FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

PROGETTO DI EDIFICI ANTISISMICI IN CEMENTO ARMATO

Ascoli Piceno, 17-18 maggio 2019

06 – Controllo del dimensionamento e del comportamento della struttura

Docente del corso

AURELIO GHERSI

Corso organizzato da: FONDAZIONE DELL'ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI ASCOLI PICENO

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri "che contano" o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

- **Primo punto (masse)**

  Se le masse sono state valutate in maniera approssimata, è ora il caso di fare un calcolo più preciso

  Per l'esempio fatto si è mostrato sia il risultato di una stima approssimata che i valori forniti da un calcolo rigoroso, trovando differenze globali molto basse (2%)

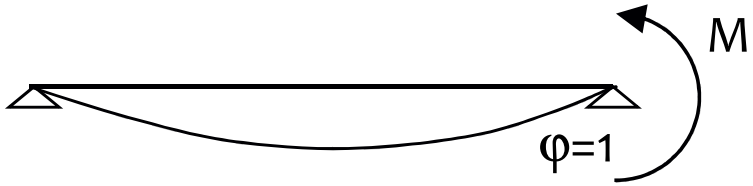
- **Tutti gli altri punti richiedono una stima più precisa della rigidezza della struttura, che condiziona periodo, spostamenti, ecc.**

Per quanto il concetto di rigidezza possa sembrare intuitivo, è bene darne una definizione rigorosa

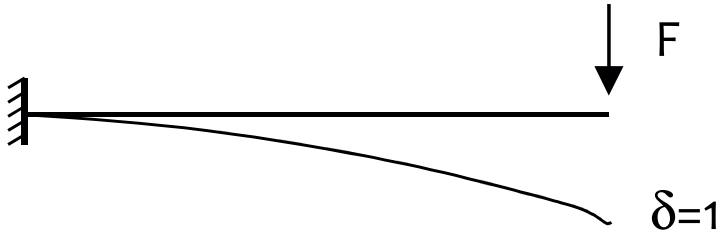
- **Rigidezza è l'azione (forza, momento) necessaria per ottenere una deformazione (spostamento, rotazione) unitaria nella struttura**

Esempi:

Coppia M necessaria per ottenere una rotazione φ unitaria



Forza F necessaria per ottenere uno spostamento δ unitario



Per quanto il concetto di rigidezza possa sembrare intuitivo, è bene darne una definizione rigorosa

- Rigidezza è l'azione (forza, momento) necessaria per ottenere una deformazione (spostamento, rotazione) unitaria nella struttura

In particolare:

- Nel caso di un telaio soggetto ad azioni sismiche (viste come forze orizzontali) ci interessano gli spostamenti orizzontali
- Si parla quindi di rigidezza laterale (o traslazionale)
- Si definisce:
  - Rigidezza laterale di un pilastro ad un certo ordine il taglio che porta ad uno spostamento relativo (tra testa e piede) unitario
  - Rigidezza laterale del telaio ad un certo ordine il taglio di piano che porta ad uno spostamento relativo (tra i due impalcati adiacenti) unitario

Per quanto il concetto di rigidezza possa sembrare intuitivo, è bene darne una definizione rigorosa

- Rigidezza laterale è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

Dopo aver risolto uno schema di telaio, piano o spaziale, soggetto a forze orizzontali, è facile calcolare la rigidezza (di un pilastro, di un piano) come rapporto tra taglio e spostamento relativo

- Il risultato (la rigidezza laterale) dipende però dalla distribuzione di forze applicata al telaio
  - In genere cambiando distribuzione di forze i valori delle rigidezze cambiano, ma di poco

Per quanto il concetto di rigidezza possa sembrare intuitivo, è bene darne una definizione rigorosa

- **Rigidezza laterale è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario**

Stimare a priori (cioè prima di un calcolo) la rigidezza laterale è possibile, ma non si può pretendere di ottenere un valore esatto

La rigidezza laterale di un singolo pilastro dipende principalmente da:

- **Le caratteristiche geometriche e meccaniche del pilastro stesso**
  (lunghezza, momento d'inerzia della sezione, modulo di elasticità)
- **Le caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi adiacenti al pilastro**

Ma, anche se in misura minore, dipende anche da:

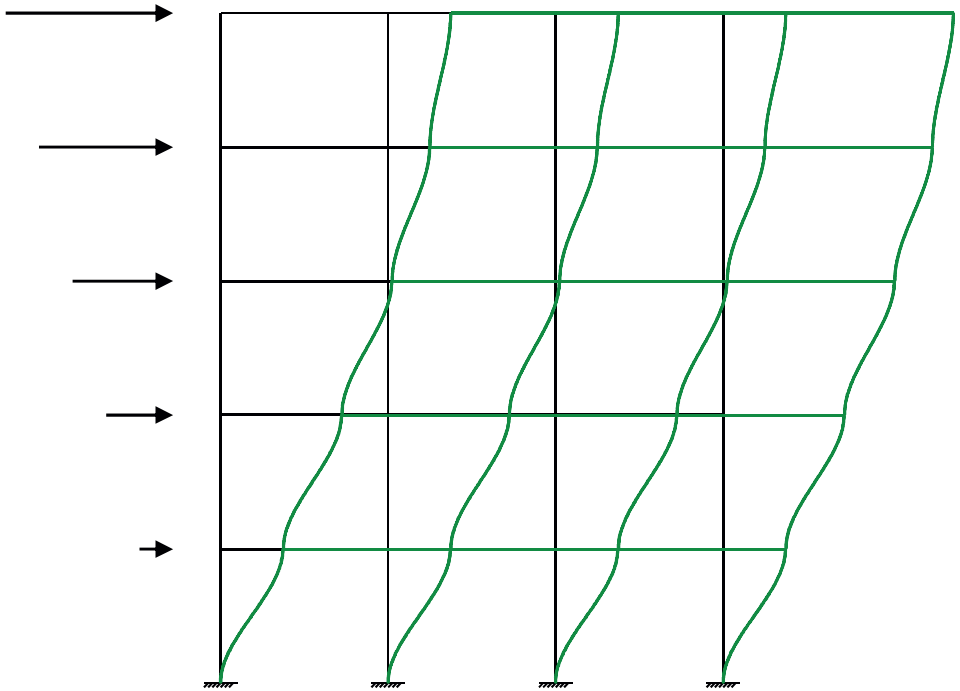
- **Caratteristiche di tutte le altre aste**
- **Distribuzione delle forze applicate**

