

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale
e Norme Tecniche per le Costruzioni

Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

10 - Analisi lineare: verifica in termini di deformazioni

Imola
16-18 maggio 2013
Aurelio Gheresi

Verifica in termini di deformazioni

analisi lineare e analisi statica non lineare

- La verifica può essere fatta con analisi lineare (in genere modale) o con analisi statica non lineare
 - La prima è un'approssimazione della seconda (ed ha limiti di applicabilità)
 - L'una e l'altra consentono di valutare il comportamento della struttura al crescere dell'azione sismica ed a valutare quando si raggiungono i limiti corrispondenti allo SL di interesse
 - Occorre sempre controllare preliminarmente se la struttura ha collasso fragile per accelerazioni non elevate. Per fare questo basta in genere una analisi lineare

		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 $p_i = D_i/C_i$)		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.		
		Verifiche (se il ML è accettato)			
	Duttile	Dall'analisi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.		
Verifiche (se il ML è accettato)			In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.		
Fragile	Se $p_i \leq 1$, dall'analisi.			In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.	
	Se $p_i > 1$, dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi <u>moltiplicati</u> per FC.				

Verifica in termini di deformazioni

Cosa significa ?

- Durante il terremoto la struttura v  in campo plastico
 - Le caratteristiche di sollecitazioni non possono crescere oltre un certo limite
 - Si hanno deformazioni plastiche; la rottura avviene per superamento della deformazione plastica (rotazione delle cerniere plastiche)
- Occorre prevedere e controllare l'entit  delle deformazioni plastiche

Verifica in termini di deformazioni

problemi di base

Problemi concettuali:

- Scelta di modelli per il legame costitutivo del materiale
- Definizione dell'ampiezza della cerniera plastica
- Valutazione corretta del comportamento in 3D (interazione $N-M_x-M_y$ e relative curvature)

Verifica in termini di deformazioni

problemi di base

Problemi operativi:

- Solo l'analisi dinamica non lineare fornisce le rotazioni plastiche per un dato sisma; ma:
 - quali e quanti accelerogrammi usare ?
- Una analisi statica non lineare fornisce rotazioni plastiche; ma queste:
 - corrispondono a quelle ottenute dall'analisi dinamica ?
 - e a quale valore di a_g corrispondono ?
- Una analisi lineare (modale) non fornisce rotazioni plastiche; come fare a prevederle ?

Verifica in termini di deformazioni considerazioni

- Le travi hanno molto spesso una buona duttilità, anche se non progettate espressamente per questo

Problemi per:

- Strutture irregolari (campate molto corte, schemi con forti rotazioni planimetriche) perché portano alla plasticizzazione precoce di qualche elemento
- Sezioni sottodimensionate con armatura tesa molto forte e armatura compressa quasi inesistente
- Sezioni non ben armate per carichi verticali
- Difetti di esecuzione e deterioramento nel tempo

Se non si verificano queste condizioni le travi potrebbero non dare problemi di duttilità

Verifica in termini di deformazioni considerazioni

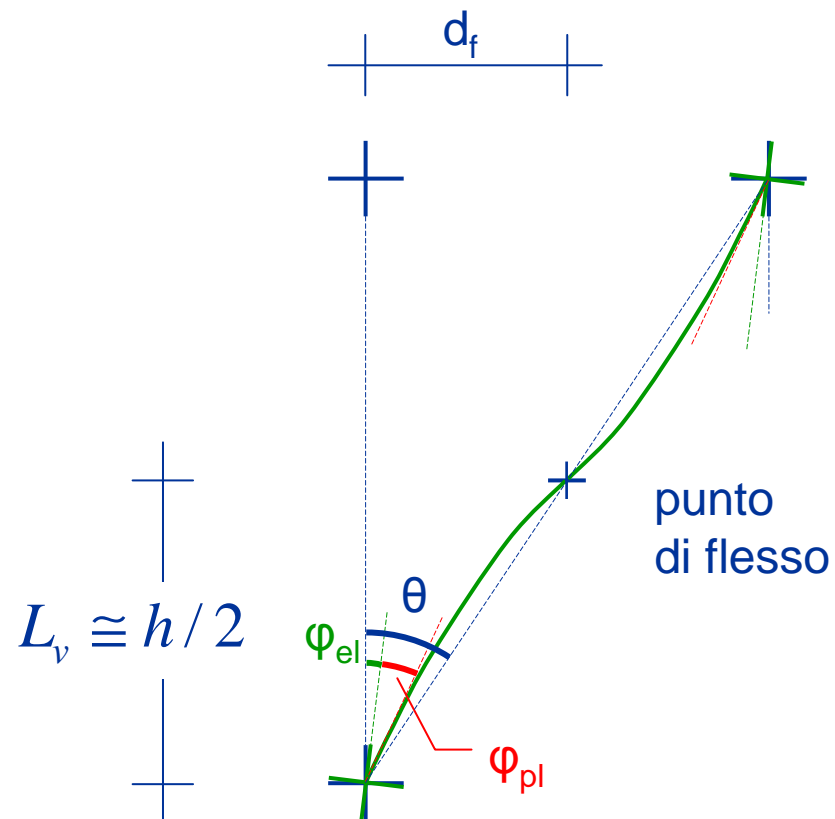
- I pilastri possono essere più o meno resistenti a flessione e duttili, in funzione dell'armatura disposta e del valore dello sforzo normale

