

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

**Progettazione strutturale e geotecnica
di fondazioni e opere di sostegno**

11 - Problematiche sismiche

Spoletto
17-19 febbraio 2011

Aurelio Gheresi

Modellazione

Struttura, fondazione e terreno

Effetto della deformabilità della fondazione:

- cedimenti verticali differenziali
- rotazioni al piede dei pilastri del primo ordine



variazione della rigidezza relativa dei diversi pilastri e quindi diversa distribuzione delle azioni sismiche

attenzione in particolare agli elementi molto rigidi, come le pareti, la cui rigidezza può essere vanificata dalla rotazione al piede

Struttura, fondazione e terreno

Ulteriore effetto della deformabilità del terreno:

- maggiore deformabilità complessiva



aumento del periodo proprio della struttura;
ciò comporta in genere una riduzione dell'azione
sismica, ma un aumento degli spostamenti

Struttura, fondazione e terreno

È necessario modellare insieme struttura, fondazione e terreno quando:

- La fondazione non è adeguatamente rigida (rischio di cedimenti differenziali, rotazioni al piede, ridistribuzione dell'azione sismica)
- Il terreno è molto deformabile (rischio di variazione notevole del periodo proprio)

In caso contrario (fondazione più rigida della struttura in elevazione, terreno non particolarmente deformabile), si può considerare la struttura incastrata al piede ed analizzare poi separatamente l'insieme fondazione-terreno con le azioni trasmesse dalla struttura sovrastante

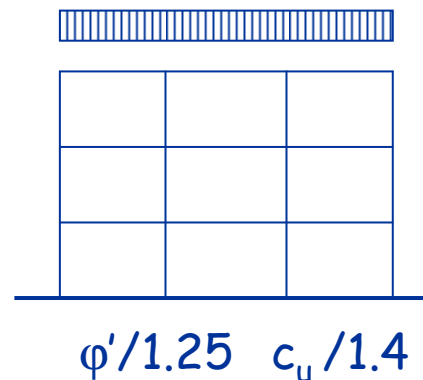
Verifica di struttura e fondazioni

Approcci per verifica SLU per le verifiche geotecniche

Per soli carichi verticali (senza sisma):

Approccio 1, combinazione 2

Carichi più piccoli
Parametri terreno
ridotti
Resistenza ridotta



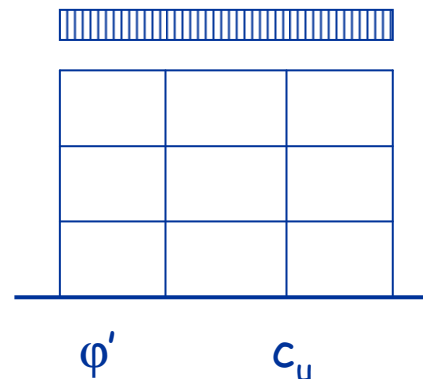
$$g_k + 1.3 q_k$$

struttura

fondazione
 $R_2 = 1.8$

Approccio 2

Carichi incrementati
Parametri terreno
non ridotti
Resistenza più ridotta



$$1.3 g_k + 1.5 q_k$$

struttura

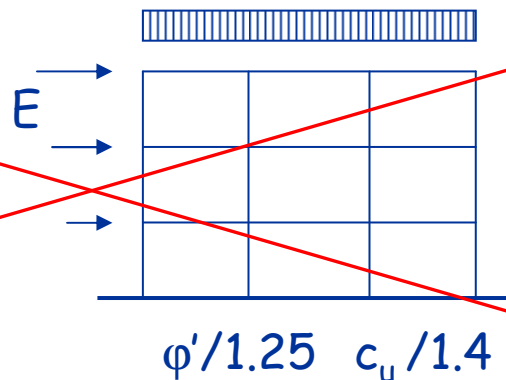
fondazione
 $R_3 = 2.3$

Approcci per verifica SLU per le verifiche geotecniche

In presenza di sisma:

~~Approccio 1, combinazione 2~~

~~Carichi più piccoli
Parametri terreno
ridotti
Resistenza ridotta~~



~~???????~~

~~struttura~~

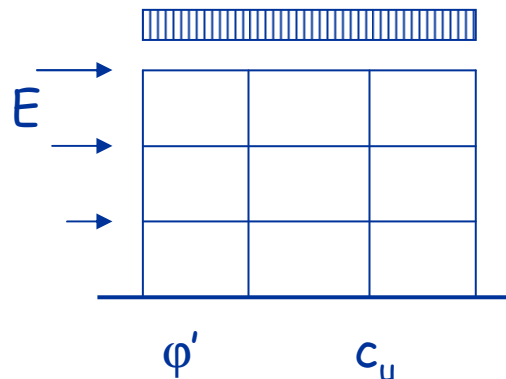
~~fondazione~~

~~$R_2 = 1.8$~~

Secondo
me non
ha senso

Approccio 2

Carichi incrementati
Parametri terreno
non ridotti
Resistenza più ridotta



$g_k + \psi_2 q_k$

struttura

fondazione

$R_3 = 2.3$

Esempio

Caratteristiche del terreno (risultati di un sondaggio)

Dall'alto:

12 m - sabbie marnose

$$N_{SPT} = 26$$

6.1 m - argille grigio-brune

$$N_{SPT} = 47$$

1.9 m - marne sabbiose

$$N_{SPT} = 16$$

6.5 m - argille marnose

$$N_{SPT} = 18$$

3.5 m - ciottoli, argille brune

$$N_{SPT} = 40$$

SONDAGGIO N° 6

ATTREZZATURA ATLAS A50									
CAROTIERE Ø 101 mm									
CASSETTE CATALOGATRICI 5									
Scala 1:150	Profondità	Stratigrafia	Descrizione	Polenza	Camp. indisturb.	Camp. rimaneg.	Falda	S.P.T.	Piezometro
								10 20 30 40 50 60 70	
1	0.00		Materiale di riporto costituito da piccoli ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa.	0.90					
2				1.60		2.20			
3	2.50		Sabbie marnose, grigiastre a tratti debolmente argillose con inclusi elementi lapidei.		C.1	2.50	2.8		
4			Sabbie marnose e/o marne sabbiose bianco crema.				3.25		
5									
6				7.50	6.00				
7					C.1				
8				6.50					
9							7.5		
10	10.00						7.95		
11			Sabbie marnose con a tratti livelli decimetrici di argille brune.						
12	12.00			2.00		11.50			
13			Argille grigio-brune debolmente sabbiose con a tratti abbondanti elementi lapidei (paleosuolo).		C.2	11.80			
14				2.50		13.40			
15	14.50				C.3	13.70			
16			Argille grigio-brune a tratti marnose con intercalati livelli sabbioso-marnosi.		15.70				
17				3.60	C.2	16.20	16.2		
18	18.10						16.65		
19			Marne sabbiose e/o sabbie marnose bianco crema.						
20	20.00			1.90	19.20		19.5		
21					C.4	19.50	19.95		
22			Argille marnose bianco giallastre con inclusi sporadici elementi lapidei eterometrici e con intercalati livelli di sabbie argillose debolmente limose.		21.00				
23					C.3	21.50			
24				6.50					
25						24.70	24.7		
26					C.5	25.00	25.15		
27	26.50		Ciottoli eterometrici sub-arrotondati in poca matrice sabbiosa-argillosa.	1.00					
28	27.50		Argille di colore bruno (paleosuolo) con abbondanti inclusioni di minuti elementi lapidei.	1.40					
29	28.90								
30	30.00		Sabbie marnose a tratti argillose bianco-crema.	1.10					

30.00

Caratterizzazione del terreno

Dati

(per lo strato superiore):