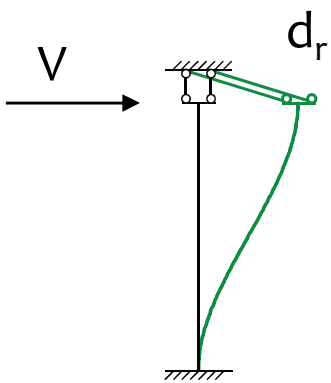
Rigidezza laterale è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

- **Se le travi sono infinitamente rigide**

$$d_r = \frac{V\,L_p^{\,3}}{12\,E\,I_p}$$

$$\text{rigidezza} = \frac{12\,E\,I_p}{L_p^{\,3}}$$

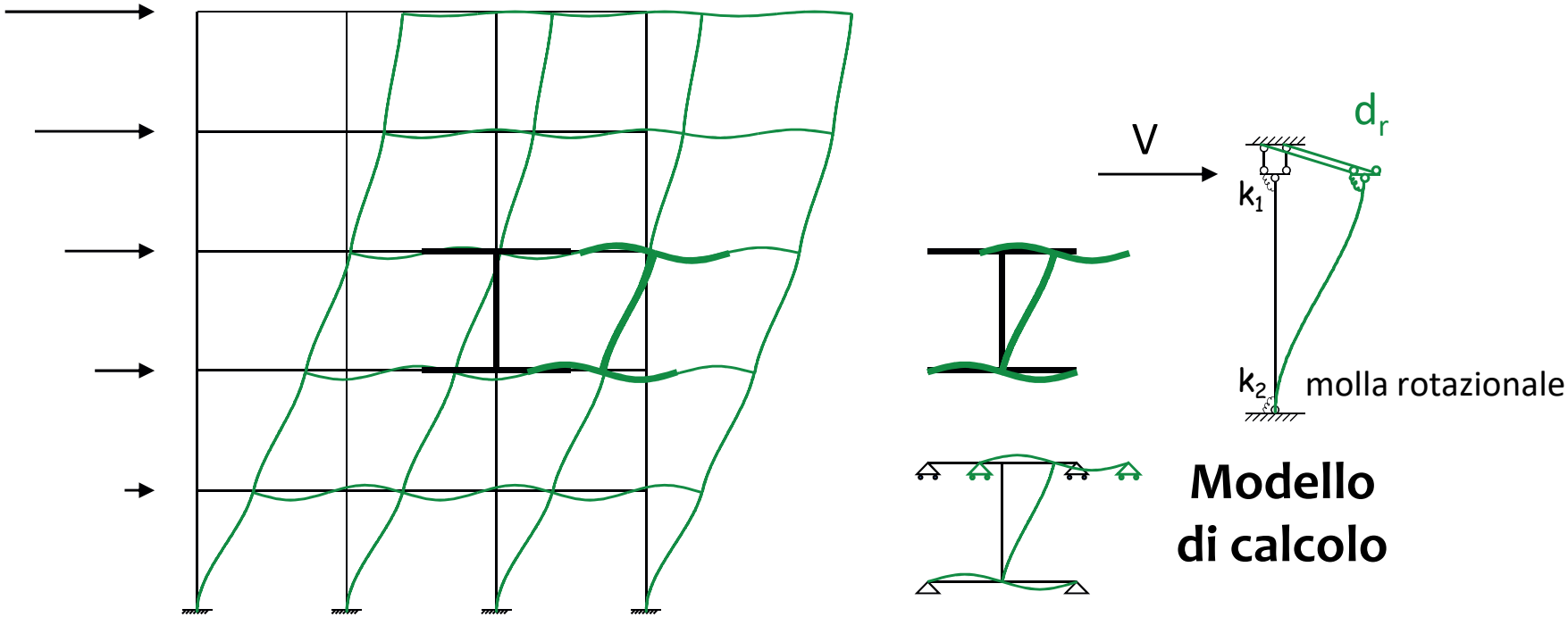




Modello di calcolo

Rigidezza laterale è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

- **In realtà le travi sono deformabili**



Rigidezza laterale è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

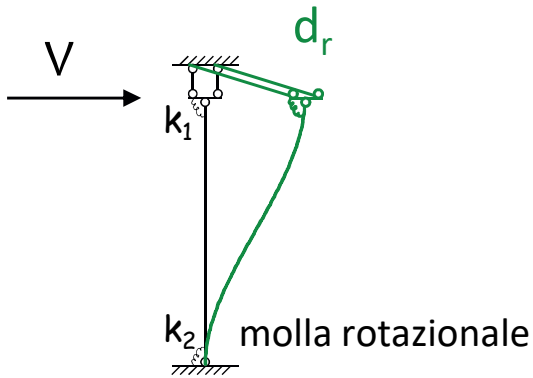
- **In realtà le travi sono deformabili**
- **Le travi fungono da vincolo elastico che consente (e limita) la rotazione dell'estremo del pilastro**

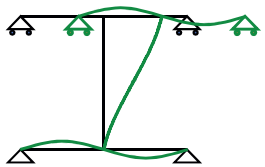
$$k_1 = \frac{12\,E\,I_{t,\sup}}{L_t}$$

ma poiché la trave serve da vincolo anche al pilastro di sopra, prendo la metà

$$k_1 = \frac{6\,E\,I_{t,\sup}}{L_t} \qquad k_2 = \frac{6\,E\,I_{t,\inf}}{L_t}$$

pongo $$r_1 = \frac{E\,I_p / L_p}{E\,I_{t,\sup} / L_t} \qquad r_2 = \frac{E\,I_p / L_p}{E\,I_{t,\inf} / L_t}$$