Problemi particolari per:

- Strutture irregolari (pilastri molto corte, schemi con forti rotazioni planimetriche) perché portano alla plasticizzazione precoce di qualche elemento
- Pilastri con tensione media molto elevata
- Pilastri con armatura longitudinale molto bassa
- Difetti di esecuzione e deterioramento nel tempo

È opportuno concentrarsi soprattutto sui pilastri nella verifica di duttilità

Deformazioni dei pilastri



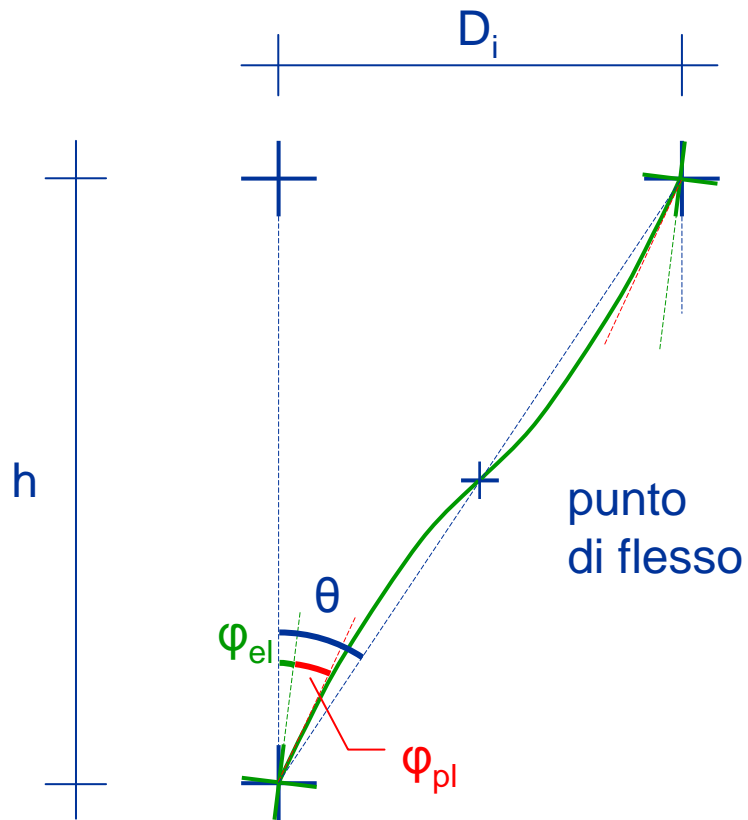
φ_{el} rotazione elastica del nodo

φ_{pl} rotazione della cerniera plastica

θ rotazione rispetto alla corda

$$\theta = \frac{d_f}{L_v} \cong \frac{d_f}{h/2}$$

Deformazioni dei pilastri



Se la situazione è uguale
in testa e al piede

$$\theta = \frac{D_i}{h}$$

$$D_i = \theta h$$

θ rotazione rispetto
alla corda

$$\theta = \frac{d_f}{L_v} \cong \frac{d_f}{h/2}$$

Rotazione alla corda

- Valore limite della rotazione alla corda a collasso (CO, ovvero SLC):
Può essere calcolato partendo dalla rotazione della cerniera plastica