Peso specifico $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$

Falda a -8.70 m dal piano di campagna

Il piano di posa è a -4.00 m dal piano di campagna

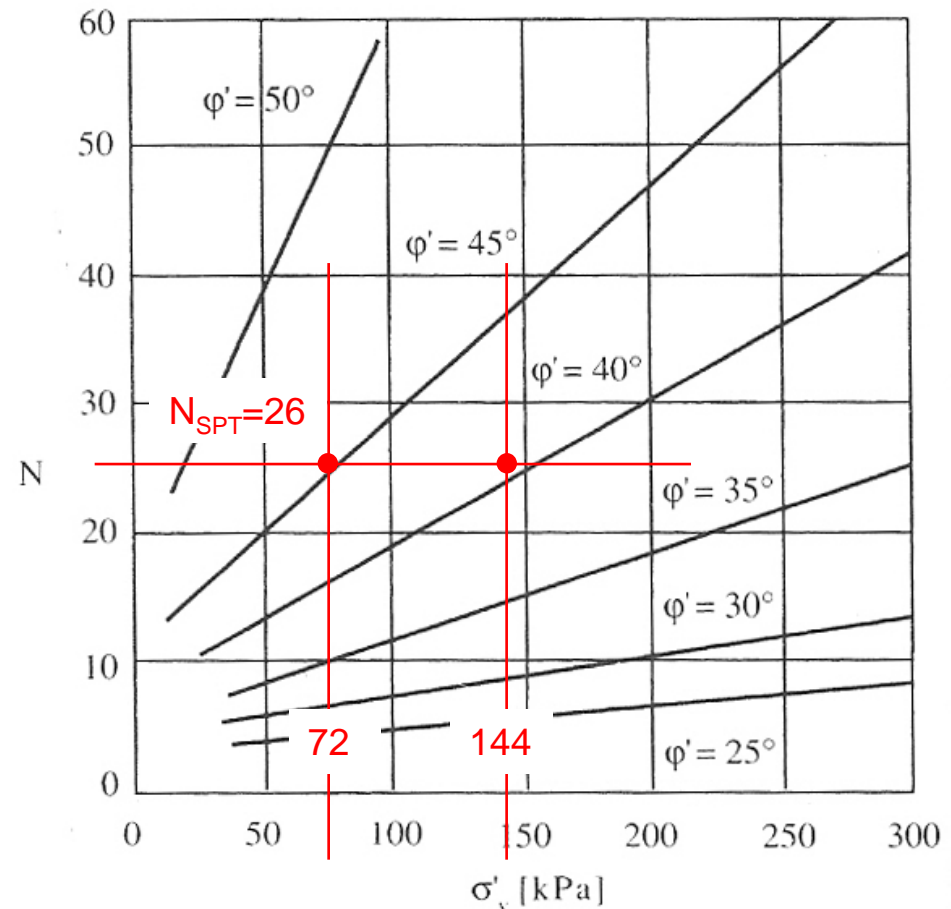
$\sigma'_v = \gamma z$ varia con la profondità

$z = -4 \text{ m}$ $\sigma'_v = 72 \text{ kPa}$

$z = -8 \text{ m}$ $\sigma'_v = 144 \text{ kPa}$

ϕ' varia tra circa 40° e 45°

Troppo alto ?



Da Viggiani, Fondazioni

Caratterizzazione del terreno

Dati

(per lo strato superiore):

Peso specifico $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$

Falda a -8.70 m dal piano di campagna

Il piano di posa è a -4.00 m dal piano di campagna

$\sigma'_v = \gamma z$ varia con la profondità

$z = -4 \text{ m}$ $\sigma'_v = 72 \text{ kPa}$

$z = -8 \text{ m}$ $\sigma'_v = 144 \text{ kPa}$

Equazione da D'Apollonia et al, 1970
(suggerita da Di Francesco)

$$\begin{aligned} E &= 25000 + 800 N_{\text{SPT}} = \\ &= 25000 + 800 \times 26 = \\ &= 45800 \text{ kPa} = 45.8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

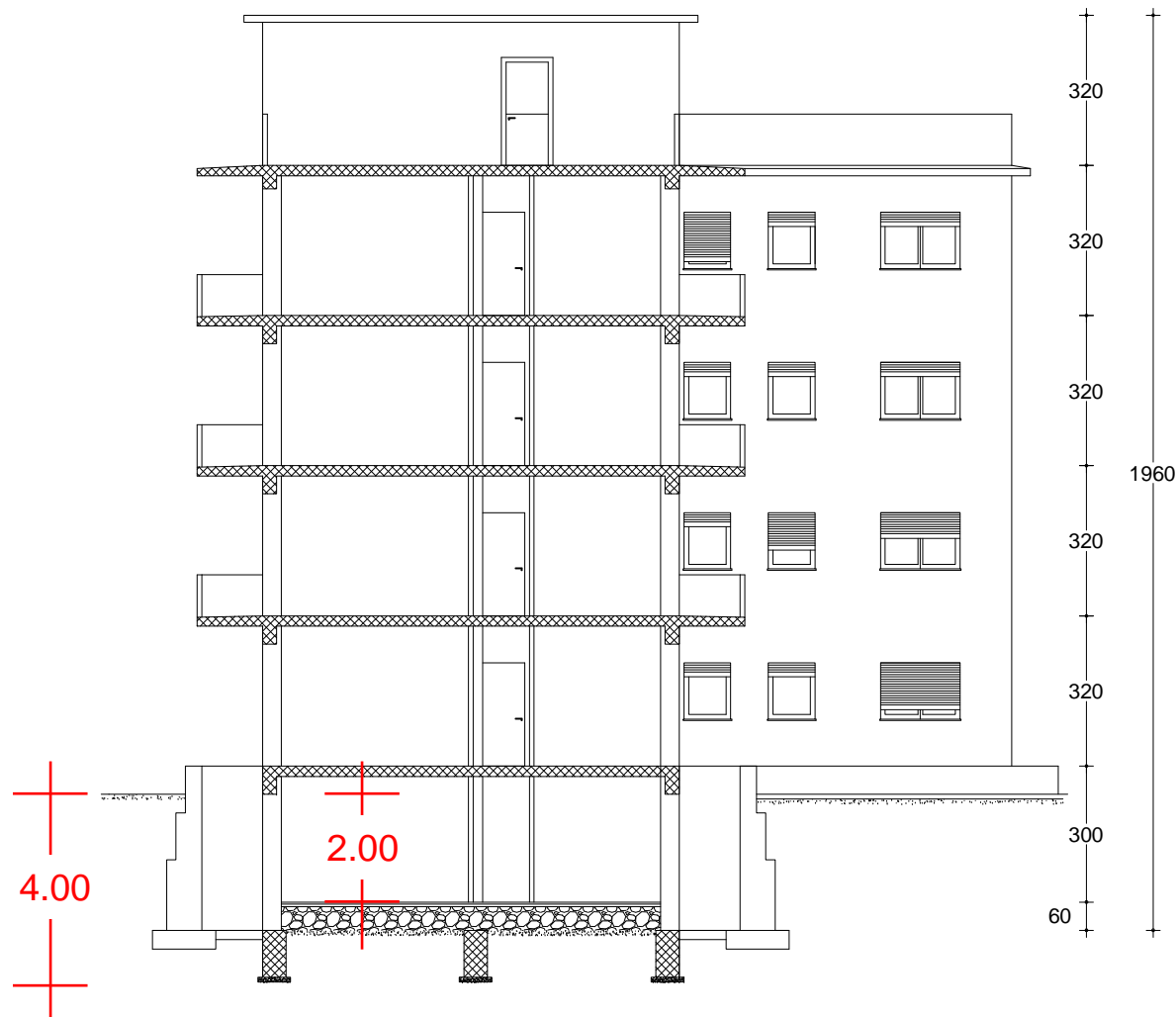
Assumo $E = 45000 \text{ kPa}$

Equazione della Japan Road Association
(suggerita da Di Francesco)

$$\begin{aligned} \phi' &= 15 + \sqrt{15 N_{\text{SPT}}} = \\ &= 15 + \sqrt{15 \times 26} = 34.75^\circ \end{aligned}$$

