

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

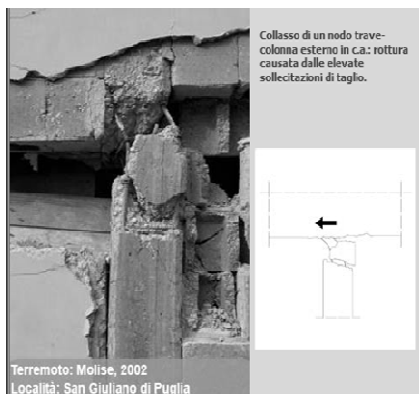
Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

6 - Verifica per collasso fragile - rottura dei nodi e scorrimento

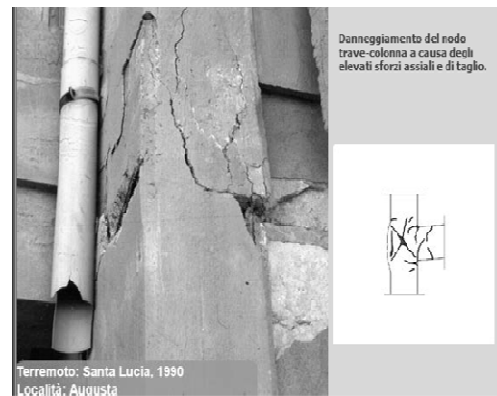
Spoleto
24-26 maggio 2012
Aurelio Ghersi

Rottura dei nodi

Rottura dei nodi



Rottura dei nodi



Rottura dei nodi



Rottura dei nodi



Rottura dei nodi

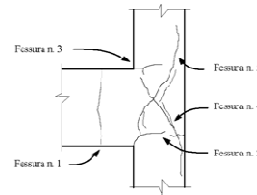


Danneggiamento del nodo trave-colonna esterno: espulsione del copriferro a causa delle sollecitazioni flettenti.



Terremoto: Molise, 2002
Località: San Giuliano di Puglia

Danneggiamento del nodo per azioni cicliche



Evoluzione del quadro fessurativo di un nodo trave-pilastro realizzato in laboratorio

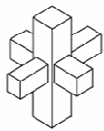
- Fessura n.1 → Cerniera plastica sulla trave
- Fessure n.2 e n.3 → Cerniera plastica sul pilastro
- Fessure n.4 e n.5 → Collasso fragile del nodo e conseguente chiusura delle fessure da momento flettente

Confinamento dei nodi

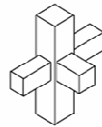
Nodi interamente confinati

- 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)

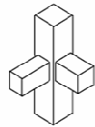
Per i nodi interamente confinati non occorrono verifiche



Nodo interno, interamente confinato

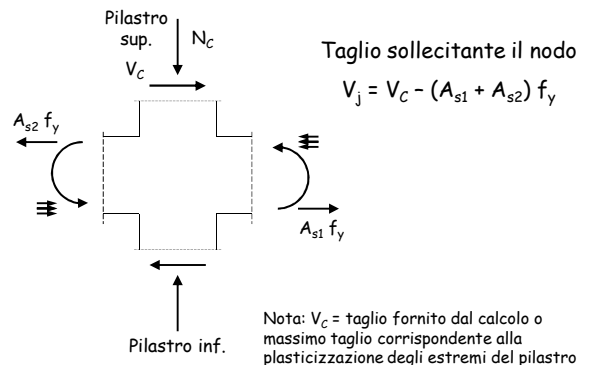


Nodi non interamente confinati

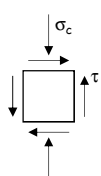


Nodo d'angolo

Azione tagliante nel nodo



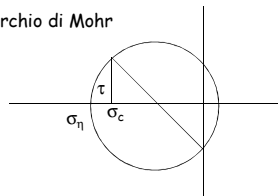
Verifica del nodo compressione - in assenza di specifiche armature



