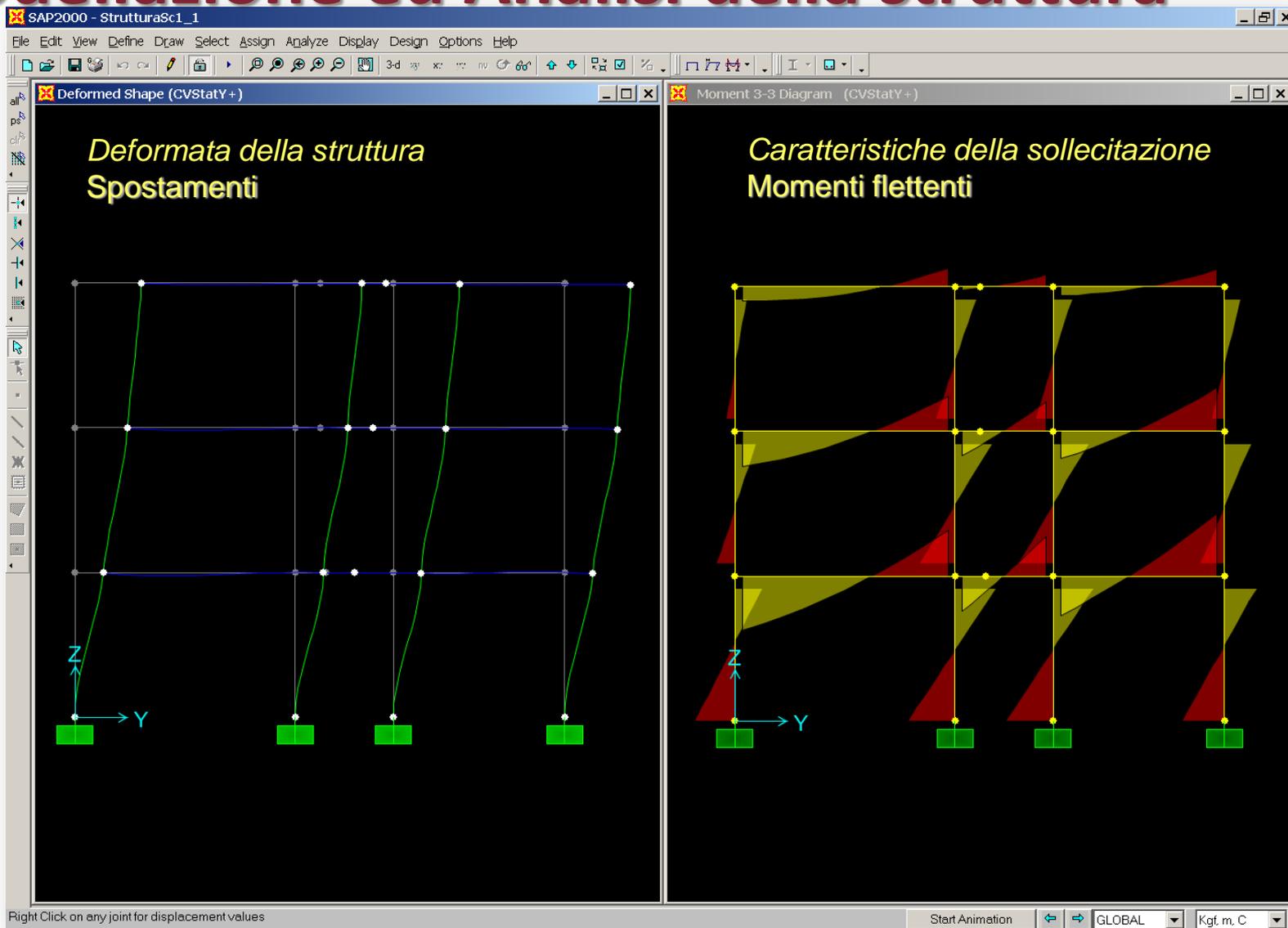
# Modello della struttura



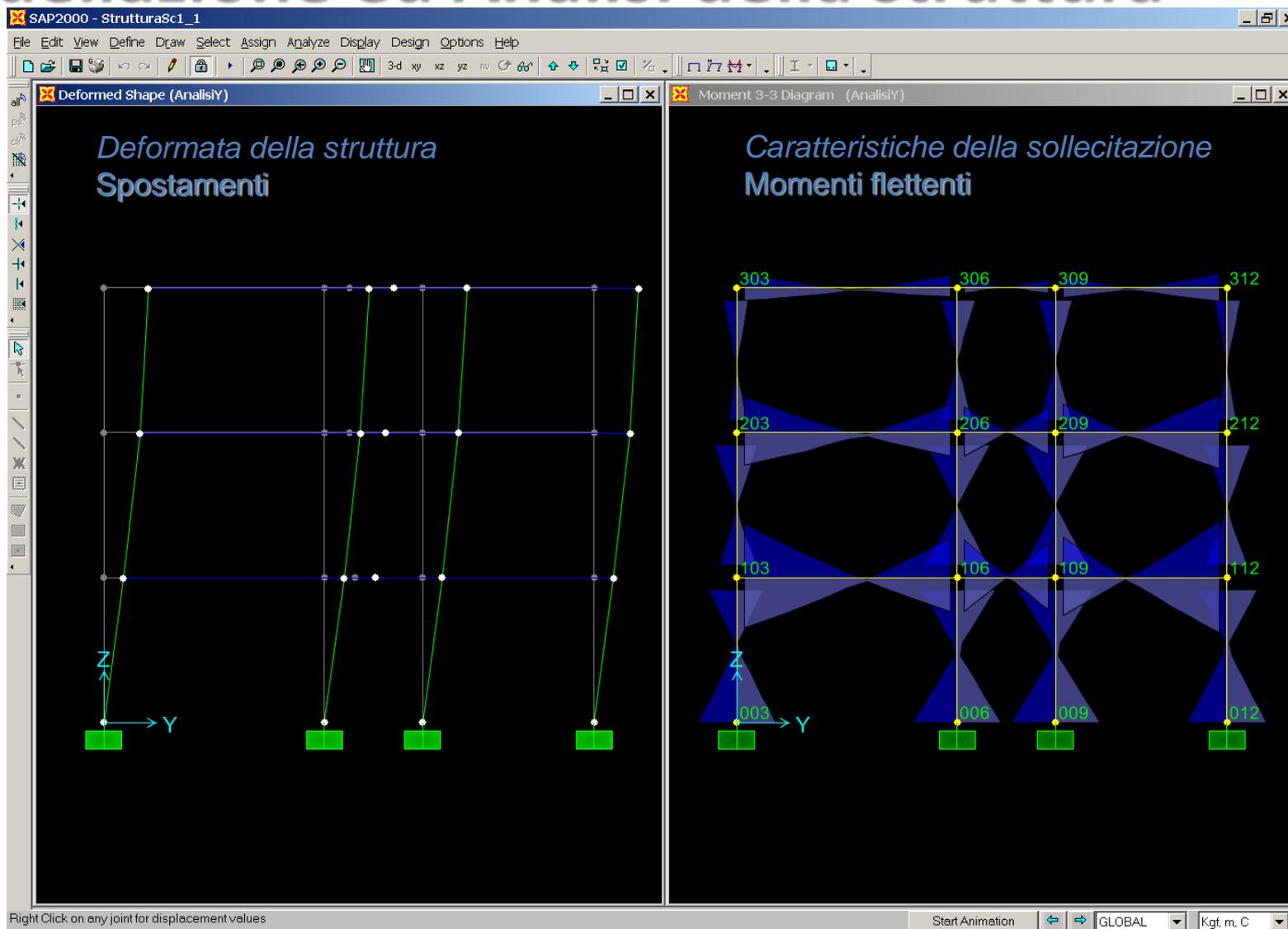
# Modellazione ed Analisi della struttura



# Modellazione ed Analisi della struttura



# Modellazione ed Analisi della struttura



# Momenti resistenti delle travi

Geometria

$B = 30 \text{ cm}$ ;  $H = 50 \text{ cm}$

Armatura sezioni di estremità

$A_{\text{sup}} = 2 \phi 12 + 3 \phi 18$

$A_{\text{inf}} = 2 \phi 12 + 1 \phi 18$

Resistenze di calcolo materiali

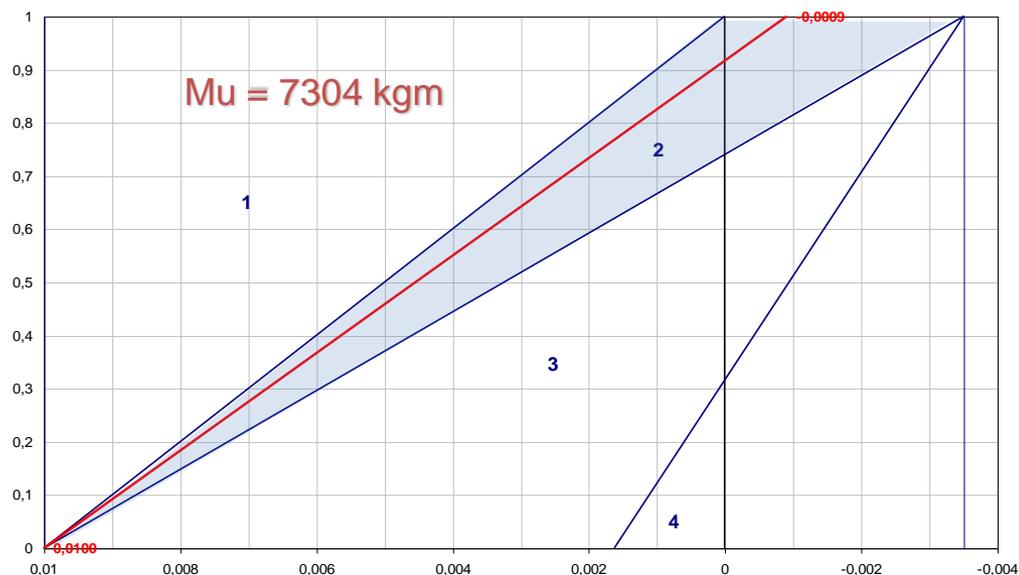
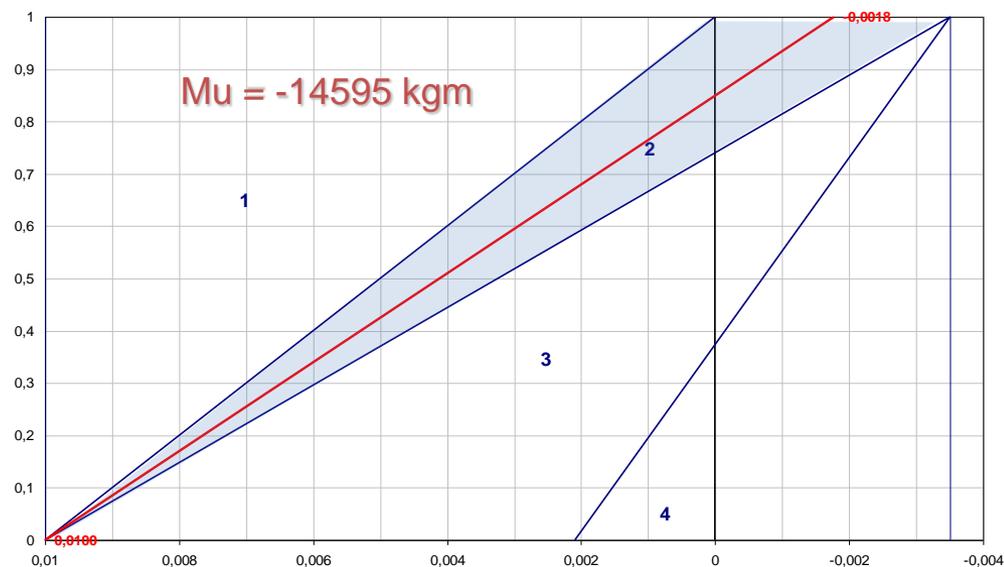
$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_{sy} = 3400 \text{ kg/cm}^2$

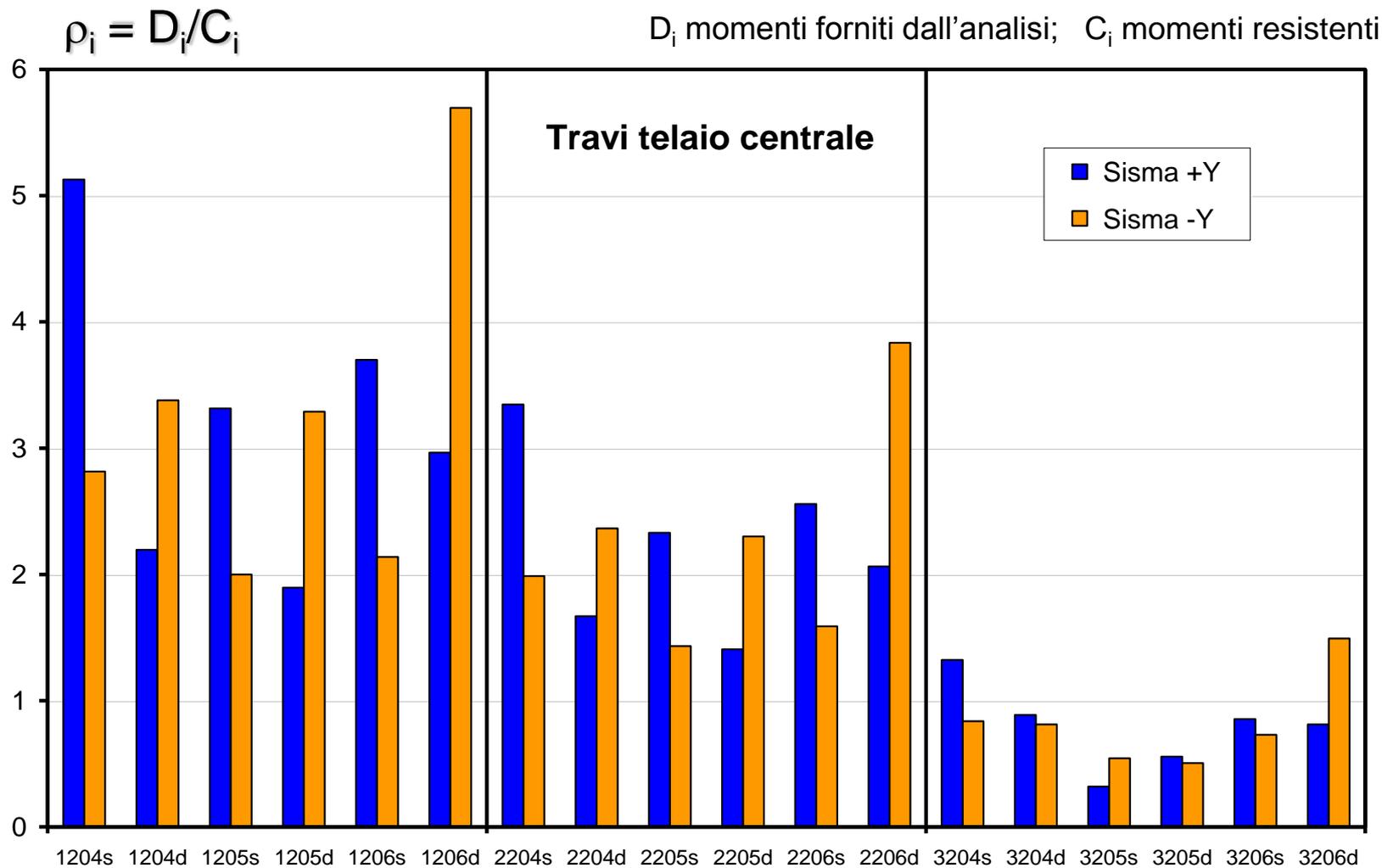
**S.L.U.**

Momento positivo:  $M_u = 7304 \text{ kgm}$

Momento negativo:  $M_u = -14595 \text{ kgm}$



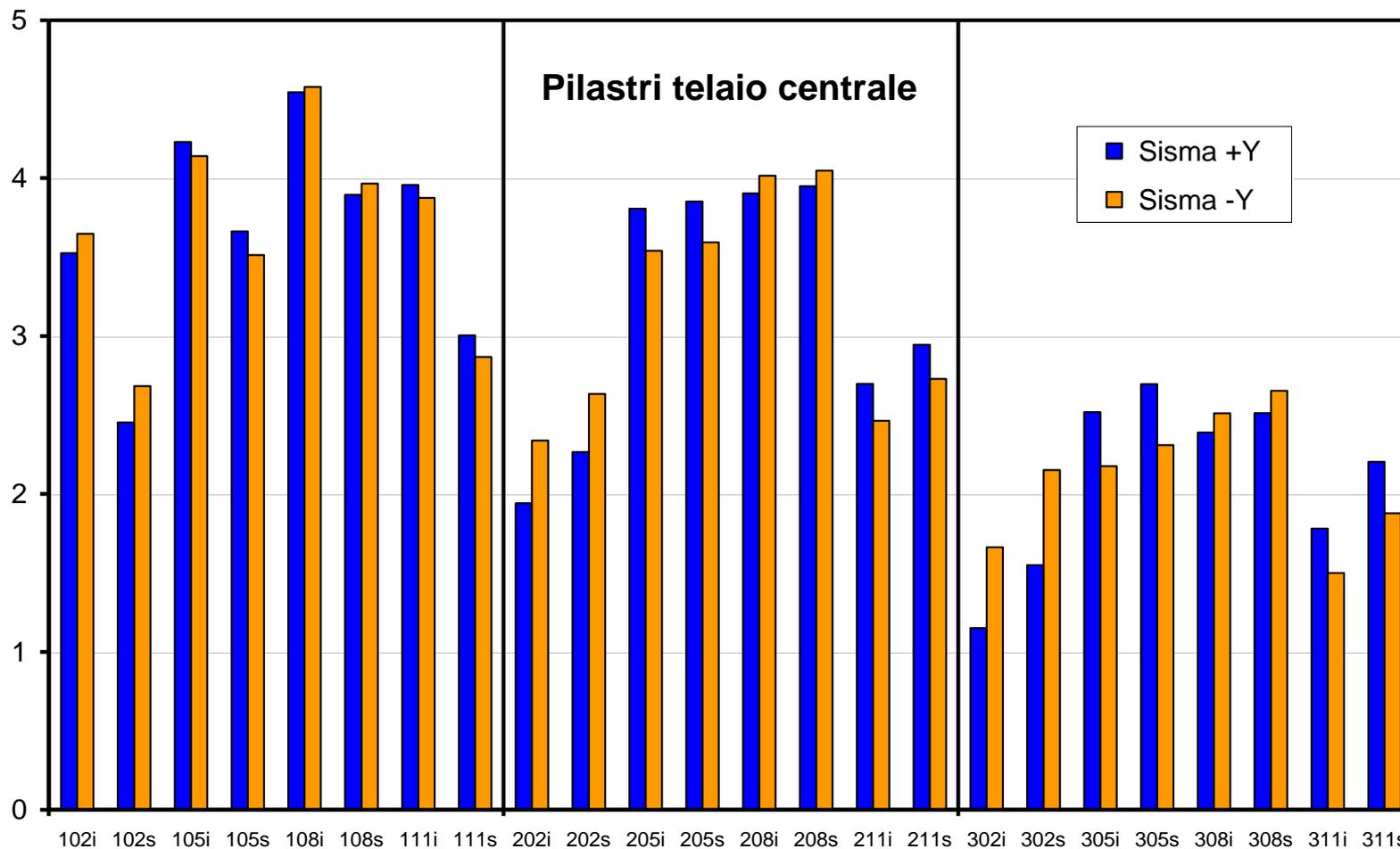
# Limiti di applicabilità dei metodi di analisi lineare



# Limiti di applicabilità dei metodi di analisi lineare

$$\rho_i = D_i / C_i$$

$D_i$  momenti forniti dall'analisi;  $C_i$  momenti resistenti

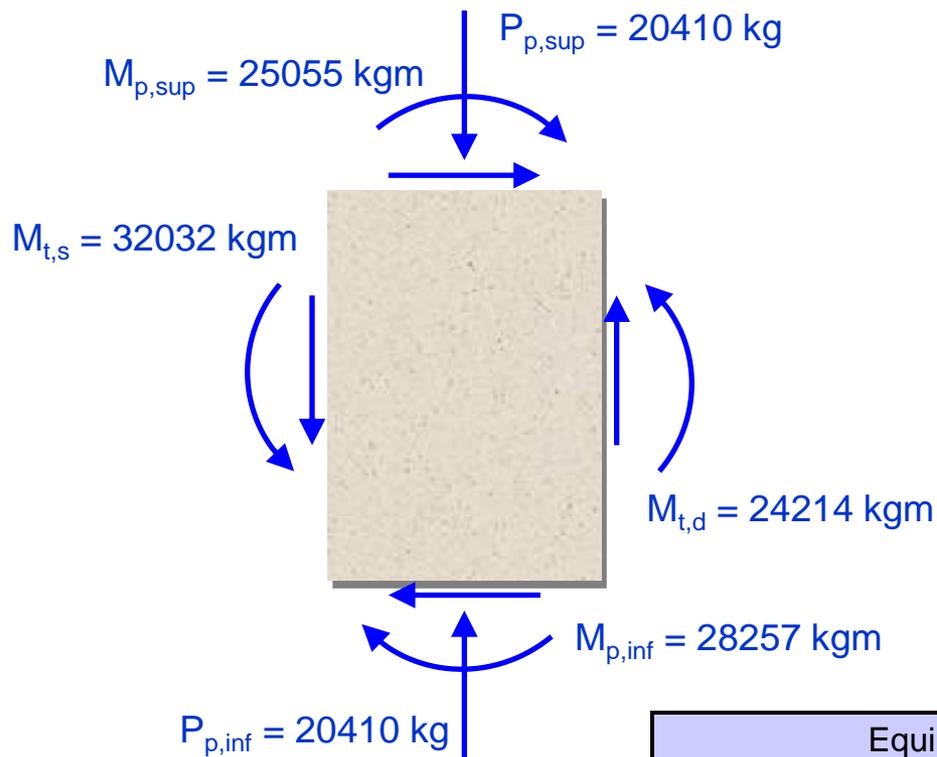


# Limiti di applicabilità dei metodi di analisi lineare

Analisi statica lineare non possibile	SISMA +Y			SISMA -Y		
	$\rho_{max}$	$\rho_{min}$	$\rho_{max}/\rho_{min}$	$\rho_{max}$	$\rho_{min}$	$\rho_{max}/\rho_{min}$
OPCM 3274						
Telaio centrale dir. Y	5,13	1,15	<b>4,45</b>	4,58	1,43	3,20
Telai laterali dir. Y	5,15	1,27	4,05	4,95	1,42	3,49

Analisi statica lineare possibile	SISMA +Y			SISMA -Y		
	$\rho_{max}$	$\rho_{min}$	$\rho_{max}/\rho_{min}$	$\rho_{max}$	$\rho_{min}$	$\rho_{max}/\rho_{min}$
OPCM 3431						
Circolare NTC 2008						
Telaio centrale dir. Y	5,13	2,06	2,48	4,58	2,00	2,29
Telai laterali dir. Y	5,15	2,07	<b>2,49</b>	4,95	2,04	2,42