Assumo $\phi' = 34^\circ$

Edificio analizzato



Sezione

Scarico totale in
fondazione

In condizioni sismiche
15800 kN

In assenza di sisma
26300 kN

Terreno rimosso

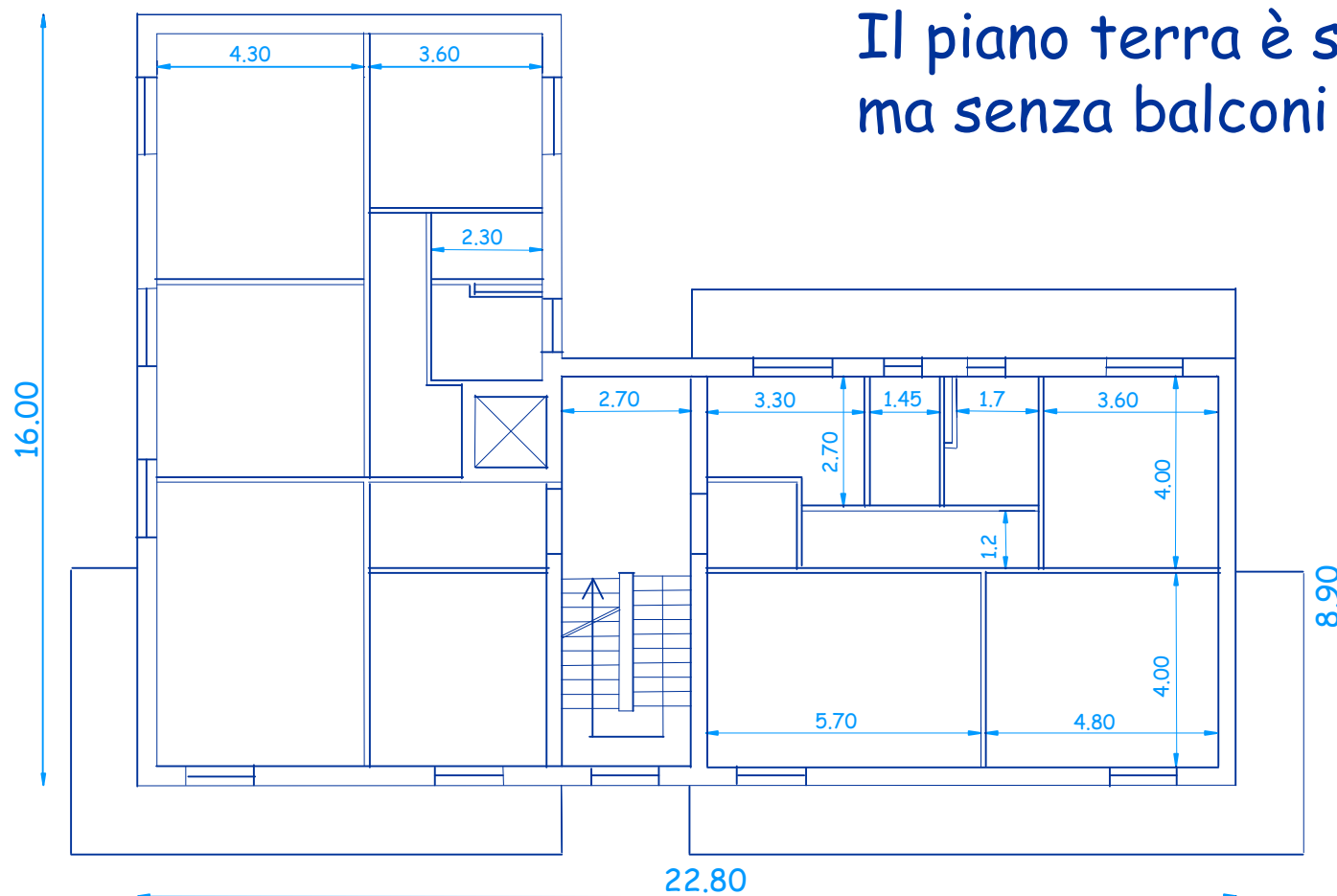
$2.00 \text{ m} \times 320 \text{ m}^2 \times \gamma =$
11500 kN

Maggior peso
fondazione

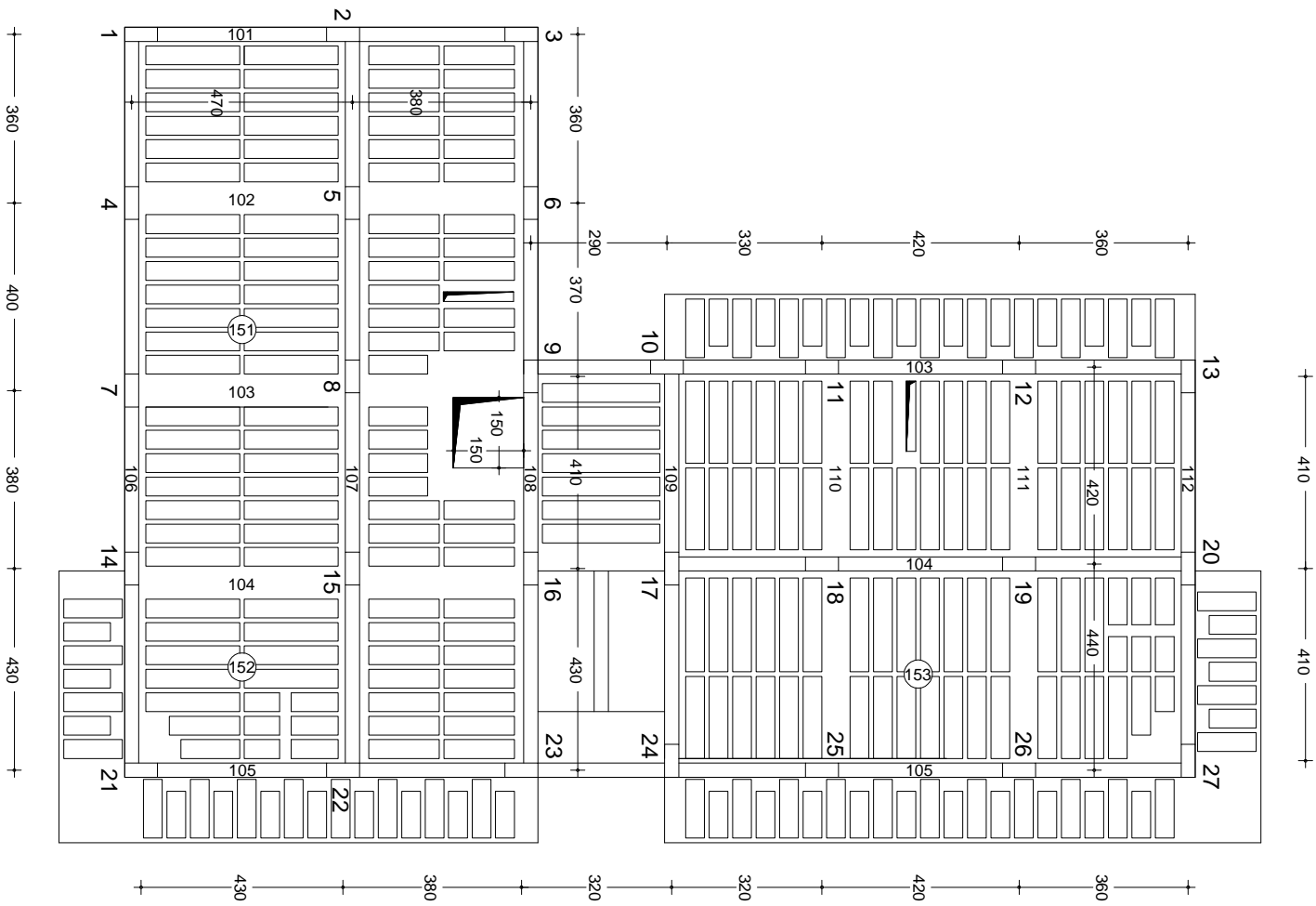
$300 \text{ m}^3 \times (25-18) =$
2100 kN

