

Corso di aggiornamento

Progettazione strutturale sulla base delle
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Verifica sismica di edifici esistenti in c.a.

6 - Comportamento dell'edificio: rottura "duttile"
controllo in termini di sollecitazioni

Spoletto

25-27 febbraio 2010

Aurelio Gheresi

Verifica della struttura

Rottura fragile:

- Rottura a taglio del pilastro
- Rottura a taglio della trave (?)
- Rottura del nodo
- Scorrimento tra testa pilastro e trave

Tutte queste rotture portano al collasso, cioè al superamento di SLV o SLC (a seconda di come è valutata la resistenza alla rottura fragile)

Collasso "duttile":

- Con plasticizzazione a flessione degli elementi strutturali

Primo controllo

- In ogni caso, verificare sempre - prima di andare avanti - le modalità di collasso fragili
 - Rottura a taglio dei pilastri
 - Rottura dei nodi
 - Scorrimento testa pilastri - nodi

Il collasso avviene quasi sempre per rottura fragile, con accelerazioni al suolo a_g molto basse

Obiettivi

(possibile approccio generale)

Si può fare riferimento a SLV oppure SLC:

	Per il sito	Determinare per la struttura	Rischio
SLV (o DS)	$a_{g,10\%}$	$a_{g, SLV}$	$\alpha_{SLV} = \frac{a_{g,SLV}}{a_{g,10\%}}$
SLC (o CO)	$a_{g,5\%}$	$a_{g, SLC}$	$\alpha_{SLC} = \frac{a_{g,SLC}}{a_{g,5\%}}$

Obiettivi

(possibile approccio generale)

Si può fare riferimento a SLV oppure SLC:

	Per il sito	Determinare per la struttura	Rischio
SLV (o DS)	Se sono ≥ 1 la struttura soddisfa la verifica (non occorre intervenire)		$\alpha_{SLV} = \frac{a_{g,SLV}}{a_{g,10\%}}$
SLC (o CO)	Se sono < 1 , il rischio è tanto maggiore quanto più sono piccoli		$\alpha_{SLC} = \frac{a_{g,SLC}}{a_{g,5\%}}$

Nota: l'uso di spettri con variazione di parametri in funzione del periodo di ritorno rende complicato operare rigorosamente

Possibili tipi di verifica

Verifica delle sollecitazioni

(consentita solo per verifica per SLV)

- Analisi elastica lineare con q
 - Analisi tradizionale, ma con q basso (1.5-3.0)
- Analisi elastica lineare con determinazione della resistenza secondo le linee guida della Basilicata
 - Duttilità valutata per singolo elemento (con un a_{dut}) e tenendo conto del comportamento globale

Possibili tipi di verifica

Verifica delle deformazioni

(consentita per verifica sia per SLV che per SLC)

- Analisi elastica lineare con forze non ridotte
 - Calcolo dei ρ per verificarne l'applicabilità
 - Verifica in termini di deformazioni
- Analisi statica non lineare (pushover)
- ~~Analisi dinamica non lineare~~

Verifica in termini di sollecitazioni

Analisi lineare (modale o statica)

con fattore di struttura q

- Il calcolo è effettuato usando uno spettro di progetto per $a_{g,10\%}$ ridotto col fattore di struttura q
- Verifica = confronto sollecitazione-resistenza
- Per calcolare le sollecitazioni su elementi duttili si può usare q tra 1.5 e 3.0 (in base a regolarità, ecc.)
- Per calcolare le sollecitazioni su elementi fragili si usa $q = 1.5$ (come già visto)
- Per calcolare la resistenza degli elementi duttili si usa f_m diviso FC (non diviso per γ_m)

Analisi lineare (modale o statica)

con fattore di struttura q

- È possibile limitarsi alla verifica, ma anche valutare α_{SLV} come moltiplicatore dello spettro che porta al limite la sezione più sollecitata

Considerazioni:

- Le forze sono molto elevate; è difficile che la verifica sia soddisfatta
- Il modello strutturale potrebbe includere anche tramezzi e tamponatore (ma come?)

