

Corso di aggiornamento  
Progettazione strutturale  
e Norme Tecniche per le Costruzioni

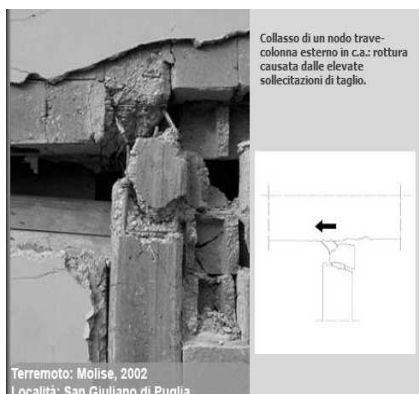
## Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

7 - Analisi lineare: verifica di resistenza - rottura dei nodi  
e scorrimento trave-pilastro

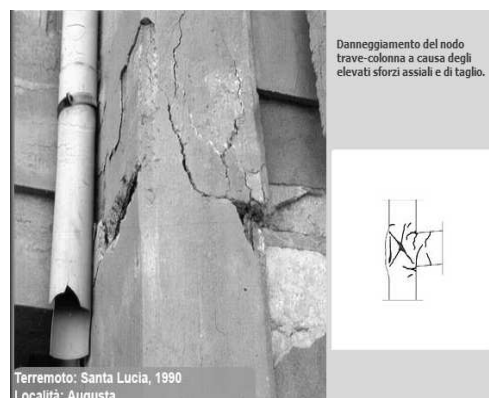
Imola  
16-18 maggio 2013  
Aurelio Ghersi

## Rottura dei nodi

### Rottura dei nodi



### Rottura dei nodi



### Rottura dei nodi



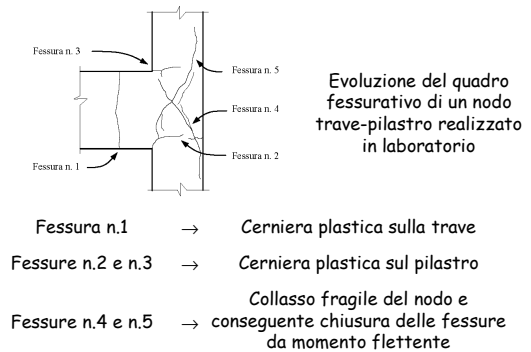
### Rottura dei nodi



## Rottura dei nodi



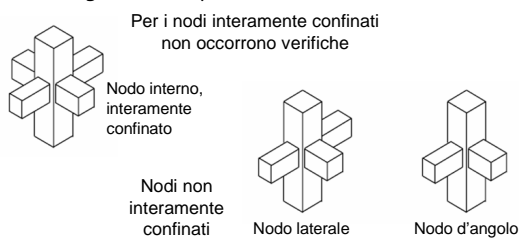
## Danneggiamento del nodo per azioni cicliche



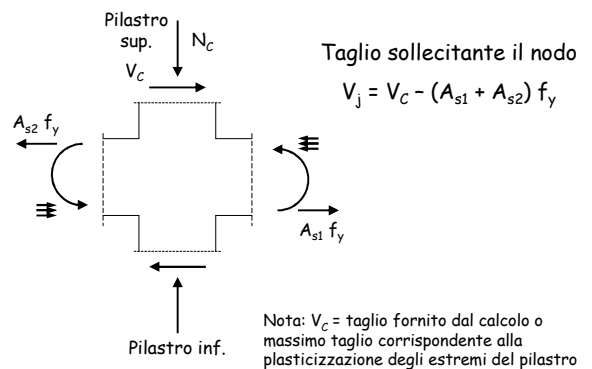
## Confinamento dei nodi

### Nodi interamente confinati

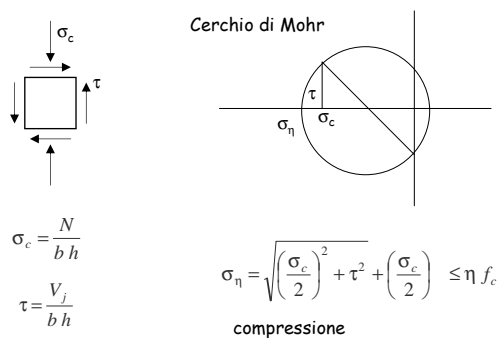
- In ognuna delle 4 facce si innestano travi
- Le travi sono sovrapposte ai pilastri per almeno  $\frac{3}{4}$  della larghezza del pilastro (e tra loro per  $\frac{3}{4}$  dell'altezza)