# Verifica di resistenza del nodo



Equilibrio del pannello nodale

$$\Sigma M_{travi} = \Sigma M_{pilastri}$$

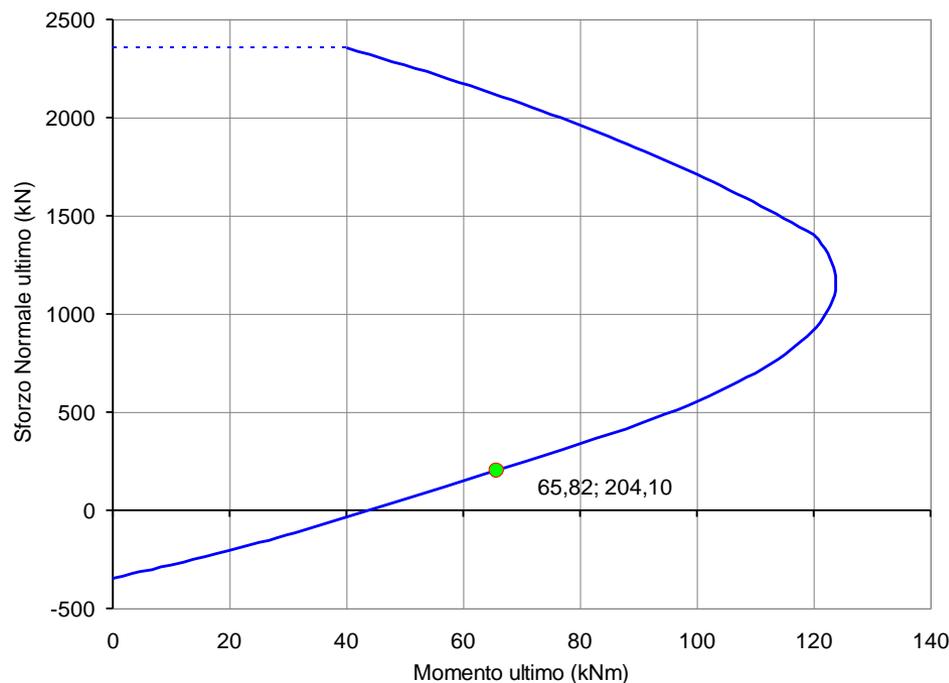
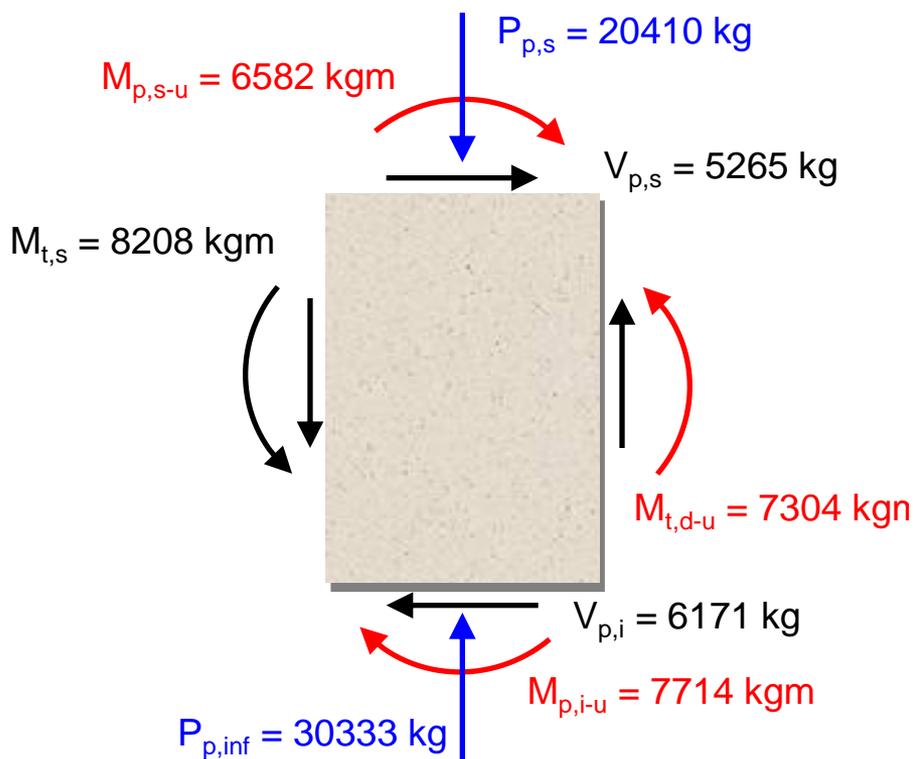


Equilibrio del nodo: sollecitazioni derivanti dall'analisi					
	$d_i$	M	$Td_i$	$M + Td_i$	$\Sigma M$
pilastro inf	0,25	28257	5535	33793	63889
pilastro sup	0,25	25055	5041	30097	
trave sin	0,15	32032	3465	35497	63889
trave dx	0,15	24214	4179	28392	

# Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi/meccanismi fragili a partire dalle resistenze degli elementi duttili adiacenti

Dominio M-N del pilastro

## Equilibrio del pannello nodale



$$\sum M_{travi} = \sum M_{pilastri}$$

# Verifiche di resistenza dei nodi

## Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:

- per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0,3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa}) \quad (8.7.2.2)$$

- per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0,5f_c \quad (8.7.2.3)$$

## Verifica nodo interno del telaio centrale (FC=1)

$$\sigma_{nt} = 0,93MPa < 1,50MPa = 0,3\sqrt{f_c} \quad \sigma_{nc} = 3,16MPa < 12,5MPa = 0,5f_c$$

# Domanda di spostamento e capacità di rotazione

Stato Limite di DS: la verifica è soddisfatta.

La verifica non è soddisfatta al primo livello utilizzando per la capacità la formula 11.A.1 dell'allegato A e gli spostamenti calcolati con l'analisi dinamica lineare.

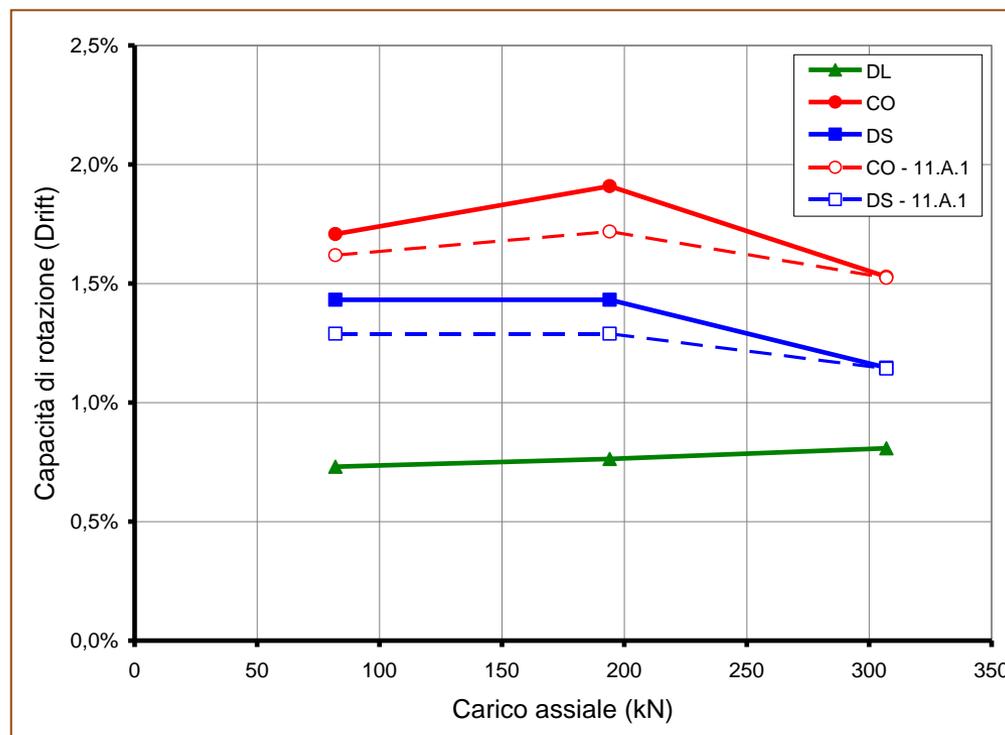
Note: Nelle analisi è stata utilizzata la rigidezza della sezione omogenea. L'utilizzo di una rigidezza ridotta (sezione fessurata) avrebbe condotto a spostamenti maggiori.

Non sono stati combinati gli effetti di SismaX e SismaY.

## Capacità di rotazione ai vari livelli

### Drift derivanti dalle analisi lineari

piano	Analisi statica	Dinamica lineare
1	0,95%	1,33%
2	0,83%	1,11%
3	0,47%	0,59%



# Duttilità e resistenza della sezione in c.a.

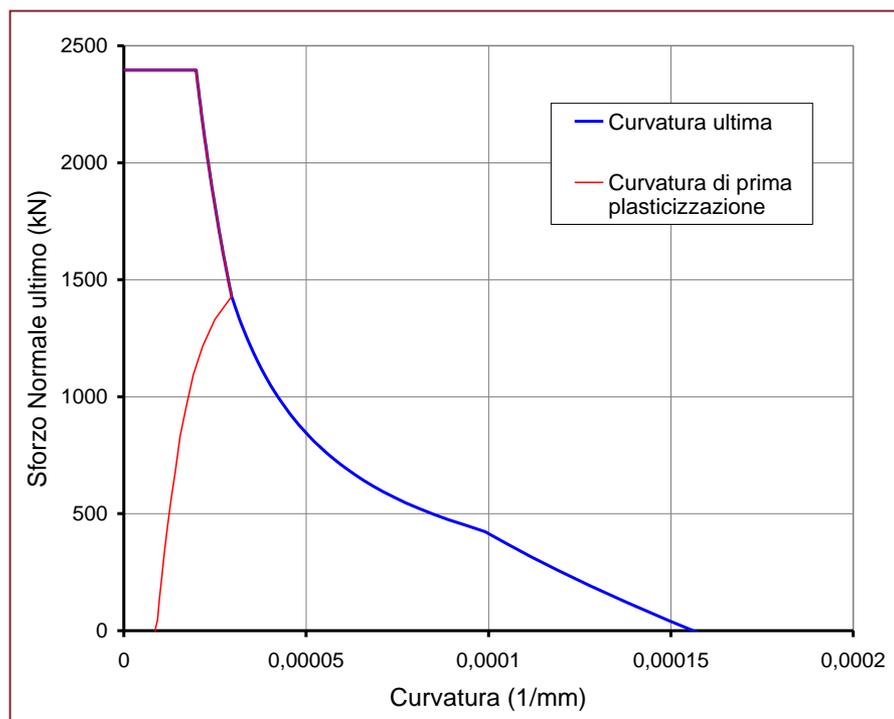
E' indispensabile definire:

Il legame costitutivo del calcestruzzo, tenendo conto del confinamento

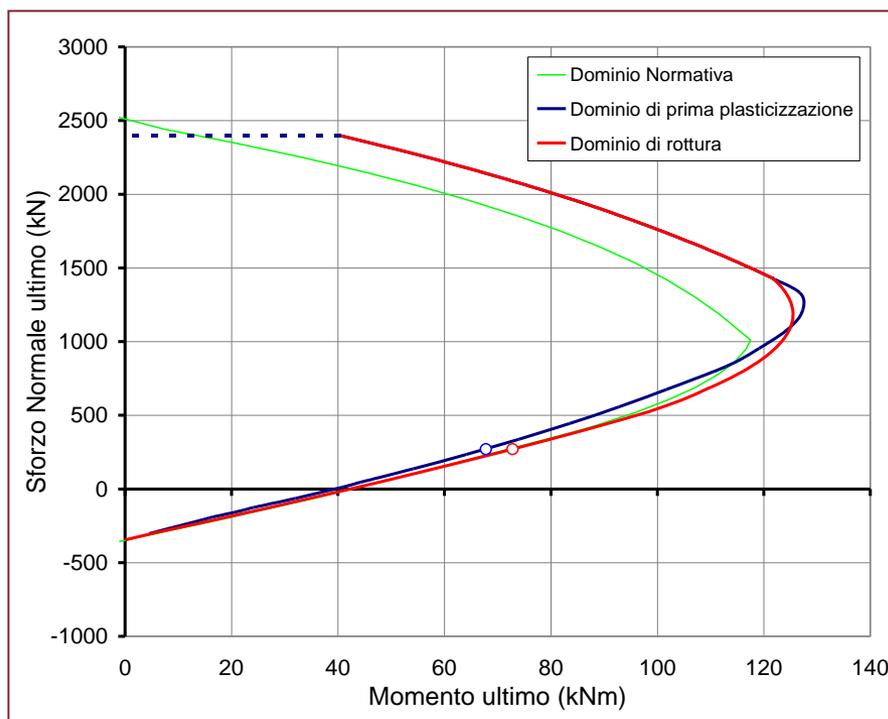
La tensione di snervamento e la deformazione ultima dell'acciaio

La valutazione della capacità di rotazione è fortemente influenzata dalla lunghezza della cerniera plastica.

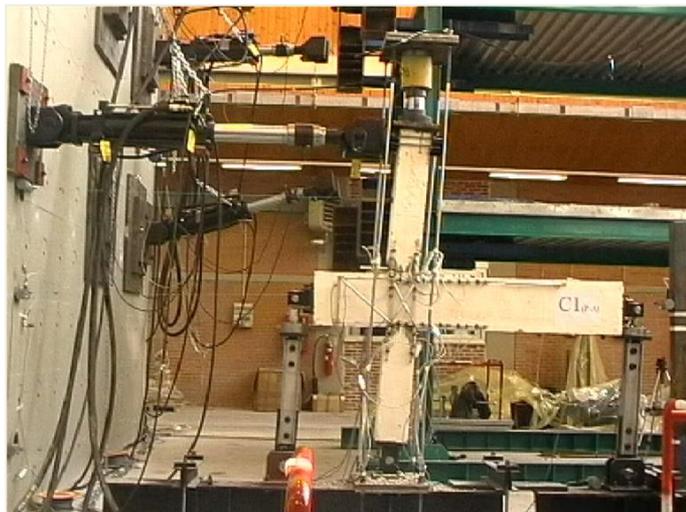
## Duttilità di curvatura della sezione in c.a.



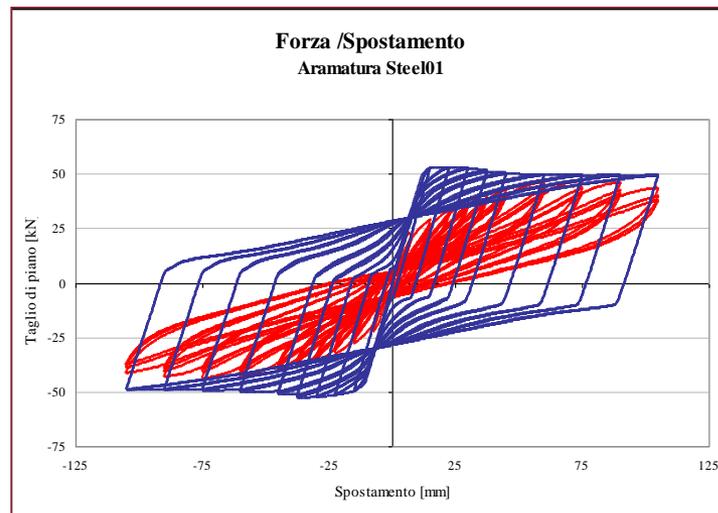
## Dominio di interazione SLV e dominio di prima plasticizzazione



# Nodi trave-pilastro



Effetto dello scorrimento delle barre



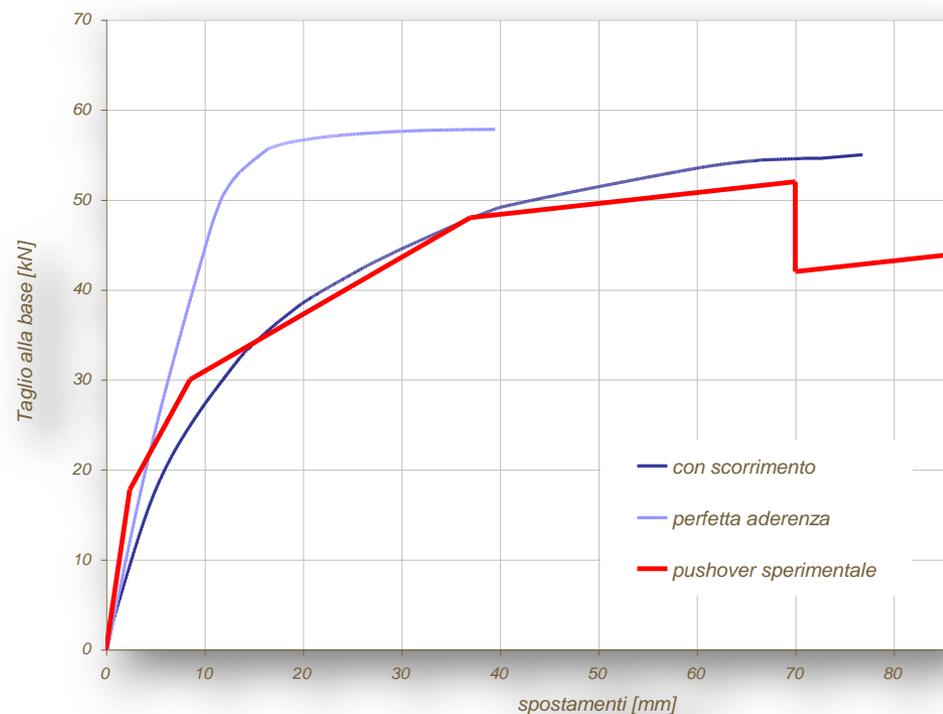
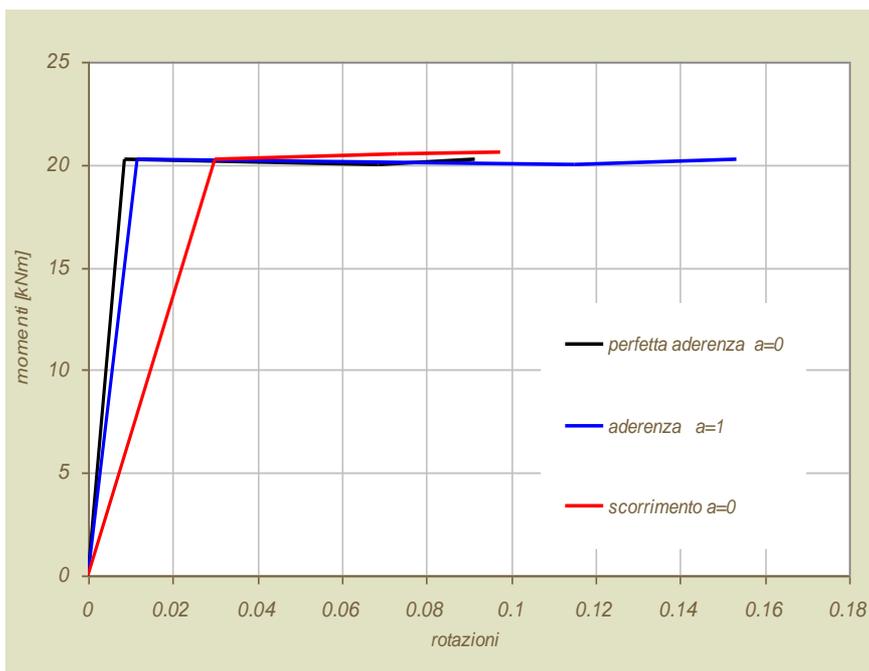
Effetto della mancanza di staffe al nodo



# Risposta locale (Momento – Rotazione) e risposta globale (Curva di capacità – Pushover)

Gli scorrimenti dovuti alla presenza di barre lisce determinano una sensibile riduzione di rigidezza.

La resistenza massima raggiunta negli elementi duttili non viene influenzata dagli scorrimenti delle barre di armatura.

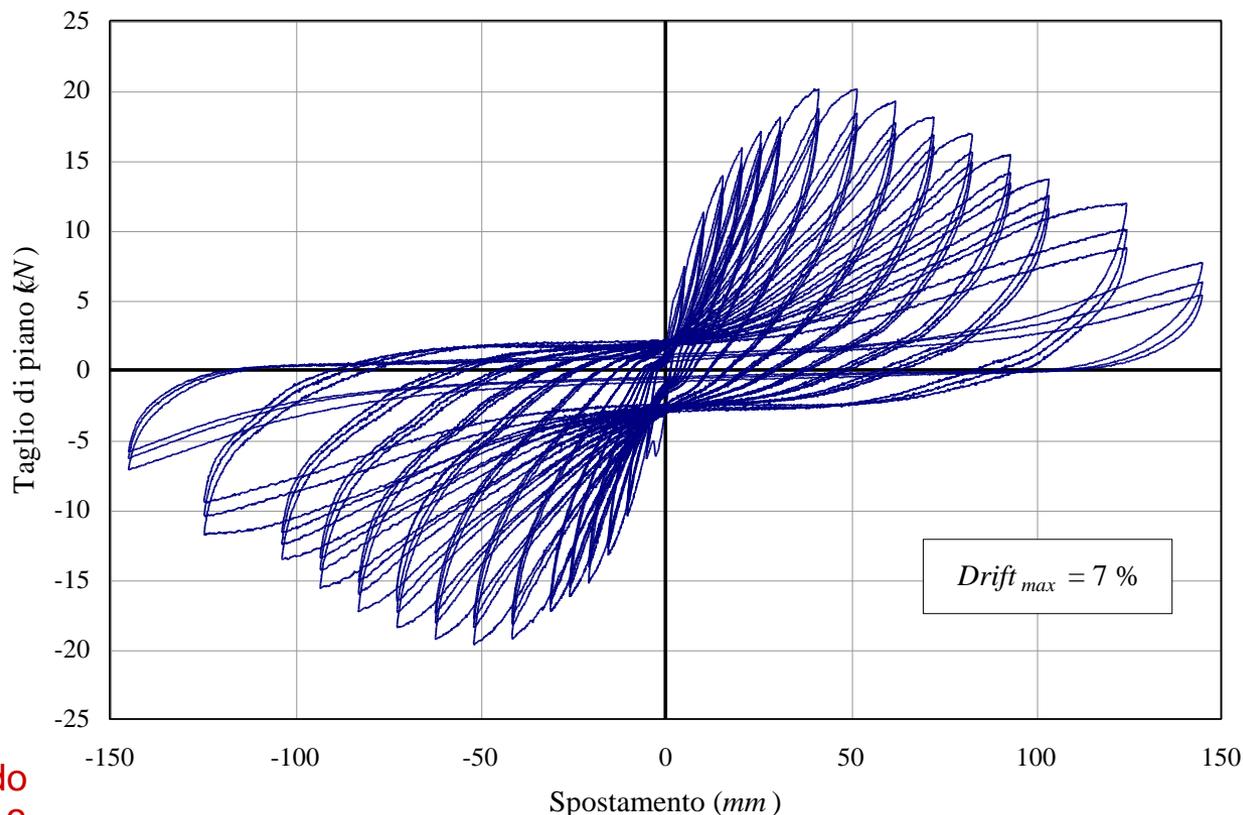


# Strutture esistenti con barre lisce

I cicli di isteresi tipici delle strutture esistenti in c.a. realizzate con barre lisce denotano un “pinching” accentuato ed una conseguente scarsa capacità dissipativa.