Analisi con fattore di struttura q

Determinazione della resistenza dei pilastri

- Il momento resistente dei pilastri dipende
 - Da sezione e armatura (definite)
 - Dalle caratteristiche dei materiali (valutate con riferimento ai valori medi, ridotti mediante il fattore di confidenza e senza riduzione per il coefficiente parziale γ_M)

$$f_{cd} = \frac{\alpha f_{cm}}{FC} = \frac{0.85 \times 28}{1.2} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{FC} = \frac{420}{1.2} = 350.0 \text{ MPa}$$

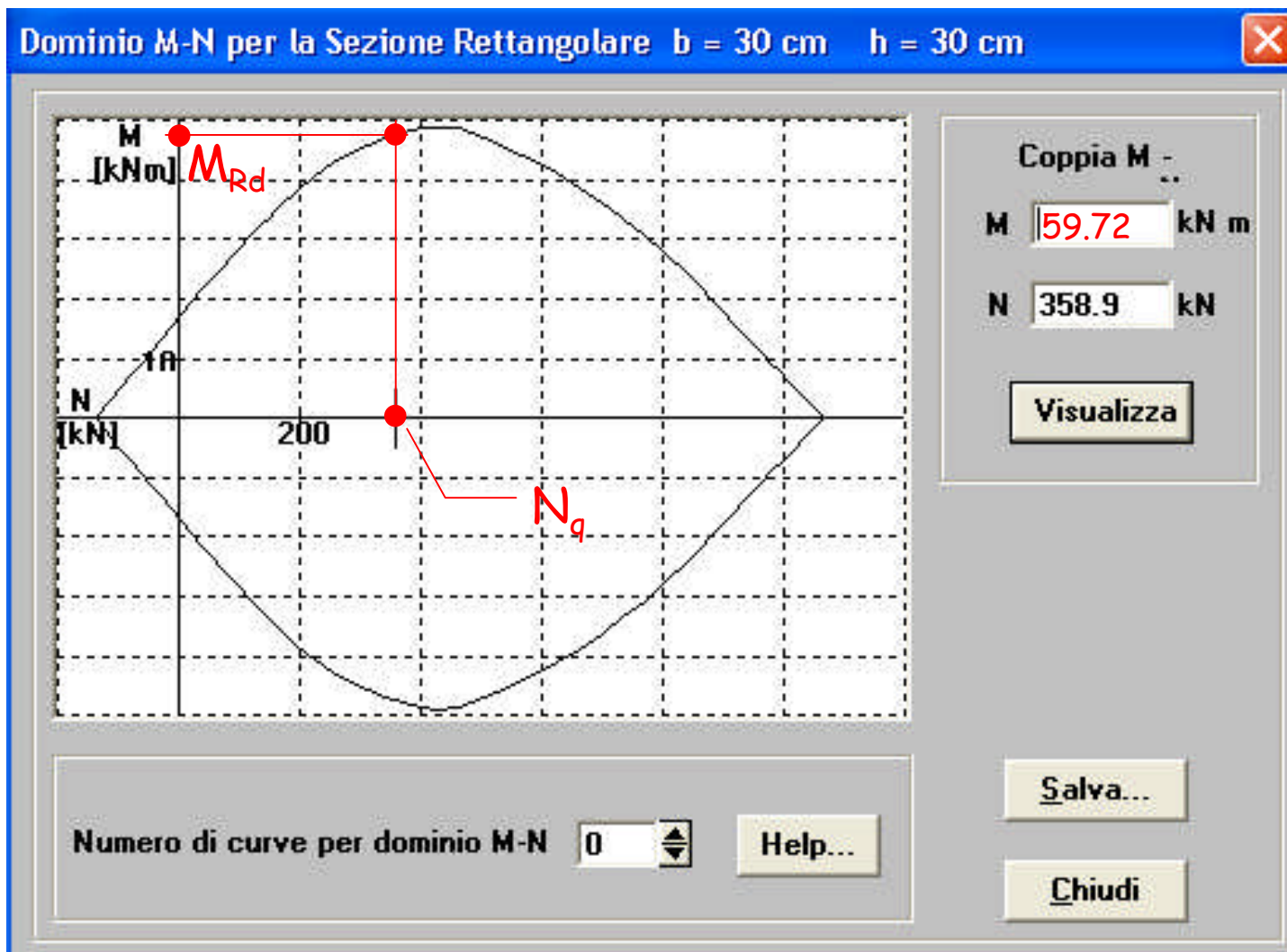
- Dallo sforzo normale agente (dovuto ai carichi verticali in presenza di sisma, più l'effetto del sisma)