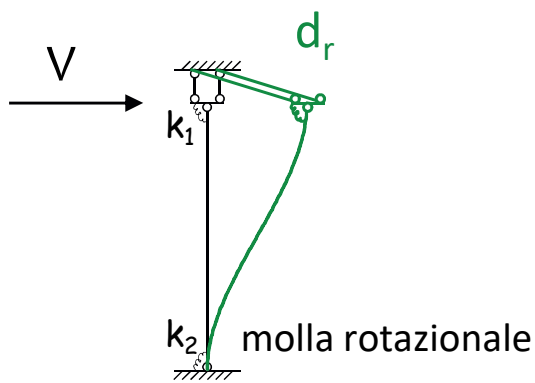


Modello di calcolo

Rigidezza laterale è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

- **In realtà le travi sono deformabili**
- **Risolvendo lo schema iperstatico si ottiene**

$$
\begin{aligned}
d_r &= \frac{V\,L_p^{\,3}}{12\,E\,I_p}\left[1+\frac{1}{2}\,\frac{r_1+r_2+2\,r_1\,r_2/3}{1+(r_1+r_2)/6}\right] \\
&= \frac{V\,L_p^{\,3}}{12\,E\,I_p}\left[1+\frac{1}{2}\,(r_1+r_2)-\frac{1}{2}\,\frac{(r_1-r_2)^2/6}{1+(r_1+r_2)/6}\right] \\
&\cong \frac{V\,L_p^{\,3}}{12\,E\,I_p}\left[1+\frac{1}{2}\,(r_1+r_2)\right]
\end{aligned}
$$



Modello di calcolo

Rigidezza laterale è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

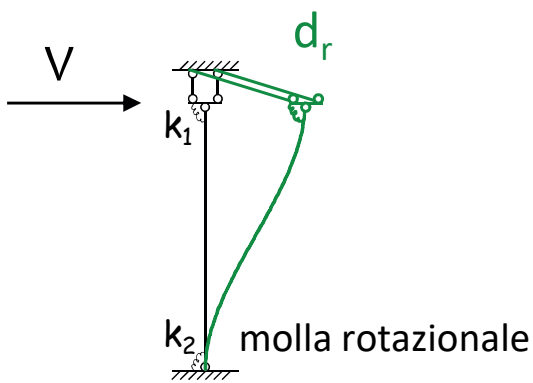
- **In realtà le travi sono deformabili**

La rigidezza laterale vale quindi

$$\text{rigidezza} = \frac{12\,E\,I_p}{L_p^{\,3}} \frac{1}{1 + \frac{1}{2}\frac{r_1 + r_2 + 2\,r_1\,r_2/3}{1 + (r_1 + r_2)/6}}$$

con $r_1 = \dfrac{E\,I_p / L_p}{E\,I_{t,\sup} / L_t}$ $\qquad r_2 = \dfrac{E\,I_p / L_p}{E\,I_{t,\inf} / L_t}$

Nota:
r = 0 se la trave è infinitamente rigida (incastro)



Modello di calcolo

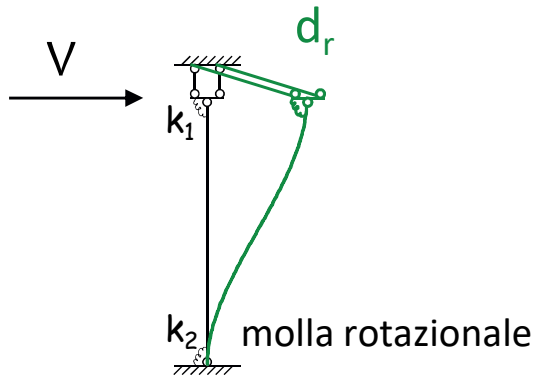
Rigidezza laterale è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

- **In realtà le travi sono deformabili**

  La rigidezza laterale vale quindi

  o in maniera approssimata

$$\text{rigidezza} = \frac{12\,E\,I_p}{L_p^{\,3}} \frac{1}{1+\frac{1}{2}\left(\frac{E\,I_p\,/\,L_p}{E\,I_{t,\sup}\,/\,L_t}+\frac{E\,I_p\,/\,L_p}{E\,I_{t,\inf}\,/\,L_t}\right)}$$



Modello di calcolo

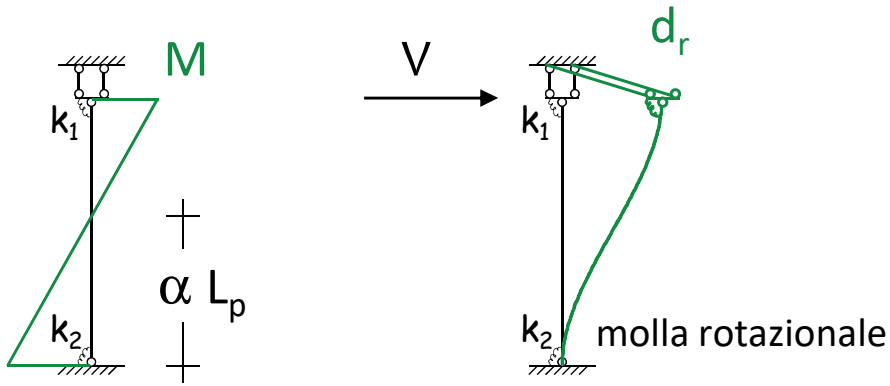
Rigidezza laterale è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

- **In realtà le travi sono deformabili**

Dalla risoluzione dello schema si può ottenere anche la posizione del punto di nullo di M

