

**VERIFICA SISMICA DI EDIFICI
ESISTENTI IN MURATURA**

Parte 13:
**LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ
SISMICA DI UN EDIFICIO ESISTENTE**

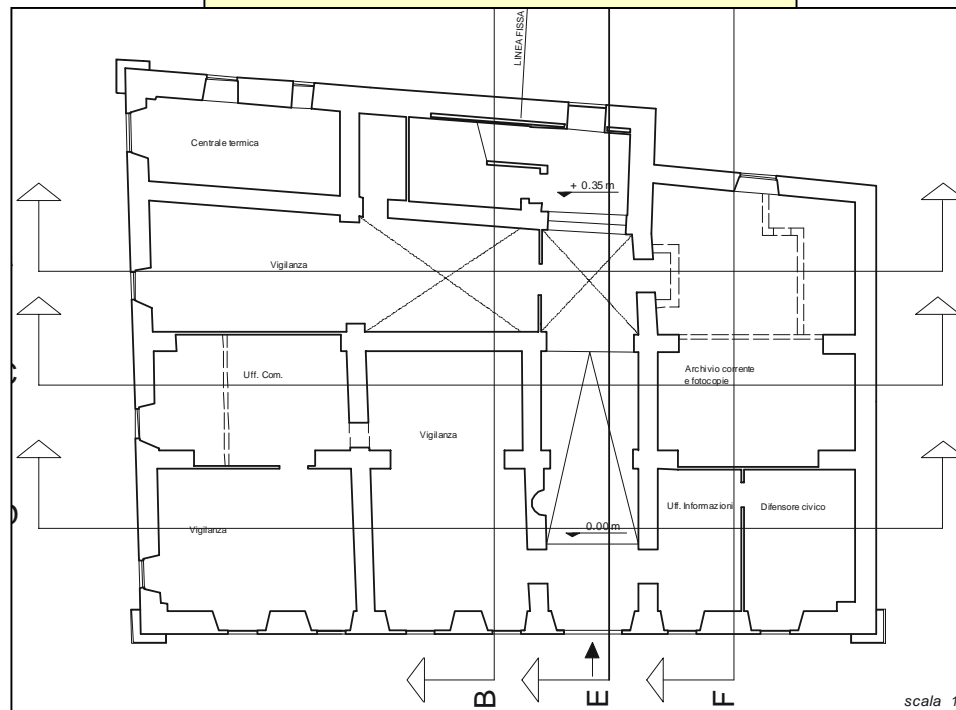


EDIFICIO IN GIULIANOVA

- Muratura mista di pietra calcarea a spacco e mattoni pieni con malta di calce
- Impalcati con volte in muratura e tetto in legno a falde

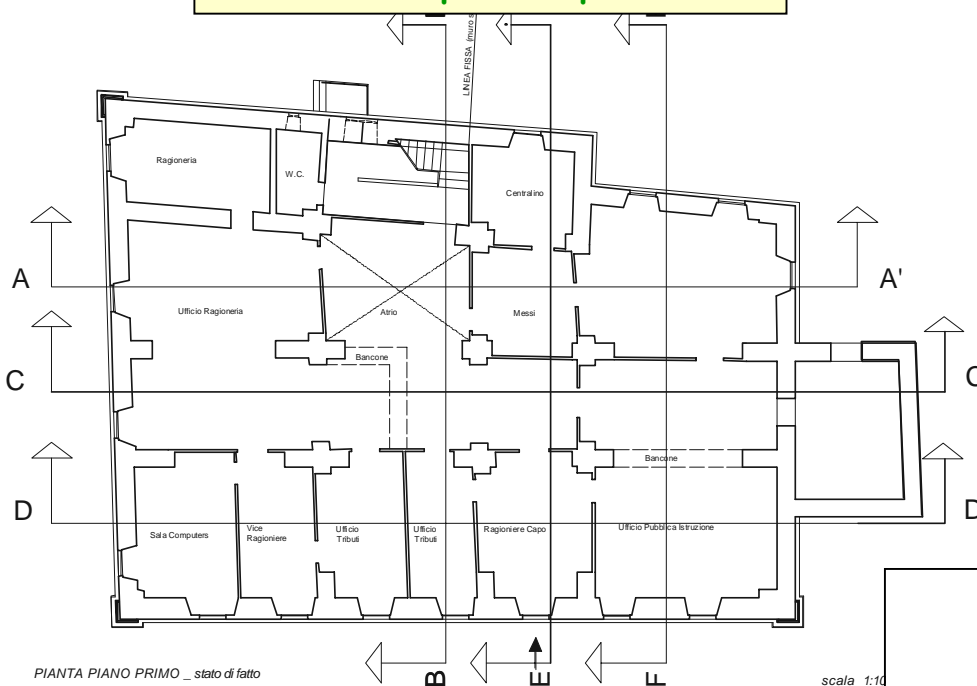
Edificio della
1^a classe

Pianta piano terra



- 3 Piani
- $H_{tot} = 14 \text{ m}$
- Interpiani 4.5 m
- Spessore muri:
65 - 80 cm

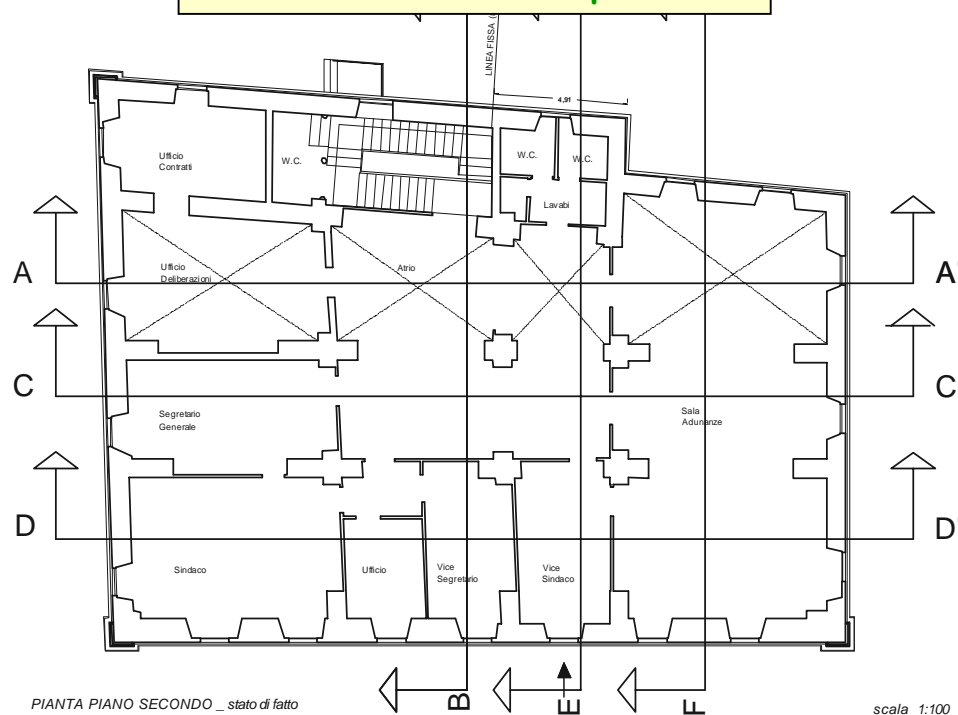
Pianta primo piano



LA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

Le piante

Pianta secondo piano



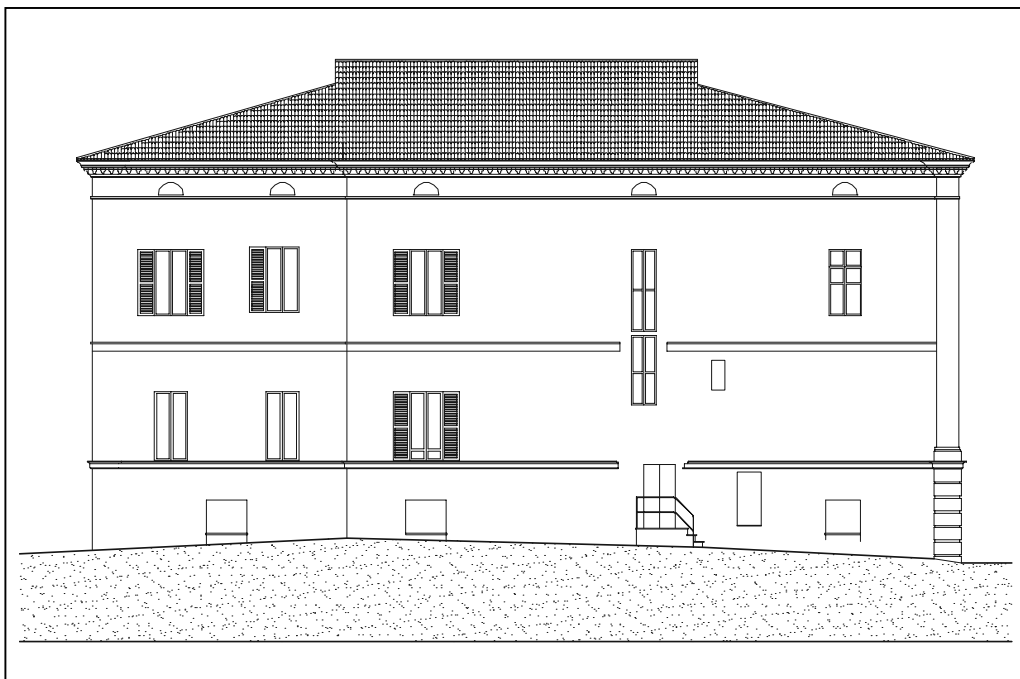
- Pareti perimetrali robuste (maschi murari piuttosto estesi)
- Pareti interne più deboli ai piani superiori (maschi murari di sezione ridotta)
- Qualche disimmetria (soprattutto in direzione Y)