Piano tipo

Il piano terra è simile,
ma senza balconi



Carpenteria del piano tipo



Stima del carico limite (molto approssimata)

$$Q_{lim} = \cancel{N_c c'} + 0.5 N_\gamma B \gamma + N_q q$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) = 29.44$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi' = 38.37$$

$$q = 2.00 \times 18.0 = 36 \text{ kPa}$$

se $B=1.50 \text{ m}$ (ipotizzo striscia indefinita)

$$\begin{aligned} Q_{lim} &= 0.5 \times 38.37 \times 1.50 \times 18.0 + 29.44 \times 36 = \\ &= 518.0 + 1059.8 = 1577.8 \text{ kPa} = 1.58 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$Q_{Rd} = \frac{1577.8}{2.3} = 686 \text{ kPa} = 0.69 \text{ MPa}$$

Un ottimo valore. Fin troppo alto ?

Dimensionamento fondazione: area di impronta

- Area di impronta complessiva

$$A = \frac{N_{Ed}}{Q_{Rd}} = \frac{26300}{686} = 38.3 \text{ m}^2$$

- Voglio realizzare un reticolo di travi di fondazione
- La lunghezza totale delle travi è oltre 100 m:
basterebbe una larghezza $B = 0.40 \text{ m}$

Io però avevo previsto una larghezza 1.50 m

Dimensionamento fondazione: sezione

- Il massimo scarico in fondazione è circa 1200 kN
- Essendo un reticolo, sulla singola trave prevedo circa 700 kN
- Il taglio massimo sarà circa $V_{Ed} = 400$ kN
- Il taglio resistente è $V_{Rd} = \frac{0.5 f_{cd} b z \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$

e usando $\cot \theta = 2$ posso calcolare $b z$

$$b d = \frac{1}{0.9} \frac{V_{Ed}}{0.2 f_{cd}} = \frac{400 \times 10}{0.18 \times 14.17} = 1568 \text{ cm}^2$$

Basterebbe una sezione piccola ...

... ma occorre fornire una elevata rigidezza

Dimensionamento fondazione: sezione

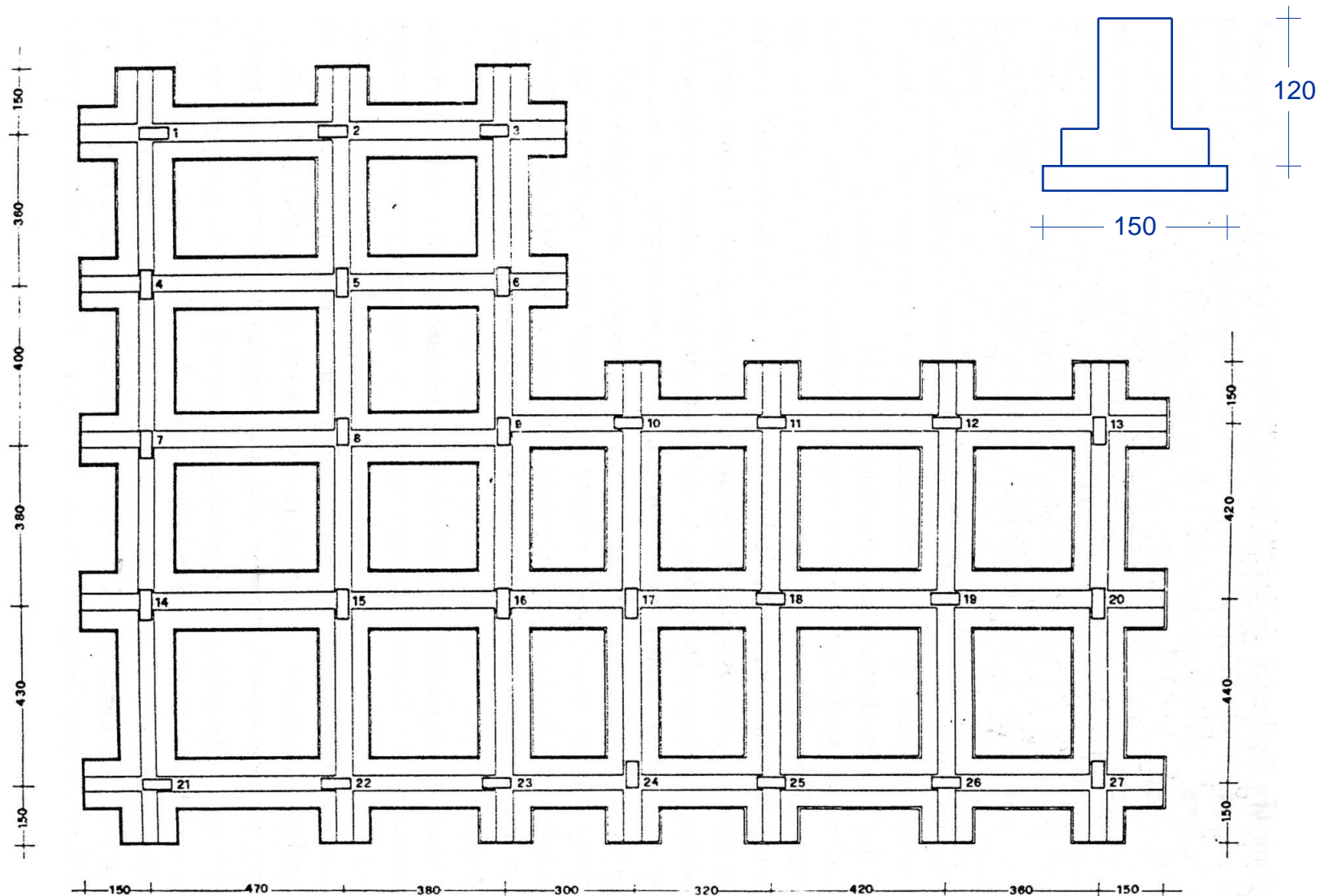
- Basterebbe una sezione piccola ...
... ma occorre fornire una elevata rigidezza
- Suggerimento: momento d'inerzia molto maggiore
(4 volte?) quello di tutte le travi

$$\sum I_{+} = 4 \times 540000 + 312500 = 2472500 \text{ cm}^4$$

posso usare una sezione 50x120 ($I=7200000 \text{ cm}^4$)

Meglio ancora una sezione a T con anima 50x120, in modo da avere un momento d'inerzia anche maggiore

Pianta delle fondazioni



Azioni sulle fondazioni

Verifica delle fondazioni

1 - azioni sulle fondazioni

- Le azioni sulle fondazioni devono essere valutate nel rispetto della gerarchia delle resistenze

Si considera quindi agente:

- Lo sforzo normale dovuto a carichi quasi permanenti più azione sismica;
- Il momento resistente del pilastro associato a quel valore dello sforzo normale

Nota: come momento M non si deve prendere più di:

- γ_{Rd} per valore uscito dal calcolo
($\gamma_{Rd} = 1.1$ per CD "B", 1.3 per CD "A")
- Il valore che esce dal calcolo con $q=1$

Verifica delle fondazioni

2 - fondazioni dirette, criteri di progetto

- Normali verifiche allo stato limite ultimo

Nota: la normativa dice

“le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile”
ma questo vuol dire semplicemente che non occorrono accorgimenti particolari, a parte la normale verifica agli SLU