Dista dalla base αL_p, con

$$\alpha = 0.5 \frac{1 + r_1 / 3}{1 + r_1 / 6 + r_2 / 6}$$



Modello di calcolo

Rigidezza laterale è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

Nota:

Le formule sono ricavate nell'ipotesi di rotazione uguale per tutti i nodi

- **Cadono in difetto se vi sono forti variazioni tra un pilastro e l'altro**
- **Forti differenze si hanno nel caso di un pilastro di piatto tra due pilastri di coltello**
  la sezione di estremità del pilastro ruota poco, quindi il pilastro è più rigido
- **Forti differenze si hanno al piano superiore, perché il telaio non prosegue al piano di sopra**

Rigidezza laterale è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

Esempio, con travi emergenti e a spessore:

pilastro	30x70	l=3.20 m
travi	30x60	l=4.50 m

k = 30.60 kN/mm

pilastro	70x30	l=3.20 m
travi	30x60	l=4.50 m

k = 12.88 kN/mm

pilastro	30x70	l=3.20 m
travi	60x24	l=4.50 m

k = 5.36 kN/mm

Rigidezza laterale è il taglio che porta ad uno spostamento relativo unitario

Esempio, con solo travi a spessore:

pilastro	30x70	l=3.20 m
travi	60x28	l=4.00 m

k = 9.19 kN/mm

pilastro	70x30	l=3.20 m
travi	60x28	l=4.00 m

k = 6.50 kN/mm

pilastro	30x70	l=3.20 m
una sola trave	60x28	l=4.00 m

k = 4.82 kN/mm

Applicazione all'edificio di esempio

In realtà i pilastri sono quasi tutti diversi, perché cambiano le luce delle travi. Si è però ragionato per "tipologie di pilastri" usando una luce media delle travi

Solo se ci fossero forti differenze tra le luci sarebbe necessario fare calcoli più dettagliati

Rigidezza delle diverse tipologie di pilastri ai diversi ordini						
	30x70	30x70	70x30	70x30	70x30	70x30
Piano	2 emerg.	1 emerg.	2 emerg.	1 emerg.	2 spess.	1 spess.
5	27.36	16.04	12.18	9.19	3.87	2.16
4	33.14	19.90	13.31	10.51	3.87	2.16
3	33.14	19.90	13.31	10.51	3.87	2.16
2	33.14	19.90	13.31	10.51	3.87	2.16
1	41.31	32.91	11.06	9.87	6.19	4.97

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

La rigidezza di piano si ottiene sommando la rigidezza di tutti i pilastri

	30x70	30x70	70x30	70x30	70x30	70x30	
	2 emerg.	1 emerg.	2 emerg.	1 emerg.	2 spess.	1 spess.	
direzione x							TOTALE
n.pil	10	3	1	5	4	4	27
Piano	Σ k	Σ k	Σ k	Σ k	Σ k	Σ k	
5	273.6	48.1	12.2	46.0	15.5	8.7	403.9
4	331.4	59.7	13.3	52.5	15.5	8.7	481.1
3	331.4	59.7	13.3	52.5	15.5	8.7	481.1
2	331.4	59.7	13.3	52.5	15.5	8.7	481.1
1	413.1	98.7	11.1	49.4	24.8	19.9	616.9
direzione y							TOTALE
n.pil	11	3	0	7	2	4	27
Piano	Σ k	Σ k	Σ k	Σ k	Σ k	Σ k	
5	300.9	48.1	0.0	64.3	7.7	8.7	429.8
4	364.5	59.7	0.0	73.6	7.7	8.7	514.2
3	364.5	59.7	0.0	73.6	7.7	8.7	514.2
2	364.5	59.7	0.0	73.6	7.7	8.7	514.2
1	454.4	98.7	0.0	69.1	12.4	19.9	654.5

Un modo più rapido (ma meno preciso) per determinare la rigidezza laterale di piano consiste nell'applicare la formula per il calcolo della rigidezza di un pilastro in maniera "globale"

$$\text{rigidezza} = \frac{12\,E\sum I_p}{L_p^{\,3}} \frac{1}{1+\frac{1}{2}\left(\frac{E\sum I_p / L_p}{E\sum I_{t,\sup} / L_t} + \frac{E\sum I_p / L_p}{E\sum I_{t,\inf} / L_t}\right)}$$

considerando solo i pilastri e le travi "che contano"

- Nel casi di edificio con travi emergenti e a spessore, i pilastri di coltello e le travi emergenti
- Nel caso di edificio con tutte travi a spessore, i pilastri"equivalenti" stimati in maniera forfetaria e tutte le travi

Si ottiene

ordine	K_x [kN/mm]	K_y [kN/mm]
5	384.3	411.1
4	472.7	506.0
3	472.7	506.0
2	472.7	506.0
1	511.8	548.9

Confronto

Procedimento più preciso

ordine	K_x [kN/mm]	K_y [kN/mm]
5	403.9	429.8
4	481.1	514.2
3	481.1	514.2
2	481.1	514.2
1	616.9	654.5

Approccio globale semplificato

ordine	K_x [kN/mm]	K_y [kN/mm]
5	384.3	411.1
4	472.7	506.0
3	472.7	506.0
2	472.7	506.0
1	511.8	548.9

Utilizzando questi valori delle rigidezze dei singoli pilastri e globali si possono approfondire tutti i punti citati all'inizio

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri "che contano" o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

- **Le NTC18 suggeriscono di stimare il periodo fondamentale della struttura T_1 con la formula**

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

dove d è lo spostamento (in m) del punto più alto dell'edificio dovuto a forze orizzontali pari al peso delle masse

- **In alternativa è possibile applicare la formula di Rayleigh**

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i\ u_i^2}{\sum_{i=1}^{N} F_i\ u_i}}$$

dove F è una distribuzione di forze orizzontali che approssima quella modale (ad esempio quella dell'analisi statica), u gli spostamenti corrispondenti, m le masse di piano