Determinazione della resistenza dei pilastri

- Sezioni, armature, sforzi normali N_q

pilastro	piano	N_q	b	h	n tot	n	f_i	A_s
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62
2	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26
2	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26
2	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26
2	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08
2	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08
2	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08
3	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26
3	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26
3	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26
3	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08
3	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08
3	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08
4	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26
4	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26
4	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26
4	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08
		658.7	30	50	6	2	14	3.08
		801.4	30	60	6	2	14	3.08

Determinazione della resistenza dei pilastri



Determinazione della resistenza dei pilastri

- Momento resistente per $N = N_q$

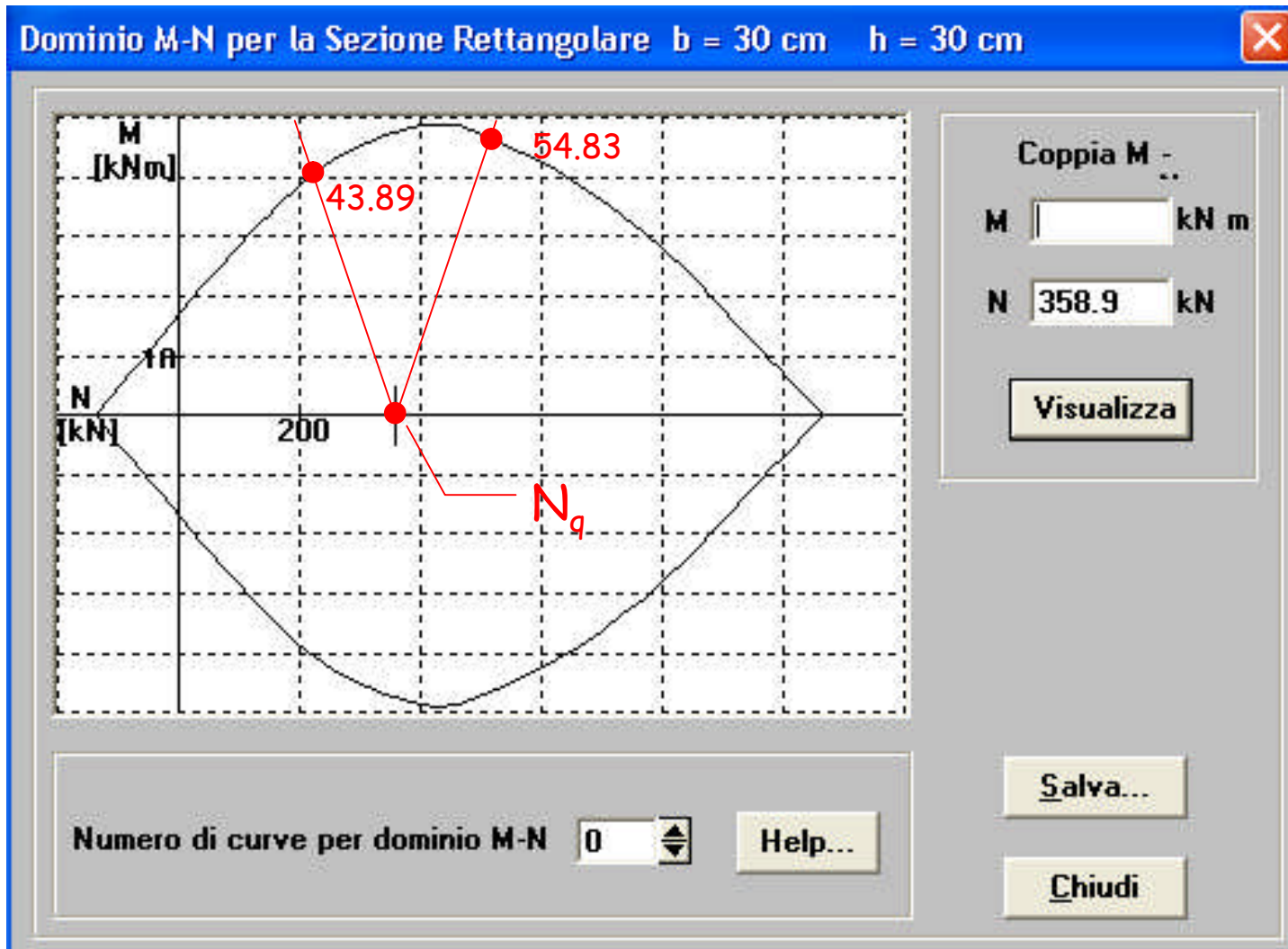
pilastro	piano	N_q	b	h	n	n	f _i	A _s	N _s =0 MRd
					tot				
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	30.15
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26	41.27
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26	51.13
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26	59.72
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08	73.02
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62	97.52
2	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	35.08
2	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	49.48
2	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	61.40
2	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	113.17
2	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	169.60
2	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	236.96
3	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	35.08
3	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	49.48
3	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	61.40
3	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	113.17
3	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	169.60
3	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	236.96
4	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	35.08
4	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	49.48
4	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	61.40
4	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	113.17
		658.7	30	50	6	2	14	3.08	169.60
		801.4	30	60	6	2	14	3.08	236.96