Verifica delle fondazioni

3 - fondazioni dirette, armature

- Normali armature per allo stato limite ultimo

Nota: armatura longitudinale non inferiore allo 0.2% della sezione

Verifica delle fondazioni

4 - fondazioni su pali

- Tener conto, se occorre, dell'interazione cinematica
- Disporre un'armatura longitudinale non inferiore allo 0.3% della sezione

Verifica delle fondazioni

5 - spostamenti relativi

- Tener conto degli effetti che possono essere indotti da spostamenti relativi
- Non occorre calcolo specifico di tali effetti se si collegano le fondazioni con un reticolo di travi o con una piastra in grado di sopportare azioni assiali:

$$0.3 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo B}$$

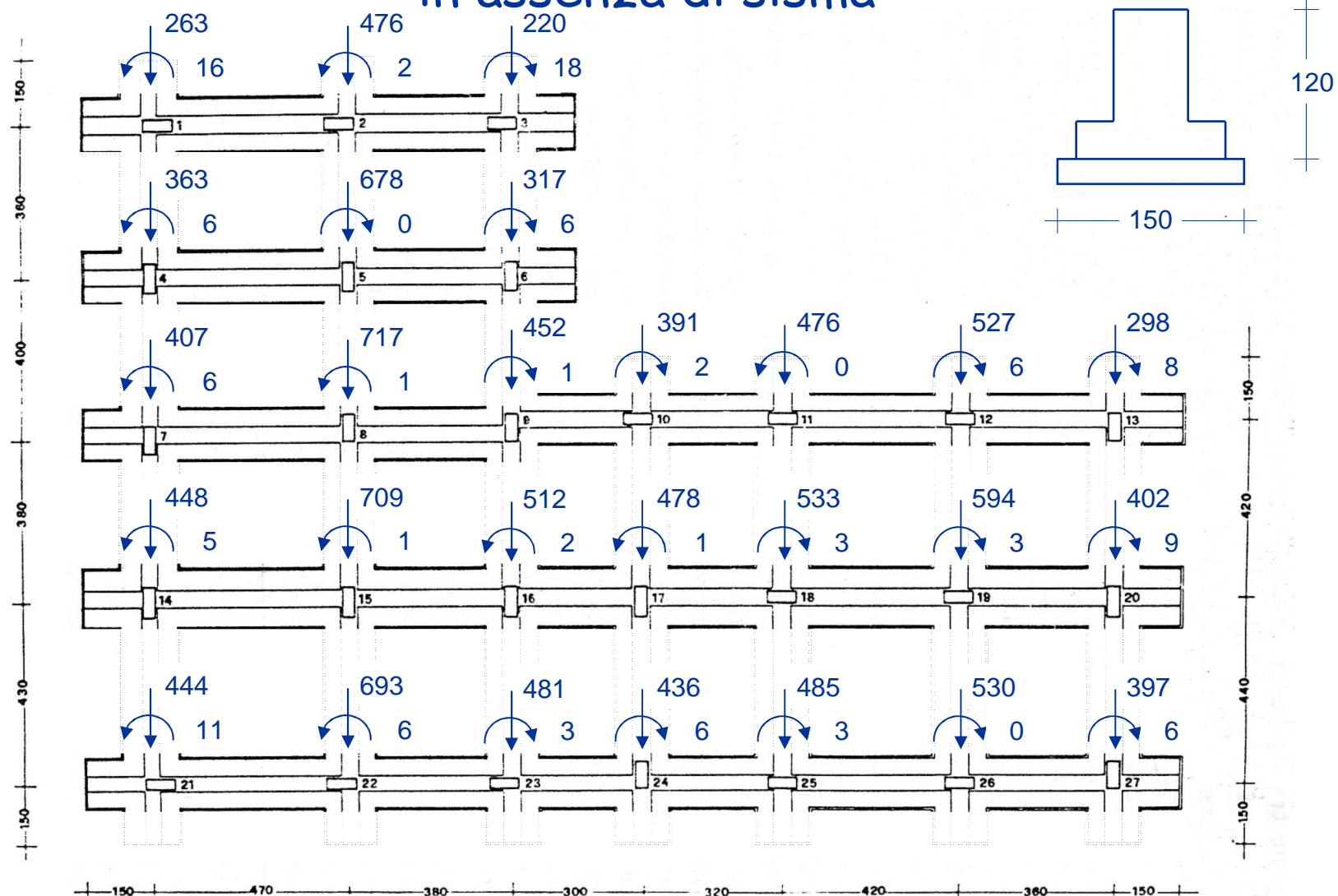
$$0.4 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo C}$$

$$0.6 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo D}$$

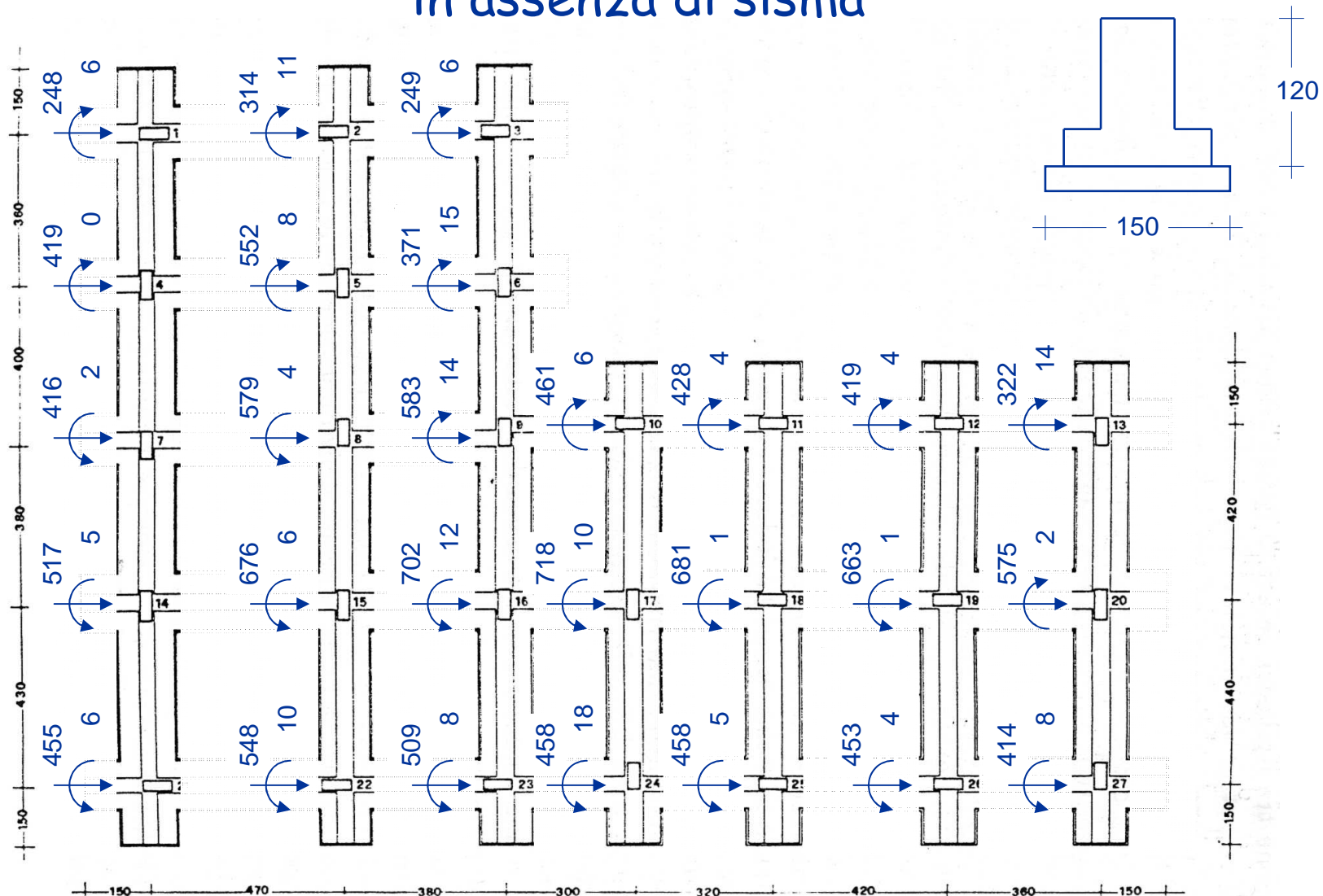
N_{sd} = valore medio delle forze verticali sugli elementi collegati