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

Non è molto agevole utilizzarla, per la complessità nel determinare la rotazione ultima della cerniera plastica

Rotazione alla corda

- Valore limite della rotazione alla corda a collasso (CO, ovvero SLC)

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

- Moltiplicare per 0.85 negli elementi non dotati di adeguati dettagli antisismici
 - Moltiplicare per 0.75 in presenza di barre lisce o ancoraggi non sufficienti
- Valore limite per DS (SLV):
moltiplicare per 0.75

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

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

$\gamma_{el} = 1.5$ per gli elementi primari

$$\frac{1}{\gamma_{el}} = 0.6667$$

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

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

$$f_c = \frac{f_{cm}}{FC \gamma_c} = \frac{19}{1,2 \times 1,5} = 10,56 \text{ MPa}$$

$$v = \frac{N}{A_c f_c} = \frac{400 \times 10^3}{900 \times 10^2 \times 10,56} = 0,4211$$

$$0,3^v = 0,6023$$

Rotazione alla corda

esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

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

$$\omega = \frac{A_s}{b h} \frac{f_y}{f_c} \quad \omega' = \frac{A'_s}{b h} \frac{f_y}{f_c} \quad \text{per pilastri } \omega = \omega'$$

$$\left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.225} = 10.56^{0.225} = 1.6994$$

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

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

$$L_v = 135 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

luce di taglio = distanza dal punto di flesso
(metà della lunghezza netta del pilastro)

$$\left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} = \left(\frac{135}{30} \right)^{0,35} = 1.6929$$

Rotazione alla corda

esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

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

Contributo delle staffe: per staffatura modesta viene circa 1

Più precisamente, in questo caso, 1.0057 - lo trascuro

Contributo di ferri piegati - non ce ne sono

Rotazione alla corda esempio

Sezione 30x30 con 4Ø12, N=400 kN

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

Quindi, per DS (SLV):

$$\begin{aligned} \theta_{u(DS)} &= 0.75 \times 0.85 \times 0.6667 \times 0.0160 \times 0.6023 \times 1.6994 \times 1.6929 = \\ &= 0.0118 \end{aligned}$$

Spostamento relativo limite di interpiano

- Se le rotazioni alla corda in testa e al piede del pilastro sono uguali e se si trascura la rotazione dei nodi si ha:

$$u_{rel} = \theta_{u,DS} \times 2 L_v = \theta_{u,DS} \times h_p$$

Nell'esempio:

$$u_{rel} = 0.0118 \times 2700 = 31.8 \text{ mm}$$

Nota: si è considerata come distanza tra le cerniere
l'altezza netta (2700 mm)

Spostamento relativo limite di interpiano

- Lo spostamento limite dipende dallo sforzo normale, che varia per effetto del sisma

pilastro	piano
1	6
1	5
1	4
1	3
1	2
1	1

Nq	b	h	spo u per Nq	ag 0.1	ag 0.2	ag 0.3	ag 0.4
66.1	30	30	54.72	54.09	53.46	52.84	52.23
163.7	30	30	50.39	48.23	46.15	44.17	42.28
261.3	30	30	46.40	42.38	38.71	35.35	32.29
358.9	30	30	42.73	36.95	31.95	27.63	23.89
456.5	30	30	39.35	32.11	26.20	21.38	17.45
556.4	40	30	40.67	33.55	27.68	22.84	18.84

Considerando il sisma nel verso peggiore si ha sempre una riduzione di spostamento limite

Spostamento relativo limite di interpiano - direzione x

pilastro	piano
1	6
1	5
1	4
1	3
1	2
1	1
2	6
2	5
2	4
2	3
2	2
2	1
3	6
3	5
3	4
3	3
3	2
3	1