Determinazione della resistenza dei pilastri

- Per tener conto anche di N da sisma

pilastro	piano	momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	taglio (kN)	sforzo normale (kN)	Nq	b	h	n tot	n	fi	As
1	6	359.68	305.68	207.80	-137.84	66.1	30	30	4	2	12	2.26
1	5	617.84	573.72	372.08	-519.40	163.7	30	30	4	2	12	2.26
1	4	803.44	813.76	505.20	-1073.12	261.3	30	30	4	2	12	2.26
1	3	693.44	739.76	447.72	-1720.28	358.9	30	30	4	2	12	2.26
1	2	665.12	701.32	426.96	-2405.72	456.5	30	30	4	2	14	3.08
1	1	500.64	610.92	347.36	-3036.16	556.4	40	30	6	3	14	4.62
2	6	522.36	491.12	316.68	-53.56	108.0	30	30	4	2	12	2.26
2	5	862.80	846.00	533.96	-74.64	244.0	30	30	4	2	12	2.26
2	4	1053.92	1010.24	644.96	121.44	380.0	30	30	4	2	12	2.26
2	3	1705.36	1572.48	1023.96	131.72	518.2	30	40	6	2	14	3.08
2	2	2058.60	2065.80	1288.36	-171.68	658.7	30	50	6	2	14	3.08
2	1	1455.16	2890.52	1357.72	-433.84	801.4	30	60	6	2	14	3.08
3	6	527.16	495.92	319.68	50.76	108.0	30	30	4	2	12	2.26
3	5	866.32	847.96	535.68	75.52	244.0	30	30	4	2	12	2.26
3	4	1062.32	1027.76	653.08	-135.52	380.0	30	30	4	2	12	2.26
3	3	1786.56	1669.92	1079.88	-235.64	518.2	30	40	6	2	14	3.08
3	2	2262.52	2250.56	1409.96	-310.24	658.7	30	50	6	2	14	3.08
3	1	1646.00	2986.04	1447.24	-370.48	801.4	30	60	6	2	14	3.08
4	6	366.44	311.40	211.68	142.08	108.0	30	30	4	2	12	2.26
4	5	627.08	587.04	379.20	531.20	244.0	30	30	4	2	12	2.26
4	4	772.12	733.72	470.20	1084.84	380.0	30	30	4	2	12	2.26
4	3	1121.60	1052.96	678.24	1839.68	518.2	30	40	6	2	14	3.08
				830.60	2824.32	658.7	30	50	6	2	14	3.08
				1049.64	3792.92	801.4	30	60	6	2	14	3.08