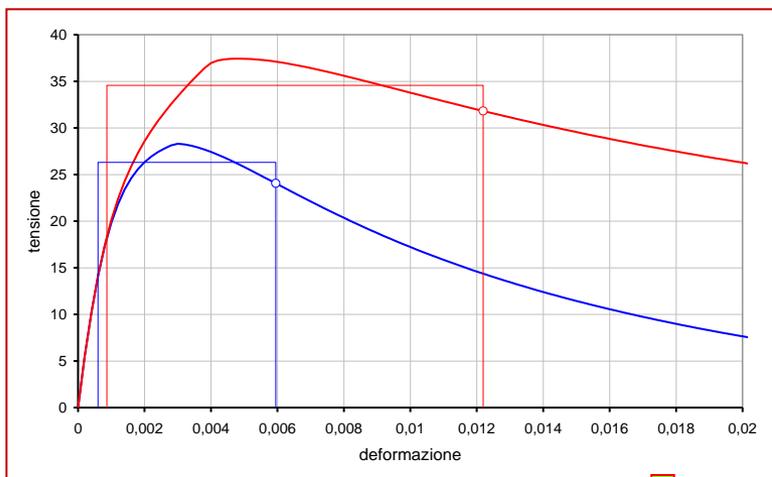
Il degrado dell’aderenza è invece basso: ciò induce una buona stabilità ciclica di risposta ed una “sorprendente” capacità di spostamento laterale.

La capacità di subire spostamenti laterali si riduce prevalentemente a causa dall’effetto P- $\Delta$ .



Risposta di un nodo  
interno in scala 2:3

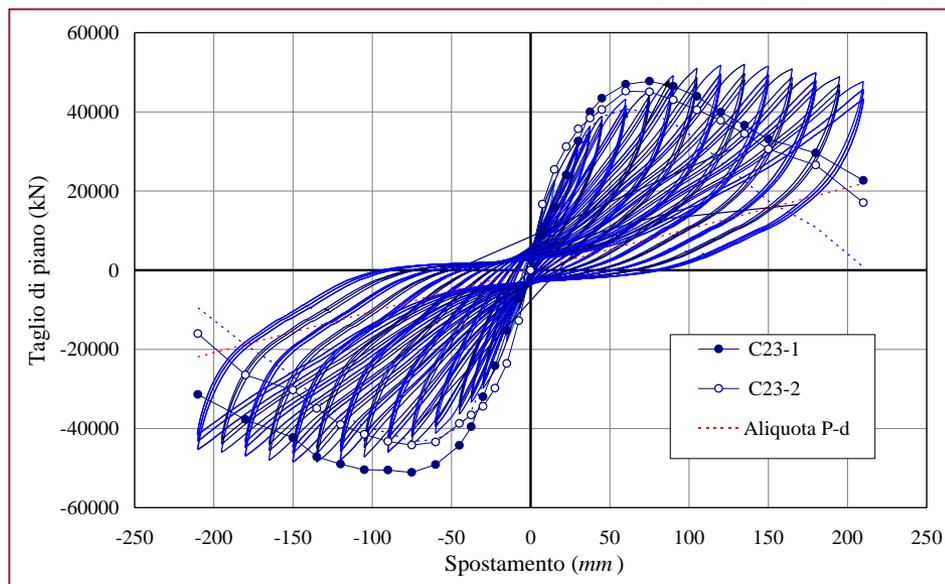
# Rinforzo strutturale mediante FRP



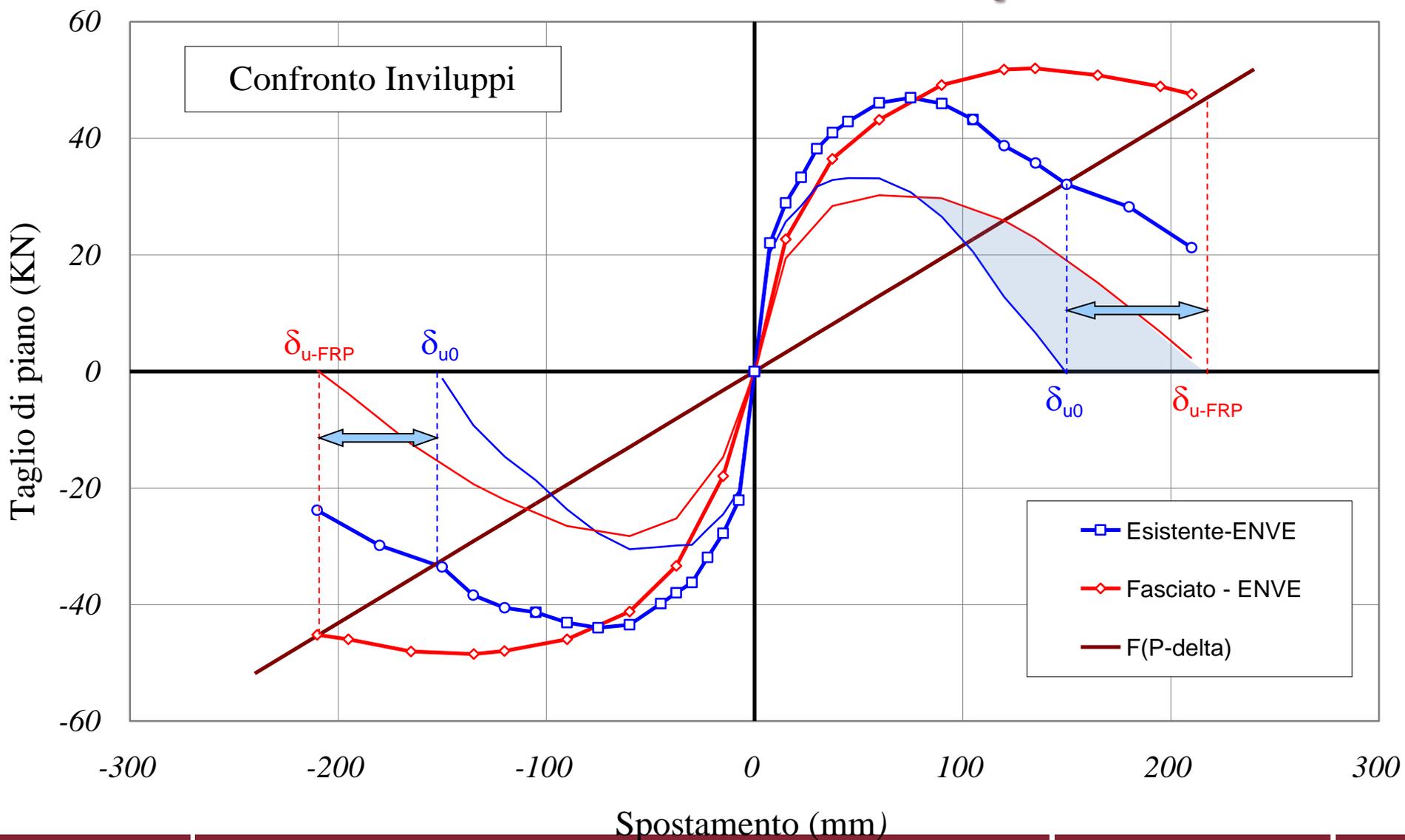
Incremento di duttilità ottenuto tramite il confinamento (**Legami tensione-deformazione analitici del cls**)

## Risposta sperimentale

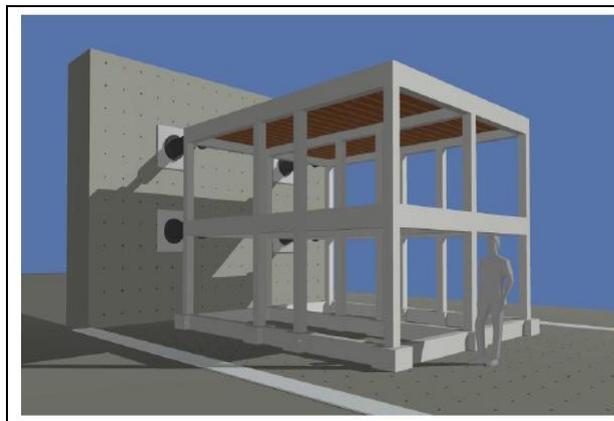
Il confinamento stabilizza la risposta inelastica, impedendo il degrado dovuto alla perdita del copriferro per schiacciamento. Il confronto con la risposta dei nodi non confinati conferma che in presenza di barre lisce, a fronte della ridotta capacità dissipativa, il degrado dell'aderenza è ridotto.



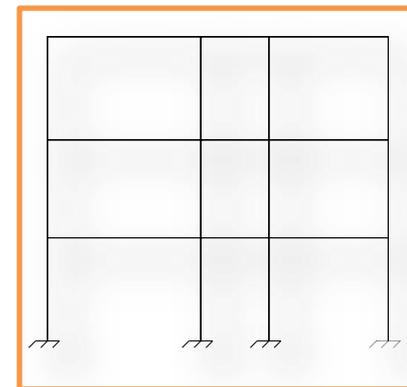
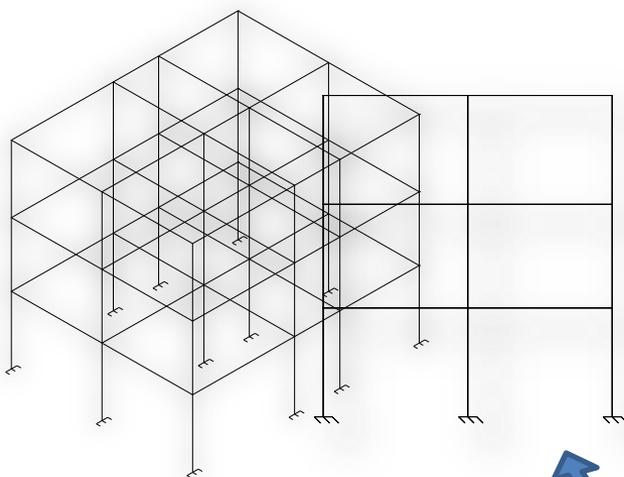
# Rinforzo strutturale: risultati sperimentali



# Prototype Structure

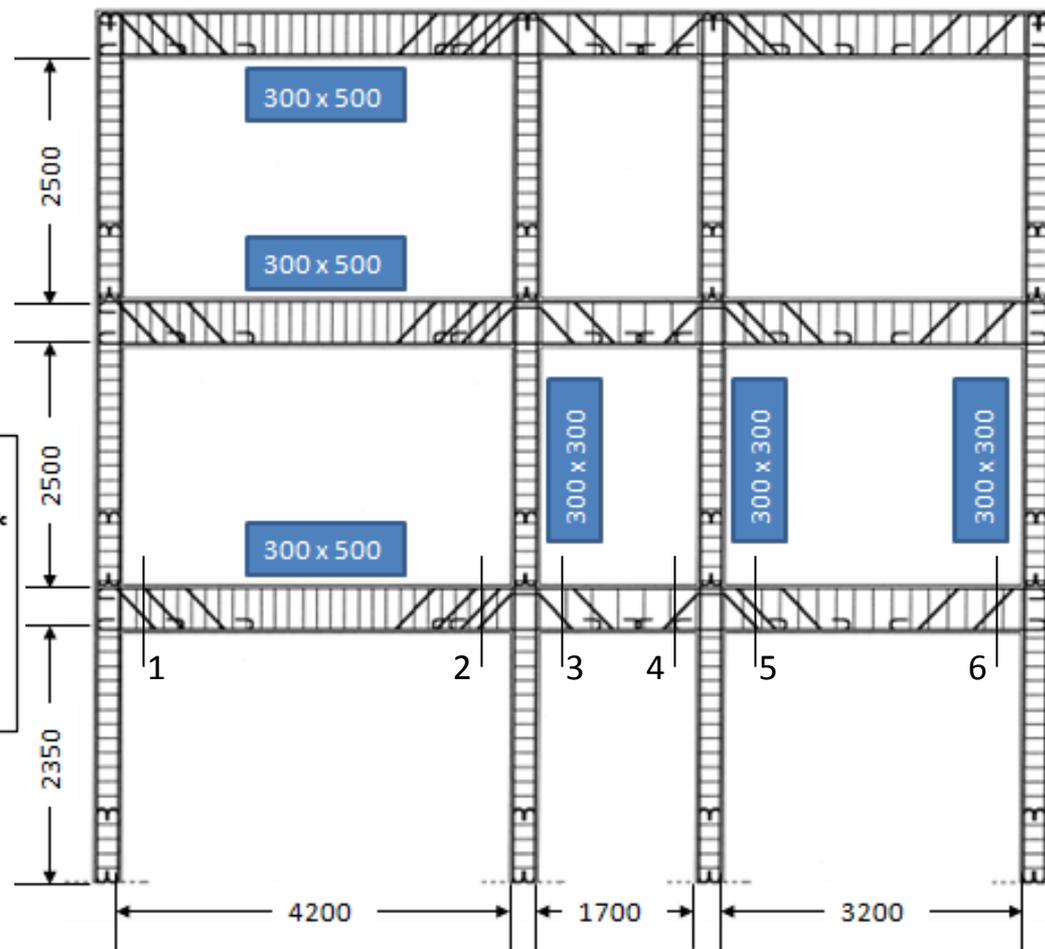
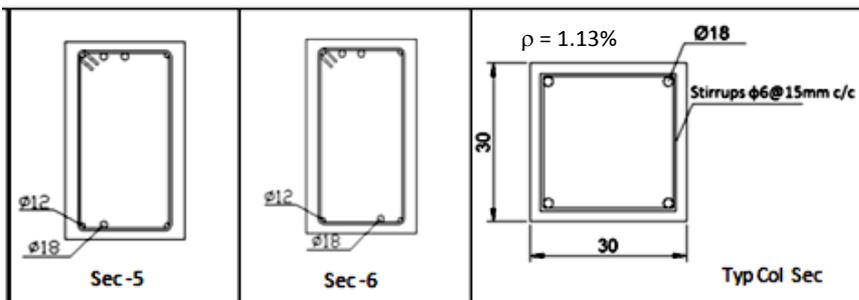
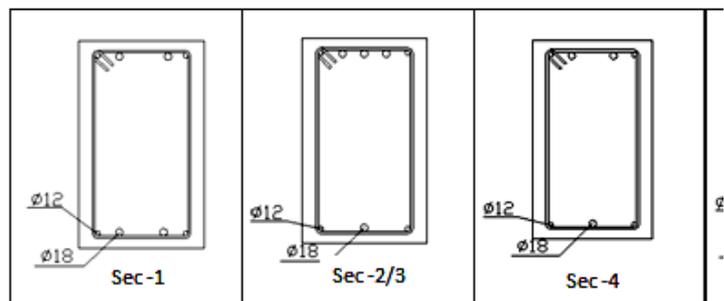


*Convert in three storey*



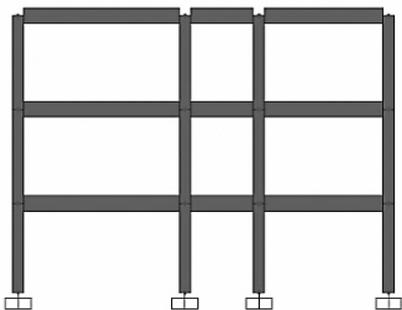
*Considered frame*

# Geometry/Reinforcement detailing of Frame

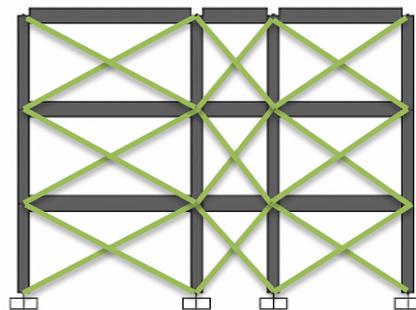


# Tipi di telaio

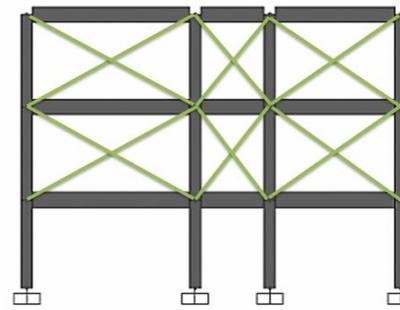
## Case A-Concentric Struts with nonlinear inelastic shear



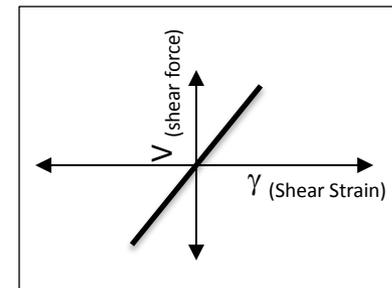
Bare Frame



Infill Frame



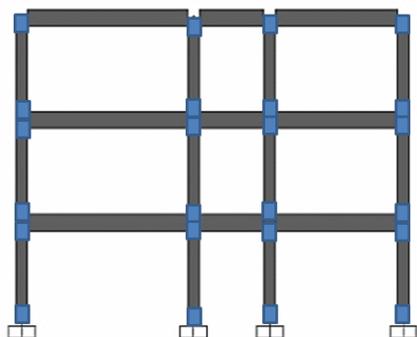
Partially Infill Frame



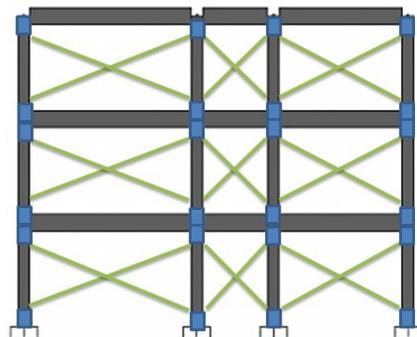
Elastic Shear Law

**NOTE:** All beam column elements are considered to be having linear elastic shear behavior

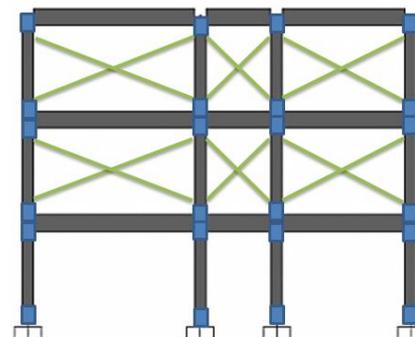
## Case B-Eccentric Struts with nonlinear inelastic shear



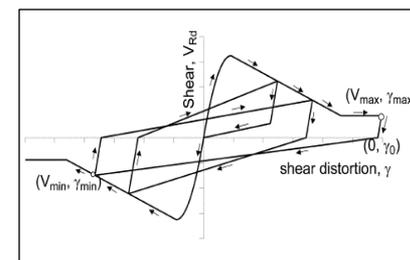
Bare Frame



Infill Frame



Partially Infill Frame

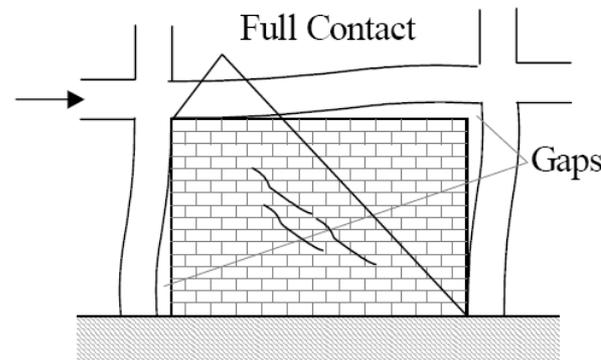


Inelastic Shear Law

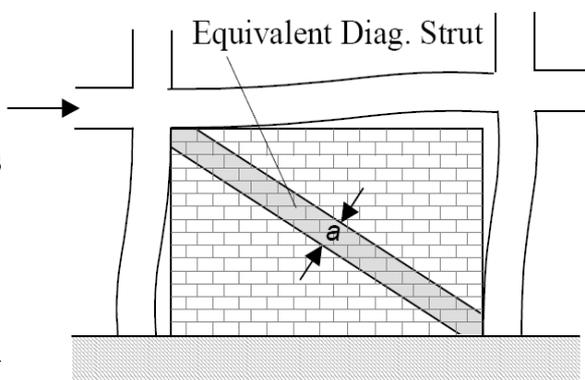
**NOTE:** All beam column elements are considered to be having linear elastic shear behavior except the short columns which are shown in color blue and having nonlinear inelastic shear behavior

# Modelli di tamponatura

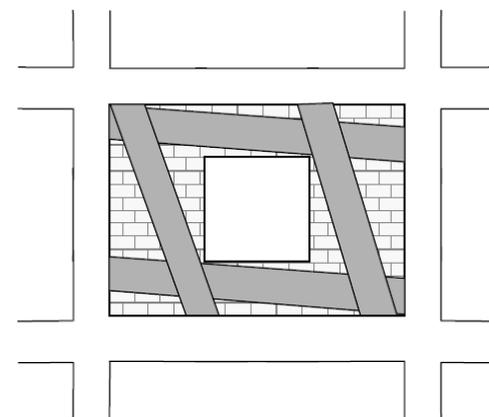
From FEMA273/FEMA356



Specimen deformation shape

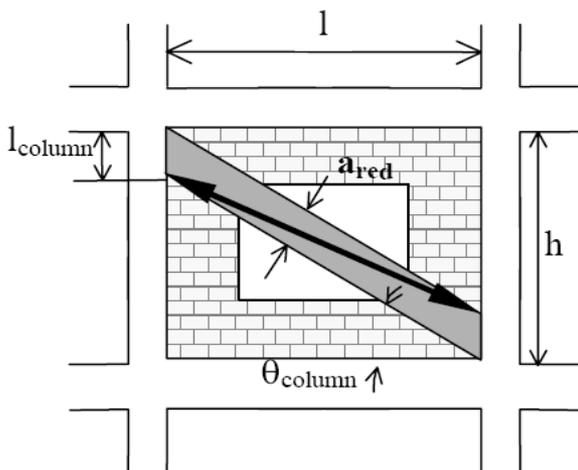


Equivalent diagonal strut

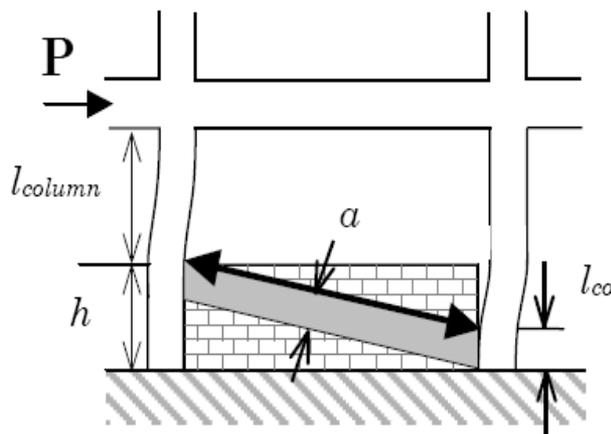


Possible strut placement for perforated panel

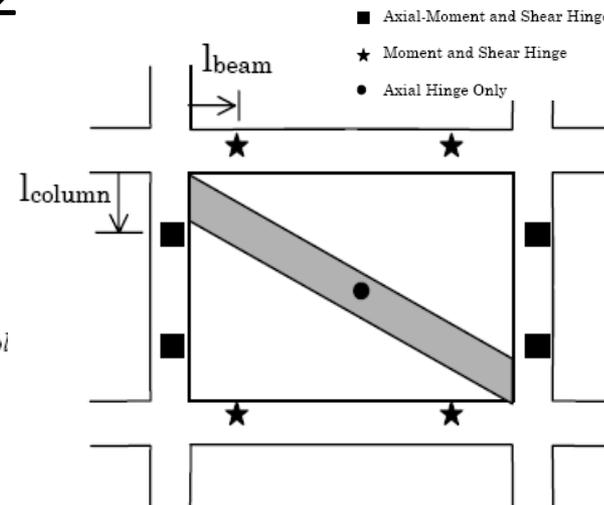
## From AL-CHAAR 2002



Perforated panel



Partially infilled frame



Location of Hinges

# Modelli di tamponatura

From AL-CHAAR 2002

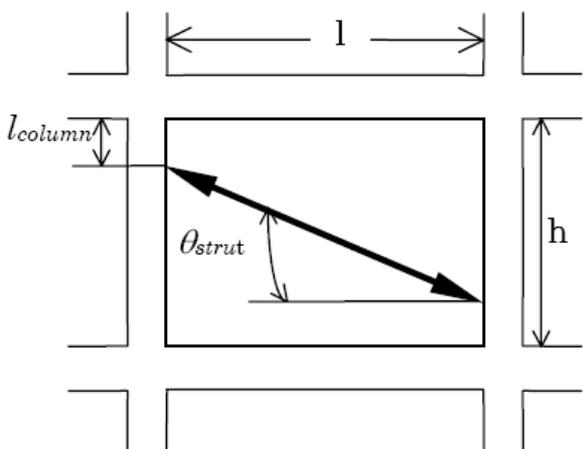


Figure 9. Geometry of  $\theta_{strut}$ .