## Azione tagliante nel nodo



## Verifica del nodo compressione - in assenza di specifiche armature



## Verifica del nodo compressione - in assenza di specifiche armature

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

con semplici passaggi (vedi file Nodo.pdf)

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

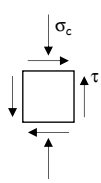
ovvero NTC 08, punto 7.4.4.3.1

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

$$v = \frac{N}{b h f_c} \quad \eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \quad \begin{matrix} \alpha_j = 0.60 & \text{nodo interno} \\ \alpha_j = 0.48 & \text{nodo esterno} \end{matrix}$$

### Verifica del nodo

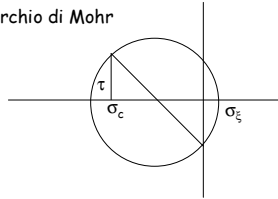
trazione - in assenza di specifiche armature



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

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

Cerchio di Mohr



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

trazione

### Verifica del nodo

trazione - in assenza di specifiche armature

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

si può ottenere

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

ovvero

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

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

NTC 08

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

OPCM 3431

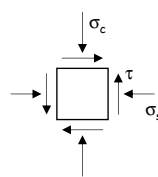
### Verifica del nodo

trazione - in assenza di specifiche armature

- Una osservazione:  
quale valore prendere per  $f_{ctm}$ ?
- La formula generale per nuova progettazione lega la resistenza a trazione al valore caratteristico di  $f_c$ , elevato a 2/3  
 $f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$
- Nell'OPCM lo mette in relazione alla radice quadrata di  $f_c$   
 $f_{ctm} = 0.3 \sqrt{f_c}$
- Ritengo che sia questo il riferimento corretto e quindi, più precisamente  
 $f_{ctm} = 0.3 \sqrt{\frac{f_{cm}}{FC \gamma_c}}$

### Verifica del nodo

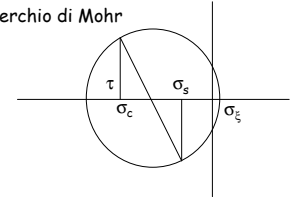
trazione - in presenza di armature orizzontali



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

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

Cerchio di Mohr



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

trazione

### Verifica del nodo

trazione - in presenza di armature orizzontali

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

con semplici passaggi  
(vedi file Nodo.pdf)

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

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

ovvero  
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

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

E quindi

$$V_j \leq b h \sqrt{\left(\frac{A_s f_y}{b h} + f_{ct}\right)(f_{ct} + v f_c)}$$

### Esempio verifica di alcuni nodi

| pilastro | piano | taglio (m) | VEd max (m) | Nq    | sc    | v/eta |
|----------|-------|------------|-------------|-------|-------|-------|
| 10       | 6     | 78.06      | 35.55       | 144.0 | 4.690 | 0.308 |
| 10       | 5     | 134.30     | 46.44       | 288.0 | 3.200 | 0.617 |
| 10       | 4     | 163.17     | 62.13       | 432.0 | 2.800 | 0.625 |
| 10       | 3     | 261.96     | 102.09      | 576.2 | 4.818 | 0.929 |
| 10       | 2     | 333.23     | 150.64      | 726.7 | 4.945 | 0.933 |
| 10       | 1     | 347.64     | 225.22      | 877.4 | 4.874 | 0.939 |

Nodo interno

sezione pilastro 30x30

$$f_c = \frac{f_{cm}}{FC \gamma_c} = 8.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{288.0}{30 \times 30} \times 10^1 = 3.20 \text{ MPa}$$