Determinazione della resistenza dei pilastri



Determinazione della resistenza dei pilastri

- Momento resistente, anche con sisma

pilastro	piano	Nq	b	h	n	n	fi	As	Ns=0 MRd	sisma + MRd	ag
1	6	66.1	30	30	4	2	12	2.26	30.15	28.82	0.080
1	5	163.7	30	30	4	2	12	2.26	41.27	37.79	0.061
1	4	261.3	30	30	4	2	12	2.26	51.13	45.25	0.056
1	3	358.9	30	30	4	2	12	2.26	59.72	49.46	0.067
1	2	456.5	30	30	4	2	14	3.08	73.02	57.31	0.082
1	1	556.4	40	30	6	3	14	4.62	97.52	67.93	0.111
2	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	35.08	34.67	0.066
2	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	49.48	49.06	0.057
2	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	61.40	61.96	0.059
2	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	113.17	114.09	0.067
2	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	169.60	167.75	0.081
2	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	236.96	231.40	0.080
3	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	35.08	35.47	0.067
3	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	49.48	49.90	0.058
3	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	61.40	60.79	0.057
3	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	113.17	111.61	0.062
3	2	658.7	30	50	6	2	14	3.08	169.60	166.56	0.074
3	1	801.4	30	60	6	2	14	3.08	236.96	232.36	0.078
4	6	108.0	30	30	4	2	12	2.26	35.08	36.70	0.100
4	5	244.0	30	30	4	2	12	2.26	49.48	53.75	0.086
4	4	380.0	30	30	4	2	12	2.26	61.40	68.28	0.088
4	3	518.2	30	40	6	2	14	3.08	113.17	132.56	0.118
		658.7	30	50	6	2	14	3.08	169.60	212.15	0.153
		801.4	30	60	6	2	14	3.08	236.96	290.21	0.113

In qualche caso le differenze sono rilevanti, ma nel complesso non incidono molto

Moltiplicatore del sisma che porta i pilastri al limite (direzione x)

Il valore minimo è
0.049 g
(pilastro 19,
quarto piano)

Poiché l'analisi era
stata fatta senza
 q , occorre
moltiplicare per q

File Edificio.xls - foglio PilX (q)

pilastro	piano	Ns=0 MRd	ag pl	sisma + MRd	ag	sisma - MRd	ag
1	6	30.15	0.084	28.82	0.080	31.60	0.088
1	5	41.27	0.067	37.79	0.061	45.26	0.073
1	4	51.13	0.063	45.25	0.056	57.97	0.071
1	3	59.72	0.081	49.46	0.067	71.27	0.096
1	2	73.02	0.104	57.31	0.082	86.67	0.124
1	1	97.52	0.160	67.93	0.111	121.20	0.198
2	6	35.08	0.067	34.67	0.066	35.49	0.068
2	5	49.48	0.057	49.06	0.057	49.89	0.058
2	4	61.40	0.058	61.96	0.059	60.85	0.058
2	3	113.17	0.066	114.09	0.067	112.26	0.066
2	2	169.60	0.082	167.75	0.081	171.46	0.083
2	1	236.96	0.082	231.40	0.080	242.60	0.084
3	6	35.08	0.067	35.47	0.067	34.69	0.066
3	5	49.48	0.057	49.90	0.058	49.06	0.057
3	4	61.40	0.058	60.79	0.057	62.02	0.058
3	3	113.17	0.063	111.61	0.062	114.74	0.064
3	2	169.60	0.075	166.56	0.074	172.67	0.076
3	1	236.96	0.079	232.36	0.078	241.62	0.081
19	6	31.43	0.060	31.90	0.061	30.97	0.059
19	5	43.17	0.050	43.65	0.050	42.70	0.049
19	4	53.46	0.049	53.03	0.048	53.91	0.049
19	3	62.27	0.067	61.41	0.066	63.14	0.068
		75.57	0.097	73.95	0.095	77.17	0.099
		121.55	0.109	118.36	0.107	124.74	0.112

$$q = 1.5$$

$$a_g = 0.074 g$$

$$q = 3.0$$

$$a_g = 0.146 g$$

plausibile
(struttura
regolare)

Moltiplicatore del sisma che porta i pilastri al limite (direzione y)

Il valore minimo è
0.038 g
(pilastro 9, sesto
piano)