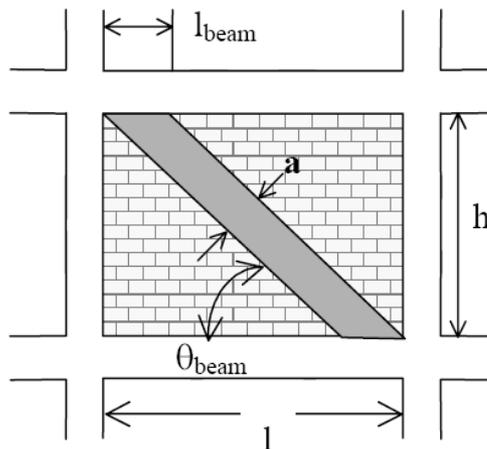


Figure 12. Distance to beam hinge.

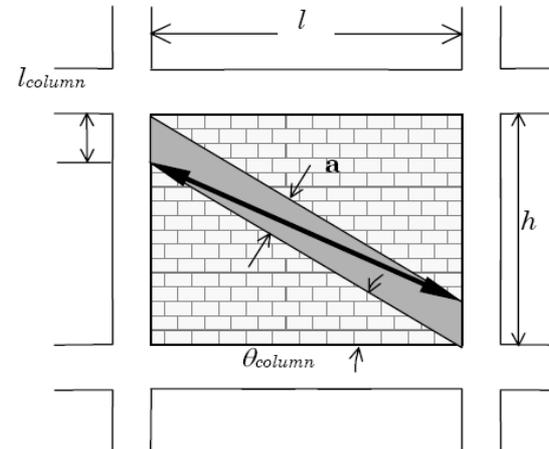


Figure 4. Placement of strut.

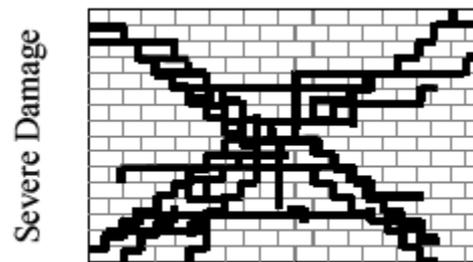
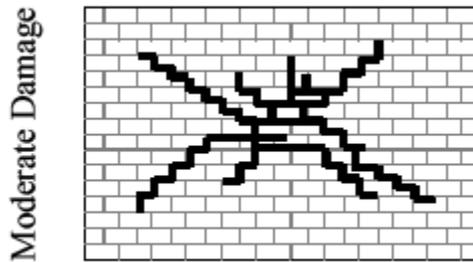
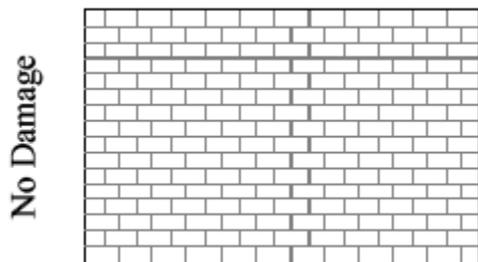


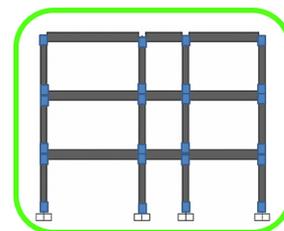
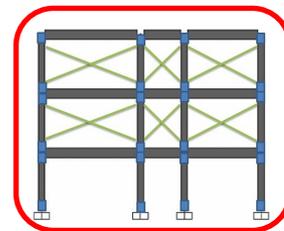
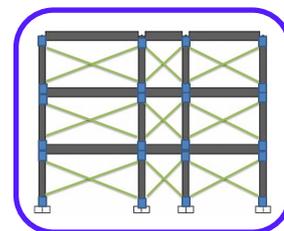
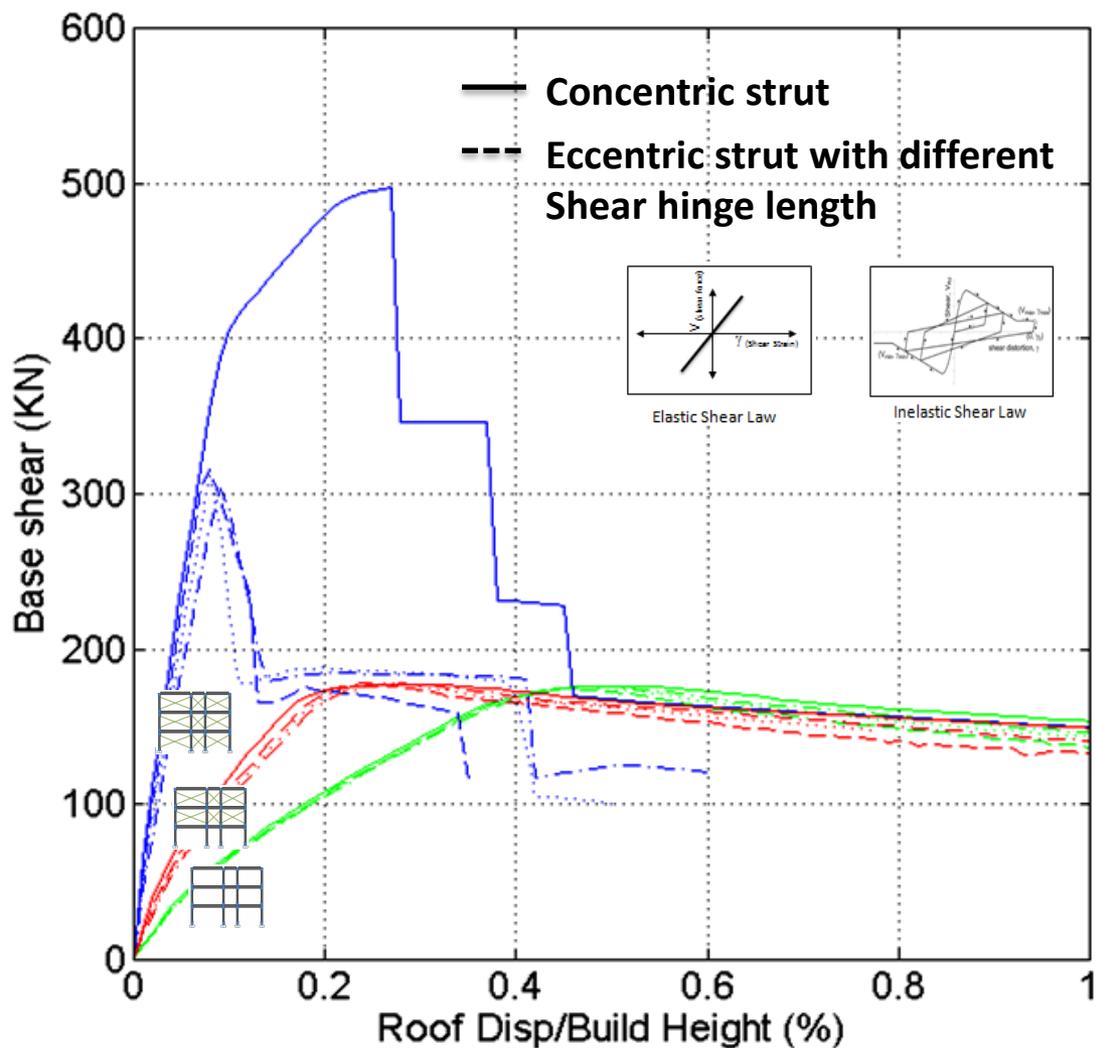
Table 2. In-plane damage reduction factor.

$h/t$	$(R_2)_i$ for Type of Damage	
	Moderate	Severe
$\leq 21$	0.7	0.4
$> 21$	Requires Repair	

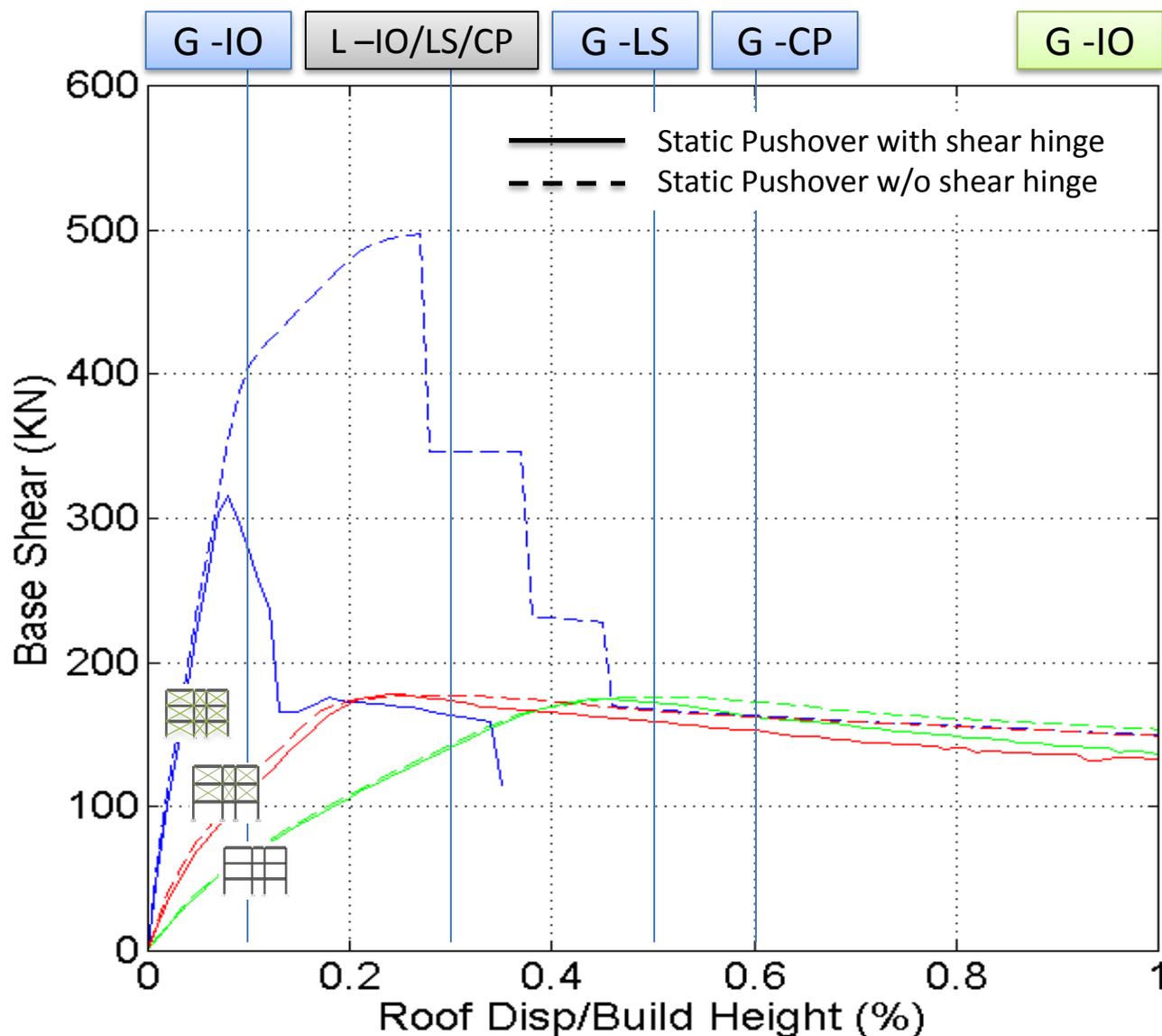
From FEMA306/307

# Curve di capacità

*Effetto della localizzazione delle bielle e delle cerniere a taglio nei pilastri*



# Static Pushover Curve (Case A & B)

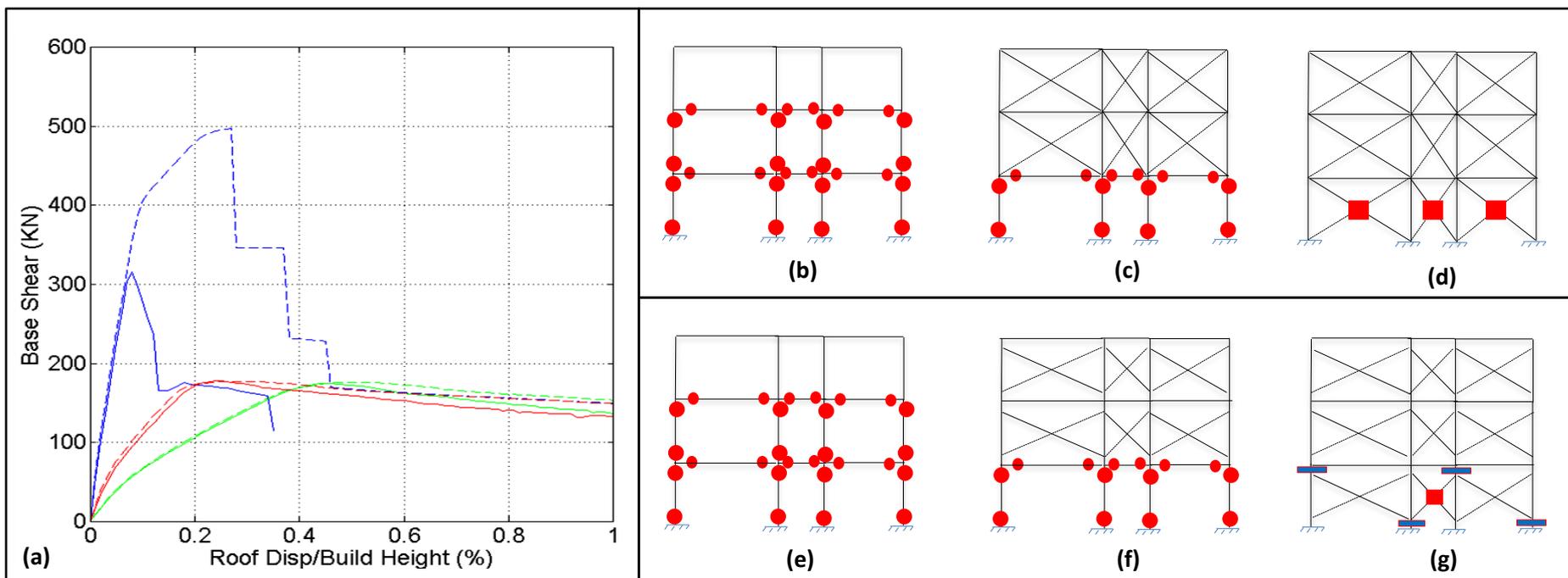


As per FEMA356

- L Column fail in flexure
- G Performance Level for Infill frame
- G Performance Level for Bare Frame

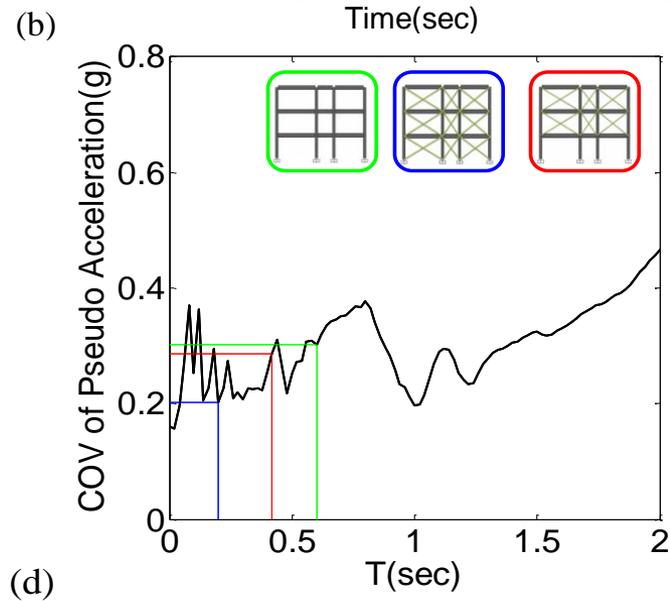
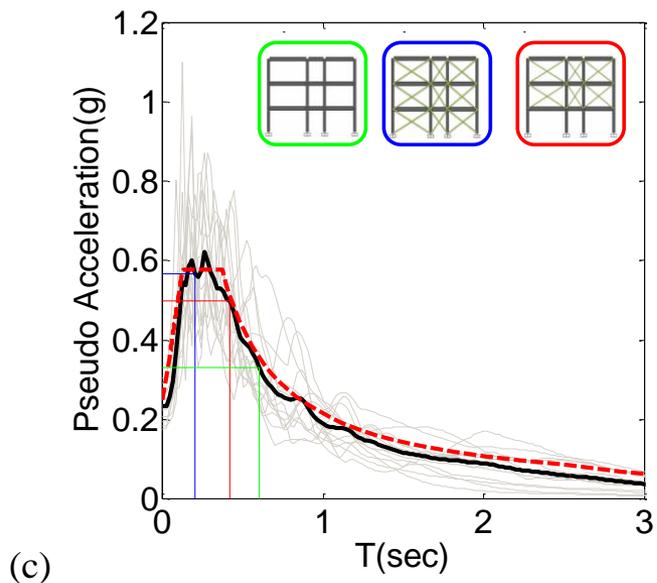
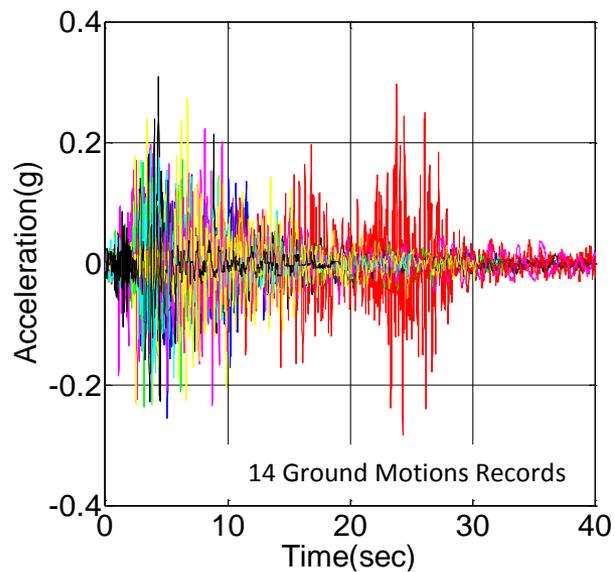
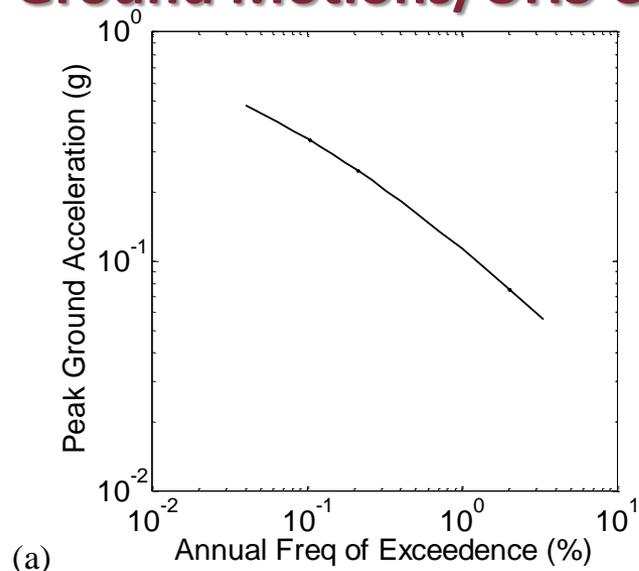
L => Local  
G => Global

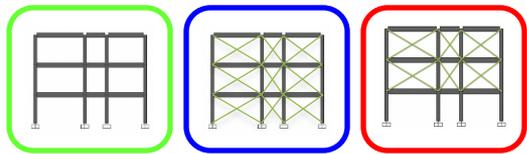
# Damage Pattern Observed based on Pushover Analysis



(a) Pushover curve (b) Bare frame w/o inelastic shear (c) Partially infilled frame w/o inelastic shear (d) Uniformly infilled frame w/o inelastic shear (e) Bare frame with inelastic shear (f) Partially infilled frame with inelastic shear (g) Uniformly infilled frame with inelastic shear