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) = 0.6 \left(1 - \frac{8.97}{250}\right) = 0.578 \quad \alpha_j = 0.60$$

$$v = \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{3.20}{8.97} = 0.357$$

$$\frac{v}{\eta} = \frac{0.357}{0.578} = 0.617$$

## Esempio verifica di alcuni nodi

| pilastro | piano | taglio<br>(kN) | VEd max<br>(kN) | Nq    | oc    | v/η   | As-sin<br>sup (cm2) | As-des<br>sup (cm2) | inf (cm2) | MEd/z<br>sx+dx(kN) | As fy<br>(kN) | Vj<br>(kN) |        |
|----------|-------|----------------|-----------------|-------|-------|-------|---------------------|---------------------|-----------|--------------------|---------------|------------|--------|
| 10       | 6     | 78.06          | 35.55           | 144.0 | 1.600 | 0.308 | 7.70                | 3.08                | 7.70      | 3.08               | 278.5         | 278.47     | 242.92 |
| 10       | 5     | 134.30         | 46.44           | 288.0 | 3.200 | 0.617 | 7.70                | 3.08                | 7.70      | 3.08               | 726.5         | 377.15     | 543.09 |
| 10       | 4     | 163.17         | 62.13           | 432.0 | 4.800 | 0.925 | 7.70                | 3.08                | 7.70      | 3.08               | 1026.6        | 377.15     | 543.09 |
| 10       | 3     | 261.96         | 102.09          | 578.2 | 4.818 | 0.928 | 7.70                | 3.08                | 7.70      | 3.08               | 1482.5        | 377.15     | 543.09 |
| 10       | 2     | 333.23         | 150.64          | 726.7 | 4.845 | 0.933 | 7.70                | 3.08                | 7.70      | 3.08               | 2013.7        | 377.15     | 543.09 |
| 10       | 1     | 347.64         | 225.22          | 877.4 | 4.874 | 0.939 | 7.70                | 3.08                | 7.70      | 3.08               | 1983.1        | 377.15     | 543.09 |

Nodo interno

sezione pilastro 30×30

Azione orizzontale dovuta all'armatura dei travi

$$F = A_s f_y \quad \text{MIN } F = (7.70 + 3.08) \times 420 / 1.2 \times 10^{-1} = 377.15 \text{ kN}$$

$$\text{MAX } F = (7.70 + 3.08) \times 420 \times 1.2 \times 10^{-1} = 543.09 \text{ kN}$$

Nota: in questo caso le armature sono snervate perché il momento sollecitante (sin-des) darebbe una trazione M/z maggiore

$$V_j = |V_c - A_s f_y| = |46.44 - 543.09| = 496.65 \text{ kN}$$

## Esempio verifica di alcuni nodi

| pilastro | piano | taglio<br>(kN) | VEd max<br>(kN) | Nq    | oc    | v/η   | As-sin<br>sup (cm2) | As-des<br>sup (cm2) | inf (cm2) | MEd/z<br>sx+dx(kN) | As fy<br>(kN) | Vj<br>(kN) |        |
|----------|-------|----------------|-----------------|-------|-------|-------|---------------------|---------------------|-----------|--------------------|---------------|------------|--------|
| 10       | 6     | 78.06          | 35.55           | 144.0 | 1.600 | 0.308 | 7.70                | 3.08                | 7.70      | 3.08               | 278.5         | 278.47     | 242.92 |
| 10       | 5     | 134.30         | 46.44           | 288.0 | 3.200 | 0.617 | 7.70                | 3.08                | 7.70      | 3.08               | 726.5         | 377.15     | 543.09 |
| 10       | 4     | 163.17         | 62.13           | 432.0 | 4.800 | 0.925 | 7.70                | 3.08                | 7.70      | 3.08               | 1026.6        | 377.15     | 543.09 |
| 10       | 3     | 261.96         | 102.09          | 578.2 | 4.818 | 0.928 | 7.70                | 3.08                | 7.70      | 3.08               | 1482.5        | 377.15     | 543.09 |
| 10       | 2     | 333.23         | 150.64          | 726.7 | 4.845 | 0.933 | 7.70                | 3.08                | 7.70      | 3.08               | 2013.7        | 377.15     | 543.09 |
| 10       | 1     | 347.64         | 225.22          | 877.4 | 4.874 | 0.939 | 7.70                | 3.08                | 7.70      | 3.08               | 1983.1        | 377.15     | 543.09 |