LA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

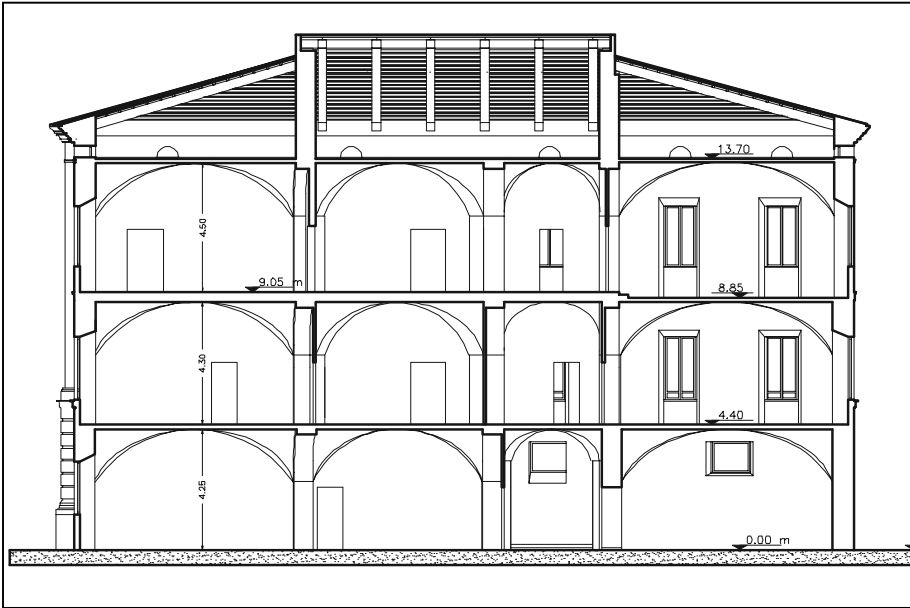
I prospetti

Pareti di facciata abbastanza regolari

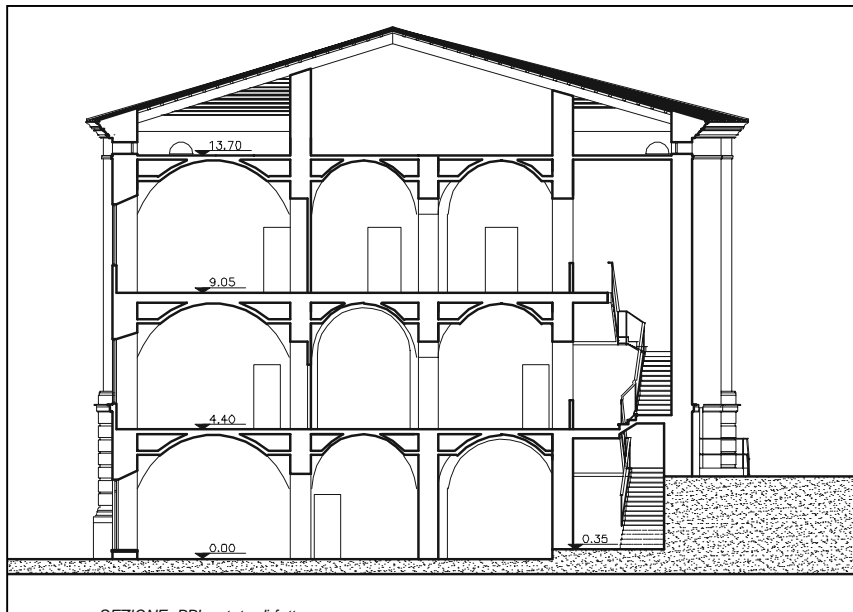


LA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

Le sezioni



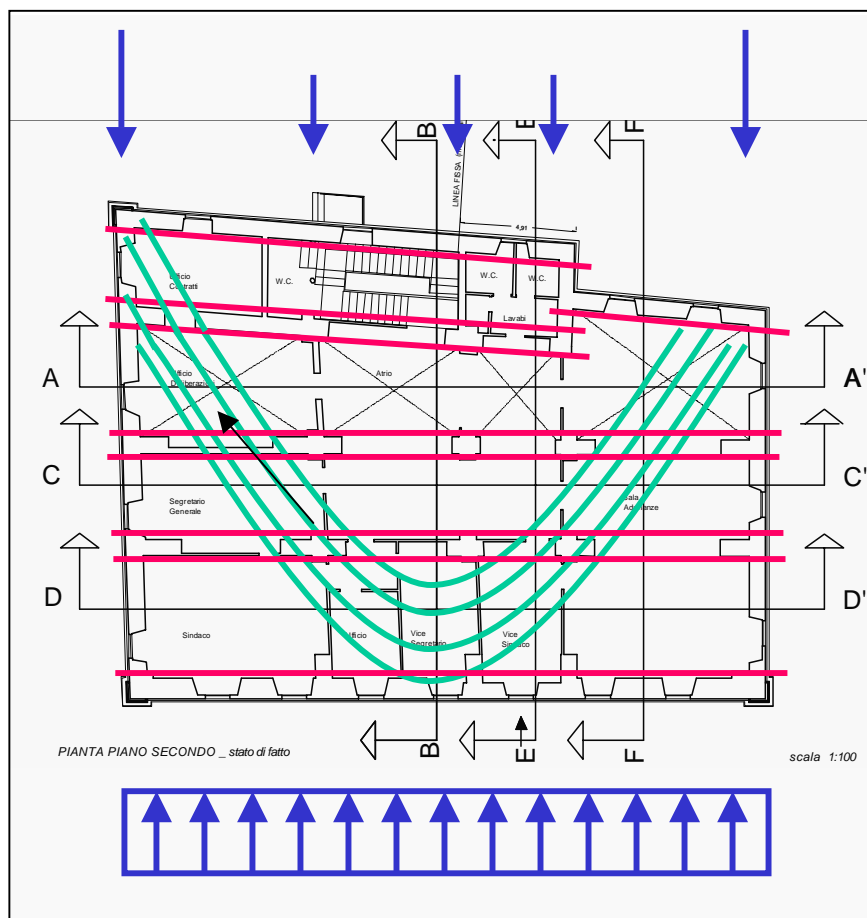
- Volte (a crociera) a tutti i piani
- Tetto in legno (nuovo) non spingente
- “Scatola muraria” efficiente (buone ammorsature e croci di muro integre)



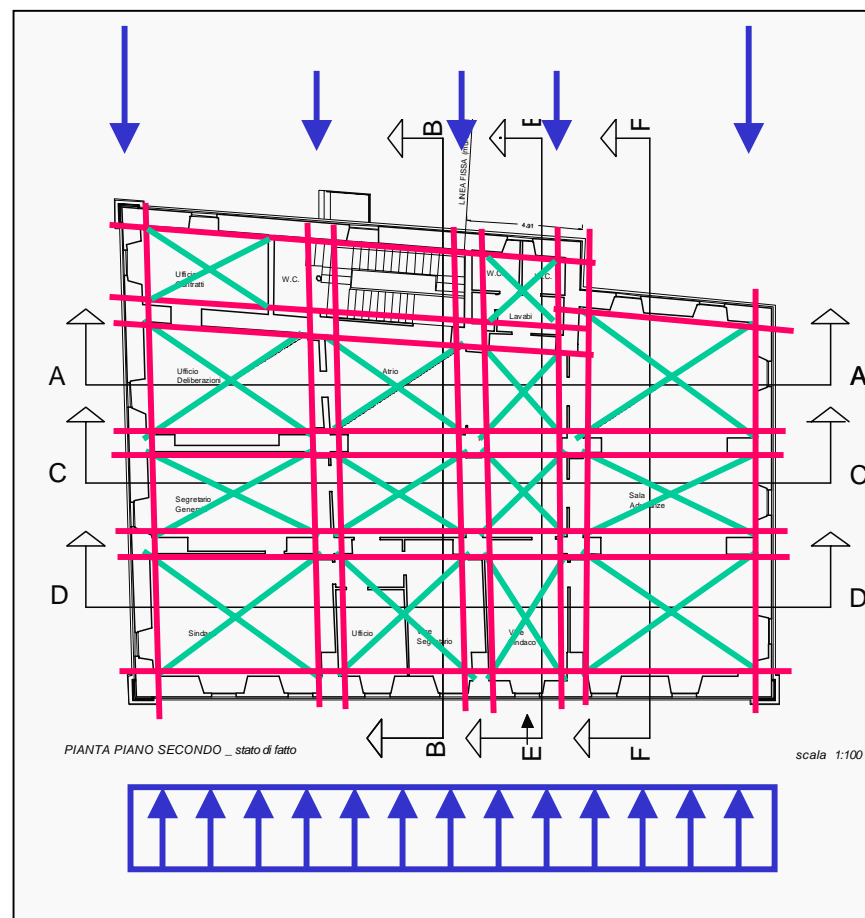
- Impalcato integralmente in muratura:
può avere un comportamento ad arco nel piano orizzontale
- è rigido ? (forse sì)
 - è resistente ? (dipende dal modo in cui è sollecitato)

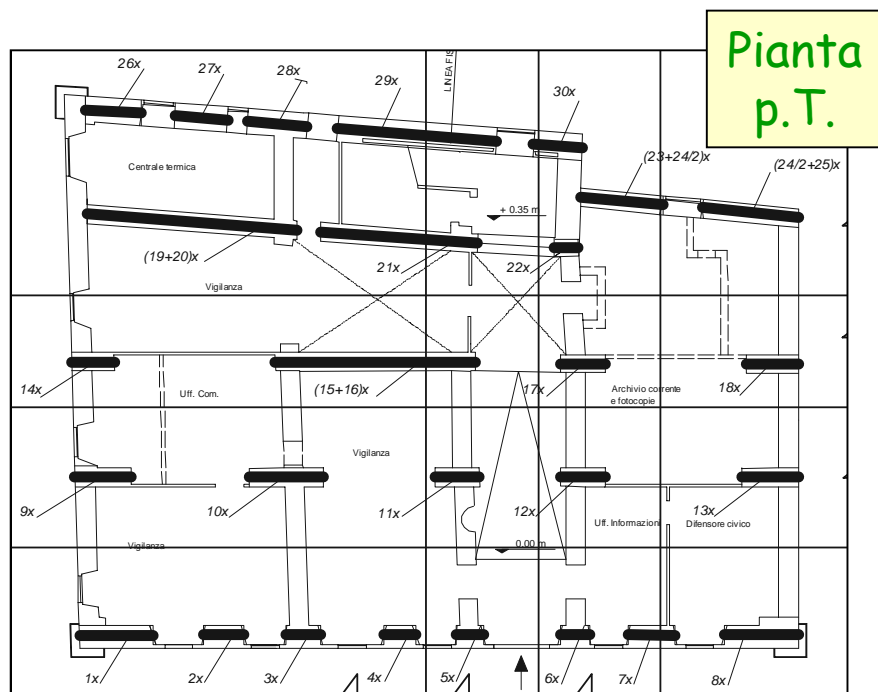
I possibili meccanismi resistenti e deformativi dell'impalcato "rinforzato"

Comportamento ad arco nel piano orizzontale con tiranti che fronteggiano le spinte



Comportamento a trave reticolare sull'altezza dell'impalcato

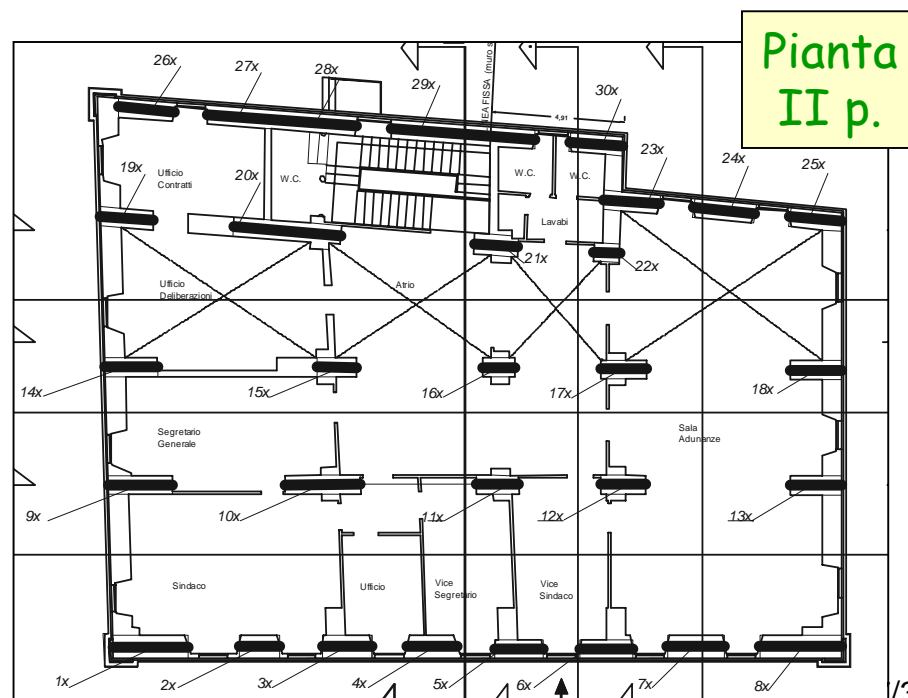
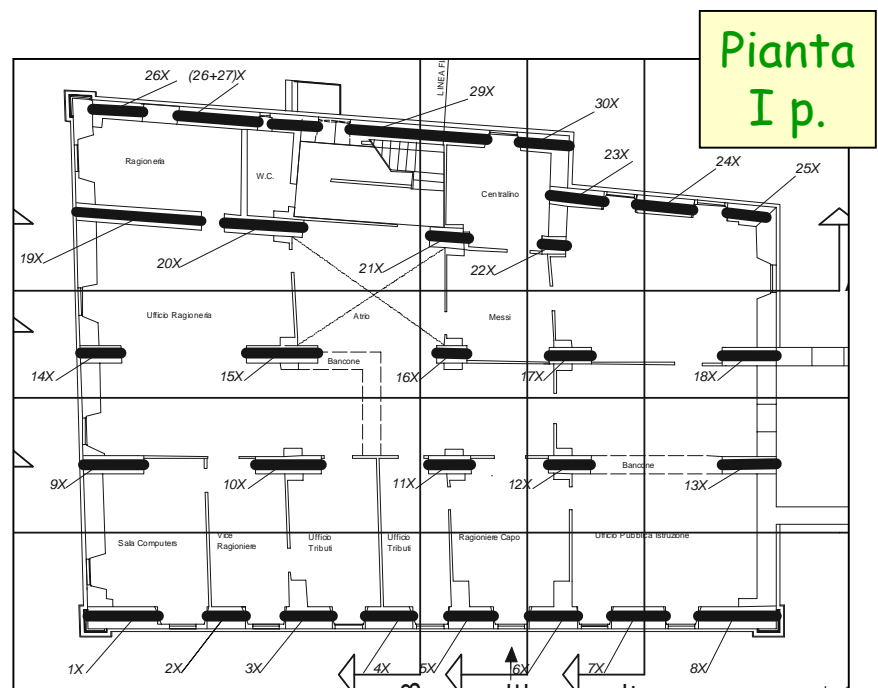