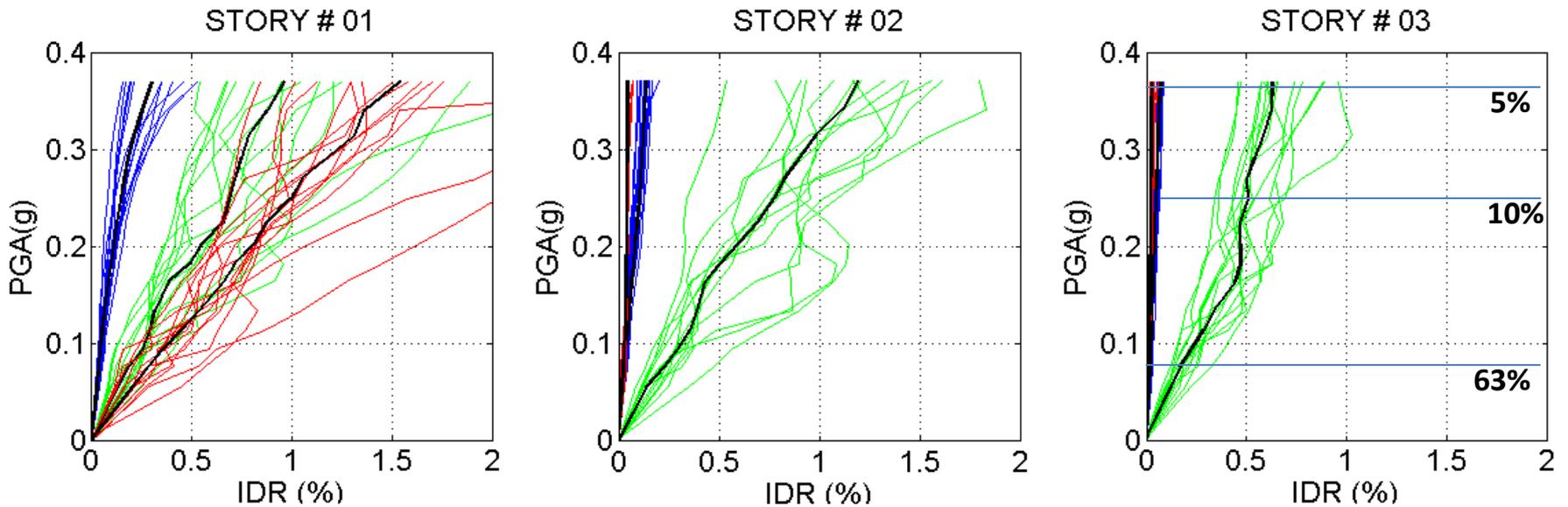
# Suit of Ground Motions/UHS Curve



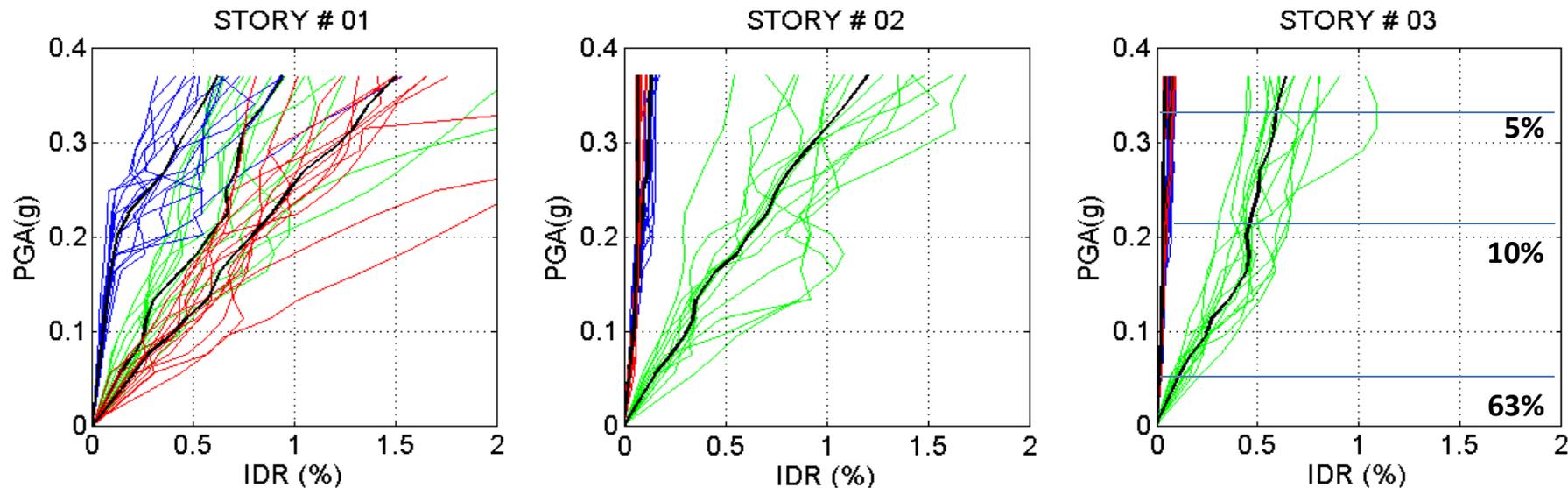


# IDA Curves in terms of Interstory drift ratio With and Without Nonlinear Shear Spring

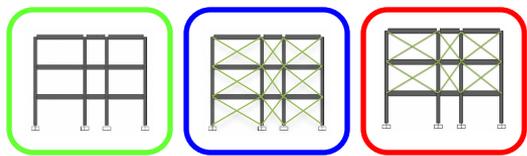
Case A



Case B

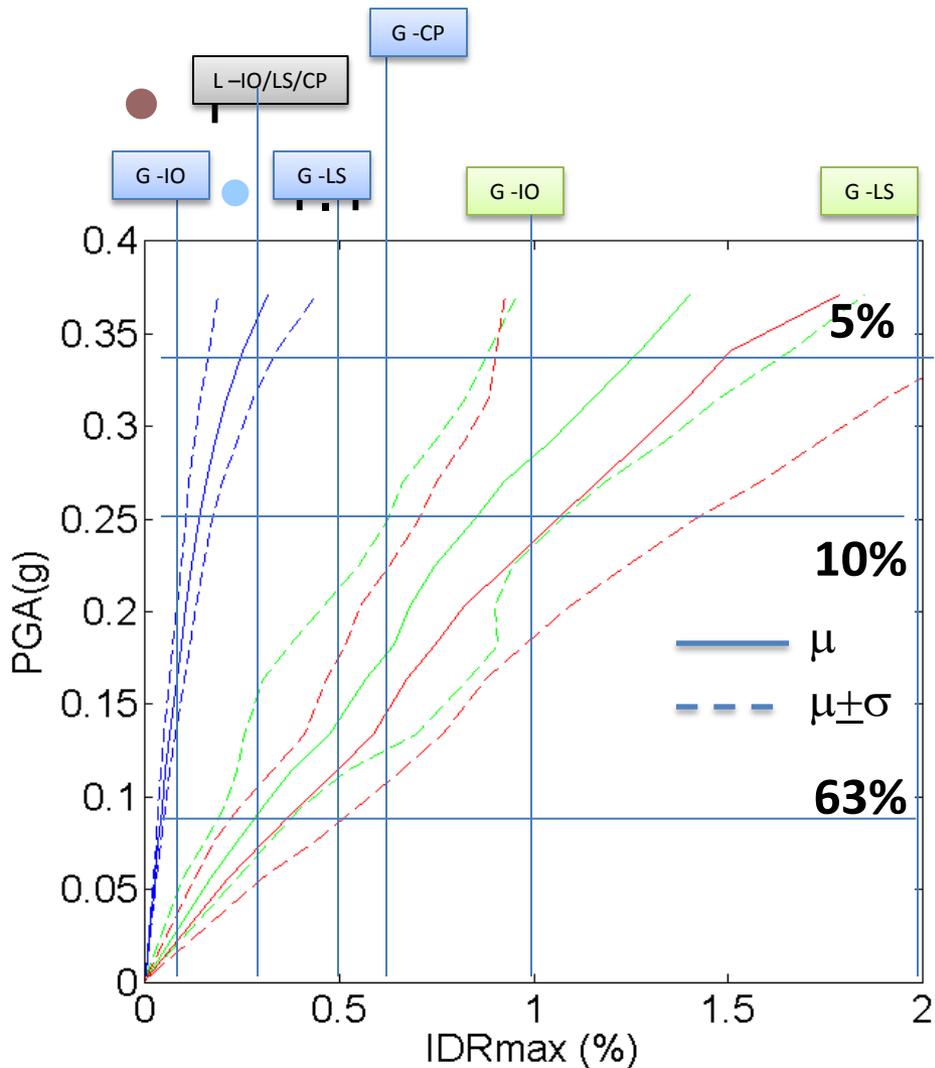


First story severely damage in all three types of frames

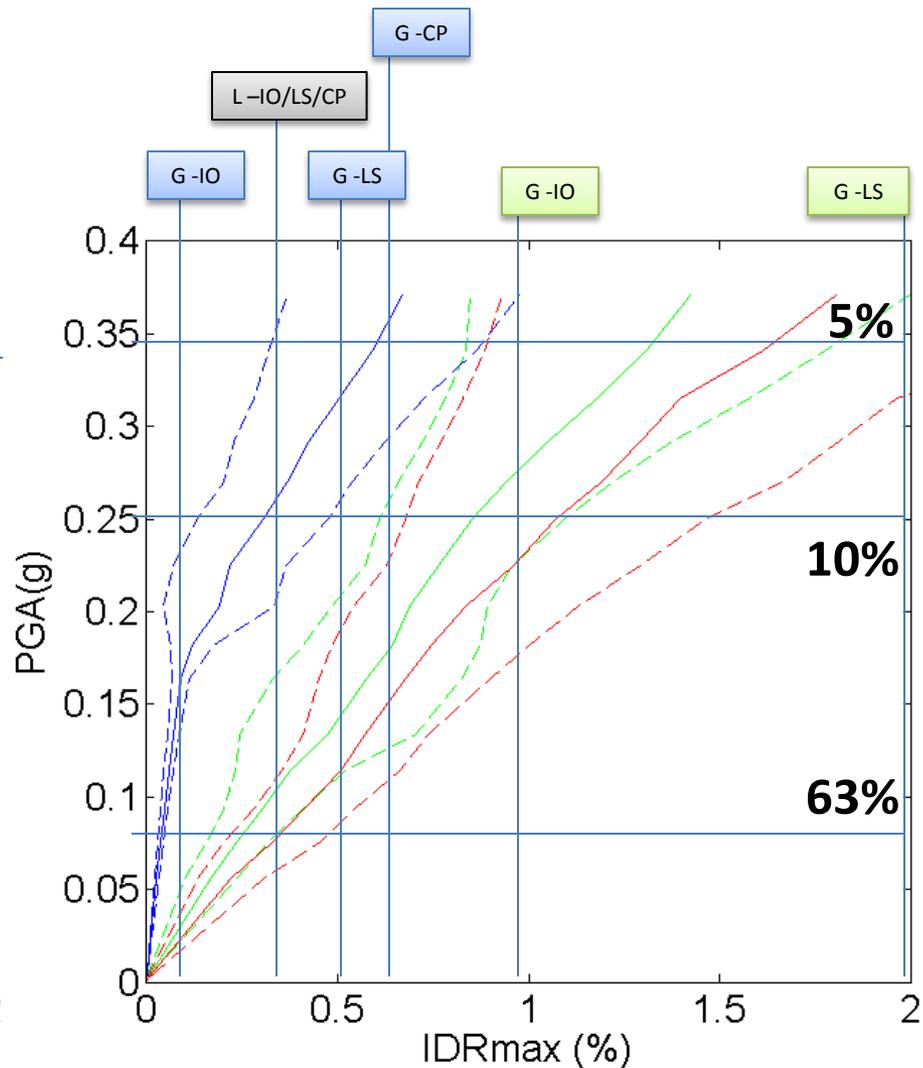


# FEMA Limits Imposed on IDA Curves

<b>L</b>	Column Perfo criteria in flexure	<b>G</b>	Performance Level for Bare Frame
<b>G</b>	Performance Level for Infill frame	G =>Global	L =>Local



Case A



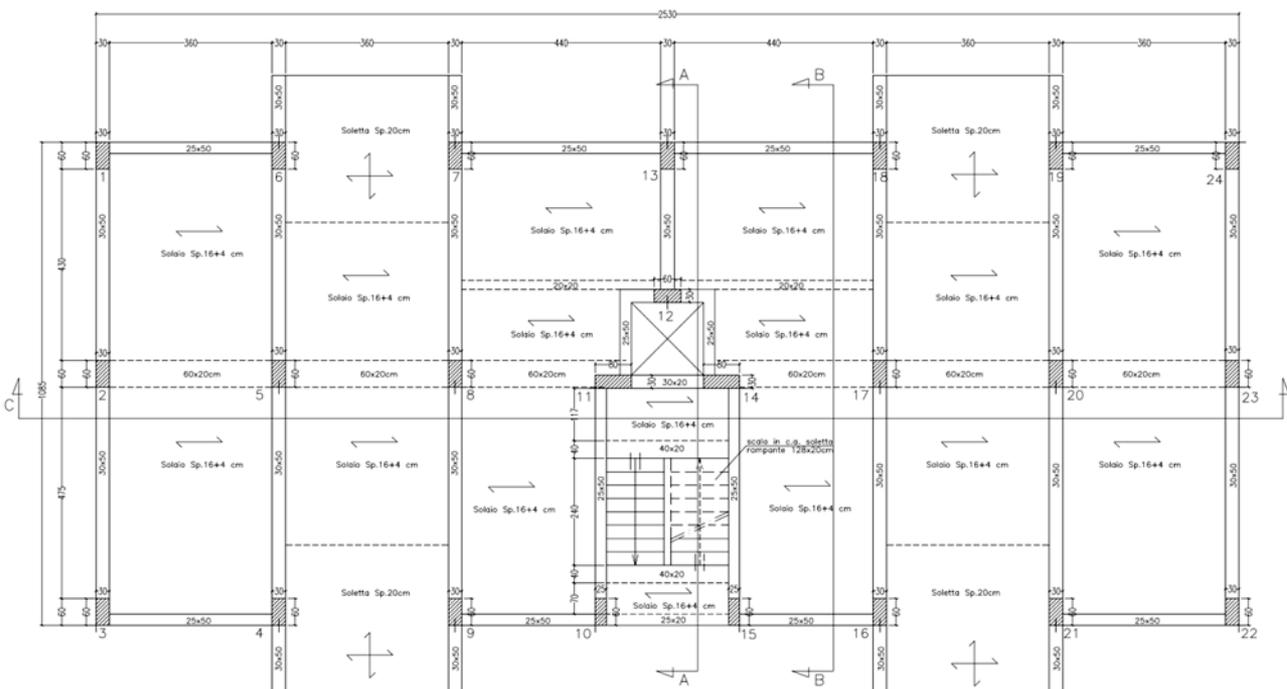
Case B



# CASO STUDIO 2

# Caso studio

## Pianta Piano tipo



Edificio in c.a. sito nel comune di Calascio(AQ)

### Caratteristiche geometriche

- Pianta rettangolare
- (25,3m x 10,85m)
- 5 piani + copertura
- 3 telai in direzione longitudinale
- 6 telai in direzione trasversale
- Vano ascensore in centro
- Corpo scale con struttura a soletta rampante

### Materiali e dettagli costruttivi

Resistenze medie da prove

Calcestruzzo (Prove SonReb)

$$\sigma_m = 21,6 \text{ MPa}$$

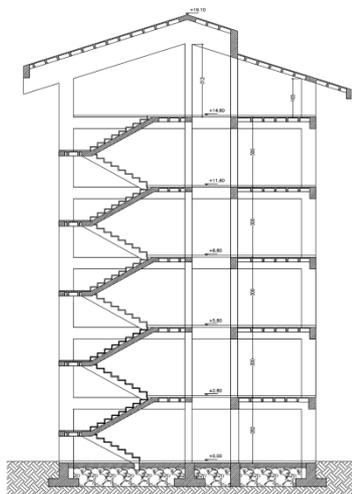
Acciaio

$$\sigma_m = 430,7 \text{ MPa}$$

Staffatura dei pilastri continua nei nodi.

# Caso studio

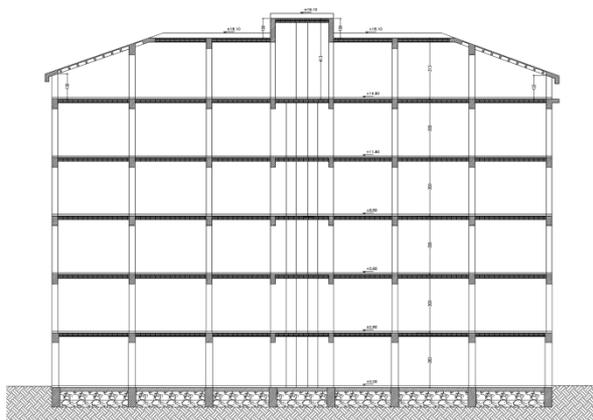
SEZIONE TRASVERSALE A-A



SEZIONE TRASVERSALE B-B



SEZIONE LONGITUDINALE C-C



## Edificio in c.a. sito nel comune di Calascio(AQ)

### Caratteristiche geometriche

- Pianta rettangolare
- (25,3m x 10,85m)
- 5 piani + copertura
- 3 telai in direzione longitudinale
- 6 telai in direzione trasversale
- Vano ascensore in centro
- Corpo scale con struttura a soletta rampante

### Materiali e dettagli costruttivi

Resistenze medie da prove

Calcestruzzo (Prove SonReb)

$$\sigma_m = 21,6 \text{ MPa}$$

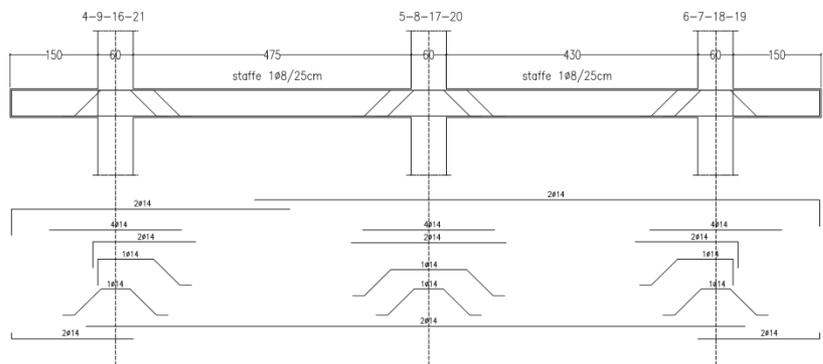
Acciaio

$$\sigma_m = 430,7 \text{ MPa}$$

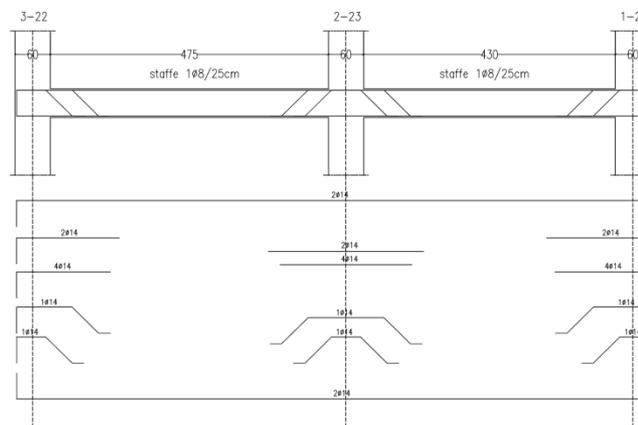
Staffatura dei pilastri continua nei nodi.

# Armatura travi

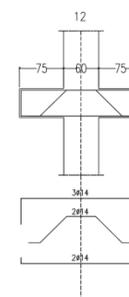
1° ELEVAZIONE 35x50; 2°, 3°, 4°, 5° ELEVAZIONE 30x50



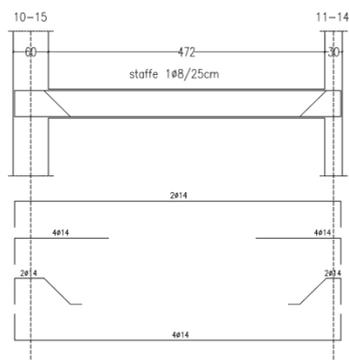
1° ELEVAZIONE 35x50; 2°, 3°, 4°, 5° ELEVAZIONE 30x50



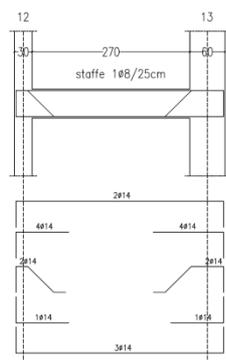
SEZIONE 25x50



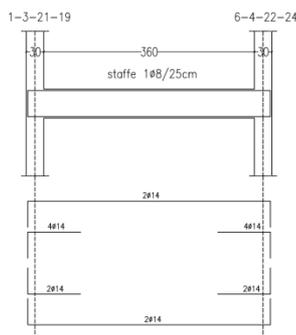
SEZIONE 25x50



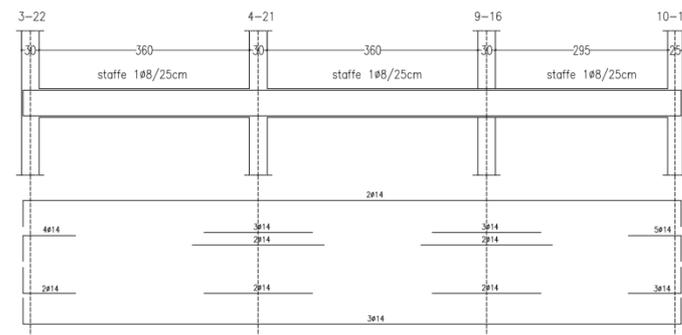
1° ELEV. 35x50; 2°, 3°, 4°, 5° ELEV. 30x50



2°, 3°, 4°, 5° ELEV. 25x50



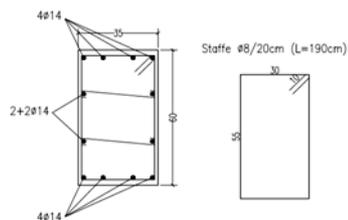
1° ELEV. SEZIONE 30x50



# Armatura pilastri e nodi

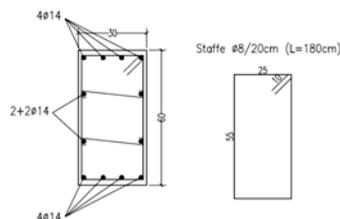
## Armatura pilastro 1-24

PILASTRO 35x60 1°ordine



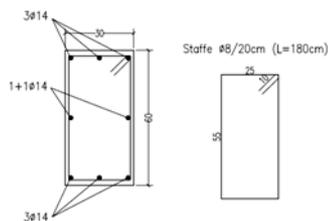
Barre longitudinali 12 $\phi$ 14

PILASTRO 30x60 2°-3° ordine



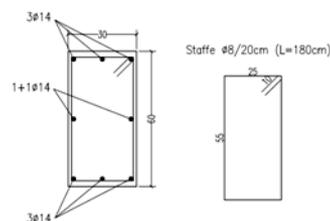
Barre longitudinali 12 $\phi$ 14

PILASTRO 30x60 4°-5° ordine



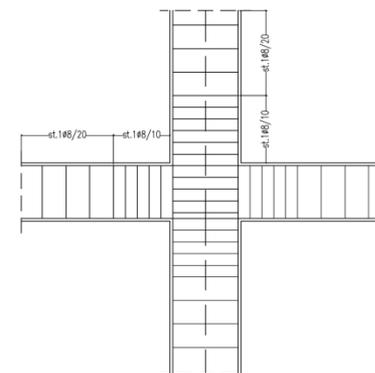
Barre longitudinali 8 $\phi$ 14

PILASTRO 30x60 6°ordine



Barre longitudinali 8 $\phi$ 14

## Particolare Nodo



Pilastri:

- Armatura long.  $\rightarrow$  12 $\phi$ 14/8  $\phi$ 14
- Armatura trasv.  $\rightarrow$  st.  $\phi$ 8/20 2br.  
+legature(piani bassi)

Nodi:

L'armatura trasversale del pilastro è continua nel nodo.

# Metodi di analisi

## NTC-08 8.7.2 + Circolare 617 C8.7.2.4

### ANALISI LINEARI:

- Analisi statica lineare con spettro elastico.
- Analisi dinamica lineare con spettro elastico.
- Analisi statica lineare con fattore di struttura  $q$ .
- Analisi dinamica lineare con fattore di struttura  $q$ .