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

In entrambi i casi gli spostamenti relativi possono essere calcolati conoscendo la rigidezza laterale di piano

- **Con la prima formula si ottiene:**

direzione x							
piano	W	k	V	dr	u	u	T1
	[kN]	[kN/mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[m]	[s]
5	3041.8	403.9	3041.8	7.53	91.31	0.0913	0.604
4	3184.1	481.1	6225.9	12.94	83.78		
3	3184.1	481.1	9410.0	19.56	70.83		
2	3184.1	481.1	12594.1	26.18	51.27		
1	2886.8	616.9	15480.9	25.10	25.10		

$T_{1,x} = 0.604$ s

direzione y							
piano	W	k	V	dr	u	u	T1
	[kN]	[kN/mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[m]	[s]
5	3041.8	429.8	3041.8	7.08	85.63	0.0856	0.585
4	3184.1	514.2	6225.9	12.11	78.56		
3	3184.1	514.2	9410.0	18.30	66.45		
2	3184.1	514.2	12594.1	24.49	48.15		
1	2886.8	654.5	15480.9	23.65	23.65		

$T_{1,y} = 0.585$ s

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

In entrambi i casi gli spostamenti relativi possono essere calcolati conoscendo la rigidezza laterale di piano

- **Con la seconda formula si ottiene:**

direzione x								
piano	Fi	Vi	k	dr	u	m u2	F u	T1
	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN mm s2]	[kN mm]	[s]
5	501.4	501.4	403.9	1.24	11.32	39.76	5677	0.547
4	422.4	923.8	481.1	1.92	10.08	32.99	4259	
3	320.0	1243.8	481.1	2.59	8.16	21.62	2612	
2	217.6	1461.4	481.1	3.04	5.58	10.09	1213	
1	104.5	1565.9	616.9	2.54	2.54	1.90	265	
						106.36	14027	

$T_{1,x} = 0.547$ s

direzione y								
piano	Fi	Vi	k	dr	u	m u2	F u	T1
	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN mm s2]	[kN mm]	[s]
5	501.4	501.4	429.8	1.17	10.62	34.95	5323	0.530
4	422.4	923.8	514.2	1.80	9.45	28.99	3992	
3	320.0	1243.8	514.2	2.42	7.65	19.01	2449	
2	217.6	1461.4	514.2	2.84	5.23	8.89	1139	
1	104.5	1565.9	654.5	2.39	2.39	1.68	250	
						93.53	13154	

$T_{1,y} = 0.530$ s

Confronto

Formula di normativa

$T_{1,x} = 0.604$ s

$T_{1,y} = 0.585$ s

Formula di Rayleigh

$T_{1,x} = 0.547$ s

$T_{1,y} = 0.530$ s

Come si vedrà confrontando questi valori con i risultati dell'analisi modale, la formula di Rayleigh coglie con ottima precisione la realtà, mentre quella di normativa è alquanto imprecisa

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri "che contano" o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

Per essere regolare in altezza la struttura deve:

- **Avere uno schema strutturale resistente uniforme lungo l'altezza**

  È così, perché la struttura è a telaio, a tutti i piani

- **Avere masse che non variano eccessivamente lungo l'altezza**

  È così, perché le variazioni di massa da un piano all'altro sono modeste

- **Avere rigidezze che non variano eccessivamente lungo l'altezza**

  Lo si può giudicare guardando le rigidezze di piano

- **Avere un rapporto tra resistenze effettive e resistenze strettamente necessarie che varia poco lungo l'altezza**

  Questo lo si deve garantire armando la struttura

Utilizzando le rigidezze di piano innanzi mostrate si ha:

direzione x		
	k tot	rapporto
Piano	[kN/mm]	
5	403.9	0.840
4	481.1	1.000
3	481.1	1.000
2	481.1	0.780
1	616.9	
direzione y		
	k tot	rapporto
Piano	[kN/mm]	
5	429.8	0.836
4	514.2	1.000
3	514.2	1.000
2	514.2	0.786
1	654.5	

La rigidezza in entrambe le direzioni varia poco da un ordine e l'altro

Lo scarto tra secondo e primo ordine è un po' maggiore, ma rientra nei limiti di normativa

(0.7 – 1.1)

Personalmente ritengo le indicazioni di normativa su questo aspetto poco significative

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri "che contano" o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

Al di là di quello che dice la normativa, l'aspetto fondamentale affinché una struttura sia regolare in pianta è che sia bilanciata – in altre parole, che il centro di rigidezza coincida con il centro di taglio (punto di applicazione dell'azione sismica)

- **Avendo un valore per le rigidezze dei singoli pilastri è possibile calcolarne il baricentro**
  Ho predisposto un foglio di calcolo (Centro rigidezze) per calcolarlo

- **È importante controllare anche che il raggio d'inerzia delle rigidezze sia maggiore di quello delle masse, in modo da avere una struttura torsionalmente rigida**

- **Usare un foglio per ciascun ordine**
- **Inserire una tabella di rigidezze**

Baricentro e raggio d'inerzia delle rigidezze

numero di pilastri 27

Rigidezza dei pilastri

pilastro	rigidezza per sisma x	rigidezza per sisma y
1	32.91	9.87
2	41.31	9.87
3	32.91	9.87
4	4.97	41.31
5	6.19	41.31
6	4.97	41.31
7	4.97	41.31
8	6.19	41.31
9	9.87	41.31
10	41.31	9.87
11	41.31	4.97
12	41.31	4.97
13	9.87	32.91
14	4.97	41.31
15	6.19	41.31
16	6.19	41.31
17	9.87	41.31
18	41.31	6.19
19	41.31	6.19
20	9.87	41.31
21	32.91	9.87
22	41.31	9.87
23	41.31	9.87
24	11.06	32.91
25	41.31	4.97
26	41.31	4.97
27	9.87	32.91

- **Inserire posizione dei telai e numerazione dei pilastri**

Schema strutturale (pilastri e telai)