$$a_{max} = a_g S$$

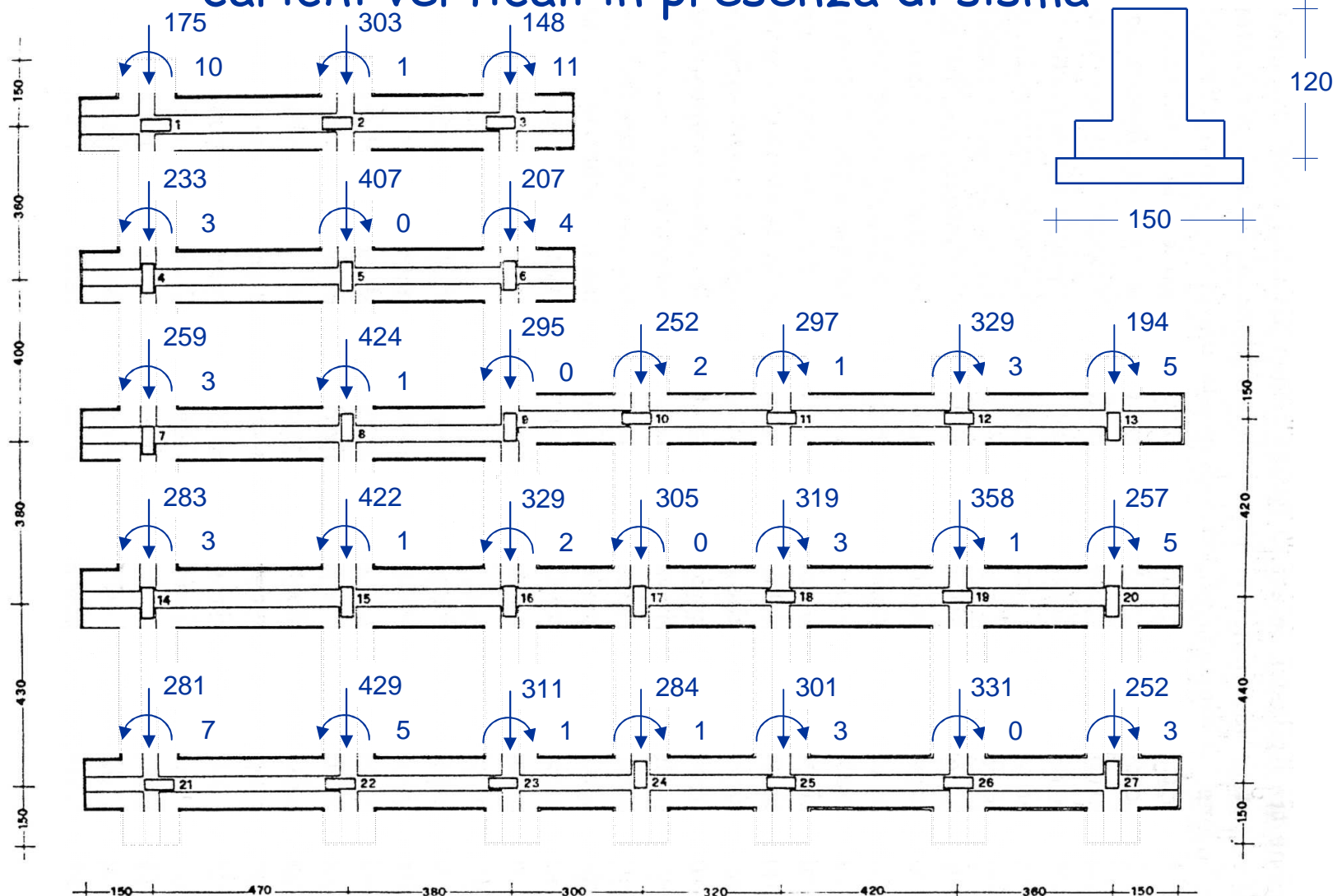
Azioni sulle travi in direzione x in assenza di sisma



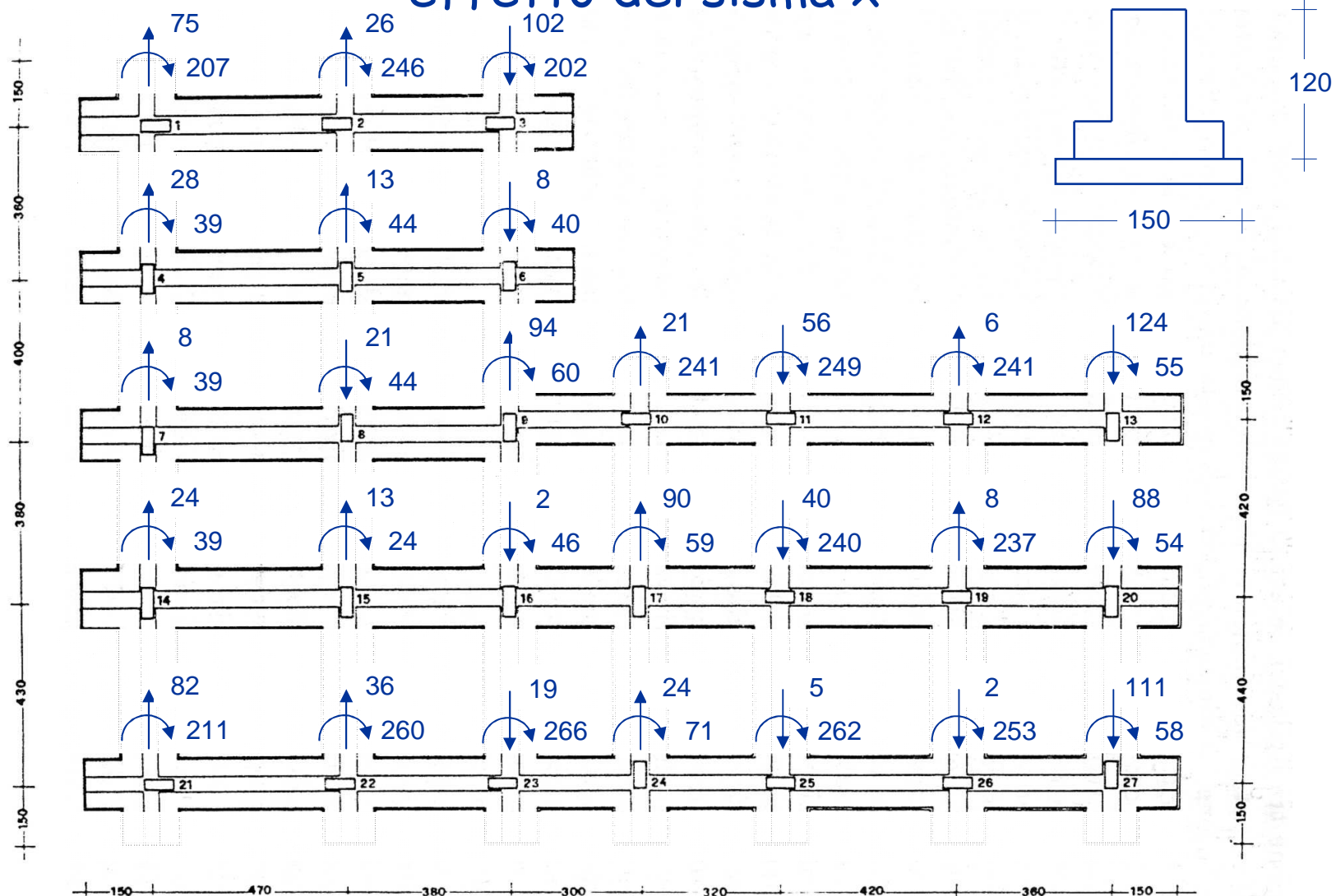
Azioni sulle travi in direzione y in assenza di sisma