### ANALISI NON-LINEARI:

- Analisi statica non-lineare (Push-over)
- Analisi dinamica non-lineare

Le condizioni di applicabilità dei diversi metodi sono funzione di:

- Regolarità
- Livello di conoscenza
- Rapporti domanda / capacità negli elementi (per i metodi lineari con spettro elastico)

# Rapporti domanda/capacità

Allo scopo di avere indicazioni sull'attivazione o meno di un meccanismo duttile in una membratura, si introduce un parametro così definito:

$$\rho_i = D_i / C_i$$

Esso esprime, per l'*i*-esimo elemento primario della struttura, il rapporto tra il **momento flettente**  $D_i$  fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica e il corrispondente **momento resistente**  $C_i$

# Analisi lineari: applicabilità

*L'analisi statica lineare può essere effettuata secondo due differenti modalità: nella prima lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC, da applicare secondo quanto esposto al § 7.3.3.2 delle NTC, con le seguenti indicazioni aggiuntive:*

1) indicando con il rapporto tra il momento flettente  $D_i$  fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica, e il corrispondente momento resistente  $C_i$  (valutato con lo sforzo normale relativo alle condizioni di carico gravitazionali) dell' $i$ -esimo elemento primario della struttura, e con  $p_{max}$  e  $p_{min}$  rispettivamente i valori massimo e minimo di tutti i  $p > 2$  considerando tutti gli elementi primari della struttura, il rapporto  $p_{max}/p_{min}$  non supera il valore 2,5;

# Analisi lineari: applicabilità

*L'analisi statica lineare può essere effettuata secondo due differenti modalità: nella prima lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC, da applicare secondo quanto esposto al § 7.3.3.2 delle NTC, con le seguenti indicazioni aggiuntive:*

*2) la capacità  $C_i$  degli elementi/meccanismi fragili è maggiore della corrispondente domanda  $D_i$ , quest'ultima calcolata sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti, se il  $\rho_i$  degli elementi/meccanismi fragili è maggiore di 1, oppure sulla base dei risultati dell'analisi se il  $\rho$  elementi/meccanismi fragili è minore di 1.*

# e/m duttili vs. fragili

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- ***“Duttili”***:

travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale.

La verifica degli elementi “duttili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione.

- ***“Fragili”***:

meccanismi di taglio in travi, pilastri e pareti ed i nodi.

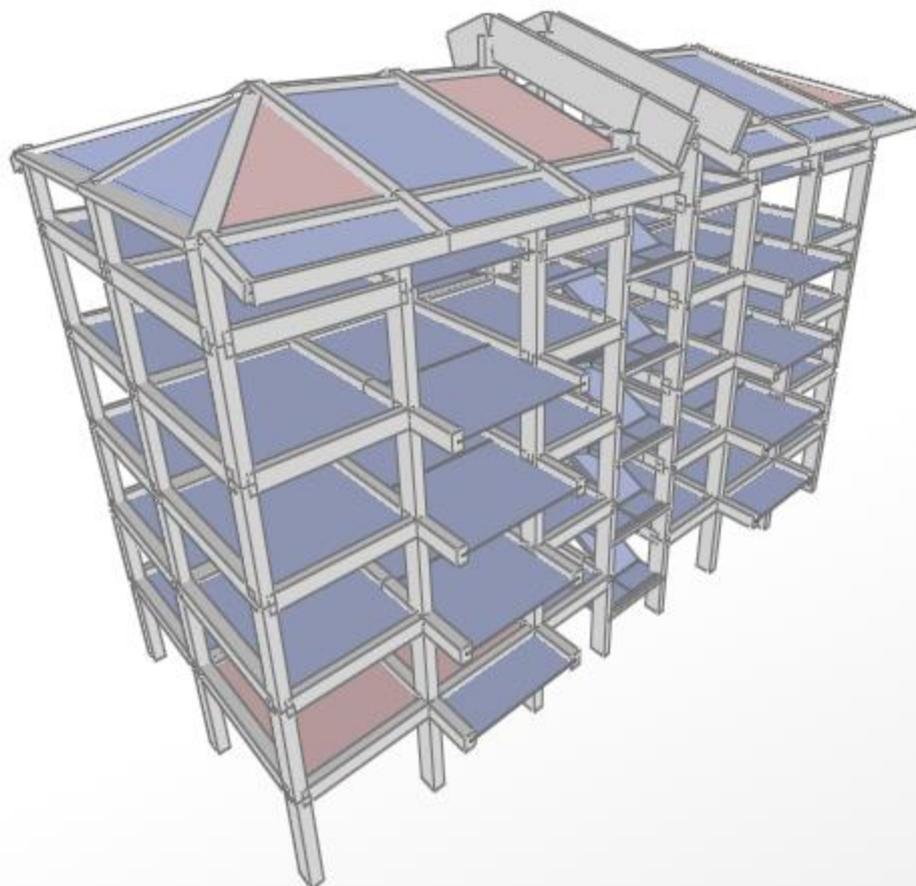
La verifica degli elementi “fragili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

# Analisi esistente: sintesi metodi

**Tabella C8.4** – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

		Modello Lineare		Modello Non Lineare	
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile / Fragile	Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $\rho_i = D_i/C_i$ )			
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.	Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.
	Verifiche (se il ML è accettato)				
	Duttile	Dall'analisi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.		
	Fragile	Verifiche (se il ML è accettato)			
		Se $\rho_i \leq 1$ , dall'analisi.	In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.		
Se $\rho_i > 1$ , dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttile. Usare i valori medi <u>moltiplicati</u> per FC.					
			In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.		

# Caso studio: Modello



**Edificio in c.a. sito nel  
comune di Calascio(AQ)**

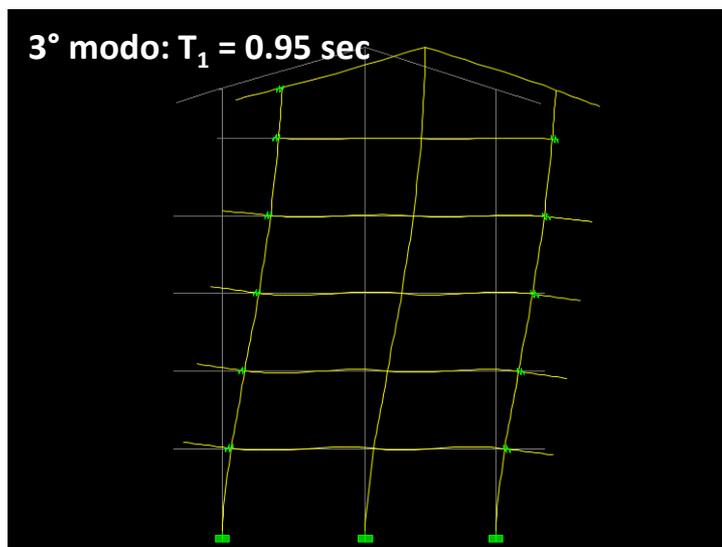
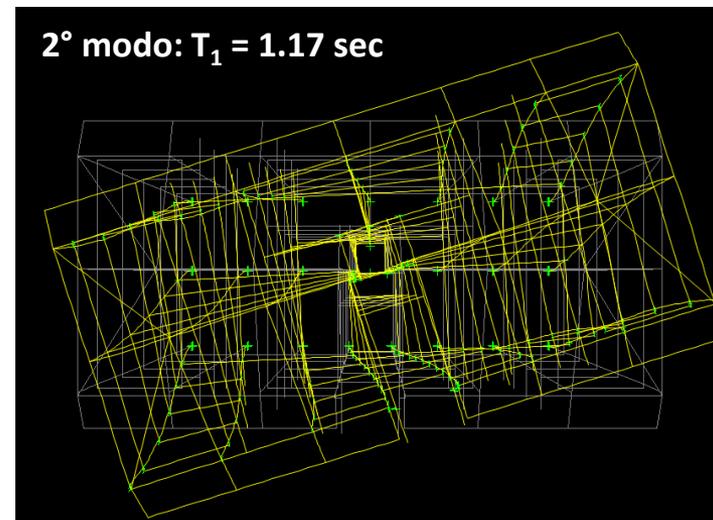
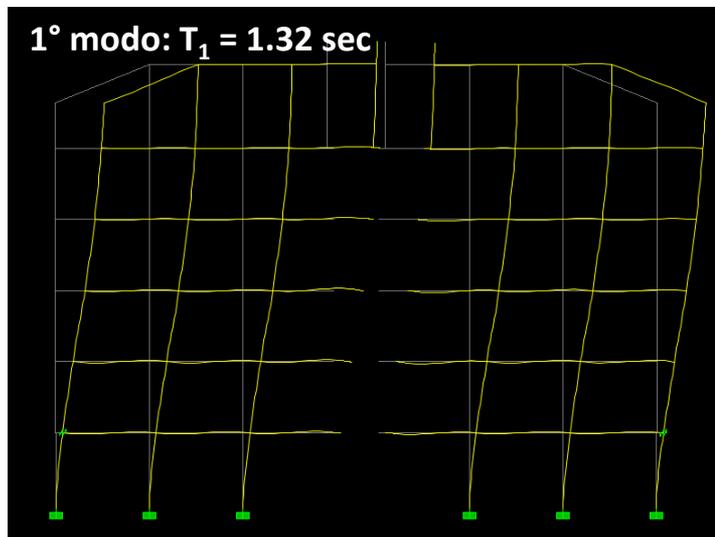
Modellazione struttura

- Travi e pilastri modellati con elementi frame.
- Solai a diaframma.
- Rigidezze degli elementi ridotte per tenere conto dei fenomeni di fessurazione.

Tipologia di analisi

**Analisi dinamica lineare con  
spettro elastico.**

# Caso studio: modi di vibrare

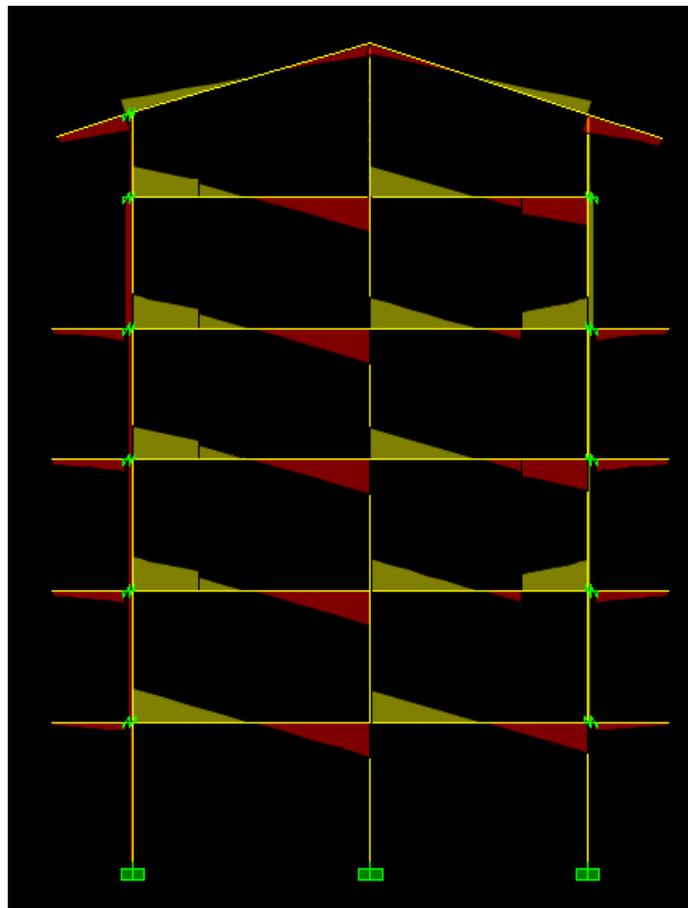


**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

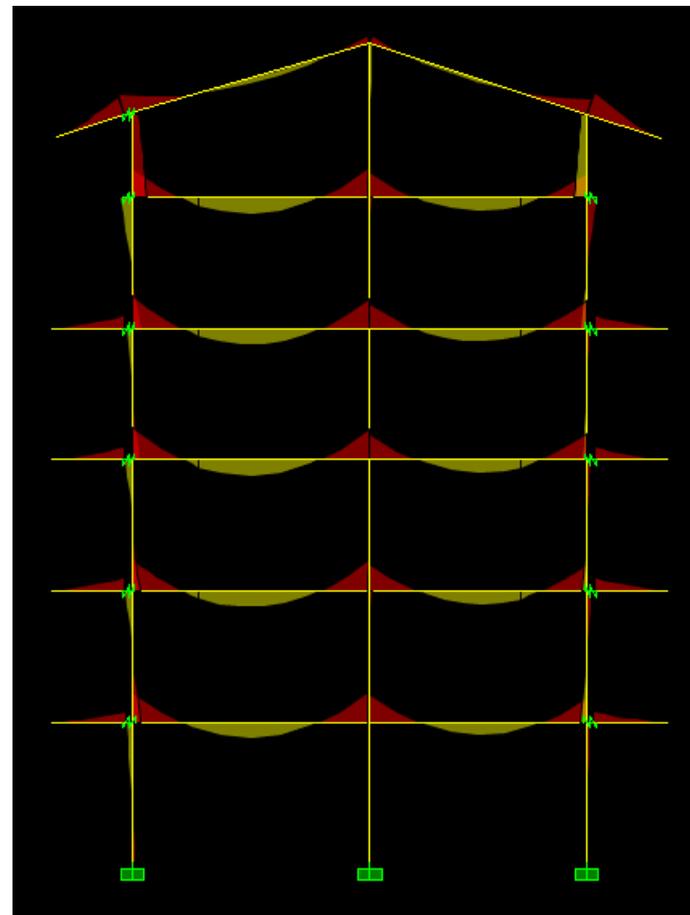
OutputCase	Type	SN	Period	UX	UY
Text	Text	n°	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.324	0.739	0.000
MODAL	Mode	2	1.175	0.023	0.000
MODAL	Mode	3	0.951	0.000	0.772
MODAL	Mode	4	0.418	0.116	0.000
MODAL	Mode	5	0.384	0.001	0.000
MODAL	Mode	6	0.301	0.000	0.157

# Caso studio: sollecitazioni

Tagli prodotti dai carichi gravitazionali

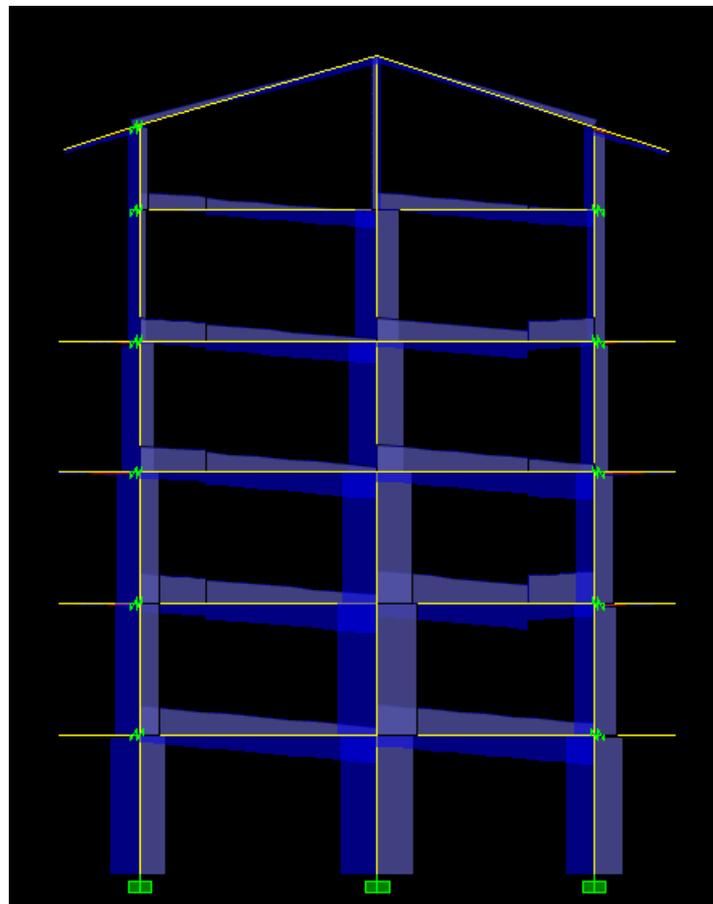


Momenti prodotti dai carichi gravitazionali

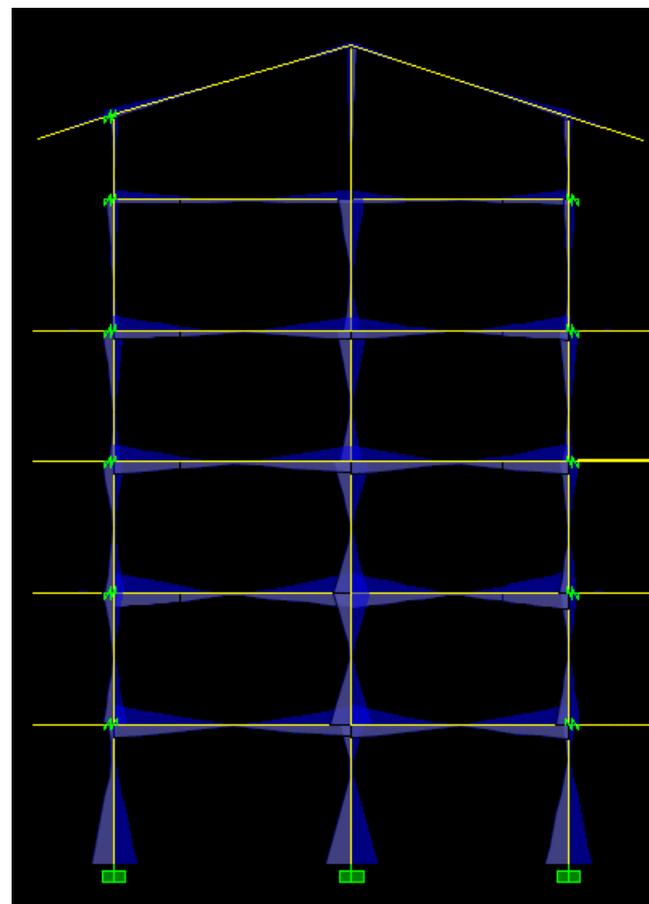


# Caso studio: sollecitazioni

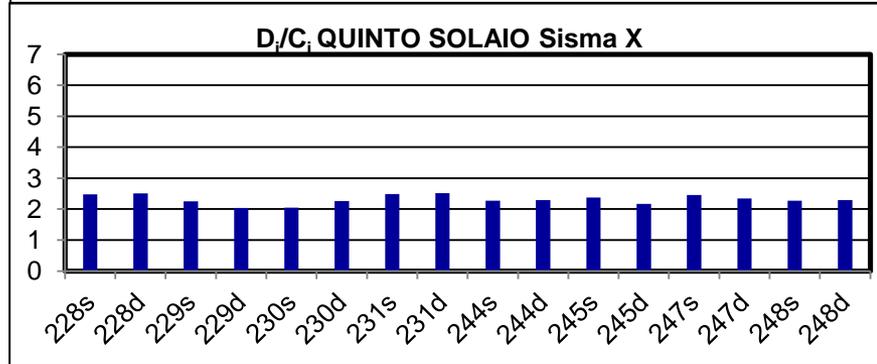
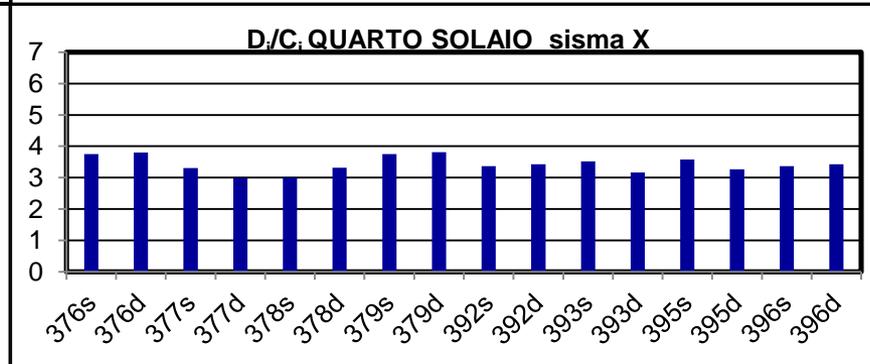
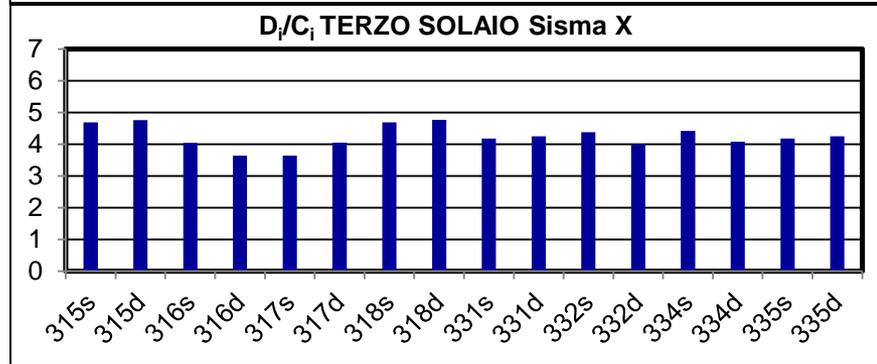
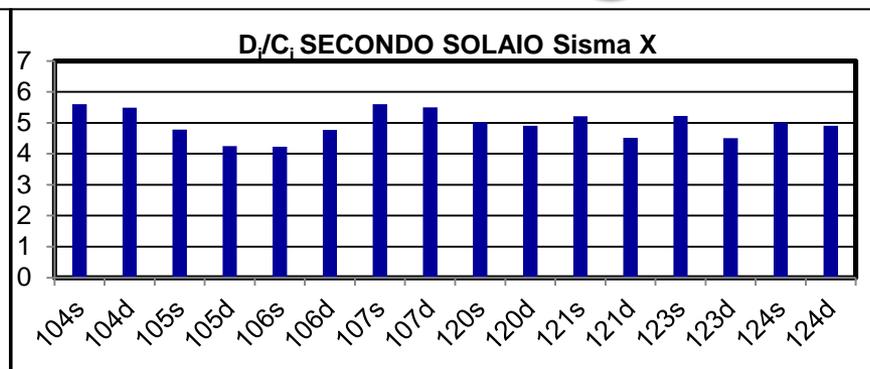
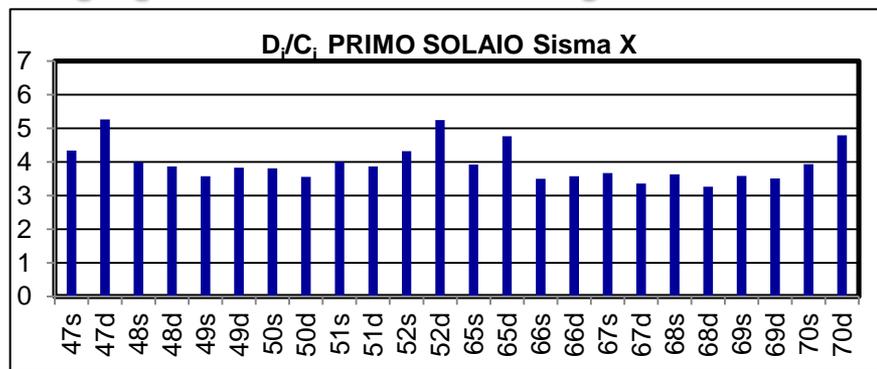
Tagli da comb. sismica