Nq	b	h	spo u per Nq	ag 0.1	ag 0.2	ag 0.3	ag 0.4
66.1	30	30	54.72	54.09	53.46	52.84	52.23
163.7	30	30	50.39	48.23	46.15	44.17	42.28
261.3	30	30	46.40	42.38	38.71	35.35	32.29
358.9	30	30	42.73	36.95	31.95	27.63	23.89
456.5	30	30	39.35	32.11	26.20	21.38	17.45
556.4	40	30	40.67	33.55	27.68	22.84	18.84
108.0	30	30	52.82	52.58	52.34	52.10	51.87
244.0	30	30	47.08	46.79	46.49	46.20	45.91
380.0	30	30	41.97	41.54	41.12	40.70	40.28
518.2	30	40	37.68	37.36	37.05	36.74	36.44
658.7	30	50	34.65	34.35	34.05	33.76	33.47
801.4	30	60	32.36	31.77	31.20	30.63	30.07
108.0	30	30	52.82	52.59	52.37	52.14	51.92
244.0	30	30	47.08	46.78	46.49	46.19	45.90
380.0	30	30	41.97	41.49	41.02	40.56	40.09
518.2	30	40	37.68	37.12	36.57	36.03	35.49
658.7	30	50	34.65	34.11	33.58	33.06	32.54
801.4	30	60	32.36	31.86	31.36	30.88	30.40
			spo u min	spo u min	spo u min	spo u min	spo u min
			51.23	50.89	50.54	50.20	49.86
			45.37	44.31	43.04	41.15	39.35
			40.17	38.30	34.94	31.88	29.09
			36.27	32.85	28.31	24.40	21.03
			33.48	30.03	26.02	21.38	17.45
			31.34	27.57	23.49	20.01	16.94

Lo
spostamento
limite del
piano è
quello del
pilastro che
ha un limite
più basso

File Edificio.xls - PilX (AnLin)

Analisi lineare

Ordinanza 3431 e Circolare 2/2/09

Analisi lineare

- Si ipotizza che gli spostamenti reali per un qualsiasi a_g siano uguali a quelli forniti dall'analisi lineare
- Si giudica la struttura confrontando gli spostamenti di calcolo con quelli limite

Analisi lineare

Nota:

- La previsione dello spostamento in testa con l'analisi lineare è abbastanza accettabile
- Quello che può cambiare molto, e non è colto dall'analisi lineare, è la variazione della deformata al progredire della plasticizzazione:
se si forma un meccanismo di piano lo spostamento si concentra tutto a quel piano, con valori molto maggiori di quelli previsti dall'analisi lineare

Per questo motivo occorre verificare l'applicabilità dell'analisi lineare

Applicabilità dell'analisi lineare (1)

- Calcolare per tutte le sezioni il momento resistente (con valori medi di f_c e f_y - non divisi per il fattore di confidenza né per il coefficiente parziale di sicurezza)
 C = capacità
- Per un assegnato a_g calcolare il momento sollecitante
 D = domanda
- Calcolare il rapporto $\rho = D / C$

Applicabilità dell'analisi lineare (2)

- Esaminare tutte le sezioni in cui $\rho > 2$; tra queste:
 - Trovare il minimo ρ_{\min}
 - Trovare il massimo ρ_{\max}
 - Calcolare il rapporto $\rho_{\max} / \rho_{\min}$
- L'analisi è applicabile se $\rho_{\max} / \rho_{\min} \leq 2.5$

Si può trovare il valore massimo di a_g per il quale l'analisi è applicabile

Applicabilità dell'analisi lineare

					min	2.037
					max	2.337
					rapp	1.638
		X		ag		
		per 0.25		0.150		
pilastro	piano	Msisma	Mres	M(ag)		ρ
1	6	89.92	29.03	53.95	1.86	
1	5	154.46	39.03	92.68	2.37	2.374
1	4	203.44	47.35	122.06	2.58	2.578
1	3	184.94	53.88	110.96	2.06	2.059
1	2	175.33	64.58	105.20	1.63	
1	1	152.73	87.72	91.64	1.04	
2	6	130.59	33.53	78.35	2.34	2.337
2	5	215.70	46.00	129.42	2.81	2.813
2	4	263.48	55.05	158.09	2.87	2.872
2	3	426.34	101.89	255.80	2.51	2.510
2	2	516.45	151.81	309.87	2.04	2.041
2	1	722.63	210.92	433.58	2.06	2.056
3	6	131.79	33.53	79.07	2.36	2.359
3	5	216.58	46.00	129.95	2.82	2.825
3	4	265.58	55.05	159.35	2.89	2.895
3	3	446.64	101.89	267.98	2.63	2.630
3	2	565.63	151.81	339.38	2.24	2.235
3	1	746.51	210.92	447.91	2.12	2.124