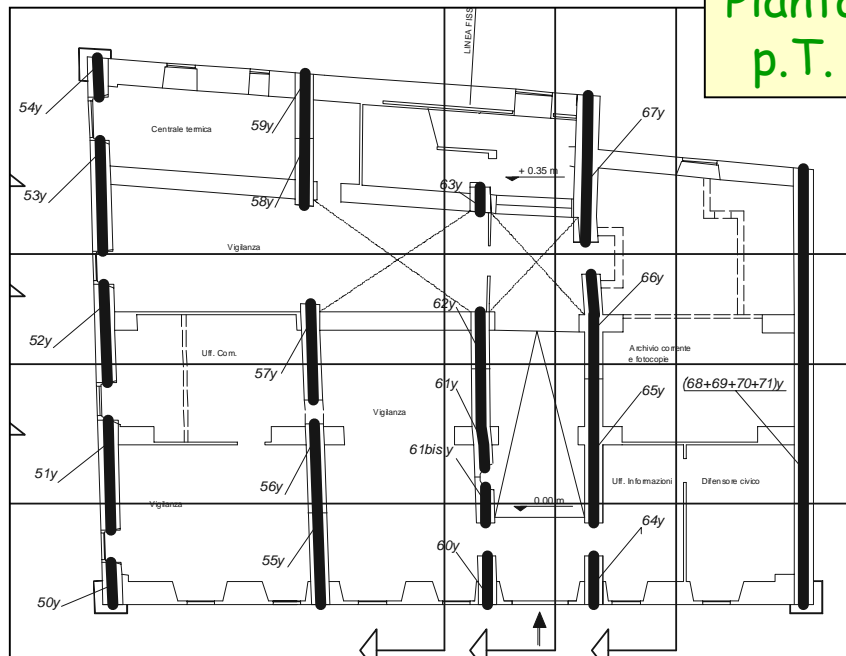


ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Individuazione dei maschi murari

I maschi murari in dir. x



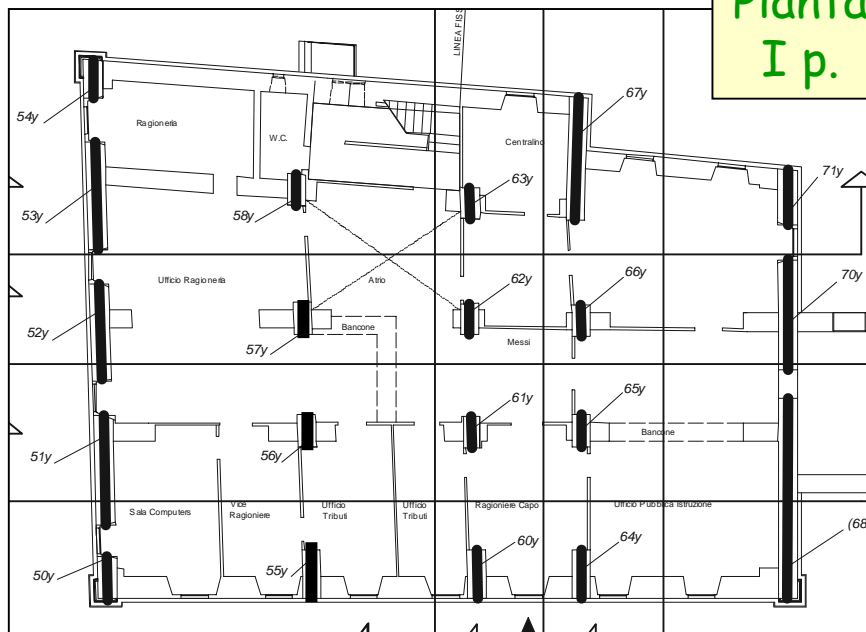


Pianta
p.T.

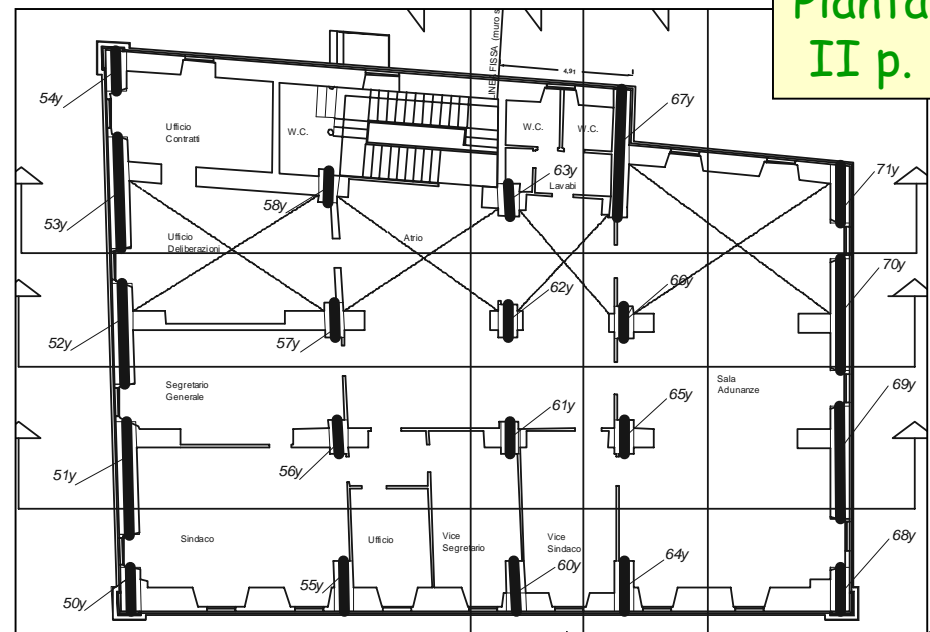
ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Individuazione dei
maschi murari

I maschi murari in dir. y



Pianta
I p.



Pianta
II p.

ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

CARICHI UNITARI:

- Volte piani intermedi

$$G_k = 12.0 \text{ KN/m}^2 \quad Q_k = 3.0 \text{ KN/m}^2$$

- Volte terzo livello

$$G_k = 12.0 \text{ KN/m}^2 \quad Q_k = 3.0 \text{ KN/m}^2$$

- Muratura di pietrame e/o mattoni pieni

$$G_k = 20.00 \text{ kN/m}^2$$

Gli sforzi normali sui maschi murari vengono determinati per “aree di influenza”, tenendo conto della tipologia delle volte

Lo sforzo normale nei maschi murari

Dir.X

TELAIO X - I ordine

maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)
1	270	80	430	776.3	0.359
2	150	80	430	436.0	0.363
3	140	80	430	494.7	0.442
4	130	80	430	465.8	0.448
5	100	80	430	453.6	0.567
6	110	80	430	482.5	0.548
7	180	80	430	558.3	0.388
8	280	80	430	537.7	0.240
9	230	65	430	528.8	0.354
10	210	65	430	623.2	0.457
11	170	65	430	407.6	0.369
12	170	65	430	411.8	0.373
13	310	65	430	626.6	0.311
14	160	65	430	408.3	0.393
15	750	65	430	1386.3	0.284
16					
17	170	65	430	419.3	0.379
18	190	65	430	437.7	0.354
19	820	65	430	1884.3	0.354
20	600	65	430	755.6	0.194
21					
22	100	65	430	245.4	0.377
23	390	65	430	554.9	0.219
25	310	65	430	618.0	0.307
26	300	65	430	638.3	0.327
27	220	85	430	726.6	0.389
28	220	85	430	726.6	0.389
29	610	65	430	1446.9	0.365
30	185	65	430	479.9	0.399

TELAIO X - II ordine

maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)
1	270	80	460	488.5	0.226
2	150	80	460	277.0	0.231
3	190	80	460	350.1	0.230
4	190	80	460	333.6	0.219
5	180	80	460	347.4	0.241
6	200	80	460	364.9	0.228
7	210	80	460	370.1	0.220
8	300	80	460	537.7	0.224
9	230	65	460	363.5	0.243
10	210	65	460	395.9	0.290
11	170	65	460	260.3	0.236
12	170	65	460	266.9	0.242
13	160	65	460	377.6	0.363
14	370	65	460	275.3	0.114
15	370	65	460	378.7	0.157
16	370	65	460	379.6	0.158
17	170	65	460	274.7	0.249
18	190	65	460	280.9	0.227
19	480	65	460	630.4	0.202
20	310	65	460	546.2	0.271
21	150	65	460	251.4	0.258
22	100	65	460	161.1	0.248
23	220	65	460	313.8	0.219
24	220	65	460	331.9	0.232
25	200	65	460	297.7	0.229
26	270	65	460	216.5	0.123
27	540	65	460	767.3	0.219
28					
29	590	65	460	834.5	0.218
30	200	65	460	292.1	0.225

TELAIO X - III ordine

maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)
1	270	80	470	270.6	0.125
2	150	80	470	151.5	0.126
3	190	80	470	193.7	0.127
4	180	80	470	180.4	0.125
5	180	80	470	181.2	0.126
6	200	80	470	203.4	0.127
7	200	80	470	201.8	0.126
8	300	80	470	299.8	0.125
9	240	65	470	189.4	0.121
10	280	65	470	224.4	0.123
11	160	65	470	129.6	0.125
12	170	65	470	138.1	0.125
13	200	65	470	158.9	0.122
14	200	65	470	157.9	0.121
15	150	65	470	120.5	0.124
16	120	65	470	97.9	0.126
17	170	65	470	136.7	0.124
18	180	65	470	142.6	0.122
19	200	65	470	157.9	0.121
19bis	170	65	470	134.7	0.122
20	400	65	470	308.7	0.119
21	170	65	470	134.5	0.122
22	100	65	470	78.8	0.121
23	200	65	470	157.8	0.121
24	230	65	470	178.9	0.120
25	200	65	470	155.9	0.120
26	270	65	470	232.3	0.132
27	540	65	470	850.9	0.242
28					
29	500	65	470	425.4	0.131
30	200	65	470	155.8	0.120

Massima
tensione di
compressione
per soli
carichi
verticali (non
incrementati)

$$\sigma_{\max} = 0.57 \text{ Mpa}$$

valore
accettabile

Lo sforzo normale nei maschi murari

Dir.Y

TELAIO Y - I ordine

maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)
50	160	65	430	398.0	0.38
51	420	65	430	930.5	0.34
52	380	65	430	851.7	0.34
53	420	65	430	896.8	0.33
54	150	65	430	371.1	0.38
55	630	65	430	1103.4	0.27
56					
57	460	65	430	593.6	0.20
58	500	65	430	409.4	0.13
59	250	65	430	516.4	0.32
60	190	65	430	447.5	0.36
60bis	120	65	430	180.0	0.23
61	580	65	430	889.3	0.24
62					
63	100	65	430	286.0	0.44
64	930	65	430	1185.4	0.20
65					
66	390	65	430	528.5	0.21
67	560	65	430	1267.7	0.35
68	1640	65	430	3517.8	0.33
69					
70					
71					