Momenti da comb. sismica

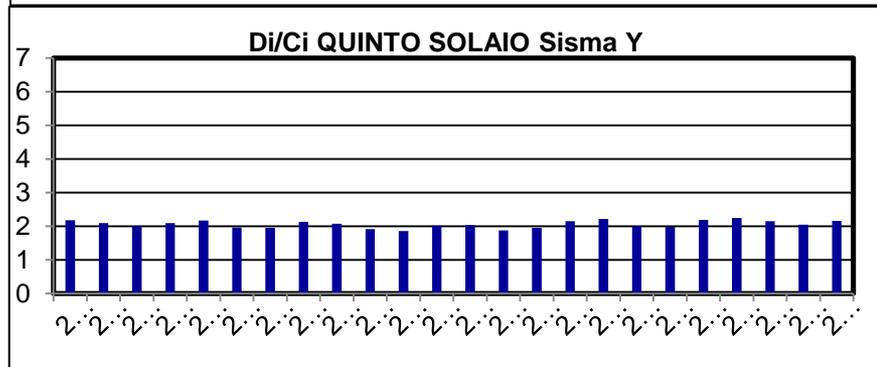
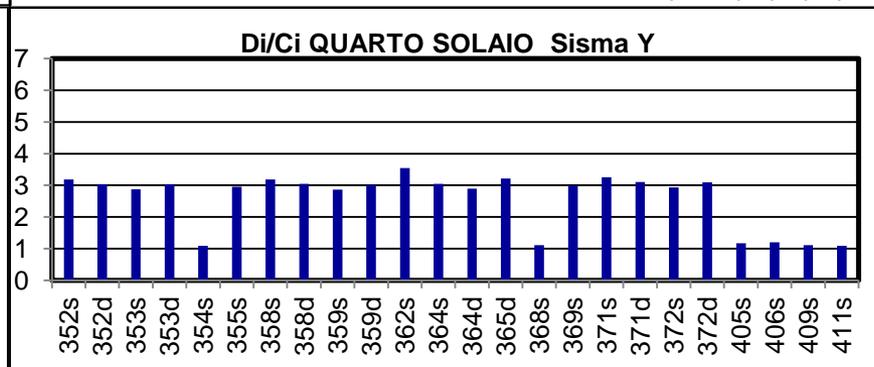
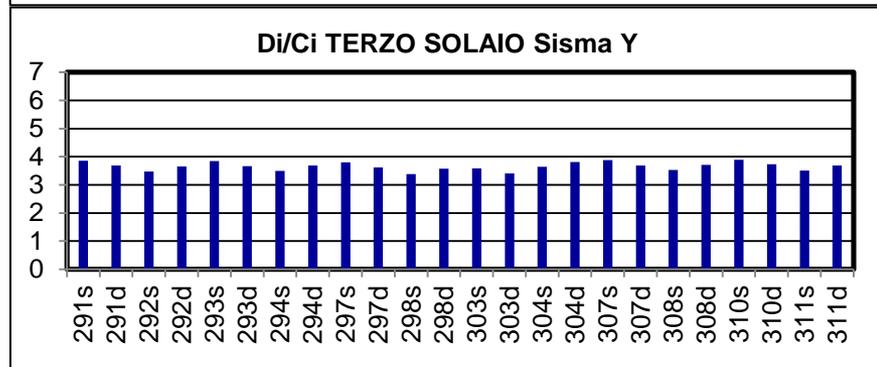
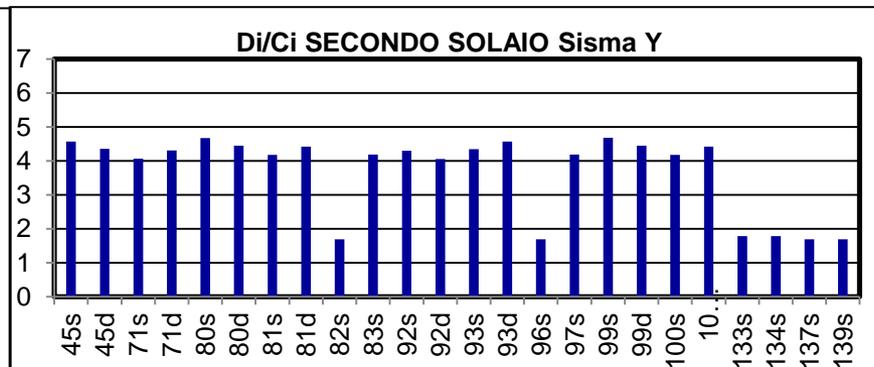
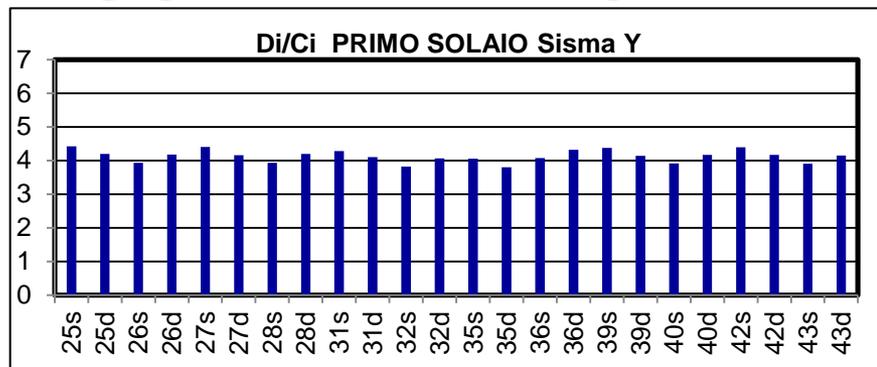


# Rapporti di capacità: Travi dir. Long.



$\rho_{min} = 0.75$   
 $\rho_{max} = 5.60$   
 $\rho_{min>2} = 2.03$

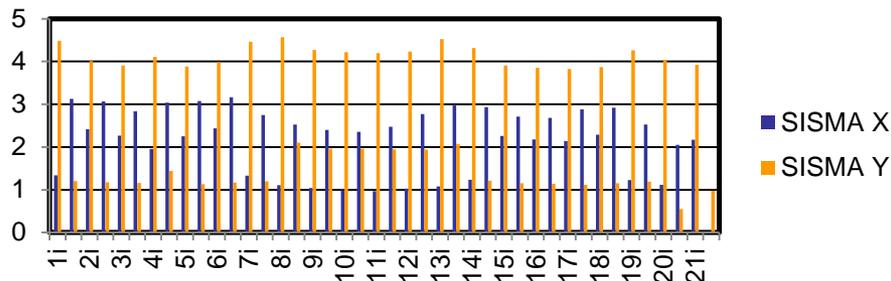
# Rapporti di capacità: Travi dir. trasv.



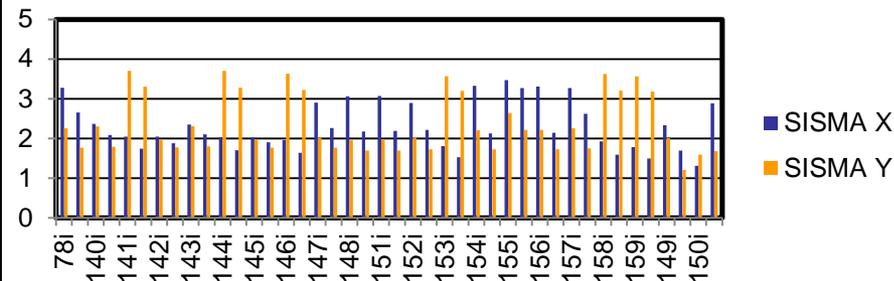
$\rho_{min} = 1.09$   
 $\rho_{max} = 4.67$   
 $\rho_{min>2} = 2.01$

# Rapporti di capacità: Pilastri

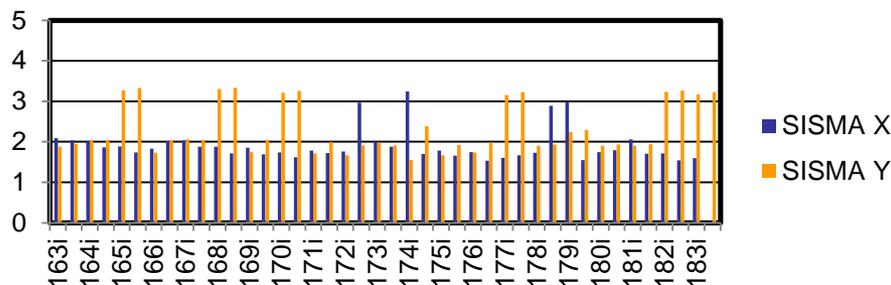
D<sub>i</sub>/C<sub>i</sub> PILASTRI PRIMO ORDINE



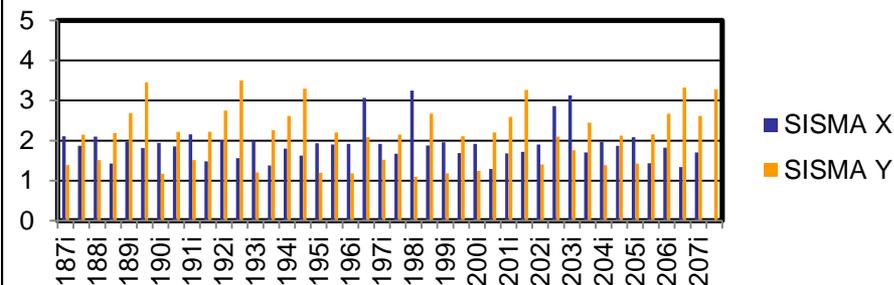
D<sub>i</sub>/C<sub>i</sub> SECONDO ORDINE<sub>i</sub>



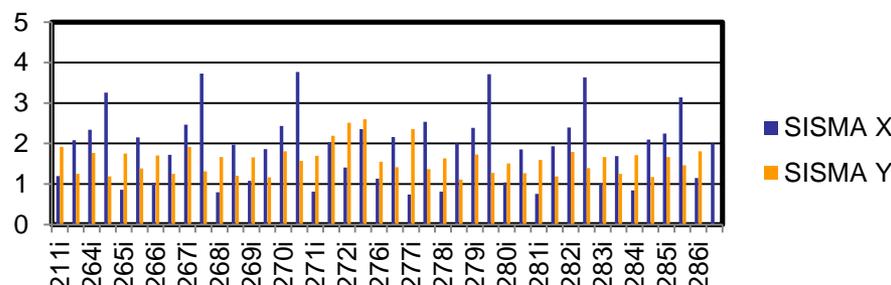
D<sub>i</sub>/C<sub>i</sub> TERZO ORDINE



D<sub>i</sub>/C<sub>i</sub> QUARTO ORDINE



D<sub>i</sub>/C<sub>i</sub> QUINTO ORDINE



	$\rho_{MAX}$	$\rho_{MIN>2}$
<b>PRIMO</b>	4.56	2.05
<b>SECONDO</b>	3.70	2.01
<b>TERZO</b>	3.33	2.01
<b>QUARTO</b>	3.50	2.01
<b>QUINTO</b>	3.76	2.01

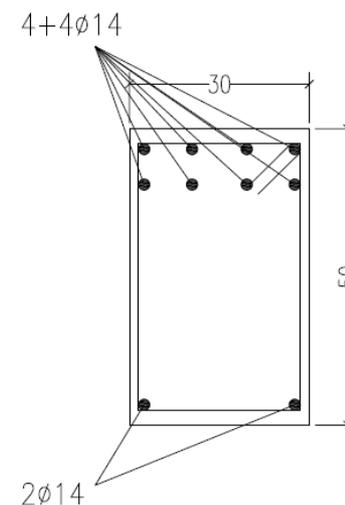
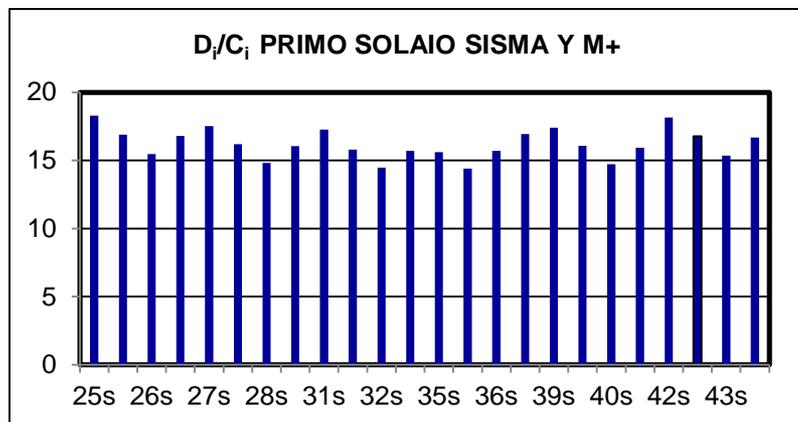
# Analisi lineare: Limiti di applicabilità

Dalla verifica dei rapporti di capacità il metodo non risulta applicabile in questo caso

	SISMA X			SISMA Y		
	$\rho_{MAX}$	$\rho_{MIN>2}$	$\rho_{MAX}/\rho_{MIN>2}$	$\rho_{MAX}$	$\rho_{MIN>2}$	$\rho_{MAX}/\rho_{MIN>2}$
TRAVI	5.6	2.03	<b>2.76</b>	4.67	2.01	<b>2.32</b>
PILASTRI	3.2	2.01	<b>1.59</b>	4.56	2.05	<b>2.22</b>

# Analisi lineare: Limiti di applicabilità

## Armatura in appoggio travi dir. Trasv.

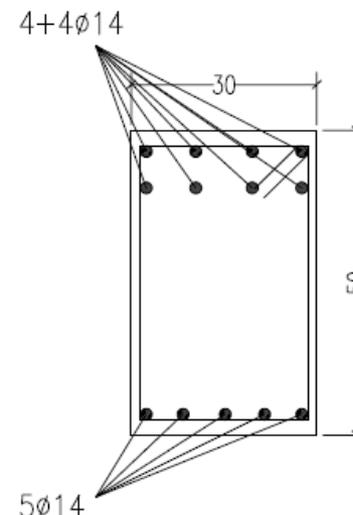
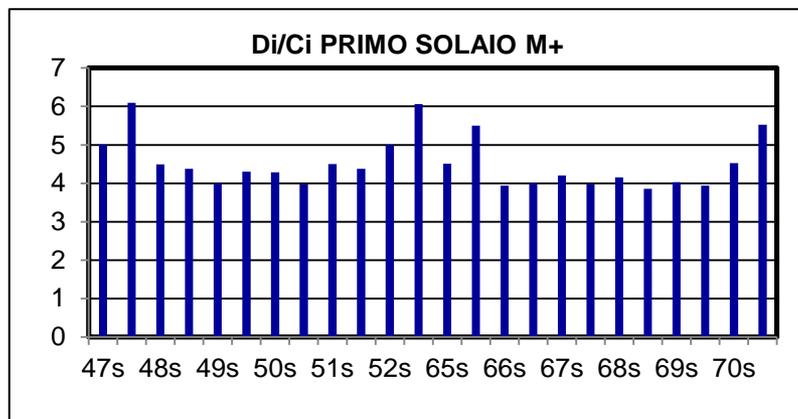


**Non bisogna trascurare dal calcolo dei rapporti di capacità i momenti positivi in appoggio, dove spesso l'armatura disposta è fortemente insufficiente e può portare a dei valori di  $\rho$  molto elevati, come in questo caso.**

	SISMA Y		
	$\rho_{MAX}$	$\rho_{MIN>2}$	$\rho_{MAX}/\rho_{MIN>2}$
TRAVI	<b>18.29</b>	2.01	<b>9.09</b>

# Analisi lineare: Limiti di applicabilità

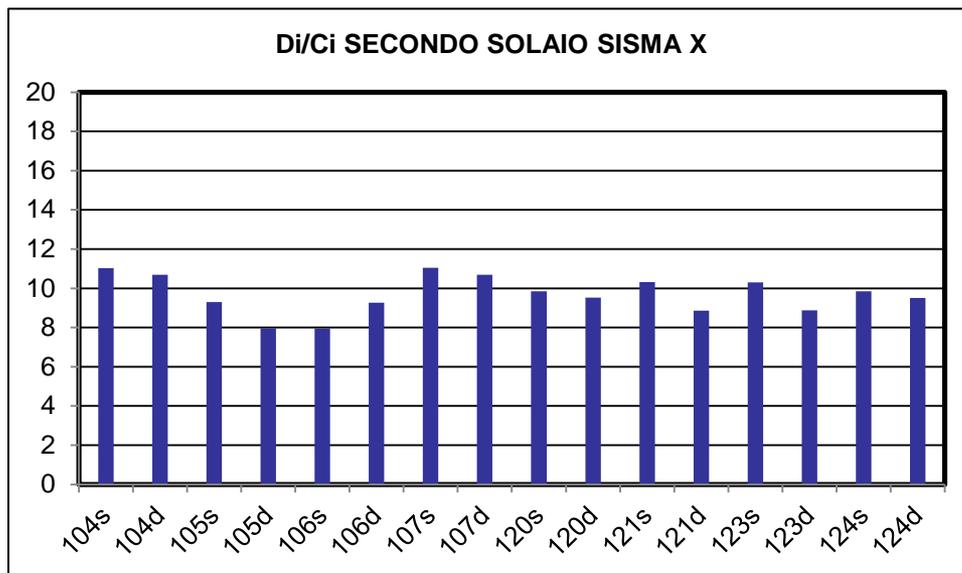
Armatura in appoggio travi dir. Long.



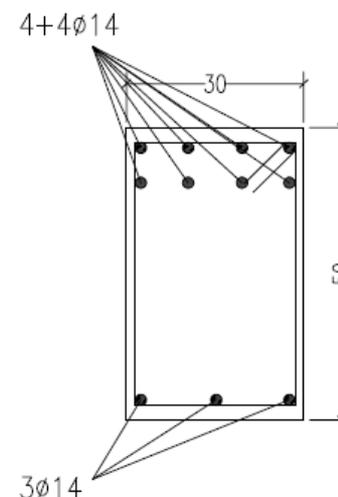
Non bisogna trascurare dal calcolo dei rapporti di capacità i momenti positivi in appoggio, dove spesso l'armatura disposta è fortemente insufficiente e può portare a dei valori di  $\rho$  molto elevati, come in questo caso.

	SISMA X		
	$\rho_{MAX}$	$\rho_{MIN>2}$	$\rho_{MAX}/\rho_{MIN>2}$
TRAVI	<b>6.12</b>	2.01	<b>3.04</b>

# Analisi lineare: Limiti di applicabilità



Armatura in appoggio travi dir. Long.



	SISMA X		
	$\rho_{MAX}$	$\rho_{MIN>2}$	$\rho_{MAX}/\rho_{MIN>2}$
TRAVI	<b>11.1</b>	2.01	<b>5.47</b>

Non bisogna trascurare dal calcolo dei rapporti di capacità i momenti positivi in appoggio, dove spesso l'armatura disposta è fortemente insufficiente e può portare a dei valori di  $\rho$  molto elevati, come in questo caso.

# Analisi lineare: Limiti di applicabilità

Rapporti di capacità considerando i soli momenti negativi sulle travi:

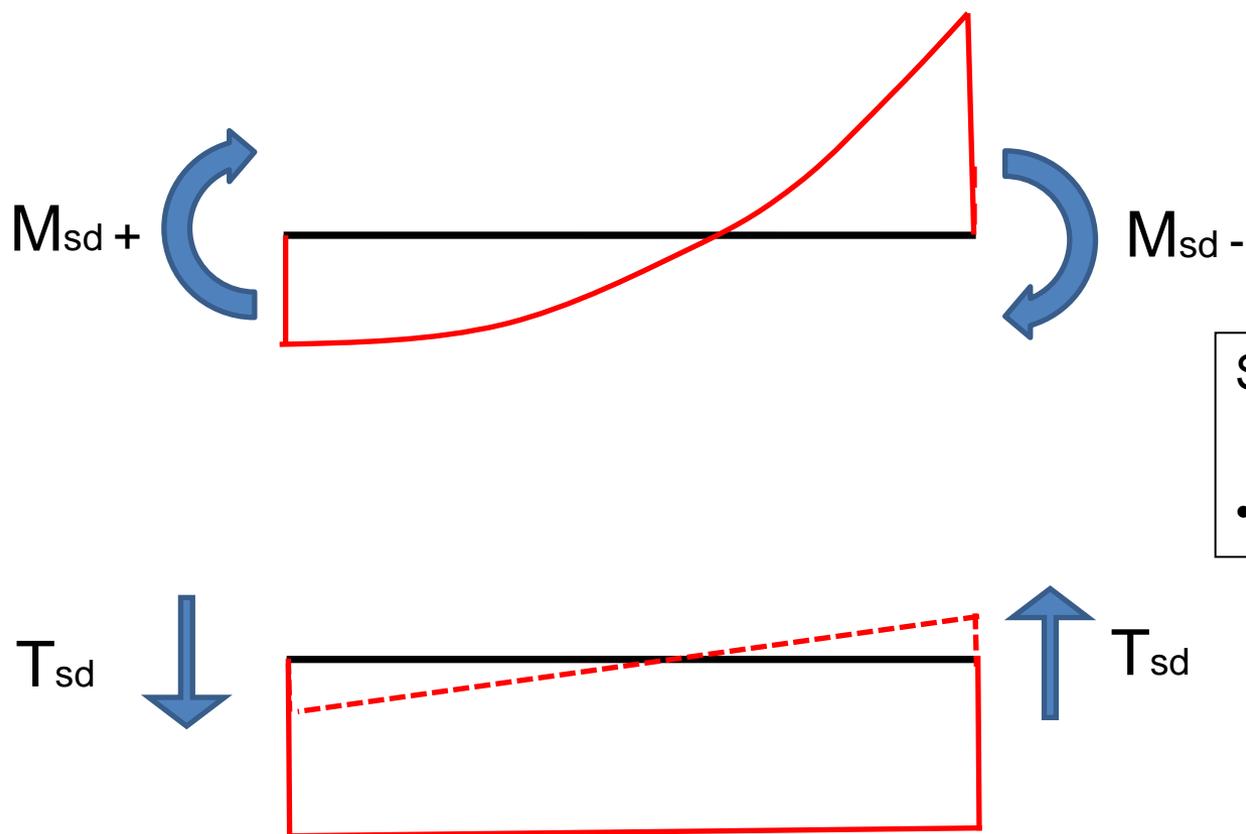
	SISMA X			SISMA Y		
	$\rho_{MAX}$	$\rho_{MIN>2}$	$\rho_{MAX}/\rho_{MIN>2}$	$\rho_{MAX}$	$\rho_{MIN>2}$	$\rho_{MAX}/\rho_{MIN>2}$
TRAVI	5.6	2.03	<b>2.76</b>	4.67	2.01	<b>2.32</b>
PILASTRI	3.2	2.01	<b>1.59</b>	4.56	2.05	<b>2.22</b>

Rapporti di capacità considerando i momenti positivi sulle travi in appoggio:

	SISMA X			SISMA Y		
	$\rho_{MAX}$	$\rho_{MIN>2}$	$\rho_{MAX}/\rho_{MIN>2}$	$\rho_{MAX}$	$\rho_{MIN>2}$	$\rho_{MAX}/\rho_{MIN>2}$
TRAVI	<b>18.29</b>	2.01	<b>9.09</b>	<b>11.01</b>	2.01	<b>5.47</b>
PILASTRI	3.2	2.01	<b>1.59</b>	4.56	2.05	<b>2.22</b>

# Calcolo azioni per e/m fragili

Azioni provenienti da analisi con spettro elastico su una trave.