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

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

Cerchio di Mohr



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

compressione

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

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

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

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

$$\alpha_j = 0.60$$

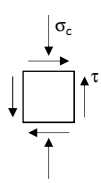
nodo interno

$$\alpha_j = 0.48$$

nodo esterno

Verifica del nodo

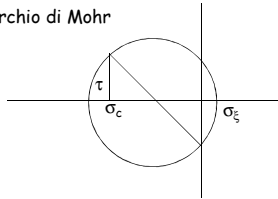
trazione - in assenza di specifiche armature



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

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

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

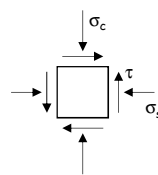
Verifica del nodo

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

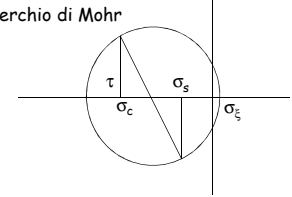
trazione - in presenza di armature orizzontali



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

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

Cerchio di Mohr



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

trazione

Verifica del nodo

trazione - in presenza di armature orizzontali

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

con semplici passaggi
(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)	V/Ed max (kN)	N _q	σ _c	v/η	A _{s1} (cm ²)
11	6	65.97	35.55	144.0	3.200	0.608	3.08
11	5	110.60	46.44	288.0	3.200	0.517	3.08
11	4	133.99	62.13	432.0	3.200	0.445	3.08
11	3	198.09	102.09	576.0	4.815	0.323	3.08
11	2	242.24	150.64	726.7	4.845	0.333	3.08
11	1	294.03	225.22	877.4	4.874	0.339	3.08

Nodo interno

sezione pilastro 30x30

$$f_c = \frac{f_{cm}}{FC \gamma_c} = 8.97 \text{ MPa} \quad \sigma_c = \frac{288.0}{30 \times 30} \times 10^1 = 3.20 \text{ MPa}$$

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

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

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

Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	V _{Ed} max (kN)	N _{Ed}	σ _c	v/η	As1 (cm²)	As fy (kN)	V _j (kN)
11	6	65.97	35.55	144.0	1.630	0.309	3.08	107.80	119.68
11	5	110.60	46.44	288.0	3.200	0.517	3.08	107.80	108.79
11	4	133.99	62.13	432.0	4.800	0.925	3.08	107.80	93.10
11	3	199.09	102.09	576.2	4.818	0.928	3.08	107.80	53.14
11	2	242.24	150.64	726.7	4.845	0.933	3.08	107.80	42.84
11	1	284.03	225.22	877.4	4.874	0.939	3.08	107.80	117.42

Nodo interno sezione pilastro 30×30

Azione orizzontale dovuta all'armatura

$$F = A_s f_y \quad \text{MIN} \quad F = 3.08 \times 420 / 1.2 \times 10^{-1} = 107.80 \text{ kN}$$

$$\text{MAX} \quad F = 3.08 \times 420 \times 1.2 \times 10^{-1} = 155.23 \text{ kN}$$

$$V_j = |V_c - A_s f_y| = |46.44 - 155.23| = 108.79 \text{ kN}$$

Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	V _{Ed} max (kN)	N _{Ed}	σ _c	v/η	As1 (cm²)	As fy (kN)	V _j (kN)
11	6	65.97	35.55	144.0	1.630	0.309	3.08	107.80	119.68
11	5	110.60	46.44	288.0	3.200	0.517	3.08	107.80	108.79
11	4	133.99	62.13	432.0	4.800	0.925	3.08	107.80	93.10
11	3	199.09	102.09	576.2	4.818	0.928	3.08	107.80	53.14
11	2	242.24	150.64	726.7	4.845	0.933	3.08	107.80	42.84
11	1	284.03	225.22	877.4	4.874	0.939	3.08	107.80	117.42