Nodo interno

sezione pilastro 30×60

Azione orizzontale dovuta all'armatura

$$F = A_s f_y \quad \text{MIN } F = (7.70 + 3.08) \times 420 / 1.2 \times 10^{-1} = 377.15 \text{ kN}$$

$$\text{MAX } F = (7.70 + 3.08) \times 420 \times 1.2 \times 10^{-1} = 543.09 \text{ kN}$$

$$V_j = |V_c - A_s f_y| = |225.22 - 543.09| = 317.87 \text{ kN}$$

## Esempio verifica di alcuni nodi

| pilastro | piano | taglio<br>(kN) | VEd max<br>(kN) | Nq    | oc    | v/η   | Vj<br>(kN) | V/R com<br>(kN) | V/R tra<br>(kN) |
|----------|-------|----------------|-----------------|-------|-------|-------|------------|-----------------|-----------------|
| 10       | 6     | dir x          |                 |       |       |       |            |                 |                 |
| 10       | 5     | 78.06          | 35.55           | 144.0 | 1.600 | 0.308 | 242.92     | 284.90          | 98.90           |
| 10       | 5     | 134.30         | 46.44           | 288.0 | 3.200 | 0.617 | 496.65     | 212.12          | 126.66          |
| 10       | 4     | 163.17         | 62.13           | 432.0 | 4.800 | 0.925 | 480.97     | 93.92           | 149.35          |
| 10       | 3     | 261.96         | 102.09          | 578.2 | 4.818 | 0.928 | 441.01     | 133.36          | 217.59          |
| 10       | 2     | 333.23         | 150.64          | 726.7 | 4.845 | 0.933 | 392.45     | 168.72          | 286.24          |
| 10       | 1     | 347.64         | 225.22          | 877.4 | 4.874 | 0.939 | 317.87     | 199.68          | 355.31          |

Nodo interno

sezione pilastro 30×60

$$\sigma_c = 4.874 \text{ MPa} \quad v = 0.543 \quad \eta = 0.578$$

$$V_{jR,com} = \eta f_c b h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}} = 0.578 \times 8.97 \times 30 \times 52 \times \sqrt{1 - \frac{0.543}{0.578}} \times 10^{-1} = 199.68 \text{ kN}$$

## Esempio verifica di alcuni nodi

| pilastro | piano | taglio<br>(kN) | VEd max<br>(kN) | Nq    | oc    | v/η   | Vj<br>(kN) | V/R com<br>(kN) | V/R tra<br>(kN) |
|----------|-------|----------------|-----------------|-------|-------|-------|------------|-----------------|-----------------|
| 10       | 6     | dir x          |                 |       |       |       |            |                 |                 |
| 10       | 5     | 78.06          | 35.55           | 144.0 | 1.600 | 0.308 | 242.92     | 284.90          | 98.90           |
| 10       | 5     | 134.30         | 46.44           | 288.0 | 3.200 | 0.617 | 496.65     | 212.12          | 126.66          |
| 10       | 4     | 163.17         | 62.13           | 432.0 | 4.800 | 0.925 | 480.97     | 93.92           | 149.35          |
| 10       | 3     | 261.96         | 102.09          | 578.2 | 4.818 | 0.928 | 441.01     | 133.36          | 217.59          |
| 10       | 2     | 333.23         | 150.64          | 726.7 | 4.845 | 0.933 | 392.45     | 168.72          | 286.24          |
| 10       | 1     | 347.64         | 225.22          | 877.4 | 4.874 | 0.939 | 317.87     | 199.68          | 355.31          |

Nodo interno

sezione pilastro 30×60

$$f_{ct} = 0.3 \times \sqrt{8.97} = 0.90 \text{ MPa}$$

$$V_j > \text{MIN}(V_{jR,com}; V_{jR,tra})$$

Non verificato per  $a_y = 0.25 g$

$$V_{jR,tra} = f_{ct} b h_{jc} \sqrt{1 + \frac{N}{b h f_{ct}}} = 0.90 \times 30 \times 52 \times \sqrt{1 + \frac{4.87}{0.90}} \times 10^{-1} = 355.31 \text{ kN}$$