Notare che i
pilastri senza
travi sono molto
lontani dal limite

pilastro	piano	Ns=0 MRd	ag pl	sisma + MRd	ag	sisma - MRd	ag
17	6	28.26	0.045	27.22	0.043	29.38	0.047
17	5	37.85	0.045	34.94	0.041	41.17	0.049
17	4	46.56	0.046	41.65	0.041	52.31	0.051
17	3	54.38	0.050	47.25	0.044	62.64	0.058
17	2	61.29	0.055	51.82	0.047	71.60	0.065
17	1	73.29	0.106	54.70	0.079	87.83	0.127
9	6	33.53	0.038	33.45	0.038	33.61	0.038
9	5	47.88	0.039	47.62	0.039	48.14	0.039
9	4	59.87	0.039	59.44	0.039	60.31	0.040
9	3	75.44	0.050	74.77	0.050	76.11	0.051
9	2	123.94	0.050	122.60	0.049	125.27	0.051
9	1	182.96	0.065	179.34	0.063	186.57	0.066
1	6	30.15	0.048	31.42	0.050	28.98	0.046
1	5	41.27	0.048	45.04	0.052	37.95	0.044
1	4	51.13	0.049	57.50	0.055	45.60	0.044
1	3	59.72	0.053	68.24	0.060	51.97	0.046
1	2	73.02	0.070	84.23	0.081	60.98	0.059
1	1	117.07	0.076	140.78	0.092	93.64	0.061
18	6	31.43	0.332	30.15	0.319	32.81	0.347
18	5	43.17	0.216	41.32	0.207	45.15	0.226
18	4	53.46	0.253	50.17	0.237	57.00	0.270
18	3	62.27	0.340	56.78	0.310	68.02	0.372
		75.57	0.333	69.72	0.307	81.08	0.357
		100.77	0.183	96.69	0.176	104.82	0.191

File Edificio.xls - foglio PilY (q)

moltiplicando
per q

$$q = 1.5$$

$$a_g = 0.057 \text{ g}$$

$$q = 3.0$$

$$a_g = 0.114 \text{ g}$$

Conclusioni

per analisi lineare con fattore di struttura

- Si può ritenere che il moltiplicatore di collasso sia compreso tra

$$0.057 g \leq a_g \leq 0.114 g$$

raggiunto per sisma in direzione y

Poiché la struttura è regolare può essere considerato valido il limite superiore

Analisi lineare

Linee guida Basilicata, appendice D

Valutazione della resistenza

- Si ipotizza un meccanismo di collasso di piano, con tutti i pilastri plasticizzati
- Si determina per ogni pilastro il corrispondente valore del taglio di collasso

$$V_{i,Rd} = \frac{M_{i,Rd}}{\alpha h_p}$$

$\alpha h_p =$ posizione del punto di nullo di M
(in genere $\alpha=0.5$)

Valutazione della resistenza

- Il taglio di collasso di ciascun pilastro viene ottenuto incrementando con un coefficiente di duttilità α_{DUT} , che dipende dallo sforzo normale

$$\alpha_{DUT} = 3 \left[0.2 + 0.9 \left(1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \right)^{1.2} \right] \leq 3$$

$$\sigma_c = \frac{N_q}{A_c} \qquad f_c = f_{cm}$$

$$V_{i,COL} = \alpha_{DUT} V_{i,Rd}$$

Valutazione della resistenza

- Il taglio totale di collasso di piano è somma dei contributi dei singoli pilastri, ridotto con coefficienti che tengono conto di
 - Presenza di piano soffice
 - Irregolarità di resistenza
 - Irregolarità di rigidezza
 - Irregolarità di forma

Valutazione della resistenza

- Moltiplicatore di collasso - in realtà di DS, o SLV: determinato come rapporto tra taglio di collasso e taglio da sisma (calcolato per $a_g = 1 g$)

Considerazioni:

- l'analisi lineare con fattore di struttura q (1.5-3) si arresta quando **un solo** elemento raggiunge M_{Rd}
- L'analisi secondo le linee guida della Basilicata somma il contributo di **tutti** i pilastri, ciascuno scalato con un suo "fattore di struttura"

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro	piano	Nq	α_{DUT}	b	h
1	6	66.1	3.000	30	30
1	5	163.7	3.000	30	30
1	4	261.3	2.970	30	30
1	3	358.9	2.848	30	30
1	2	456.5	2.726	30	30
1	1	556.4	2.775	40	30
2	6	108.0	3.000	30	30
2	5	244.0	2.992	30	30
2	4	380.0	2.821	30	30
2	3	518.2	2.811	30	40
2	2	658.7	2.802	30	50
2	1	801.4	2.796	30	60
3	6	108.0	3.000	30	30
3	5	244.0	2.992	30	30
3	4	380.0	2.821	30	30
3	3	518.2	2.811	30	40
3	2	658.7	2.802	30	50
3	1	801.4	2.796	30	60
4	6	108.0	3.000	30	30
4	5	244.0	2.992	30	30
4	4	380.0	2.821	30	30
4	3	518.2	2.811	30	40
4	2	658.7	2.802	30	50
4	1	801.4	2.796	30	60

$$\sigma_c = \frac{456.5 \times 10^3}{900 \times 10^2} = 5.07 \text{ MPa}$$

$$f_c = 28 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{DUT} = 3 \left[0.2 + 0.9 \left(1 - \frac{5.07}{28} \right)^{1.2} \right] = 2.726$$