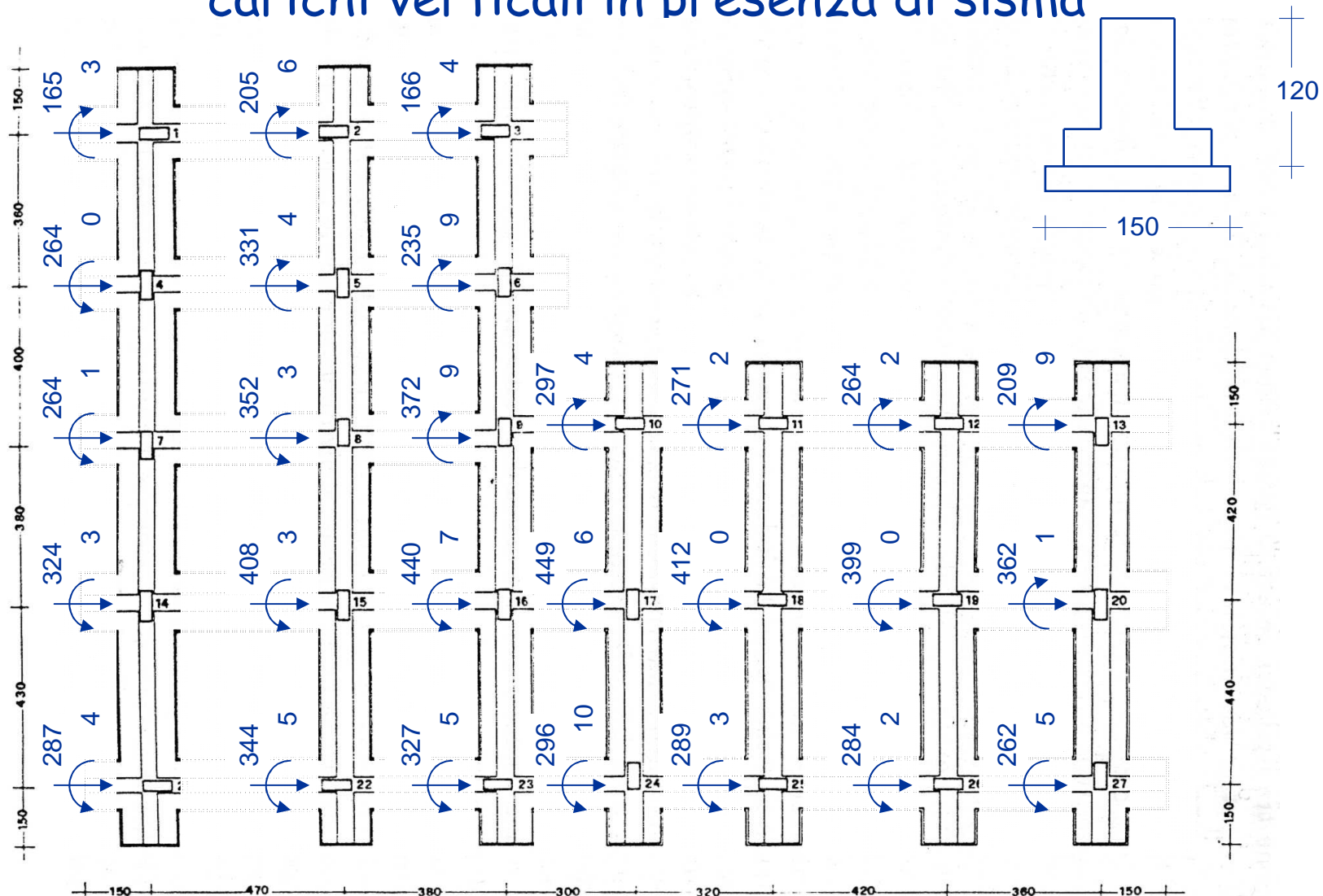
Azioni sulle travi in direzione x carichi verticali in presenza di sisma



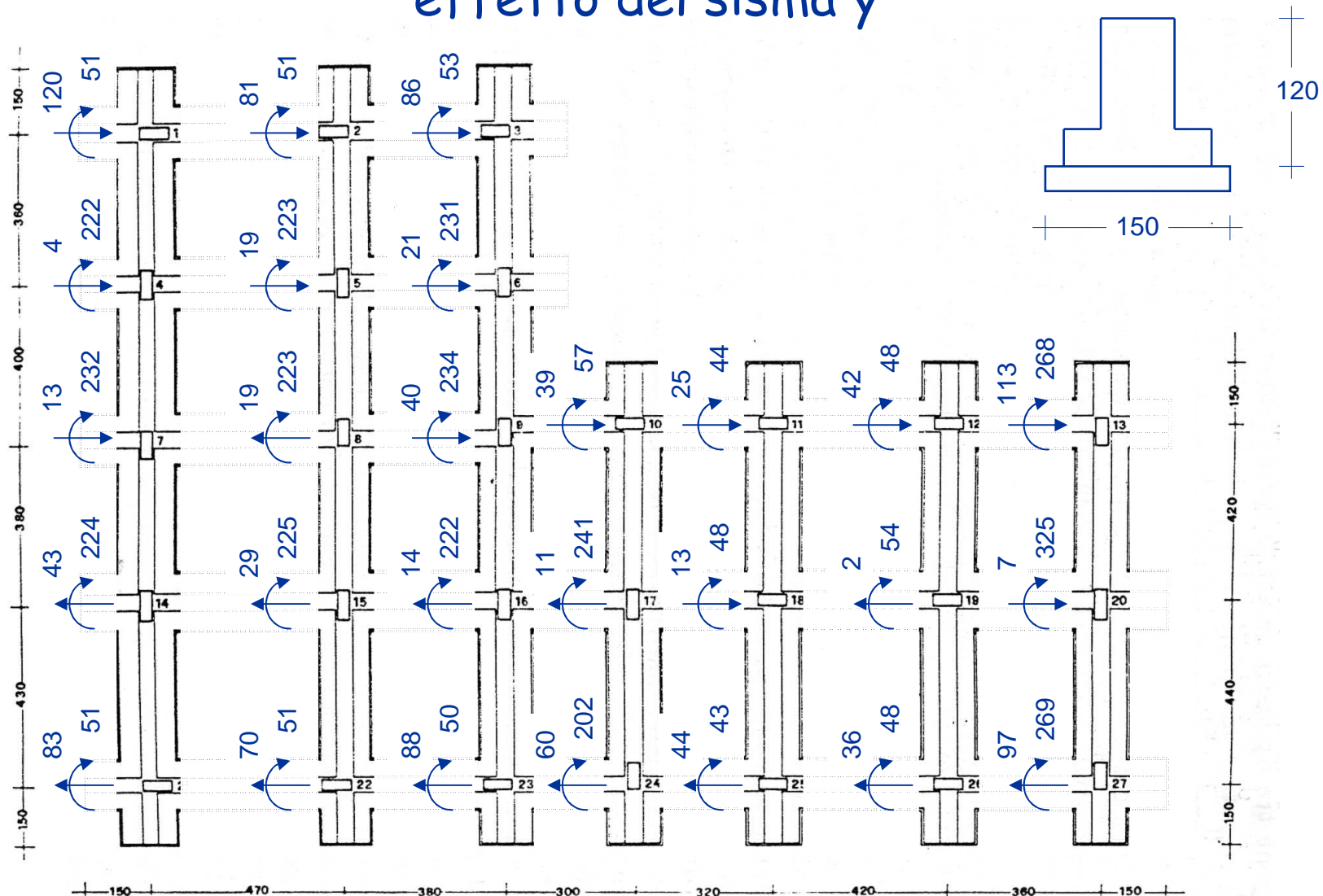
Azioni sulle travi in direzione x effetto del sisma x