## Esempio verifica di alcuni nodi

| pilastro | piano | taglio<br>(kN) | VEd max<br>(kN) | Nq    | oc    | v/η   | Vj<br>(kN) | V/R com<br>(kN) | V/R tra<br>(kN) | p  | 1/p   |
|----------|-------|----------------|-----------------|-------|-------|-------|------------|-----------------|-----------------|----|-------|
| 10       | 6     | dir x          |                 |       |       |       |            |                 |                 |    |       |
| 10       | 5     | 78.06          | 35.55           | 144.0 | 1.600 | 0.308 | 242.92     | 284.90          | 98.90           | no | 2.456 |
| 10       | 5     | 134.30         | 46.44           | 288.0 | 3.200 | 0.617 | 496.65     | 212.12          | 126.66          | no | 3.921 |
| 10       | 4     | 163.17         | 62.13           | 432.0 | 4.800 | 0.925 | 480.97     | 93.92           | 149.35          | no | 5.121 |
| 10       | 3     | 261.96         | 102.09          | 578.2 | 4.818 | 0.928 | 441.01     | 133.36          | 217.59          | no | 3.307 |
| 10       | 2     | 333.23         | 150.64          | 726.7 | 4.845 | 0.933 | 392.45     | 168.72          | 286.24          | no | 2.326 |
| 10       | 1     | 347.64         | 225.22          | 877.4 | 4.874 | 0.939 | 317.87     | 199.68          | 355.31          | no | 1.592 |

Nodo interno

sezione pilastro 30×60

- In qualche piano il nodo si rompe per valori piuttosto piccoli dell'accelerazione sismica (ma maggiori di quelli che portano a rottura i pilastri per taglio)

## Esempio verifica di alcuni nodi

| pilastro | piano | taglio<br>(kN) | VEd max<br>(kN) | Nq    | oc    | v/η   | Vj<br>(kN) | V/R com<br>(kN) | V/R tra<br>(kN) | p  | 1/p                 |
|----------|-------|----------------|-----------------|-------|-------|-------|------------|-----------------|-----------------|----|---------------------|
| 10       | 6     | dir x          |                 |       |       |       |            |                 |                 |    |                     |
| 10       | 5     | 78.06          | 35.55           | 144.0 | 1.600 | 0.308 | 242.92     | 284.90          | 98.90           | no | 2.456               |
| 10       | 5     | 134.30         | 46.44           | 288.0 | 3.200 | 0.617 | 496.65     | 212.12          | 126.66          | no | 3.921               |
| 10       | 4     | 163.17         | 62.13           | 432.0 | 4.800 | 0.925 | 480.97     | 93.92           | 149.35          | no | 5.121               |
| 10       | 3     | 261.96         | 102.09          | 578.2 | 4.818 | 0.928 | 441.01     | 133.36          | 217.59          | no | 3.307               |
| 10       | 2     | 333.23         | 150.64          | 726.7 | 4.845 | 0.933 | 392.45     | 168.72          | 286.24          | no | 2.326               |
| 10       | 1     | 347.64         | 225.22          | 877.4 | 4.874 | 0.939 | 317.87     | 199.68          | 355.31          | no | 1.592               |
| 17       | 6     | dir y          |                 |       |       |       |            |                 |                 |    |                     |
| 17       | 5     | 90.14          | 27.61           | 50.5  | 0.561 | 0.136 | 127.56     | 254.85          | 75.59           | no | 1.688               |
| 17       | 5     | 127.02         | 34.61           | 132.5 | 1.472 | 0.355 | 120.56     | 220.16          | 96.33           | no | 1.251               |
| 17       | 4     | 155.92         | 41.09           | 214.5 | 2.383 | 0.574 | 114.08     | 178.86          | 113.34          | no | 1.006               |
| 17       | 3     | 166.72         | 47.03           | 296.5 | 3.254 | 0.731 | 108.14     | 124.55          | 128.11          | ok | ok                  |
| 17       | 2     | 164.68         | 52.42           | 378.5 | 4.296 | 1.013 | 102.74     | 124.55          | 141.35          | no | sigma c > sigma c > |
| 17       | 1     | 94.53          | 63.72           | 460.5 | 5.117 | 1.232 | 91.45      | 153.45          | 153.45          | no | sigma c > sigma c > |
| 1        | 6     | dir y          |                 |       |       |       |            |                 |                 |    |                     |
| 1        | 5     | 130.40         | 37.14           | 163.7 | 1.819 | 0.438 | 126.19     | 248.62          | 79.85           | no | 1.578               |
| 1        | 4     | 160.66         | 44.55           | 261.3 | 2.903 | 0.699 | 118.03     | 205.43          | 103.14          | no | 1.144               |
| 1        | 3     | 174.05         | 51.19           | 358.9 | 3.888 | 0.820 | 110.62     | 150.29          | 121.99          | ok | ok                  |
| 1        | 2     | 158.53         | 63.59           | 456.5 | 4.072 | 1.222 | 103.98     | 154.62          | 138.30          | no | 1.907               |
| 1        | 1     | 198.72         | 100.35          | 556.4 | 4.637 | 1.117 | 91.67      | 152.88          | 152.88          | no | sigma c > sigma c > |