Disporre nelle caselle verdi il numero di ciascun pilastro in modo da ricostruire visivamente la pianta

Riportare nelle caselle gialle l'ascissa dei telai in direzione y e l'ordinata dei telai in direzione x, ricostruendo visivamente lo schema

	x =	0.15	4.85	8.65	11.65	14.85	19.05	22.65
y = 15.85		1	2	3				
12.25		4	5	6				
8.75		7	8	9	10	11	12	13
4.55		14	15	16	17	18	19	20
0.15		21	22	23	24	25	26	27

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

La rigidezza di ogni pilastro viene inserita al posto

- **Piano tipo – direzione x**

Vengono calcolate le coordinate del baricentro

Rigidezze per forze x																			
																			rk x =
	x =	0.15		4.85		8.65		11.65		14.85		19.05		22.65				yG = 5.89	9.24
y =																		somma	s y	s y2
15.85		19.90		33.14		19.90												72.94	1156.1	18324
12.25		2.16		3.87		2.16												8.19	100.3	1229
8.75		2.16		3.87		10.51		33.14		33.14		33.14		10.51				126.47	1106.6	9683
4.55		2.16		3.87		3.87		10.51		33.14		33.14		10.51				97.20	442.3	2012
0.15		19.90		33.14		33.14		13.31		33.14		33.14		10.51				176.28	26.4	4

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

La rigidezza di ogni pilastro viene inserita al posto

- **Piano tipo – direzione y**

Rigidezze per forze y																			
	x =	0.15		4.85		8.65		11.65		14.85		19.05		22.65					Ik =	41059
y =																				
15.85		10.51		10.51		10.51														
12.25		33.14		33.14		33.14														
8.75		33.14		33.14		33.14		10.51		2.16		2.16		19.90						
4.55		33.14		33.14		33.14		33.14		3.87		3.87		33.14						
0.15		10.51		10.51		10.51		19.90		2.16		2.16		19.90						
	somma	120.44		120.44		120.44		63.55		8.19		8.19		72.94				**514.19**		xG =
	s x	18.1		584.1		1041.8		740.4		121.6		156.0		1652.1				**4314.1**		8.39
	s x2	3		2833		9012		8625		1806		2972		37420				**62671**	rk y =	8.94

Vengono calcolate le coordinate del baricentro

- **Inserire anche i dati relativi alle masse**

	rm [m]		
Raggio d'inerzia delle masse:	8.38		
	xGv [m]	yGv [m]	
Baricentro del taglio sismico:	10.28	5.68	vedi foglio Riepilogo

- Nota:
  inserire il baricentro del taglio sismico, non il baricentro delle masse di piano

- **In ciascun foglio viene effettuato il confronto tra centro di massa e centro delle rigidezze**

Risultati - rigidezze:										
	Σk		xGk [m]	yGk [m]		rk [m]				
x	481.08	kN/mm	8.39	5.89	x	9.24				
y	514.19	kN/mm			y	8.94				
			eccentricità			ecc / L				
			Δx	-1.89	m	8.4%	eccentricità abbastanza alta			
			Δy	0.21	m	1.3%				
			rigidezza rotazionale							
			rkx / rm	1.10						
			rky / rm	1.07	poco rigida torsionalmente					

Vengono confrontati i raggi d'inerzia di masse e rigidezze, evidenziando debolezze torsionali

Vengono esaminate le eccentricità, evidenziando quando sono eccessive

- **Viene fornito anche un riepilogo per tutti i fogli**
  (il collegamento con i fogli deve essere adattato dall'utente)

Forze sismiche — più precisamente si deve considerare il baricentro delle forze sismiche poste al di sopra di un piano

ordine	W [kN]	z [m]	W z	Fnorm	xGm [m]	yGm [m]	rm [m]	Fnorm xGm	Fnorm yGm	xGv [m]	yGv [m]	Lx [m]	Ly [m]
5	3041.8	16.40	49886	0.320	10.14	5.76	8.05	3.247	1.844	10.14	5.76	22.50	15.70
4	3184.1	13.20	42030	0.270	10.35	5.64	8.38	2.792	1.521	10.24	5.71	22.50	15.70
3	3184.1	10.00	31841	0.204	10.35	5.64	8.38	2.115	1.153	10.27	5.69	22.50	15.70
2	3184.1	6.80	21652	0.139	10.35	5.64	8.38	1.438	0.784	10.28	5.68	22.50	15.70
1	2886.8	3.60	10392	0.067	11.08	6.33	7.81	0.739	0.422	10.33	5.72	22.50	15.70

Riepilogo dai singoli fogli

rigidezze

ordine	Σkx	Σky	xGk	yGk	rk x	rky	variazione tra i piani: rapp kx	rapp ky
5	403.97	429.79	8.39	5.88	9.19	8.91	0.84	0.84
4	481.08	514.19	8.39	5.89	9.24	8.94	1.00	1.00
3	481.08	514.19	8.39	5.89	9.24	8.94	1.00	1.00
2	481.08	514.19	8.39	5.89	9.24	8.94	0.78	0.79
1	616.88	654.49	9.04	6.21	9.56	9.28		

Per sisma x

ordine	rigidezza rotazionale: rkx / rm	eccentricità: Δy (k-v)	Δy / Ly
5	1.14	0.12	0.74%
4	1.10	0.18	1.15%
3	1.10	0.20	1.26%
2	1.10	0.21	1.31%
1	1.22	0.48	3.06%

Per sisma y

ordine	rigidezza rotazionale: rky / rm		eccentricità: Δx (k-v)	Δx / Lx	
5	1.11		-1.75	-7.76%	eccentricità abbastanza alta
4	1.07	poco rigida torsionalmente	-1.85	-8.20%	eccentricità abbastanza alta
3	1.07	poco rigida torsionalmente	-1.88	-8.33%	eccentricità abbastanza alta
2	1.07	poco rigida torsionalmente	-1.89	-8.39%	eccentricità abbastanza alta
1	1.19		-1.30	-5.76%	eccentricità abbastanza alta