Valutazione della resistenza dei pilastri in 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
4	6
4	5
4	4
4	3
4	2
4	1

N _g	α_{DUT}	b	h
66.1	3.000	30	30
163.7	3.000	30	30
261.3	2.970	30	30
358.9	2.848	30	30
456.5	2.726	30	30
556.4	2.775	40	30
108.0	3.000	30	30
244.0	2.992	30	30
380.0	2.821	30	30
518.2	2.811	30	40
658.7	2.802	30	50
801.4	2.796	30	60
108.0	3.000	30	30
244.0	2.992	30	30
380.0	2.821	30	30
518.2	2.811	30	40
658.7	2.802	30	50
801.4	2.796	30	60
108.0	3.000	30	30
244.0	2.992	30	30
380.0	2.821	30	30
518.2	2.811	30	40
658.7	2.802	30	50
801.4	2.796	30	60

N _s =0		
MRd	V(MRd)	V _{coll}
30.15	18.85	56.54
41.27	25.79	77.38
51.13	31.96	94.91
59.72	37.32	106.29
73.02	45.64	124.43
97.52	60.95	169.13
35.08	21.92	65.77
49.48	30.92	92.51
61.40	38.38	108.28
113.17	70.73	198.80
169.60	106.00	297.06
236.96	148.10	414.03
35.08	21.92	65.77
49.48	30.92	92.51
61.40	38.38	108.28
113.17	70.73	198.80
169.60	106.00	297.06
236.96	148.10	414.03
35.08	21.92	65.77
49.48	30.92	92.51
61.40	38.38	108.28
113.17	70.73	198.80
169.60	106.00	297.06
236.96	148.10	414.03

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione x

pilastro	piano	Ns=0 MRd	V(MRd)	Vcoll
1	6	30.15	18.85	56.54
1	5	41.27	25.79	77.38
1	4	51.13	31.96	94.91
1	3	59.72	37.32	106.29
1	2	73.02	45.64	124.43
1	1	97.52	60.95	169.13
2	6	35.08	21.92	65.77
2	5	49.48	30.92	92.51
2	4	61.40	38.38	108.28
2	3	113.17	70.73	198.80
2	2	169.60	106.00	297.06
2	1	236.96	148.10	414.03
3	6	35.08	21.92	65.77
3	5	49.48	30.92	92.51
3	4	61.40	38.38	108.28
3	3	113.17	70.73	198.80
3	2	169.60	106.00	297.06
3	1	236.96	148.10	414.03
4	6	35.08	21.92	65.77
4	5	49.48	30.92	92.51
4	4	61.40	38.38	108.28
4	3	113.17	70.73	198.80
4	2	169.60	106.00	297.06
4	1	236.96	148.10	414.03

$$56.54 + 65.77 + \dots = 766.58$$

	Vres	Vcoll		p1b	ag,coll
6	255.53	766.58		1.000	0.257
5	353.60	1053.64		0.921	0.189
4	447.61	1276.81		0.908	0.195
3	658.34	1837.31		1.000	0.240
2	902.69	2488.32		1.000	0.287
1	1259.91	3478.54		1.000	0.379

$$\frac{766.58}{2978.24} = 0.257$$

	Vsisma
6	2978.24
5	5141.48
4	6543.56
3	7644.96
2	8668.60
1	9167.32

$$a_{g,COL} = 0.195 g$$

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

pilastro	piano	Nq	α_{DUT}	b	h
17	6	50.5	3.000	30	30
17	5	132.5	3.000	30	30
17	4	214.5	3.000	30	30
17	3	296.5	2.926	30	30
17	2	378.5	2.823	30	30
17	1	460.5	2.721	30	30
9	6	94.6	3.000	30	30
9	5	227.7	3.000	30	30
9	4	360.8	2.845	30	30
9	3	493.9	2.680	30	30
9	2	629.3	2.707	30	40
9	1	766.9	2.722	30	50
1	6	66.1	3.000	30	30
1	5	163.7	3.000	30	30
1	4	261.3	2.970	30	30
1	3	358.9	2.848	30	30
1	2	456.5	2.726	30	30
1	1	556.4	2.775	30	40
18	6	76.8	3.000	30	30
18	5	181.6	3.000	30	30
18	4	286.4	2.938	30	30
18	3	391.2	2.807	30	30
18	2	496.0	2.678	30	30
18	1	603.0	2.732	40	30