$\eta f_{cd} = 5.19 \text{ MPa}$  per nodo interno  $\eta f_{cd} = 4.15 \text{ MPa}$  per nodo esterno  
alcuni nodi esterni hanno  $\sigma_c > \eta f_{cd}$  (ma per bassi valori di V forse non ha senso usare come limite  $\eta f_{cd}$ )

## Verifica dei nodi conclusione

I nodi interni stanno spesso male per  $a_g=0.25\text{ g}$ , ma se li si considera come confinati la verifica non sarebbe necessaria

I nodi esterni spesso non sono verificati per  $a_g=0.25\text{ g}$ , anche ai piani bassi perché lì  $\sigma_c$  è eccessiva (o  $\eta f_{cd}$  troppo bassa - ma probabilmente per bassi valori di  $V$  occorrerebbe ridiscutere  $\eta f_{cd}$ )

Il fatto che molti nodi non stiano troppo male probabilmente dipende dal fatto che:

- La resistenza a flessione dei pilastri non è molto alta (e questo limita il taglio nei pilastri)
- Anche la resistenza a flessione delle travi non è molto alta (e questo riduce la loro azione sui nodi)

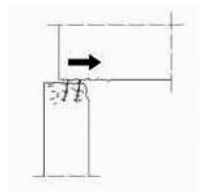
Nota: si sarebbe dovuto tener conto anche della variazione di sforzo normale nei nodi

## Scorrimento tra testa pilastro e nodo

### Scorrimento pilastro-nodo

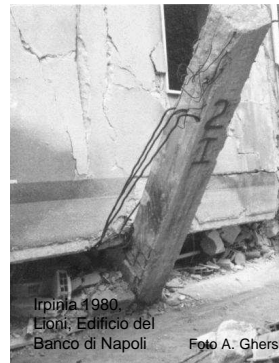


Sicilia 1990,  
terremoto di  
Santa Lucia,  
Augusta

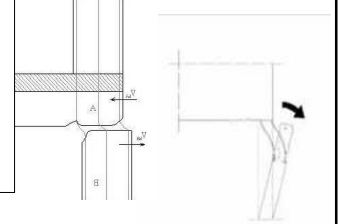


Scorrimento tra la sommità del pilastro  
e la trave in corrispondenza  
della ripresa di getto

### Scorrimento pilastro-nodo



Irpinia 1980,  
Lioni; Edificio del  
Banco di Napoli  
Foto A. Ghersi

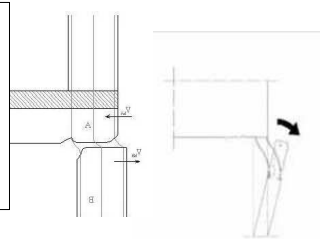


Scorrimento tra la sommità del pilastro  
e la trave in corrispondenza  
della ripresa di getto

### Scorrimento pilastro-nodo



Irpinia 1980,  
Lioni; Edificio del  
Banco di Napoli  
Foto A. Ghersi



Scorrimento tra la sommità del pilastro  
e la trave in corrispondenza  
della ripresa di getto