TELAIO Y - III ordine

maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)
50	200	65	470	155.7	0.120
51	400	65	470	313.2	0.120
52	350	65	470	276.1	0.121
53	420	65	470	327.1	0.120
54	150	65	470	116.5	0.120
55	190	65	470	159.5	0.129
56	125	65	470	123.4	0.152
57	125	65	470	101.8	0.125
58	125	65	470	99.1	0.122
60	190	65	470	151.0	0.122
61	120	65	470	98.0	0.126
62	120	65	470	98.8	0.127
63	120	65	470	96.9	0.124
64	200	65	470	157.9	0.121
65	120	65	470	97.7	0.125
66	120	65	470	98.2	0.126
67	470	65	470	368.3	0.121
68	120	65	470	93.8	0.120
69	420	65	470	329.2	0.121
70	410	65	470	321.7	0.121
71	220	65	470	172.8	0.121

TELAIO Y - II ordine

maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)
50	160	65	460	269.3	0.26
51	420	65	460	595.5	0.22
52	380	65	460	544.6	0.22
53	420	65	460	565.6	0.21
54	150	65	460	220.0	0.23
55	140	65	460	269.8	0.30
56	170	65	460	252.3	0.23
57	130	65	460	203.7	0.24
58	120	65	460	192.8	0.25
60	190	65	460	300.1	0.24
61	120	65	460	197.9	0.25
62	120	65	460	195.7	0.25
63	120	65	460	189.8	0.24
64	200	65	460	312.0	0.24
65	120	65	460	202.3	0.26
66	120	65	460	197.7	0.25
67	470	65	460	698.9	0.23
68	710	65	460	963.5	0.21
69					
70	420	65	460	618.8	0.23
71	210	65	460	322.5	0.24

Massima
tensione di
compressione
per soli
carichi
verticali (non
incrementati)

$$\sigma_{\max} = 0.44 \text{ Mpa}$$

valore
accettabile

DETERMINAZIONE DEI PESI SISMICI E CALCOLO DELLE FORZE ORIZZONTALI

Pesi e masse sismici

-3° livello (secondo piano):

$$W_3 = 6711 \text{ kN} \quad M_3 = 684 \text{ ton}$$

-2° livello (primo piano)

$$W_2 = 10118 \text{ kN} \quad M_2 = 1031 \text{ ton}$$

-1° livello (piano terra):

$$W_1 = 11638 \text{ kN} \quad M_1 = 1186 \text{ ton}$$

$$W_{\text{tot}} = 28467 \text{ kN}$$

Forza totale

$$F_h = (6711 + 10118 + 11638) \times 0.222 = 6320 \text{ kN}$$

I parametri sismici

Fattore di struttura

$$q = 1.5 \times a_u / a_1 = 1.5 \times 1.8 = 2.70$$

Parametri di zona

$$PGA = 0.171g \quad \text{suolo tipo C}$$

$$F_0 = 2.42 \quad S = 1.45$$

Coefficiente sismico

$$S_d = 0.171g \times 1.45 \times 2.42 / 2.70 = 0.222g$$

Forze di piano ($\lambda = 1$)

$$\Sigma(W_i x h_i) = 6711 \times 13.6 + 10118 \times 8.9 + 11638 \times 4.3 = 231363$$

$$F_3 = 6320 \times (13.6 \times 6711) / 231363 = 2493 \text{ kN}$$

$$F_2 = 6320 \times (8.9 \times 10118) / 231363 = 2460 \text{ kN}$$

$$F_1 = 6320 \times (4.3 \times 11638) / 231363 = 1367 \text{ kN}$$

L'ANALISI DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

MODELLO DI CALCOLO SPAZIALE DELL'EDIFICIO (2 modelli)

- impalcato rigido: telaio spaziale composto da pareti piane
- impalcato deformabile: pareti singole indipendenti

SCHEMA DELLE PARETI

- mensole collegate con fasce di piano non resistenti
(fascia debole - pendoli)

TIPO DI ANALISI:

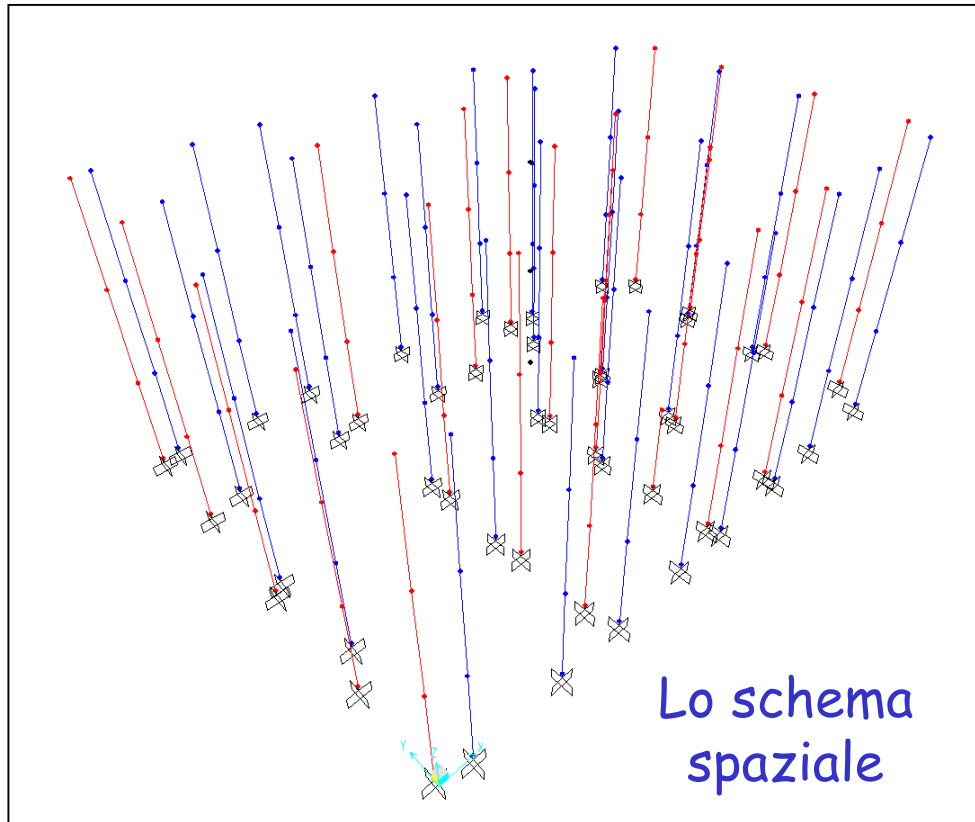
- analisi statica non lineare
- (si deve sempre fare prima l'analisi lineare - statica o modale)

DISTRIBUZIONI DELLE FORZE LUNGO L'ALTEZZA: (2 distribuzioni)

- proporzionali alle masse (UP)
- proporzionali alla deformata del primo modo di vibrare (MP)

IL MODELLO SPAZIALE DELLA STRUTTURA

Lo schema spaziale si ottiene con due sistemi piani di telai collegati da impalcati rigidi

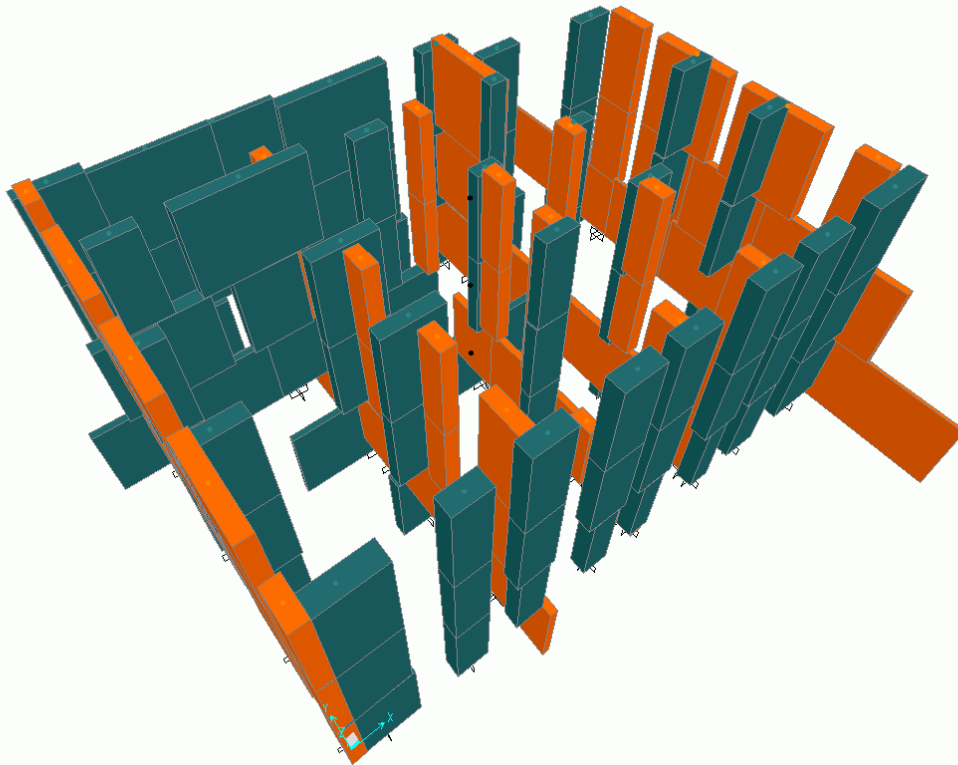


Il numero di ritti è pari alla somma dei maschi in dir.x e di quelli in dir.y

Ipotesi di fasce di piano deboli o comunque non rinforzate → pendoli

Nello schema i pendoli non compaiono perché sostituiti da “constraints” che simulano l’impalcato rigido ed i collegamenti orizzontali

Il modello solido dello schema strutturale non deve restituire la forma effettiva dell'edificio



Modello costituito dai soli maschi murari (Mensole collegate)

Ipotesi di fasce di piano deboli o comunque non rinforzate

I maschi murari hanno rigidezza solo nel proprio piano
La rigidezza al di fuori del piano viene annullata (mediante “releases”)

L'ANALISI STATICA LINEARE PER LA DETERMINAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI ORIZZONTALI

Grandezze da determinare per definire il sistema equivalente ad 1 g.d.l. (SDOF)

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2$$

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Φ_i è il vettore rappresentativo del primo modo di vibrare.