Nodo interno sezione pilastro 30×60

Azione orizzontale dovuta all'armatura

$$F = A_s f_y \quad \text{MIN} \quad F = 3.08 \times 420 / 1.2 \times 10^{-1} = 107.80 \text{ kN}$$

$$\text{MAX} \quad F = 3.08 \times 420 \times 1.2 \times 10^{-1} = 155.23 \text{ kN}$$

$$V_j = |V_c - A_s f_y| = |225.22 - 107.80| = 117.42 \text{ kN}$$

Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	V _{Ed} max (kN)	N _{Ed}	σ _c	v/η	As1 (cm²)	As fy (kN)	V _j (kN)	V _{jR,com} (kN)	V _{jR,tra} (kN)
11	6	65.97	35.55	144.0	1.630	0.309	3.08	107.80	119.68	284.90	99.90
11	5	110.60	46.44	288.0	3.200	0.517	3.08	107.80	108.79	212.12	126.66
11	4	133.99	62.13	432.0	4.800	0.925	3.08	107.80	93.10	93.92	149.35
11	3	199.09	102.09	576.2	4.818	0.928	3.08	107.80	53.14	133.36	217.59
11	2	242.24	150.64	726.7	4.845	0.933	3.08	107.80	42.84	159.72	296.24
11	1	284.03	225.22	877.4	4.874	0.939	3.08	107.80	117.42	199.68	355.31

Nodo di estremità sezione pilastro 30×60

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

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

Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	V _{Ed} max (kN)	N _{Ed}	σ _c	v/η	As1 (cm²)	As fy (kN)	V _j (kN)	V _{jR,com} (kN)	V _{jR,tra} (kN)
11	6	65.97	35.55	144.0	1.630	0.309	3.08	107.80	119.68	284.90	99.90
11	5	110.60	46.44	288.0	3.200	0.517	3.08	107.80	108.79	212.12	126.66
11	4	133.99	62.13	432.0	4.800	0.925	3.08	107.80	93.10	93.92	149.35
11	3	199.09	102.09	576.2	4.818	0.928	3.08	107.80	53.14	133.36	217.59
11	2	242.24	150.64	726.7	4.845	0.933	3.08	107.80	42.84	159.72	296.24
11	1	284.03	225.22	877.4	4.874	0.939	3.08	107.80	117.42	199.68	355.31

Nodo di estremità

sezione pilastro 30×60

$$f_{ct} = 0.3 \times \sqrt{8.97} = 0.90 \text{ MPa} \quad V_j < \text{MIN}(V_{jR,com}; V_{jR,tra})$$

Verificato per $a_g = 0.25 g$

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

Esempio verifica di alcuni nodi

pilastro	piano	taglio (kN)	V _{Ed} max (kN)	N _{Ed}	σ _c	v/η	As1 (cm²)	As fy (kN)	V _j (kN)	V _{jR,com} (kN)	V _{jR,tra} (kN)	nodo	
11	6	65.97	35.55	144.0	1.630	0.309	3.08	107.80	119.68	284.90	99.90	no	
11	5	110.60	46.44	288.0	3.200	0.517	3.08	107.80	155.23	108.79	212.12	ok	
11	4	133.99	62.13	432.0	4.800	0.925	3.08	107.80	93.10	93.92	149.35	ok	
11	3	199.09	102.09	576.2	4.818	0.928	3.08	107.80	53.14	133.36	217.59	ok	
11	2	242.24	150.64	726.7	4.845	0.933	3.08	107.80	42.84	159.72	296.24	ok	
11	1	284.03	225.22	877.4	4.874	0.939	3.08	107.80	117.42	199.68	355.31	ok	
17	6	90.14	27.61	63.5	0.651	0.135	3.08	107.80	127.62	264.86	76.59	no	
17	5	127.02	34.61	132.5	1.472	0.355	3.08	107.80	155.23	120.62	126.66	no	
17	4	159.32	41.09	244.5	2.353	0.574	3.08	107.80	182.23	144.14	176.06	no	
17	3	196.72	47.03	296.5	2.934	0.783	3.08	107.80	209.29	174.46	208.11	ok	
17	2	194.68	52.42	378.5	3.236	1.014	3.08	107.80	155.23	132.81	141.35	no	
17	1	54.53	63.72	460.5	5.117	1.232	3.08	107.80	155.23	91.51	153.45	no	
1	6	51.30	28.98	65.1	0.734	0.177	3.08	107.80	155.23	126.25	248.62	79.95	no
1	5	130.40	37.14	163.7	1.819	0.438	3.08	107.80	155.23	118.09	206.43	123.14	no
1	4	160.66	44.55	261.3	2.933	0.599	3.08	107.80	155.23	110.68	150.29	121.95	ok
1	3	171.05	51.16	338.5	3.204	0.802	3.08	107.80	145.91	114.05	138.30	no	
1	2	158.93	63.50	466.5	5.072	1.222	3.08	107.80	165.23	91.73	152.88	no	
1	1	198.72	100.35	556.4	6.637	1.117	3.08	107.80	155.23	54.88	1214.16	no	