- **Viene fornito anche un riepilogo per tutti i fogli**
  (il collegamento con i fogli deve essere adattato dall'utente)

Per sisma x					Per sisma y				
rigidezza rotazionale		eccentricità			rigidezza rotazionale		eccentricità		
ordine	rkx / rm	Δy (k-v)	Δy / Ly		ordine	rky / rm	Δx (k-v)	Δx / Lx	
5	1.14	0.12	0.74%		5	1.11	-1.75	-7.76%	eccentricità abbastanza alta
4	1.10	0.18	1.15%		4	1.07	poco rigida torsionalmente	-1.85	-8.20%	eccentricità abbastanza alta
3	1.10	0.20	1.26%		3	1.07	poco rigida torsionalmente	-1.88	-8.33%	eccentricità abbastanza alta
2	1.10	0.21	1.31%		2	1.07	poco rigida torsionalmente	-1.89	-8.39%	eccentricità abbastanza alta
1	1.22	0.48	3.06%		1	1.19		-1.30	-5.76%	eccentricità abbastanza alta

- In questo caso si hanno eccentricità minime come Δy ma rilevanti come Δx. La struttura è quindi **non bilanciata per sisma y**
- Occorre modificare la carpenteria per bilanciarla
- Si ha anche una (modesta) carenza di rigidezza rotazionale

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri "che contano" o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

Nel dimensionamento si è ripartito il taglio di piano tra i pilastri "che contano" oppure conteggiando in maniera approssimata, con il valore 1 oppure un decimale, i pilastri

- **Ora, conoscendo la rigidezza, possiamo avere una idea più precisa di quanto i pilastri contribuiscono a portare il sisma**
- **Dividendo la rigidezza del singolo pilastro da quella massima si può dire quanto un pilastro contribuisca, rispetto al più rigido**

Rigidezze normalizzate						
	30x70	30x70	70x30	70x30	70x30	70x30
Piano	2 emerg.	1 emerg.	2 emerg.	1 emerg.	2 spess.	1 spess.
5	1.00	0.59	0.45	0.34	0.14	0.08
4	1.00	0.60	0.40	0.32	0.12	0.07
3	1.00	0.60	0.40	0.32	0.12	0.07
2	1.00	0.60	0.40	0.32	0.12	0.07
1	1.00	0.80	0.27	0.24	0.15	0.12

Nel dimensionamento si è ripartito il taglio di piano tra i pilastri "che contano" oppure conteggiando in maniera approssimata, con il valore 1 oppure un decimale, i pilastri

- Ora, conoscendo la rigidezza, possiamo avere una idea più precisa di quanto i pilastri contribuiscono a portare il sisma
- Dividendo la rigidezza del singolo pilastro da quella massima si può dire quanto un pilastro contribuisca, rispetto al più rigido
- Dividendo la rigidezza totale di piano per quella del pilastro più rigido si può individuare quanti "pilastri equivalenti" portino il sisma

direzione x			
	totale	rigidezza	pilastri eq.
Piano		massima	
5	403.9	27.36	14.77
4	481.1	33.14	14.52
3	481.1	33.14	14.52
2	481.1	33.14	14.52
1	616.9	41.31	14.93

direzione y			
	totale	rigidezza	pilastri eq.
Piano		massima	
5	429.8	27.36	15.71
4	514.2	33.14	15.52
3	514.2	33.14	15.52
2	514.2	33.14	15.52
1	654.5	41.31	15.84

- Nel conto iniziale si erano considerati 13 pilastri per x e 14 per y

RIPARTIZIONE DEL TAGLIO DI PIANO TRA I PILASTRI

- **In sostanza, è come se il taglio di piano si dividesse tra 14.5 pilastri in direzione x (anziché 13) e 15.5 in direzione y (anziché 14)**
- **Questo bilancia sostanzialmente l'incremento di taglio ottenuto dalla riduzione del periodo: i pilastri più rigidi porteranno quindi un taglio (e un momento flettente) molto simile a quello previsto**
- **I pilastri rigidi di estremità porteranno il 60% di questi valori**

FONDAZIONE INGEGNERI ASCOLI PICENO

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri "che contano" o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

- **Conoscendo le rigidezze di piano si possono calcolare gli spostamenti per un qualunque insieme di forze orizzontali. Lo si è mostrato già per calcolare il periodo**
  Se si è usata la formula di Rayleigh applicando le forze per SLV, si sono già ottenuti gli spostamenti per SLV
- **Se consideriamo le forze per SLD, possiamo quindi calcolare gli spostamenti conseguenti**
  Se si è usata la formula di Rayleigh applicando le forze per SLV e si sono ottenuti gli spostamenti per SLV, basta moltiplicarli per il rapporto tra accelerazione SLD e accelerazione SLV

- **Si è ottenuto**

Direzione x **T = 0.567 s**

	Sd, SLV		Se, SLD	
	ag = 0.129 g		ag = 0.231 g	
piano	dr	u	dr	u
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
5	1.41	13.05	2.53	23.37
4	2.12	11.64	3.79	20.84
3	2.85	9.52	5.11	17.05
2	3.35	6.67	6.00	11.94
1	3.32	3.32	5.94	5.94

- **Si è ottenuto**

Direzione y **T = 0.548 s**

Direzione	Sd, SLV		Se, SLD	
	ag = 0.133 g		ag = 0.239 g	
piano	dr	u	dr	u
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
5	1.36	12.57	2.45	22.58
4	2.04	11.20	3.67	20.13
3	2.75	9.16	4.94	16.47
2	3.23	6.42	5.80	11.53
1	3.19	3.19	5.73	5.73