Si può approssimare con gli spostamenti orizzontali dati dalle forze distribuite come per l'analisi statica lineare

Spostamenti orizzontali (s_i) dei baricentri delle masse e loro normalizzazione (Φ_i)

	Direzione X		Direzione Y	
Livello	s_{ix} [cm]	ϕ_{ix}	s_{iy} [cm]	ϕ_{iy}
III	3.03	1.00	2.54	1.00
II	1.53	0.50	1.23	0.48
I	0.39	0.13	0.27	0.11

IL CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI PARTECIPAZIONE MODALE E DELLA MASSA ECCITATA

Dir.X

Determinazione del fattore Γ e della massa m^* in direzione X					
Livello	ϕ_{ix}	m_i [ton]	$m_i \phi_{ix}$	$m_i \phi_{ix}^2$	$\Gamma_x = 1.4$
III	1.00	684	684	684	
II	0.50	1031	516	258	
I	0.13	1186	154	20	
			$m^* = 1354$	964	

Dir.Y

Determinazione del fattore Γ e della massa m^* in direzione Y					
Livello	ϕ_{iy}	m_i [ton]	$m_i \phi_{iy}$	$m_i \phi_{iy}^2$	$\Gamma_y = 1.4$
III	1.00	684	684	684	
II	0.48	1031	495	237	
I	0.11	1186	130	14	
			$m^* = 1309$	935	

CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE

Muratura mista di pietra a spacco calcarea
e mattoni pieni con malta di calce
con connessioni trasversali e malta buona

Livello di conoscenza "LIMITATO" LC1
F.C. = 1,35 $\gamma_m = 1$ (analisi non lineare)

Resistenza media a compressione (minimi di Tab. 11.D.1. E 11.D.2.)

$$f_m = (1,5 + 1,8) / 2 \times 1,3 \times 1,3 = 2,79 \text{ MPa}$$

Resistenza media a taglio (minimi di Tab. 11.D.1. E 11.D.2.)

$$f_m = (0,056 + 0,060) / 2 \times 1,3 \times 1,3 = 0,098 \text{ MPa}$$

Resistenza a compressione di calcolo

$$f_d = 2,79 / 1,35 = 2,0 \text{ MPa}$$

Resistenza a taglio di calcolo

$$f_{vd} = 0,098 / 1,35 = 0,07 \text{ MPa}$$

I valori di resistenza si utilizzano per il calcolo del momento e del taglio ultimo che caratterizzano le cerniere plastiche a flessione e a taglio

LA RESISTENZA DEI MASCHI MURARI

I valori di M_{ult} e V_{ult}
per i maschi dei Telai X
al II ordine



Momento ultimo

$$M_{ult} = (\sigma_0 s B^2 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_m)$$

Taglio ultimo

$$V_{ult} = \tau_{ult} B s = \frac{1,5 \tau_{Od}}{b} B s \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1,5 \tau_{Od}}}$$

Limiti di deformazione

$\delta/h = 0.6\%$ (pressoflessione)

$\delta/h = 0.4\%$ (taglio)

maschio	l (cm)	t (cm)	h (cm)	N (kN)	σ_0 (N/mm ²)	M_0 (kN*m)	V_t (kN)
1	270	80	470	270.6	0.125	338.4	223.9
2	150	80	470	151.5	0.126	105.2	124.7
3	190	80	470	193.7	0.127	170.2	158.3
4	180	80	470	180.4	0.125	150.4	149.3
5	180	80	470	181.2	0.126	151.0	149.5
6	200	80	470	203.4	0.127	188.2	166.5
7	200	80	470	201.8	0.126	186.8	166.2
8	300	80	470	299.8	0.125	416.7	248.6
9	240	65	470	189.4	0.121	211.1	160.4
10	280	65	470	224.4	0.123	291.3	187.8
11	160	65	470	129.6	0.125	96.1	107.7
12	170	65	470	138.1	0.125	108.7	114.5
13	200	65	470	158.9	0.122	147.4	133.9
14	200	65	470	157.9	0.121	146.6	133.6
15	150	65	470	120.5	0.124	83.8	100.7
16	120	65	470	97.9	0.126	54.4	80.9
17	170	65	470	136.7	0.124	107.7	114.2
18	180	65	470	142.6	0.122	119.1	120.4
19	200	65	470	157.9	0.121	146.6	133.6
19bis	170	65	470	134.7	0.122	106.3	113.7
20	400	65	470	308.7	0.119	574.2	339.1
21	170	65	470	134.5	0.122	106.2	113.7
22	100	65	470	78.8	0.121	36.6	66.8
23	200	65	470	157.8	0.121	146.5	133.6
24	230	65	470	178.9	0.120	191.3	153.1
25	200	65	470	155.9	0.120	144.9	133.2
26	270	65	470	232.3	0.132	289.2	184.7
27	540	65	470	850.9	0.242	1969.7	670.4
28							
29	500	65	470	425.4	0.131	981.7	511.5
30	200	65	470	155.8	0.120	144.9	133.2

IL MODULO ELASTICO

Il modulo elastico E è di difficile determinazione sperimentale.

La sua influenza sui metodi di calcolo è però significativa:

- ANALISI MODALE: il periodo della struttura dipende da E e quindi anche le sollecitazioni (un modulo più basso riduce le sollecitazioni)
- ANALISI STATICA NON LINEARE: la deformabilità della struttura dipende da E e quindi anche la vulnerabilità (in genere, poiché c'è un limite al fattore di struttura ($q_{\max}=3$), un modulo più basso fornisce una vulnerabilità più bassa)

Non è sempre a vantaggio di statica adottare moduli bassi
né ridurli (fino al 50%) per tener conto della fessurazione.

Le verifiche allo stato limite di servizio sono più gravose se si adotta
un modulo elastico più basso

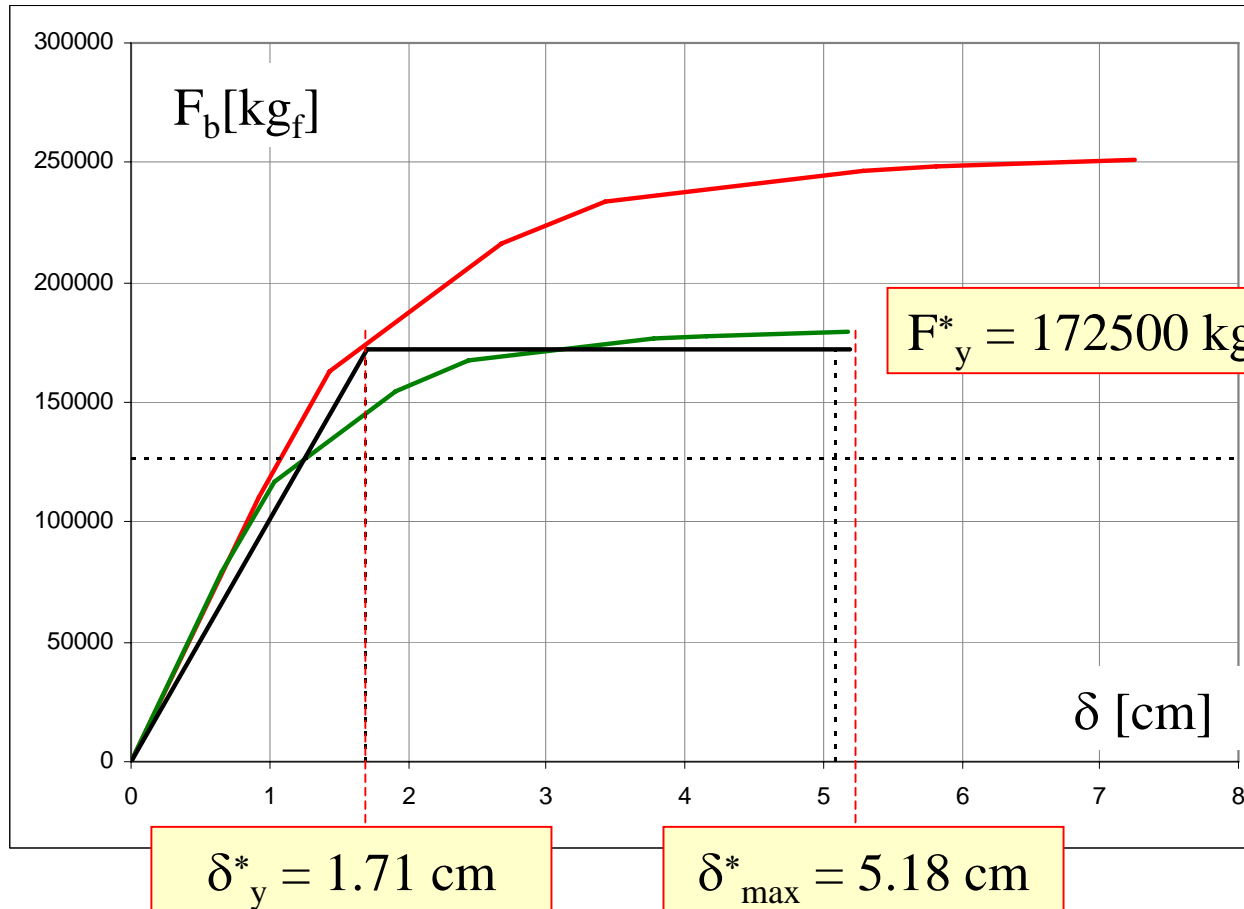
Si è adottato un criterio di fascia, utilizzando 2 valori diversi:

E_{\min} = minimo dei minimi di tabella = 1500 N/mm²

E_{\max} = massimo dei valori di tabella = 2600 N/mm²

LA DETERMINAZIONE DELLA CURVA DI PUSH-OVER

FORZE IN DIR.X - E = Emin - distrib. forze statiche



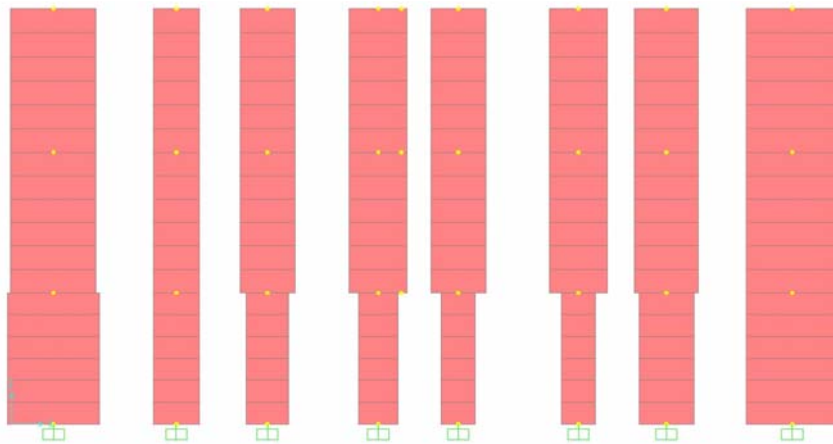
In
corrispondenza
di δ_{\max} si ha la
rottura di una
cerniera plastica
a
pressoflessione