### Verifica di scorrimento pilastro-nodo

- Non esistono molte indicazioni a riguardo
- Solo l'Eurocodice 8, parte 1 (punto 5.5.3.4.4) parla di verifica di scorrimento tra parete e impalcato; le formule proposte possono estendersi, con opportune modifiche, anche al caso in esame

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

Resistenza delle barre verticali      Resistenza di eventuali barre inclinate      Resistenza per attrito

## Verifica di scorrimento pilastro-nodo

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \times \sum A_{sj} \times \sqrt{f_{cd} \times f_{yd}} \\ 0,25 \times f_{yd} \times \sum A_{sj} \end{array} \right.$$

$$V_{id} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_1 \times [(\sum A_{sj} \times f_{yd} + N_{Ed}) \times \xi + M_{Ed}/z] \\ 0,5 \eta \times f_{cd} \times \xi \times l_w \times b_{wo} \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

Resistenza delle  
barre verticali

Resistenza di eventuali  
barre inclinate

Resistenza  
per attrito

## Esempio verifica scorrimento

| pilastro | piano | taglio<br>(dN) | VEd max<br>(dN) | Nq    | Vdd 1 | Vdd 2 | ξ     | Vid 1  | Vid 2  | VRdS   |    |
|----------|-------|----------------|-----------------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|----|
| 11       | 6     | 65.97          | 35.55           | 144.0 |       |       |       |        |        |        |    |
| 11       | 5     | 110.60         | 46.44           | 288.0 |       |       |       |        |        |        |    |
| 11       | 4     | 133.99         | 62.13           | 432.0 |       |       |       |        |        |        |    |
| 11       | 3     | 199.09         | 102.09          | 578.2 |       |       |       |        |        |        |    |
| 11       | 2     | 242.24         | 150.64          | 726.7 |       |       |       |        |        |        |    |
| 11       | 1     | 284.03         | 225.22          | 877.4 |       |       |       |        |        |        |    |
| dir y    |       |                |                 |       |       |       |       |        |        |        |    |
| 17       | 6     | 90.14          | 27.61           | 50.5  | 30.73 | 34.42 | 4.00  | 97.88  | 29.85  | 60.58  | ok |
| 17       | 5     | 127.02         | 34.61           | 132.5 | 30.73 | 34.42 | 6.08  | 136.68 | 45.34  | 76.08  | ok |
| 17       | 4     | 155.92         | 41.09           | 214.5 | 30.73 | 34.42 | 9.84  | 192.57 | 73.41  | 104.14 | ok |
| 17       | 3     | 166.72         | 47.03           | 296.5 | 30.73 | 34.42 | 13.60 | 259.19 | 101.47 | 132.20 | ok |
| 17       | 2     | 164.68         | 52.42           | 378.5 | 30.73 | 34.42 | 17.36 | 336.50 | 129.53 | 160.26 | ok |
| 17       | 1     | 94.53          | 63.72           | 460.5 | 41.83 | 46.85 | 21.12 | 464.85 | 157.59 | 199.42 | ok |
| dir y    |       |                |                 |       |       |       |       |        |        |        |    |
| 1        | 6     | 91.30          | 28.98           | 66.1  |       |       |       |        |        |        |    |
| 1        | 5     | 130.40         | 37.14           | 163.7 |       |       |       |        |        |        |    |
| 1        | 4     | 160.66         | 44.55           | 261.3 |       |       |       |        |        |        |    |
| 1        | 3     | 174.05         | 51.19           | 358.9 |       |       |       |        |        |        |    |
| 1        | 2     | 158.93         | 63.50           | 456.5 |       |       |       |        |        |        |    |
| 1        | 1     | 198.72         | 100.35          | 556.4 |       |       |       |        |        |        |    |

Nota: N (e quindi  $V_{id}$ ) si può ridurre anche di molto per effetto del sisma

## Verifica scorrimento commento

- Nell'esempio la verifica a scorrimento non risulta condizionante
  - La variazione di sforzo normale indotta dal sisma potrebbe essere penalizzante ma in questo caso non cambia la sostanza
- Il problema diventa invece rilevante in presenza di tamponature (specie se robuste) perché in tal caso il taglio aumenta notevolmente e la decompressione del pilastro è più rilevante