Ns=0		
MRd	V(MRd)	Vcoll
28.26	17.67	53.00
37.85	23.66	70.97
46.56	29.10	87.30
54.38	33.99	99.43
61.29	38.30	108.14
73.29	45.81	124.66
33.53	20.95	62.86
47.88	29.92	89.77
59.87	37.42	106.47
75.44	47.15	126.37
123.94	77.46	209.71
182.96	114.35	311.25
30.15	18.85	56.54
41.27	25.79	77.38
51.13	31.96	94.91
59.72	37.32	106.29
73.02	45.64	124.43
117.07	73.17	203.05
31.43	19.65	58.94
43.17	26.98	80.94
53.46	33.41	98.19
62.27	38.92	109.27
75.57	47.23	126.47
100.77	62.98	172.04

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

- Attenzione:
ha senso considerare il contributo (plastico) dei
pilastri senza travi?

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

pilastro	piano	Ns=0 MRd	V(MRd)	Vcoll
17	6	28.26	17.67	53.00
17	5	37.85	23.66	70.97
17	4	46.56	29.10	87.30
17	3	54.38	33.99	99.43
17	2	61.29	38.30	108.14
17	1	73.29	45.81	124.66
9	6	33.53	20.95	62.86
9	5	47.88	29.92	89.77
9	4	59.87	37.42	106.47
9	3	75.44	47.15	126.37
9	2	123.94	77.46	209.71
9	1	182.96	114.35	311.25
1	6	30.15	18.85	56.54
1	5	41.27	25.79	77.38
1	4	51.13	31.96	94.91
1	3	59.72	37.32	106.29
1	2	73.02	45.64	124.43
1	1	117.07	73.17	203.05
18	6	31.43	19.65	58.94
18	5	43.17	26.98	80.94
18	4	53.46	33.41	98.19
18	3	62.27	38.92	109.27
18	2	75.57	47.23	126.47
18	1	100.77	62.98	172.04

	Vres	Vcoll		p1b	ag,coll
6	255.53	766.58		1.000	0.346
5	353.60	1053.64		0.943	0.278
4	447.61	1276.81		1.000	0.295
3	611.11	1705.27		1.000	0.344
2	766.35	2106.94		1.000	0.367
1	1016.57	2799.46		1.000	0.453

$$a_{g,COL} = 0.278 g$$

ma per questo a_g i pilastri
senza trave non sono
plasticizzati

		momento sup. (kNm)	momento inf. (kNm)	Ns=0 MRd
18	3	182.92	174.40	62.27

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

- Attenzione:
ha senso considerare il contributo (plastico) dei
pilastri senza travi?

In questo caso non è corretto.

Si può tener conto del contributo elastico (non
plastico) dei pilastri senza travi

Valutazione della resistenza dei pilastri in direzione y

	pil con travi	pil senza travi
	Vsisma	V sisma
6	2018.96	196.12
5	2886.40	686.12
4	3510.72	813.20
3	4089.36	867.60
2	4749.36	985.40
1	4769.84	1405.20

pilastri senza travi		pilastri con travi		tot		
ag	V(ag)	Vres	Vcoll	Vcoll	p1b	ag, coll
0.151	29.60	101.56	304.69	334.29	1.000	0.151
0.135	92.34	139.86	417.44	509.79	0.943	0.135
0.145	118.08	176.48	509.78	627.86	1.000	0.145
0.158	137.18	231.89	646.60	783.78	1.000	0.158
0.184	181.59	320.01	875.23	1056.82	1.000	0.184
0.273	383.26	474.70	1301.07	1684.34	1.000	0.273

$$a_{g,COL} = 0.135 g$$

Ho considerato come taglio di collasso il V_{coll} dei pilastri con travi più il taglio da sisma dei pilastri senza travi, per il valore di a_g che porta al collasso (necessità di procedere iterativamente)

Conclusioni

per analisi lineare secondo le linee guida Basilicata

- Si può ritenere che il moltiplicatore di collasso sia

$$a_g = 0.135 g$$

raggiunto per sisma in direzione y