- Gli spostamenti sono maggiori (anche se di poco) per sisma in direzione x
- Per tener conto dell'effetto di eccentricità accidentale e combinazione componenti sisma si può prevedere un incremento fino al 20% nei telai di estremità (forse un po' meno in x, perché le due dimensioni in pianta sono diverse)
- Questi valori vanno confrontati con i limiti di normativa
  - per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:
    0,005 h per tamponature fragili

- **Confronto tra spostamenti per sisma in direzione x (incrementati di 1.20) e valori limite (0.005 h)**

ordine	h [m]	d_r [mm]	$d_{r,max}$ [mm]	$d_{r.lim}$ [mm]	rapporto
5	3.20	2.53	3.04	16.0	5.26
4	3.20	3.79	4.55	16.0	3.51
3	3.20	5.11	6.13	16.0	2.61
2	3.20	6.00	7.20	16.0	2.22
1	3.60	5.94	7.13	18.0	2.53

- Il valore massimo non è mai superiore al valore limite diviso per 2.22

La previsione delle caratteristiche di sollecitazione ed il dimensionamento effettuato sono già abbastanza affidabili e dovrebbero garantire un buon comportamento della struttura

Vi sono però alcuni punti che andrebbero approfonditi

1. **Masse: valutate con precisione o stimate in maniera approssimata?**
2. **Periodo proprio della struttura: stimato con formule semplificate**
3. **Regolarità in altezza: assunta senza controllo**
4. **Regolarità in pianta (bilanciamento delle rigidezze): stimato a occhio**
5. **Forze statiche: ripartite tra i pilastri "che contano" o in base a rapporti di rigidezza valutati a occhio**
6. **Controllo spostamenti SLD: non effettuato**
7. **Classe di rischio sismico non esaminata**

- **Per definirla occorre determinare il valore dell'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento di SLV e SLD**
- **La struttura è stata progettata con un fattore di struttura pari al valore massimo ammesso**
  - **Poiché si seguiranno tutte le indicazioni di normativa, si può ritenere che l'accelerazione che porta allo SLV non sia minore di quella prevista per il sito**
    Nel caso in esame, 0.250 g
  - **Al termine del progetto si potrà controllare se per tutte le sezioni vi è una sovraresistenza, che porterebbe ad una a_g maggiore (in genere di poco)**

- **Per definirla occorre determinare il valore dell'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento di SLV e SLD**
- **La verifica allo SLD mostra che i limiti sono almeno 2.22 volte i valori massimi stimati per lo spostamento**
  - **Si può ritenere che l'accelerazione che porta allo SLD sia pari a quella prevista per il sito incrementata di 2.22 volte**
    Nel caso in esame, 0.082 g x 2.22 = 0.182 g

- **Si ottiene un PAM = 0.590% e IS-V=100%**
- **L'edificio è di classe di rischio A**

Pericolosità sismica del sito	Tr	ag (PGA)
	30	0.061
Indicare i valori di PGA per più periodi di ritorno	50	0.082
per consentire interpolazione	475	0.250
(come minimo 4, max 9)	975	0.339
Dall'alto verso il basso indicare Tr crescente		

PAM	IS-V
0.590%	**100.0%**
classe	classe
A	A
2	2

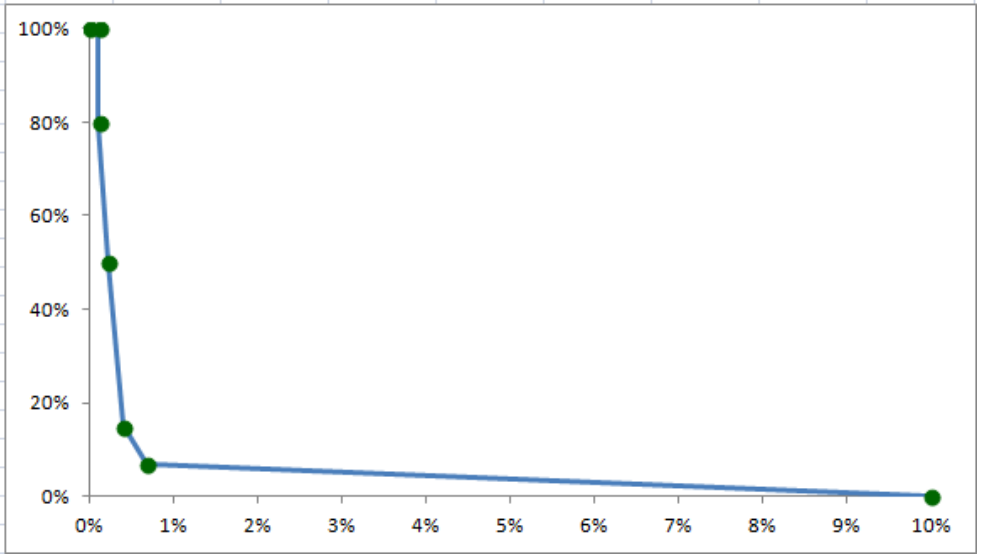
l'edificio è di classe A

	Tr	ag	rapp
SLV (D)	475.0	0.250	0.423

	ag	Tr	η
SLO (C)			
SLD (C)	0.082	50.0	2.020
SLV (C)	0.250	475.0	2.361
SLC (C)			

Domanda per SLV

		Tr	ag (PGA)
Indicare il periodo di ritorno per SLV	SLV	475	0.2500

Capacità	SL	ag (PGA)	Tr
	SLO		150.1
Indicare l'accelerazione corrispondente	SLD	0.1820	250.2
al raggiungimento degli stati limite	SLV	0.2500	475.0
(almeno SLD e SLV)	SLC		975.0

	ag (C)	Tr (C)	I (C)	CR	dA
SLID		10.0	10.000%	0%	0.327%
SLO		150.1	0.666%	7%	0.029%
SLD	0.182	250.2	0.400%	15%	0.061%
SLV	0.250	475.0	0.211%	50%	0.070%
SLC		975.0	0.103%	80%	0.000%
SLR		975.0	0.103%	100%	0.103%
			0.000%	100%