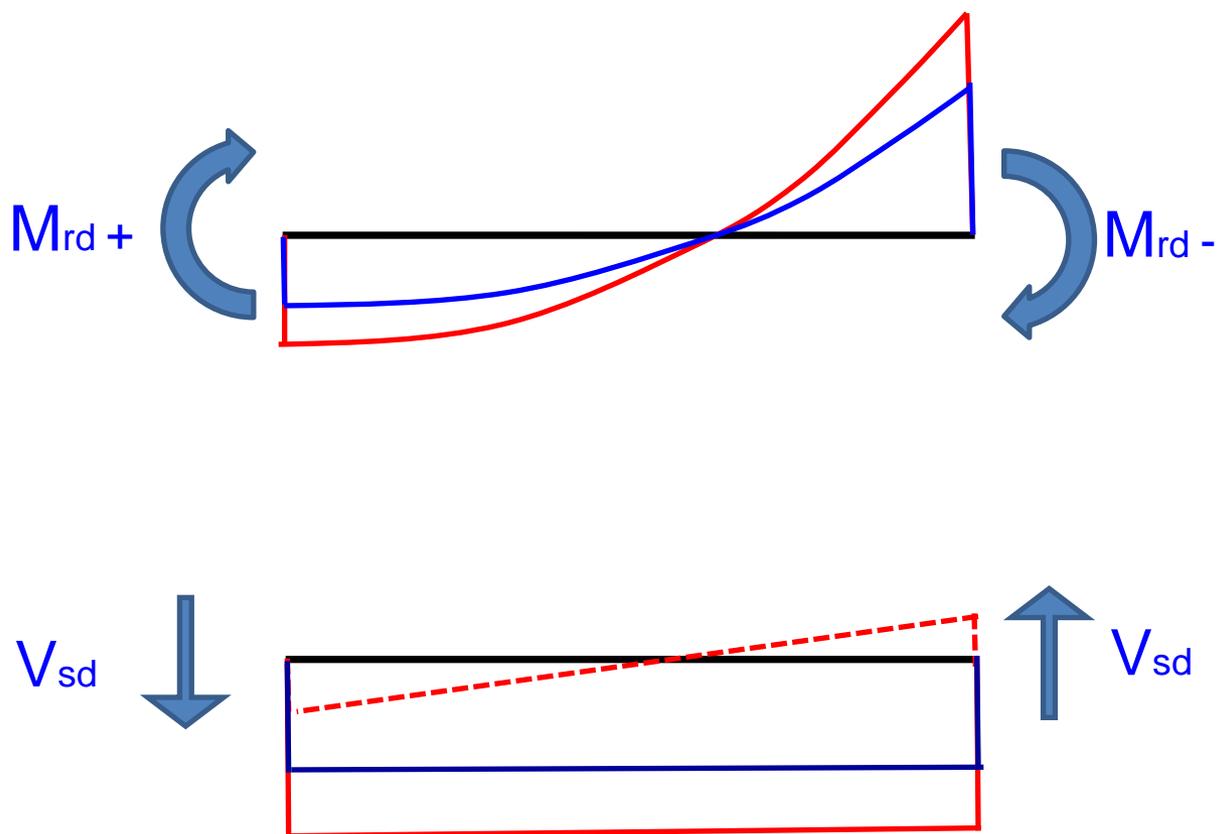


Se  $\rho < 1$ :

•  $M_{sd} < M_{rd} \rightarrow \mathbf{V_{sd} = T_{sd}}$

# Calcolo azioni per e/m fragili

Azioni provenienti da valutazioni  
di equilibrio

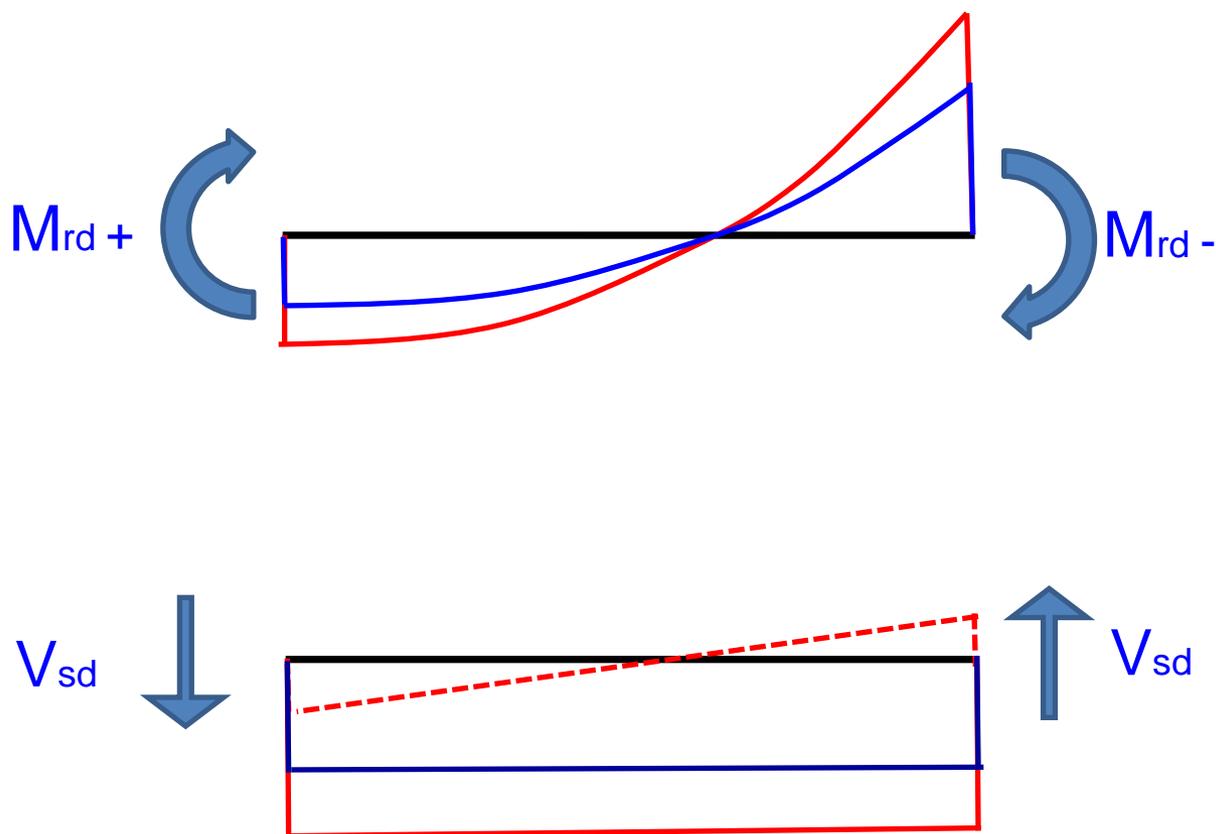


Se  $\rho < 1$ :

•  $M_{sd} < M_{rd} \rightarrow \mathbf{V_{sd} = T_{sd}}$

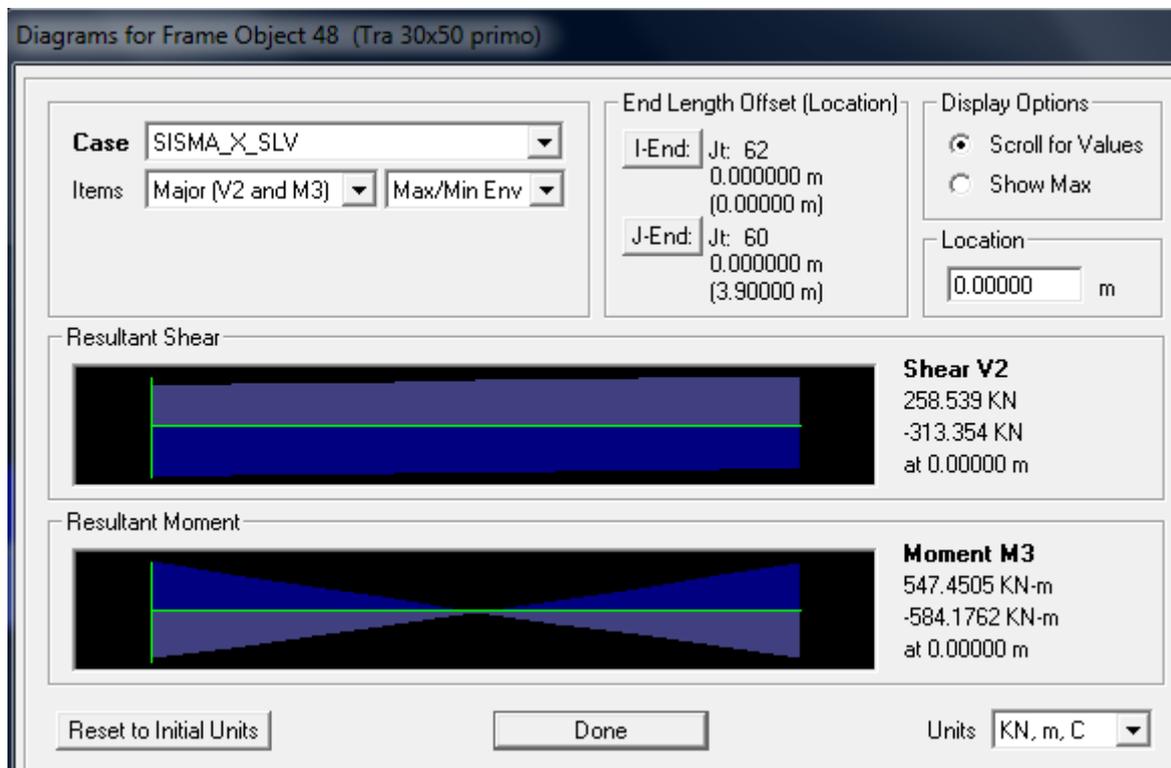
# Calcolo azioni per e/m fragili

Azioni provenienti da valutazioni  
di equilibrio



$$V_{sd} = V_{grav} + \frac{M_{rd}^{+} + M_{rd}^{-}}{l}$$

# Azioni su e/m fragili: Trave 48



Azioni sull'elemento derivanti dall'analisi:

$$M_{sd+} = +547 \text{ kNm}$$

$$M_{sd-} = -584 \text{ kNm}$$

$$T_{sd} = 313 \text{ kN}$$

Calcolo  $\rho$  per l'elemento:

$$M_{rd+} = +121 \text{ kNm} \quad \rho_{+} = 547/121 = 4.52 > 1$$

$$M_{rd-} = -146 \text{ kNm} \quad \rho_{-} = 584/147 = 3.97 > 1$$

# Calcolo azioni per e/m fragili

Azioni provenienti da valutazioni di equilibrio

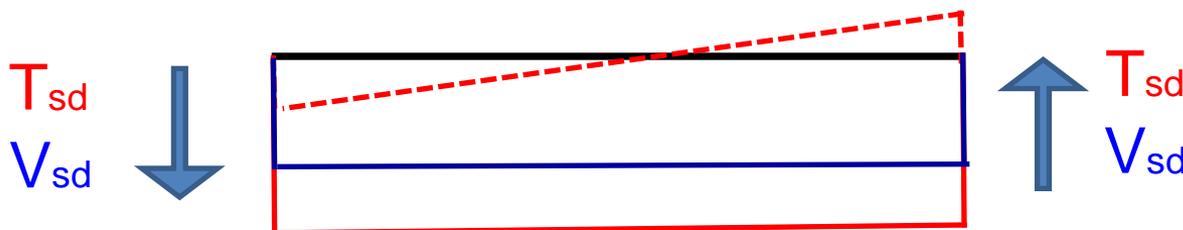
$$V_{grav} = 27kN \qquad \frac{M_{rd}^+ + M_{rd}^-}{l} = \frac{121+146}{4.4} = 60.68kN$$

$$V_{sd} = V_{grav} + \frac{M_{rd}^+ + M_{rd}^-}{l} = 87.68kN \ll 313kN = T_{sd}$$

Se  $\rho > 1$

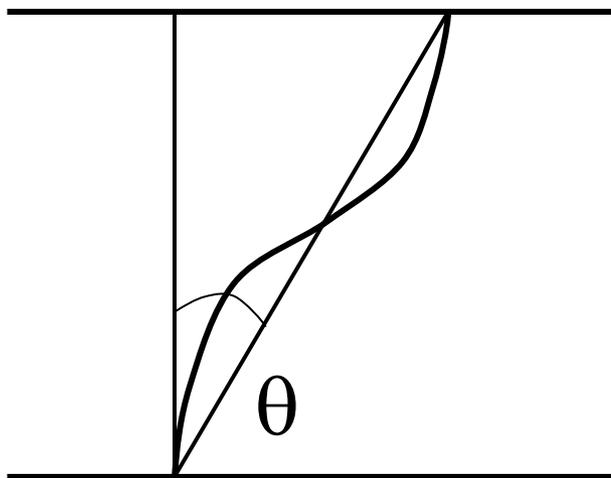
$$V_{sd} \neq T_{sd}$$

$$V_{sd} \ll T_{sd}$$



# Verifiche di duttilità

- a) Verifica degli e/m duttili
  - Si verifica la rotazione della corda  $\theta$



$$\theta_{analisi} \leq \theta_{limite}$$

# Verifiche di duttilità

## Capacità di rotazione ultima di collasso C8A6.1

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

Dove:  $\gamma_{el} = 1.5$  per elementi primari,  $=1$  per elementi secondari (definiti in 4.3.2)  
 $v = N / (A_c f_c)$  è lo sforzo assiale normalizzato

$\omega = A_s f_y / (b h f_c)$  percentuali meccaniche di armatura in traz. e comp.

$\omega' = A'_s f_y / (b h f_c)$

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$  percentuale di armatura trasversale

$\rho_d$  percentuale di armatura diagonale

$\alpha = \left( 1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left( 1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o} \right)$  fattore di efficienza del confinamento

# Verifiche di duttilità

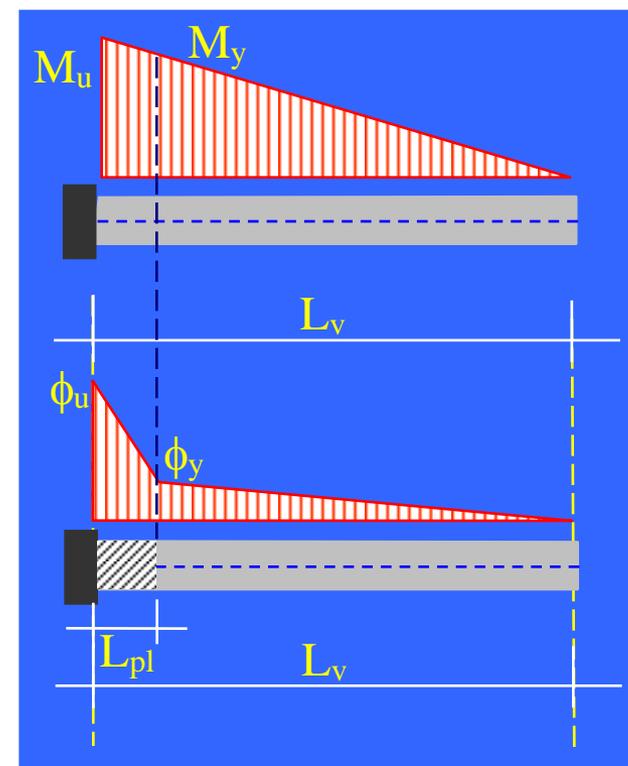
- In alternativa:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

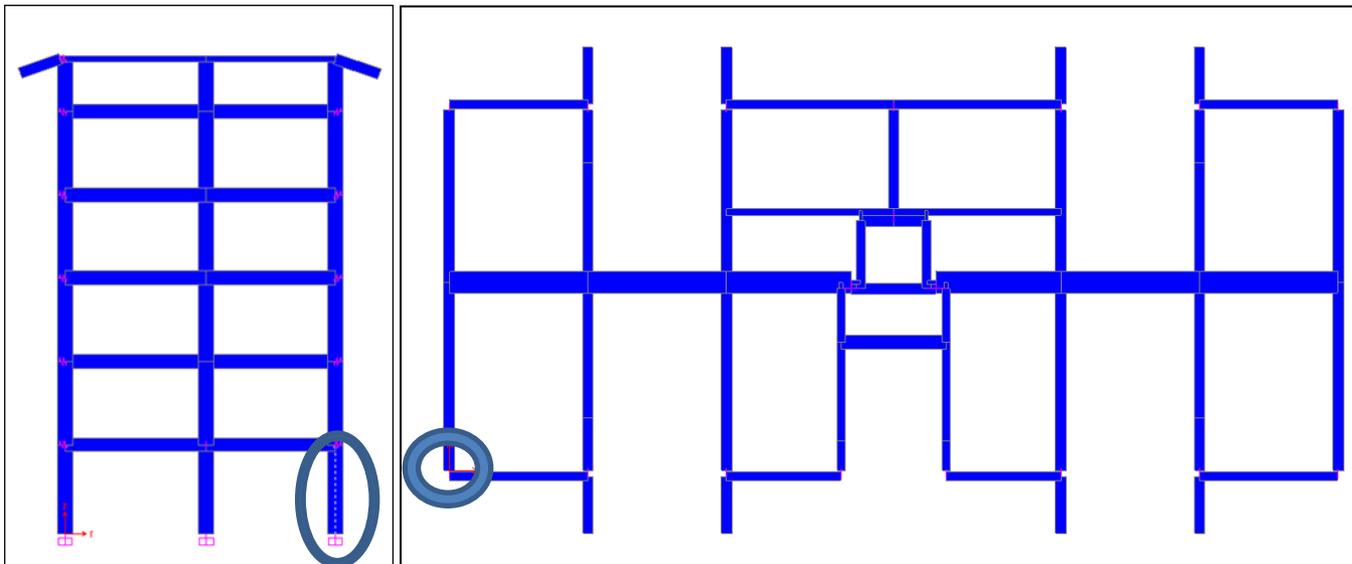
$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}}$$

lunghezza di cerniera plastica

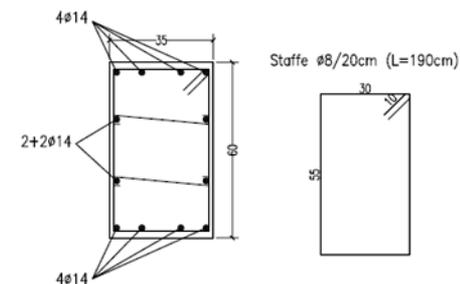
$d_{bL}$  diametro (medio) delle barre longitudinali



# Verifiche di duttilità



PILASTRO 35x60



Barre longitudinali 12φ14

Dal modello bisogna valutare:

- Carico assiale da carichi gravitazionali:

$$N_d = -523kN$$

- Drift di piano per valutare la rotazione della corda:

$$D_r = 4.32cm$$

$$g_d = \frac{D_r}{H} = \frac{4.32}{320} = 0.0135$$

# Verifiche di duttilità

Nota la domanda di rotazione e il carico assiale medio sull'elemento, si può procedere col calcolo della capacità di rotazione dell'elemento con una delle due formulazioni precedentemente illustrate.

## Metodo 1

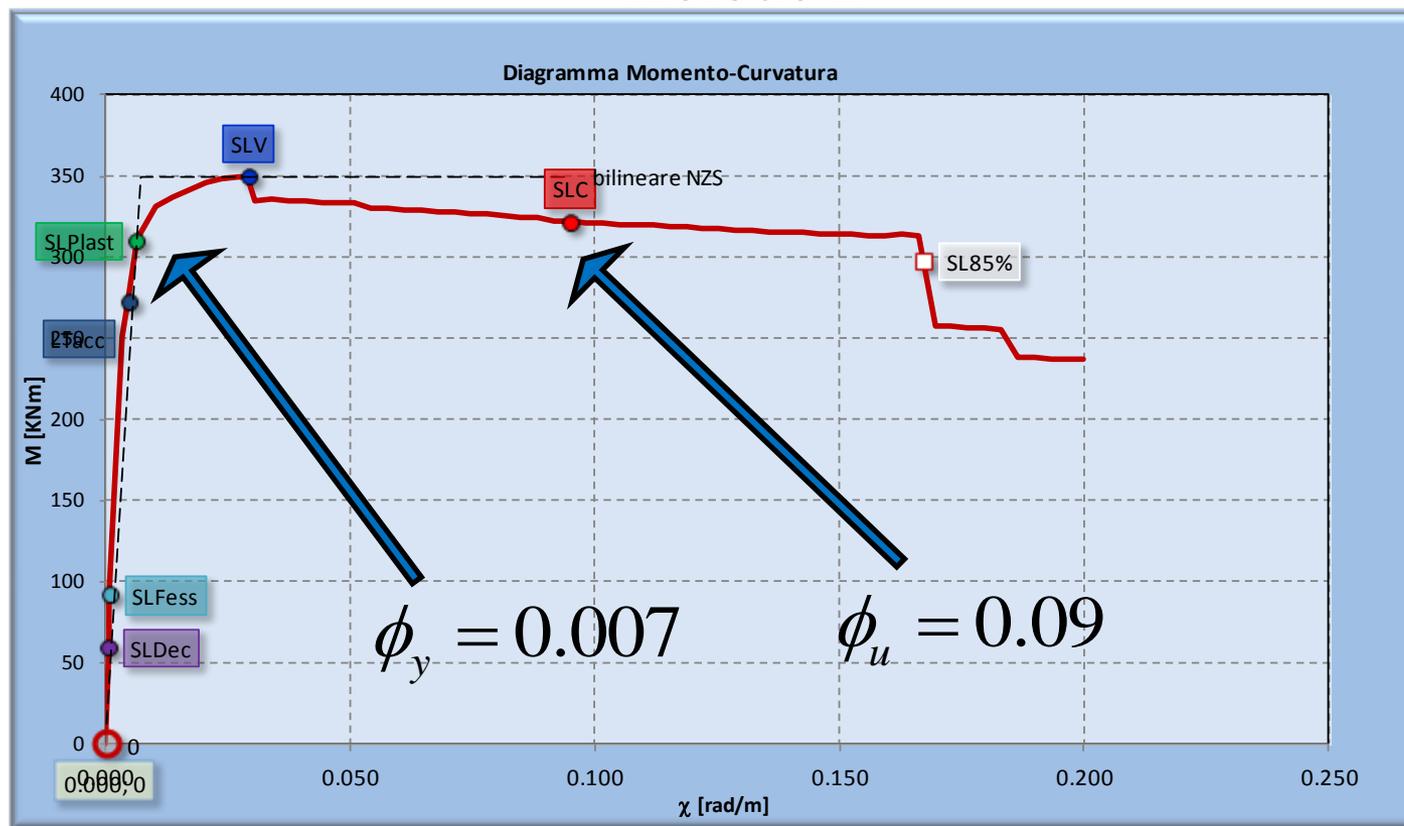
$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d}) = 0.024$$

$$0.024 = \theta_u > \theta_d = 0.0135$$

# Verifiche di duttilità

Per utilizzare il secondo metodo è necessario calcolare il diagramma momento-curvatura della sezione in esame, per poter conoscere la curvatura di snervamento e la curvatura ultima.

## Metodo 2



# Verifiche di duttilità:

Per utilizzare il secondo metodo è necessario calcolare il diagramma momento-curvatura della sezione in esame, per poter conoscere la curvatura di snervamento e la curvatura ultima

## Metodo 2

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v} \right) \right) = 0.037$$

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_b L f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}} = 62cm$$

$$0.037 = \theta_u > \theta_d = 0.0135$$



**FINE**