$$\mu^* = 5.18 / 1.71 = 3.03$$

Non si è verificata mai la rottura delle cerniere plastiche a taglio

IL COMPORTAMENTO DEI TELAI IN DIR.X

Modello solido

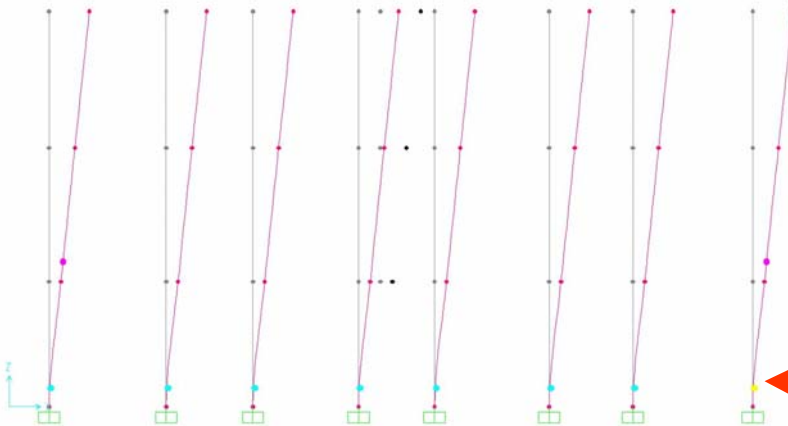


IL TELAI X 1...8

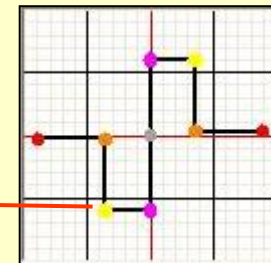
Telaio piuttosto regolare

Deformata simile per tutti i maschi con rottura alla base

Le cerniere plastiche al δ_{\max}

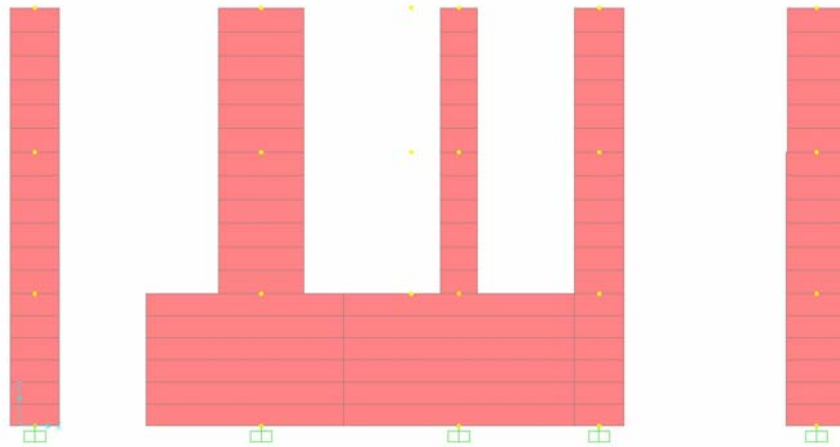


Il modello della cerniera plastica



IL COMPORTAMENTO DEI TELAI IN DIR.X

Modello solido

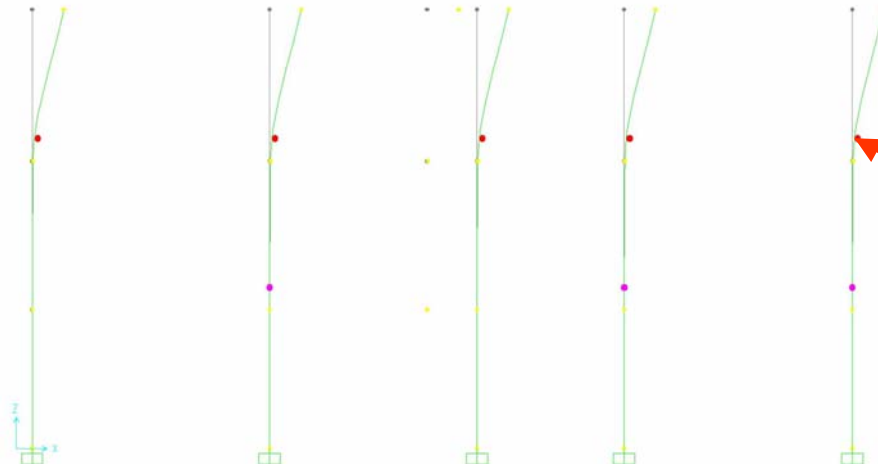


IL TELAIIO X 14....19

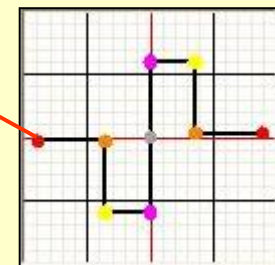
Telaio poco regolare con parete rigida alla base

Le cerniere si formano dal II livello
La rottura si ha al III livello

Le cerniere plastiche al δ_{max}



Il modello della cerniera plastica



IL CALCOLO DELLA VULNERABILITÀ (PGA)

Dalla push-over si ricava:

$$F_y^* = 172500 \text{ kg}_f$$

$$\mu^* = 5.18 / 1.71 = 3.03$$

FORZE X
E = E_{min}
distrib. forze
statiche

quindi si può calcolare la PGA:

$$\Gamma_x = 1.4$$

$$F_y^* = 172500 \text{ kg}_f$$

$$d_{max}^* = 5.18 \text{ cm}$$

$$d_y^* = 1.71 \text{ cm}$$

$$\mu^* = 5.18 / 1.71 = 3.03$$

$$k^* = 172500 / 1.71 = 100877 \text{ kg}_f / \text{cm}$$

$$m^* = 1354 \text{ ton}$$

$$T^* = 2 \pi (m^* / k^*)^{1/2} = 0.728 \text{ sec} > T_c \quad (T_c = 0.5085 \text{ sec})$$

Il periodo T^*

$$q^* = \mu^* = 3.03 > 3 \quad \text{quindi} \quad q^* = 3$$

$$F_y^* \times q^* = a_g \times S(T^*) \times m^*$$

per cui:

$$S(T^*) = 1.45 \times 2.42 \times (0.5085 / 0.728) = 2.45$$

Lo spettro di risposta

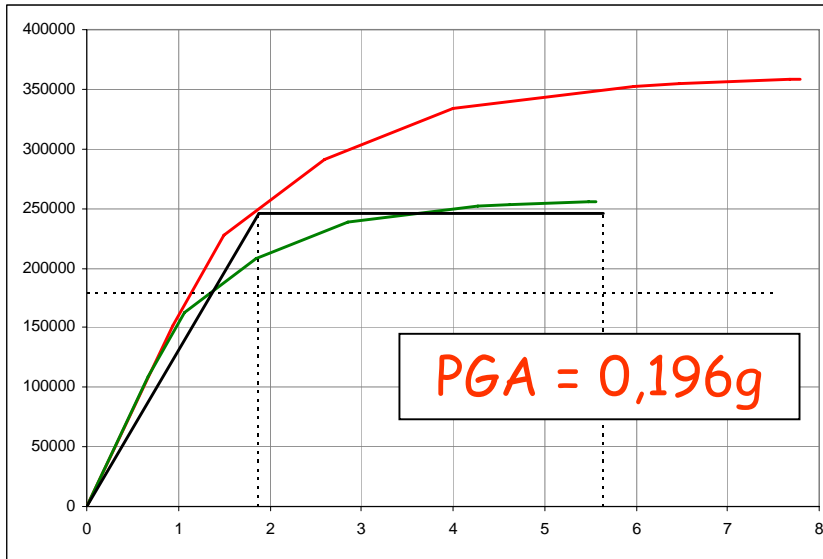
$$172500 \times 3 = a_g \times 2.45 \times 1354$$

e quindi:

$$a_g = 172500 \times 3 / (2.45 \times 1354) = 156 \text{ cm/sec}^2 = 0.159 \text{ g}$$

PGA = 0,159g

LE ALTRE CURVE DI PUSH-OVER PER LA DIR.X



- direzione X – modulo $E = 1500 \text{ N/mm}^2$ - forze proporzionali alle masse:

$$\Gamma_x = 1.4$$

$$F_y^* = 246000 \text{ kgf}$$

$$d_{max}^* = 5.56 \text{ cm}$$

$$d_y^* = 1.88 \text{ cm}$$

$$\mu^* = 5.56 / 1.88 = 2.96$$

$$k^* = 246000 / 1.88 = 130851 \text{ kgf/cm}$$

$$m^* = 1354 \text{ ton}$$

$$T^* = 2 \pi (m^* / k^*)^{1/2} = 0.639 \text{ sec} > T_c \quad (T_c = 0.5085 \text{ sec})$$

$$q^* = \mu^* = 2.96 < 3 \quad \text{quindi} \quad q^* = 2.96$$

$$F_y^* \times q^* = a_g \times S(T^*) \times m^*$$

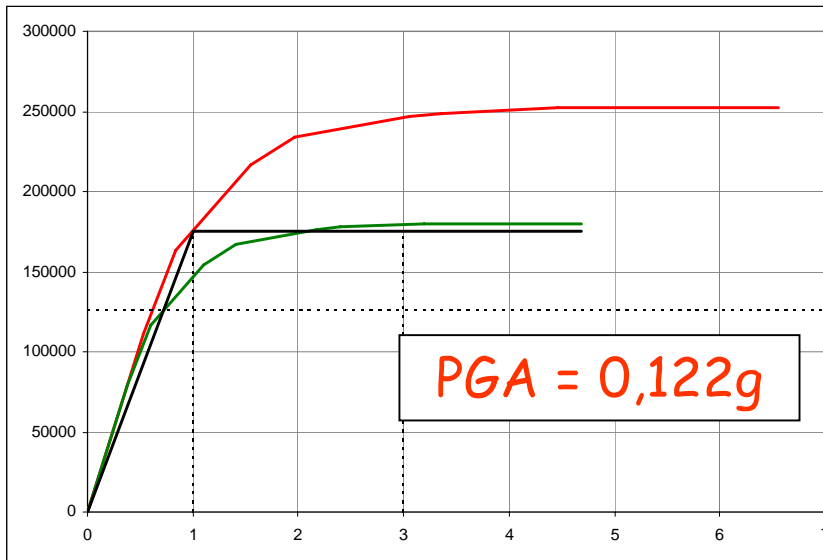
per cui:

$$S(T^*) = 1.45 \times 2.42 \times (0.5085 / 0.639) = 2.79$$

$$246000 \times 2.96 = a_g \times 2.79 \times 1354$$

e quindi:

$$a_g = 246000 \times 2.96 / (2.79 \times 1354) = 193 \text{ cm/sec}^2 = 0.196 \text{ g}$$



- direzione X – modulo $E = 2600 \text{ N/mm}^2$ – forze proporzionali alle forze statiche:

$$\Gamma_x = 1.4$$

$$F_y^* = 175000 \text{ kgf}$$

$$d_{max}^* = 4.68 \text{ cm}$$

$$d_y^* = 1.00 \text{ cm}$$

$$\mu^* = 4.68 / 1.00 = 4.68$$

$$k^* = 175000 / 1.00 = 175000 \text{ kgf/cm}$$

$$m^* = 1354 \text{ ton}$$

$$T^* = 2 \pi (m^* / k^*)^{1/2} = 0.553 \text{ sec} > T_c \quad (T_c = 0.5085 \text{ sec})$$

$$q^* = \mu^* = 4.68 > 3 \quad \text{quindi} \quad q^* = 3$$

$$F_y^* \times q^* = a_g \times S(T^*) \times m^*$$

per cui:

$$S(T^*) = 1.45 \times 2.42 \times (0.5085 / 0.553) = 3.23$$

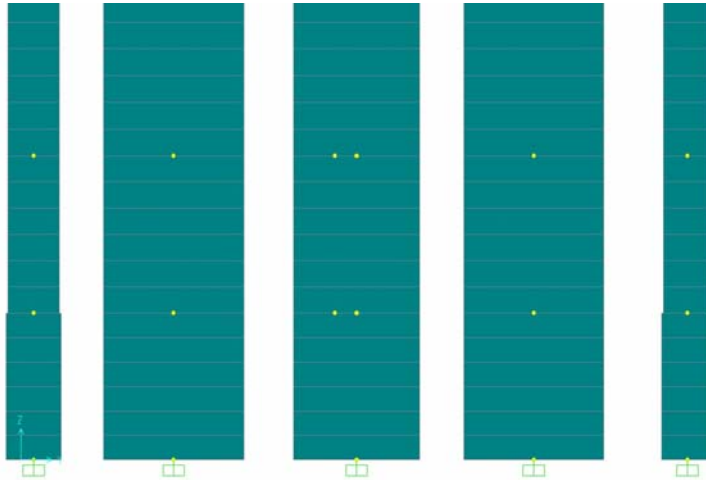
$$175000 \times 3 = a_g \times 3.23 \times 1354$$

e quindi:

$$a_g = 175000 \times 3 / (3.23 \times 1354) = 120 \text{ cm/sec}^2 = 0.122 \text{ g}$$