basso

					min	2.023
					max	6.674
					rapp	3.299
		X		ag		
		per 0.25		0.300		
pilastro	piano	Msisma	Mres	M(ag)		ρ
1	6	89.92	29.03	107.90	3.72	3.717
1	5	154.46	39.03	185.35	4.75	4.748
1	4	203.44	47.35	244.13	5.16	5.156
1	3	184.94	53.88	221.93	4.12	4.119
1	2	175.33	64.58	210.40	3.26	3.258
1	1	152.73	87.72	183.28	2.09	2.089
2	6	130.59	33.53	156.71	4.67	4.674
2	5	215.70	46.00	258.84	5.63	5.626
2	4	263.48	55.05	316.18	5.74	5.744
2	3	426.34	101.89	511.61	5.02	5.021
2	2	516.45	151.81	619.74	4.08	4.082
2	1	722.63	210.92	867.16	4.11	4.111
3	6	131.79	33.53	158.15	4.72	4.717
3	5	216.58	46.00	259.90	5.65	5.649
3	4	265.58	55.05	318.70	5.79	5.790
3	3	446.64	101.89	535.97	5.26	5.260
3	2	565.63	151.81	678.76	4.47	4.471
3	1	746.51	210.92	895.81	4.25	4.247

non
accettabile

Applicabilità dell'analisi lineare

					min	2.623
					max	6.385
					rapp	2.434
		X		ag		
		per 0.25		0.287		
pilastro	piano	Msisma	Mres	M(ag)		ρ
1	6	89.92	29.03	103.23	3.56	3.556
1	5	154.46	39.03	177.32	4.54	4.543
1	4	203.44	47.35	233.55	4.93	4.932
1	3	184.94	53.88	212.31	3.94	3.940
1	2	175.33	64.58	201.28	3.12	3.117
1	1	152.73	87.72	175.33	2.00	
2	6	130.59	33.53	149.92	4.47	4.472
2	5	215.70	46.00	247.62	5.38	5.383
2	4	263.48	55.05	302.48	5.49	5.495
2	3	426.34	101.89	489.44	4.80	4.803
2	2	516.45	151.81	592.88	3.91	3.905
2	1	722.63	210.92	829.58	3.93	3.933
3	6	131.79	33.53	151.29	4.51	4.513
3	5	216.58	46.00	248.63	5.40	5.405
3	4	265.58	55.05	304.89	5.54	5.539
3	3	446.64	101.89	512.74	5.03	5.032
3	2	565.63	151.81	649.34	4.28	4.277
3	1	746.51	210.92	856.99	4.06	4.063

					min	2.602
					max	5.225
					rapp	2.008
		Y		ag		
		per 0.25		0.186		
pilastro	piano	Msisma	Mres	M(ag)		ρ
17	6	156.87	27.28	116.71	4.279	4.279
17	5	210.53	36.01	156.63	4.349	4.349
17	4	254.24	43.58	189.15	4.340	4.340
17	3	271.11	49.92	201.71	4.041	4.041
17	2	276.62	54.97	205.81	3.744	3.744
17	1	173.53	64.73	129.11	1.994	
9	6	219.94	32.12	163.64	5.095	5.095
9	5	308.91	44.68	229.83	5.143	5.143
9	4	379.20	53.99	282.12	5.225	5.225
9	3	374.96	65.84	278.97	4.237	4.237
9	2	619.91	108.32	461.21	4.258	4.258
9	1	707.89	159.70	526.67	3.298	3.298
1	6	157.75	29.03	117.37	4.043	4.043
1	5	215.43	39.03	160.28	4.106	4.106
1	4	261.50	47.35	194.56	4.109	4.109
1	3	283.83	53.88	211.17	3.919	3.919
1	2	259.30	64.58	192.92	2.987	2.987
1	1	384.30	104.41	285.92	2.738	2.738

File Edificio 2012.xls - foglio applicabil.