$$\eta f_{cd} = 5.19 \text{ MPa} \quad \text{per nodo interno} \quad v f_{cd} = 4.15 \text{ MPa} \quad \text{per nodo esterno}$$

alcuni nodi esterni hanno σ_c eccessiva

Verifica dei nodi conclusione

I nodi interni stanno in genere bene per $a_g = 0.25 g$, ma non sono verificati (di poco) ai piani alti (per N basso)

I nodi esterni spesso non sono verificati per $a_g = 0.25 g$, anche ai piani bassi perché il σ_c è eccessiva (o ηf_{cd} troppo bassa)

Il fatto che molti nodi non stiano 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)

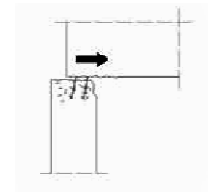
Nota: si sarebbe dovuto tener conto anche della variazione di sforzo normale nei nodi

Scorrimento tra testa pilastro e nodo

Scorrimento pilastro-nodo



Sicilia 1990,
terremoto di
Santa Lucia,
Augusta



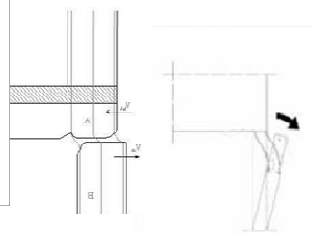
Scorrimento tra la sommità del pilastro
e la trave in corrispondenza
della ripresa di getto

Scorrimento pilastro-nodo



Irpinia 1980,
Lioni; Edificio del
Banco di Napoli

Foto A. Ghersi



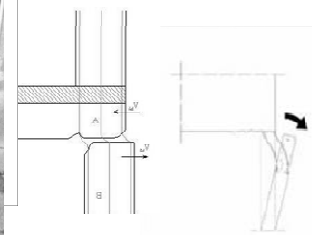
Scorrimento tra la sommità del pilastro
e la trave in corrispondenza
della ripresa di getto

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

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

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

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

Resistenza delle barre verticali

Resistenza di eventuali barre inclinate

Resistenza per attrito

Esempio verifica scorrimento

pilastra	piano	aglie (m)	VEc max (kN)	Nq	Ved 1	Ved 2	z	Vd 1	Vd 2	VRdS	
		div x									
11	6	65.97	35.55	144.0							
11	5	110.63	46.44	286.0							
11	4	131.99	65.15	432.0							
11	3	195.09	102.69	578.2							
11	2	242.24	153.64	726.7							
11	1	284.03	225.22	877.4							
		div 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	136.88	45.34	76.88	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	13.68	269.19	101.47	132.20	ok
17	2	164.63	52.42	378.5	30.73	34.42	17.36	336.50	129.53	160.26	ok
17	1	144.52	62.72	460.5	41.83	46.85	21.12	464.85	157.59	199.42	ok
		div y									
1	6	91.30	26.99	66.1							
1	5	130.40	37.14	183.7							
1	4	160.65	44.55	261.3							
1	3	174.05	51.19	350.9							
1	2	158.93	63.50	456.5							
1	1	156.72	103.35	556.4							

Nota: N (e quindi V_{ed}) 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