IL COMPORTAMENTO DEI TELAI IN DIR.Y

Modello solido

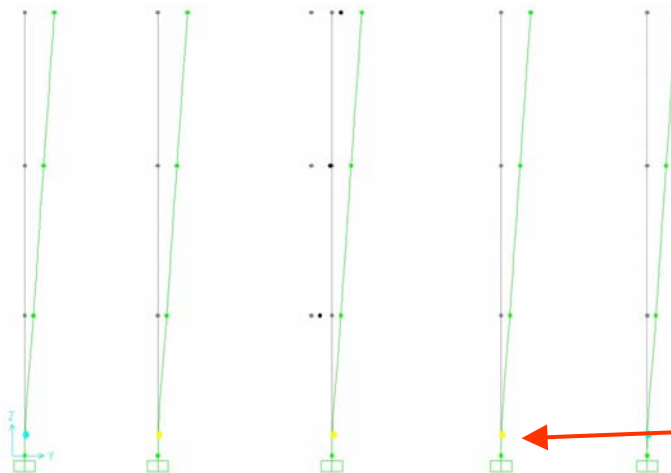


IL TELAI Y 50...54

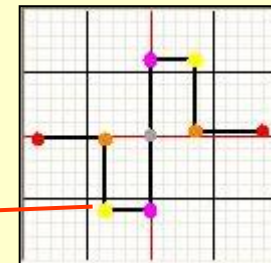
Telaio piuttosto regolare

Deformata simile per tutti i maschi con rottura alla base

Le cerniere plastiche al δ_{max}

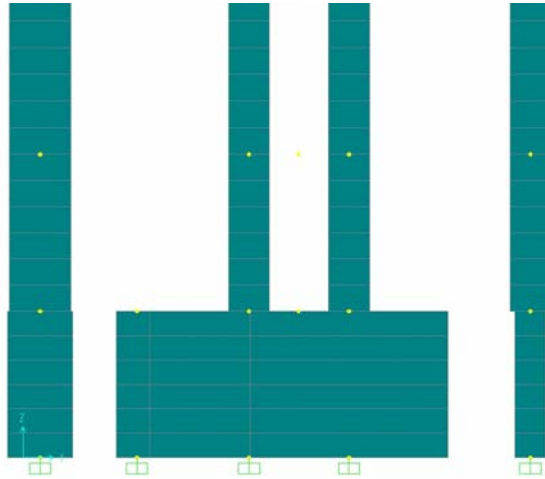


Il modello della cerniera plastica



IL COMPORTAMENTO DEI TELAI IN DIR.Y

Modello solido

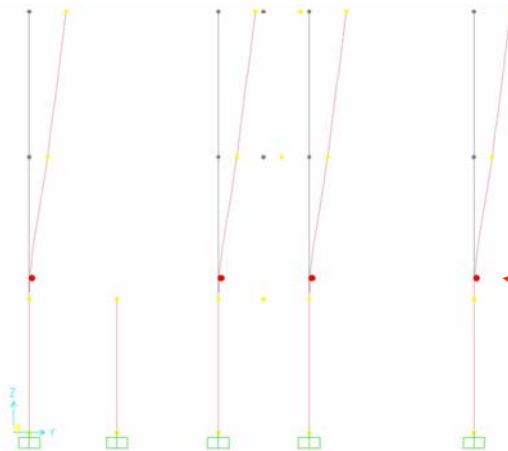


IL TELAI Y 60...63

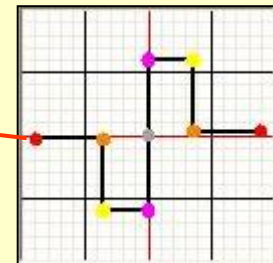
Telaio poco regolare con parete rigida alla base

Le cerniere si formano e si rompono al II livello

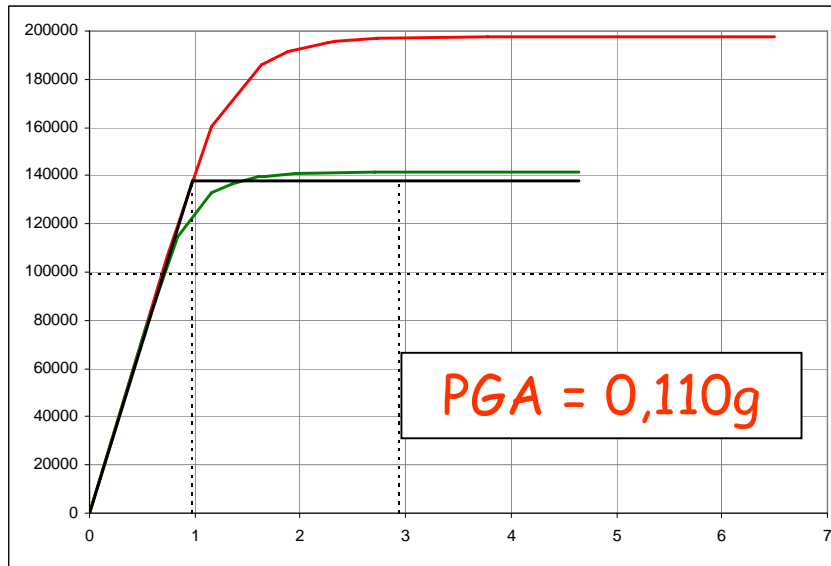
Le cerniere plastiche al δ_{max}



Il modello della cerniera plastica



LE CURVE DI PUSH-OVER PER LA DIR.Y



- direzione Y – modulo $E = 1500 \text{ N/mm}^2$ – forze proporzionali alle forze statiche

$$\Gamma_y = 1.4$$

$$F_y^* = 138000 \text{ kgf}$$

$$d_{max}^* = 4.64 \text{ cm}$$

$$d_y^* = 0.98 \text{ cm}$$

$$\mu^* = 4.64 / 0.98 = 4.73$$

$$k^* = 138000 / 0.98 = 140800 \text{ kgf/cm}$$

$$m^* = 1309 \text{ ton}$$

$$T^* = 2 \pi (m^* / k^*)^{1/2} = 0.606 \text{ sec} > T_c \quad (T_c = 0.5085 \text{ sec})$$

$$q^* = \mu^* = 4.73 > 3$$

$$F_y^* \times q^* = a_g \times S(T^*) \times m^*$$

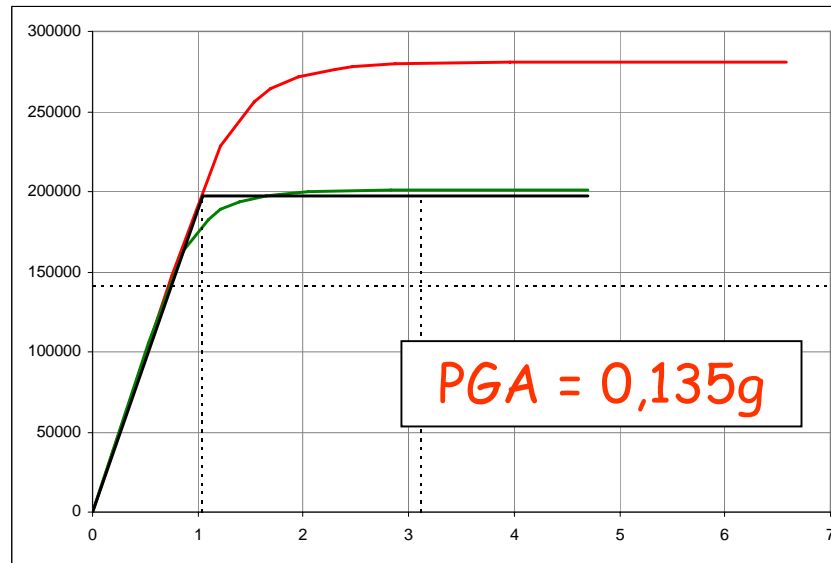
per cui:

$$S(T^*) = 1.45 \times 2.42 \times (0.5085 / 0.606) = 2.94$$

$$138000 \times 2.94 = a_g \times 2.94 \times 1309$$

e quindi:

$$a_g = 138000 \times 3 / (2.94 \times 1309) = 108 \text{ cm/sec}^2 = 0.110 \text{ g}$$



- direzione Y – modulo $E = 1500 \text{ N/mm}^2$ - forze proporzionali alle masse:

$$\Gamma_y = 1.4$$

$$F_y^* = 197000 \text{ kgf}$$

$$d_{max}^* = 4.7 \text{ cm}$$

$$d_y^* = 1.04 \text{ cm}$$

$$\mu^* = 4.7 / 1.04 = 4.51$$

$$k^* = 197000 / 1.04 = 189423 \text{ kgf/cm}$$

$$m^* = 1309 \text{ ton}$$

$$T^* = 2 \pi (m^* / k^*)^{1/2} = 0.522 \text{ sec} > T_c \quad (T_c = 0.5085 \text{ sec})$$

$$q^* = \mu^* = 4.51 > 3 \quad \text{quindi} \quad q^* = 3$$

$$F_y^* \times q^* = a_g \times S(T^*) \times m^*$$

per cui:

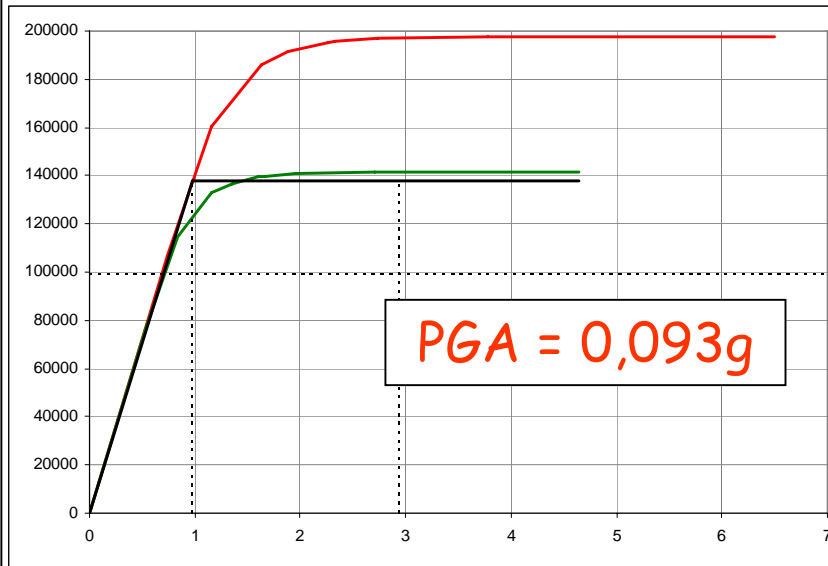
$$S(T^*) = 1.45 \times 2.42 \times (0.5085 / 0.522) = 3.42$$

$$197000 \times 3 = a_g \times 3.42 \times 1309$$

e quindi:

$$a_g = 197000 \times 3 / (3.42 \times 1309) = 132 \text{ cm/sec}^2 = 0.135 \text{ g}$$

LE ALTRE CURVE DI PUSH-OVER PER LA DIR.Y



direzione Y – modulo $E = 2600 \text{ N/mm}^2$ – forze proporzionali alle forze statiche:

$$\Gamma_y = 1.4$$

$$F_y^* = 139000 \text{ kgf}$$

$$d_{max}^* = 4.36 \text{ cm}$$

$$d_y^* = 0.58 \text{ cm}$$

$$\mu^* = 4.36 / 0.58 = 7.52$$

$$k^* = 139000 / 0.58 = 239655 \text{ kgf/cm}$$

$$m^* = 1309 \text{ ton}$$

$$T^* = 2 \pi (m^* / k^*)^{1/2} = 0.464 \text{ sec} < T_c \text{ (} T_c = 0.5085 \text{ sec)}$$

$$q^* = (\mu^* - 1) \times (T^* / T_c) + 1 = (7.52 - 1) \times (0.464 / 0.5085) + 1 = 6.94 > 3 \rightarrow q^* = 3$$

$$F_y^* \times q^* = a_g \times S(T^*) \times m^*$$

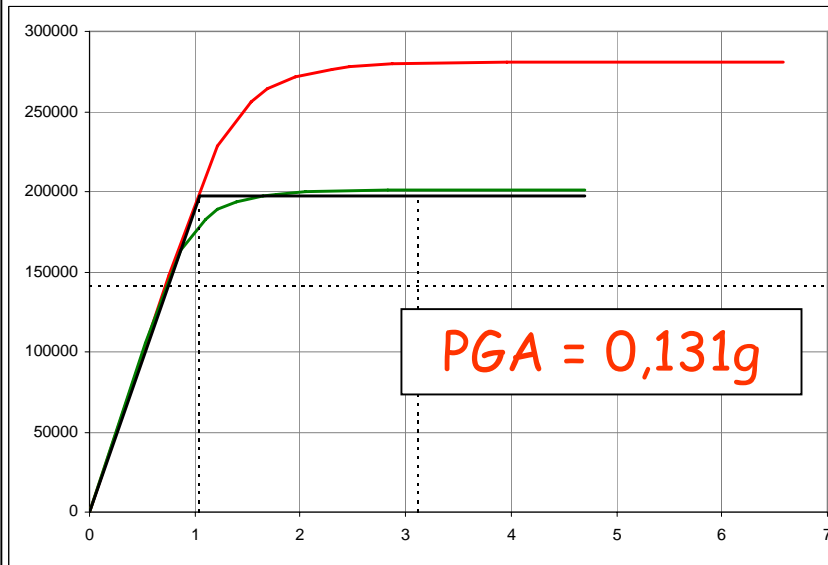
per cui:

$$S(T^*) = 1.45 \times 2.42 = 3.51$$

$$139000 \times 3 = a_g \times 3.51 \times 1309$$

e quindi:

$$a_g = 139000 \times 3 / (3.51 \times 1309) = 90.8 \text{ cm/sec}^2 = 0.093 \text{ g}$$