Spostamento relativo limite di interpiano - direzione x

direzione x		ag = 0.25
traverso	spostamento assoluto (mm)	spostamento relativo (mm)
6	119.282	14.166
5	107.605	23.586
4	86.782	29.592
3	58.958	25.488
2	33.862	21.890
1	11.999	11.999

spostamento relativo limite per rotazione corda		accelerazione sopportabile	
per Nq		per Nq	
51.23		0.904	
45.37		0.481	
40.17		0.339	
36.27		0.356	
33.48		0.382	
31.34		0.653	

Spostamento relativo limite di interpiano - direzione x

		ag											
direzione x		ag = 0.25	0.1	spostamento relativo limite per rotazione corda			accelerazione sopportabile						
traverso	spostamento	spostamento	spostamento	ag									
	assoluto (mm)	relativo (mm)	relativo (mm)	per Nq	0.1				per Nq			ag 0.1	
6	119.282	14.166	5.67	51.23	50.89				0.904			0.898	
5	107.605	23.586	9.43	45.37	44.31				0.481			0.470	
4	86.782	29.592	11.84	40.17	38.30				0.339			0.324	
3	58.958	25.488	10.20	36.27	32.85				0.356			0.322	
2	33.862	21.890	8.76	33.48	30.03				0.382			0.343	
1	11.999	11.999	4.80	31.34	27.57				0.653			0.574	

Spostamento relativo limite di interpiano - direzione x

		ag													
direzione x		ag = 0.25	0.2556	spostamento relativo limite per rotazione corda						accelerazione sopportabile					
traverso	spostamento	spostamento	spostamento		ag	ag	ag	ag	ag		ag	ag	ag	ag	ag
	assoluto (mm)	relativo (mm)	relativo (mm)	per Nq	0.1	0.2	0.3	0.4	0.2556	per Nq	0.1	0.2	0.3	0.4	0.2556
6	119.282	14.166	14.48	51.23	50.89	50.54	50.20	49.86	50.35	0.904	0.898	0.892	0.886	0.880	0.889
5	107.605	23.586	24.11	45.37	44.31	43.04	41.15	39.35	41.98	0.481	0.470	0.456	0.436	0.417	0.445
4	86.782	29.592	30.25	40.17	38.30	34.94	31.88	29.09	33.21	0.339	0.324	0.295	0.269	0.246	0.281
3	58.958	25.488	26.06	36.27	32.85	28.31	24.40	21.08	26.06	0.356	0.322	0.278	0.239	0.206	0.256
2	33.862	21.890	22.38	33.48	30.03	26.02	21.38	17.45	23.40	0.382	0.343	0.297	0.244	0.199	0.267
1	11.999	11.999	12.27	31.34	27.57	23.49	20.01	16.94	21.49	0.653	0.574	0.489	0.417	0.353	0.448

La rotazione limite si raggiunge per
 $a_g = 0.256 g$

Spostamento relativo limite di interpiano - direzione y

			ag												
direzione y		ag = 1	0.1629	spostamento relativo limite per rotazione corda						accelerazione sopportabile					
traverso	spostamento	spostamento	spostamento		ag	ag	ag	ag	ag		ag	ag	ag	ag	ag
	assoluto (mm)	relativo (mm)	relativo (mm)	per Nq	0.1	0.2	0.3	0.4	0.1629	per Nq	0.1	0.2	0.3	0.4	0.1629
6	186.971	24.067	15.68	51.23	50.41	49.60	48.80	48.02	49.90	0.532	0.524	0.515	0.507	0.499	0.518
5	168.612	34.841	22.70	45.37	42.99	40.74	38.61	36.59	41.56	0.326	0.308	0.292	0.277	0.263	0.298
4	139.445	42.230	27.52	40.17	36.31	32.82	29.67	26.81	34.07	0.238	0.215	0.194	0.176	0.159	0.202
3	100.777	43.865	28.58	36.27	32.16	28.51	24.34	20.36	29.82	0.207	0.183	0.163	0.139	0.116	0.170
2	58.056	38.803	25.28	33.48	29.22	23.04	17.92	13.94	25.28	0.216	0.188	0.148	0.115	0.090	0.163
1	19.354	19.354	12.61	31.34	27.16	22.25	17.56	13.86	24.29	0.405	0.351	0.287	0.227	0.179	0.314

La rotazione limite si raggiunge per
 $a_g = 0.163 g$

Conclusioni

per analisi lineare (con ρ)

- L'analisi mostra che il moltiplicatore di collasso potrebbe arrivare a

$$a_g = 0.163 \text{ g}$$

raggiunto per sisma in direzione y

L'analisi è applicabile in tale direzione fino a un valore

$$a_g = 0.186 \text{ g}$$

quindi il valore 0.163 g può essere assunto come moltiplicatore di collasso