- direzione Y – modulo $E = 2600 \text{ N/mm}^2$ - forze proporzionali alle masse:

$$\Gamma_y = 1.4$$

$$F_y^* = 197000 \text{ kgf}$$

$$d_{max}^* = 4.4 \text{ cm}$$

$$d_y^* = 0.60 \text{ cm}$$

$$\mu^* = 4.4 / 0.6 = 7.33$$

$$k^* = 197000 / 0.60 = 328333 \text{ kgf/cm}$$

$$m^* = 1309 \text{ ton}$$

$$T^* = 2 \pi (m^* / k^*)^{1/2} = 0.40 \text{ sec} < T_c \text{ (} T_c = 0.5085 \text{ sec)}$$

$$q^* = (\mu^* - 1) \times (T^* / T_c) + 1 = (7.33 - 1) \times (0.40 / 0.5085) + 1 = 5.98 > 3 \rightarrow q^* = 3$$

$$F_y^* \times q^* = a_g \times S(T^*) \times m^*$$

per cui:

$$S(T^*) = 1.45 \times 2.42 = 3.51$$

$$197000 \times 3 = a_g \times 3.51 \times 1309$$

e quindi:

$$a_g = 197000 \times 3 / (3.51 \times 1309) = 128 \text{ cm/sec}^2 = 0.131 \text{ g}$$

IL CASO DELL'IMPALCATO DEFORMABILE

- L'impalcato non è in grado di ripartire le azioni sismiche tra le varie pareti
- Ogni parete è considerata indipendente dalle altre ed è analizzata separatamente, ottenendo la corrispondente curva di push-over

- Lo schema di ciascuna parete è quello di un telaio piano (in questo caso di treno di mensole) caricato dalle forze orizzontali nel proprio piano
- La massa di competenza per ogni singola parete è stata valutata in relazione alla relativa area di influenza, come aliquota della massa totale ad ogni piano (M/M_{tot})

- Il calcolo è stato svolto solo per il modulo elastico massimo ($E=2600 \text{ N/mm}^2$) e per la distribuzione di azioni orizzontali corrispondente alle forze statiche

I RISULTATI DELLE PUSH-OVER NEL CASO DELL'IMPALCATO DEFORMABILE

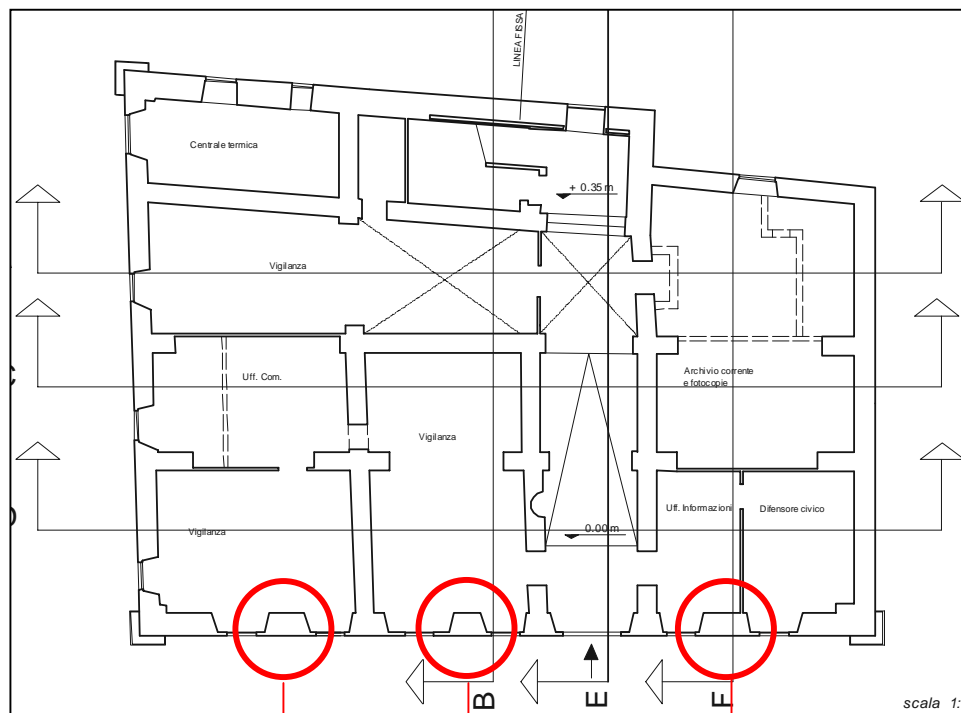
Dir.	Parete	M/M _{tot}	m* (ton)	F _y * (kg _f)	δ*y (cm)	δ* _{max} (cm)	q*	K* (kg _f /cm)	T* (sec)	PGA
X	1-2-3-4-5-6-7-8	0.180	244	21100	0.95	6.60	3	22211	0.66	<u>0.10</u>
X	9-10-11-12-13	0.267	362	16670	1.48	7.00	3	11264	1.13	<u>0.09</u>
X	14-15-16-17-18	0.248	336	19550	1.03	3.26	3	18981	0.84	<u>0.08</u>
X	19-20-21-22	0.162	220	29500	0.46	4.45	3	64130	0.37	<u>0.12</u>
X	26-27-28-29-30	0.093	126	42100	0.59	6.53	3	71356	0.26	<u>0.29</u>
X	23-25	0.056	76	7290	0.70	4.65	3	10414	0.54	<u>0.09</u>
Y	50-51-52-53-54	0.171	224	35500	0.72	6.52	3	49306	0.50	<u>0.14</u>
Y	55-56-57-58-59	0.280	367	7170	0.81	4.53	3	8852	1.28	<u>0.04</u>
Y	60-61-62-63	0.203	266	6990	0.93	2.79	3	7515	1.18	<u>0.05</u>
Y	64-65-66-67	0.213	279	24550	0.45	4.40	3	54556	0.45	<u>0.08</u>
Y	68-69-70-71	0.143	186	57250	0.29	4.42	3	197414	0.19	<u>0.27</u>

Notevoli
differenze di PGA
tra le varie pareti
(da 0,04 a 0,29)

Le pareti esterne
possono sopportare
un sisma maggiore
(hanno meno massa
e sono più regolari)

Le pareti interne
risultano molto più
deboli a causa delle
riduzioni di sezione
dei maschi

L'ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI



Elementi negativi:

- Mancanza di cordoli e/o catene ai piani
- Volte a tutti i piani

Elementi positivi:

Scatola muraria integra (croci di muro non lesionate)

Maschi murari privi di parete ortogonale e senza collegamenti di impalcato per tutta l'altezza

Si analizzano solo le situazioni più pericolose

L'ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI

Lo schema di calcolo della parete



Mensola a tutt'altezza



Si adotta:
L'Analisi Cinematica Lineare

Le forze in gioco

$$F_1 = 3.3 \times 3 \times 0.7 = 69.3 \text{ kN}$$

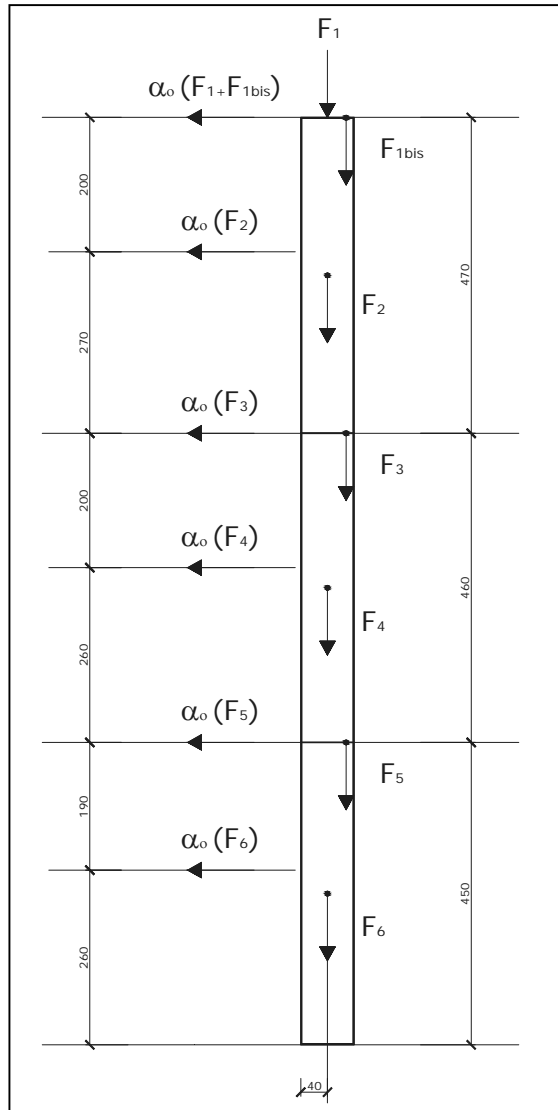
$$F_{1\text{bis}} = F_3 = F_5 = 3.3 \times 1.5 \times 0.7 = 34.7 \text{ kN}$$

$$F_2 = (1.5 \times 0.85 \times 5.5 + 1.8 \times 0.85 \times 2.7) \times 2 = 223 \text{ kN}$$

$$F_4 = (1.5 \times 0.85 \times 4.6 + 1.8 \times 0.85 \times 1.4) \times 2 = 160 \text{ kN}$$

$$F_6 = (1.5 \times 0.85 \times 4.5 + 1.8 \times 0.85 \times 1.5) \times 2 = 161 \text{ kN}$$

Peso totale = 717,4 kN



L'ANALISI DEL MECCANISMO SCELTO - OPCM 3431

La condizione di
equilibrio per il
calcolo di α_o

$$M_s = (69.3 + 223 + 160 + 161) \times 0.4 + (34.7 \times 3) \times 0.7 = 613.3 \times 0.4 + 104.1 \times 0.7 = 318.2 \text{ kNm}$$

$$M_r = \alpha_o \times (69.3 + 34.7) \times 13.8 + 223 \times 11.8 + 34.7 \times 9.1 + 160 \times 7.1 + 34.7 \times 4.5 + 161 \times 2.6 = \alpha_o \times 6092$$

$$\alpha_o = 318.2 / 6092 = 0.052$$

La massa partecipante: $M^* = (\sum F_i \times \delta_i)^2 / (g \sum F_i \times \delta_i^2) = 371125 / (g \times 6357) = 58.4 / g$

L'accelerazione spettrale di
attivazione del meccanismo: $a_o^* = 0.052 \times 71.74 \times g / 58.4 = 0.064g$

OPCM 3431

Lo spettro di risposta:

$$a_o^* = a_g S (1 + 1.5 Z/H) / q$$

Z = baricentro delle masse = 8.5 m

H = altezza totale = 14 m

q = fattore di struttura = 2

S = 1.45



L'accelerazione al suolo:

$$a_g = 2 \times 0.064g / (1.45 \times 1.92) = 0.046g$$

PGA = 0.046g

L'ANALISI DEL MECCANISMO SCELTO

Istruzioni N.T.C. 08

La massa partecipante: $M^* = (\sum F_i \times \delta_i)^2 / (g (\sum F_i \times \delta_i^2)) = 371125 / (g \times 6357) = 58.4 / g$

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo:

$$a_o^* = (0.052 \times 71.74 \times g / 58.4) / 1.35 = 0.047g$$

FC = 1.35

Il meccanismo analizzato riguarda *“una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra”*

N.T.C. 08
L'accelerazione di riferimento:

$$a_o^* = a_g S / q$$

$q =$ fattore di struttura = 2
 $S = 1.45$

L'accelerazione al suolo:

$$a_g = 2 \times 0.047g / 1.45 = 0.065g$$

PGA = 0.065g