Azioni sulle travi in direzione y carichi verticali in presenza di sisma



Azioni sulle travi in direzione y effetto del sisma y

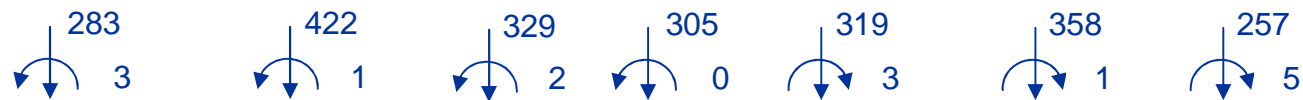


Trave 14-20

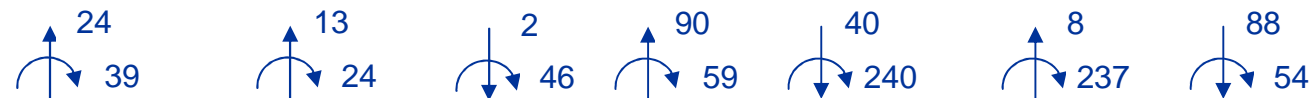
Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali, in presenza di sisma:



Sisma:



Trave 14-20

Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali più sisma:

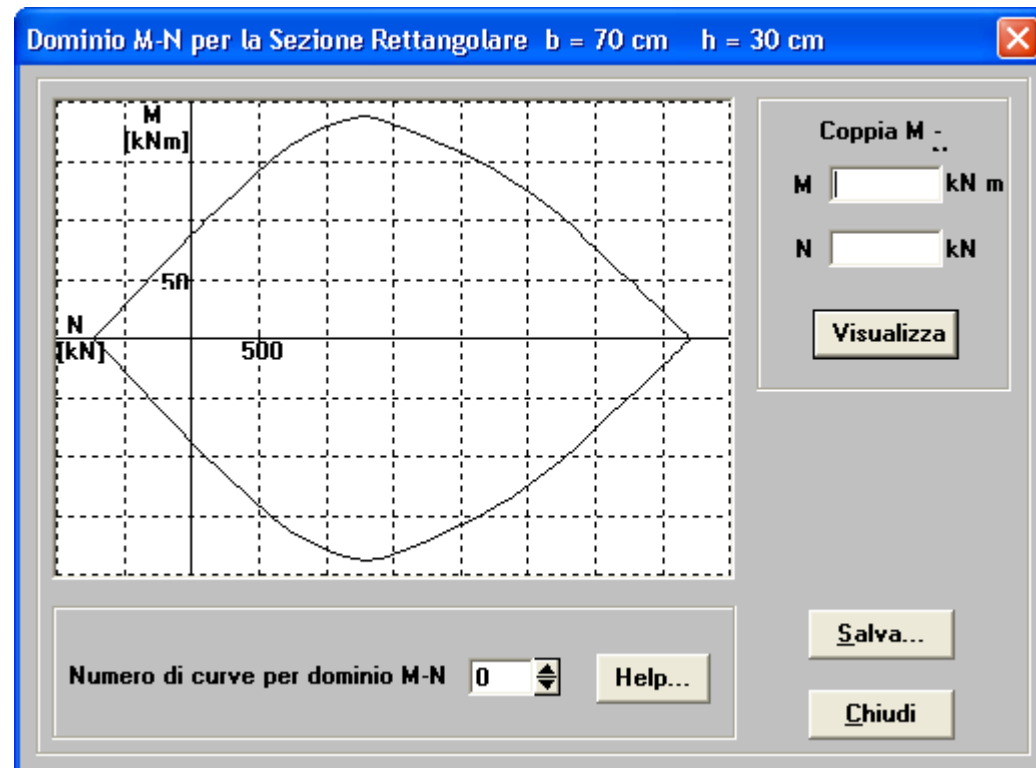


Carichi verticali meno sisma:



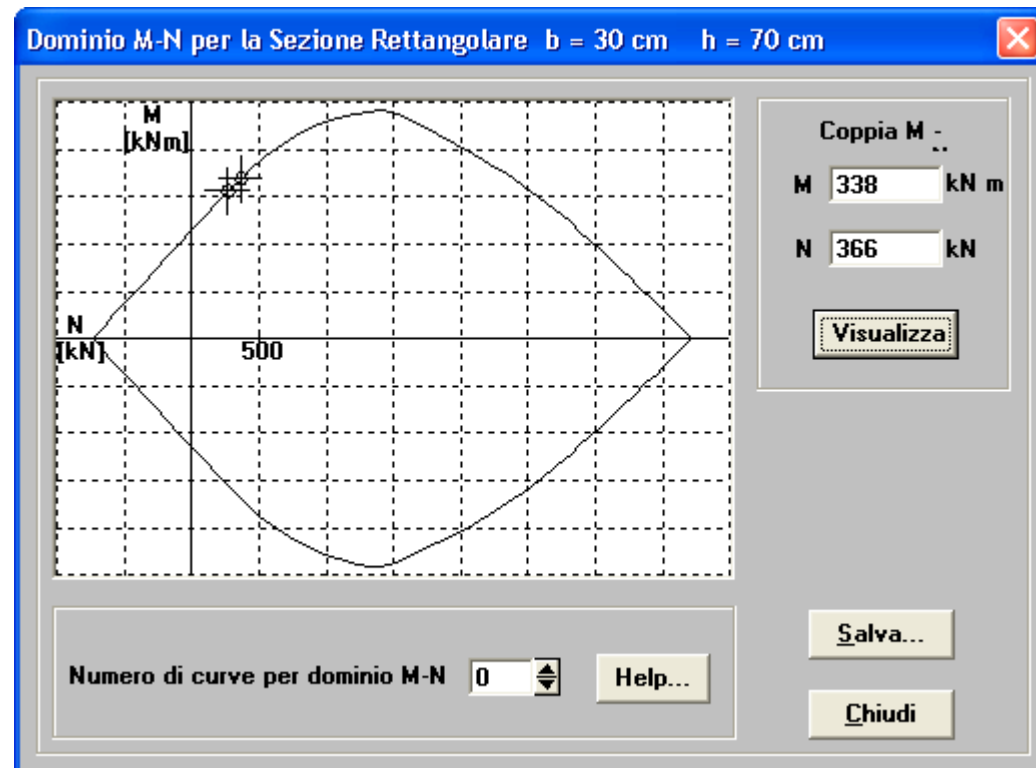
Resistenza dei pilastri

- Per i pilastri di piatto (70x30, 2Ø20+2Ø14 per lato) il momento resistente è superiore a 100 kNm
- Userò $1.3 M_{Ed}$



Resistenza dei pilastri

- Per i pilastri 18 e 19 (30x70, 3Ø20 per lato) il momento resistente è circa 320-340 kNm
- Userò $1.3 M_{Ed}$

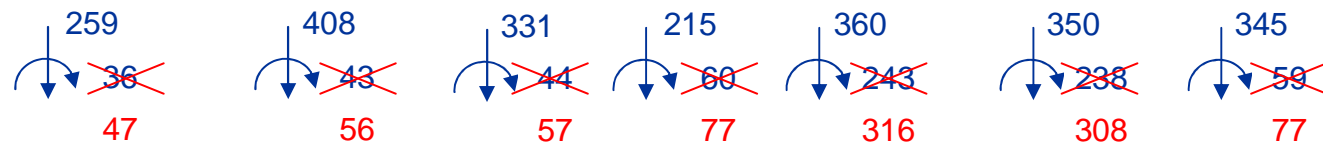


Trave 14-20

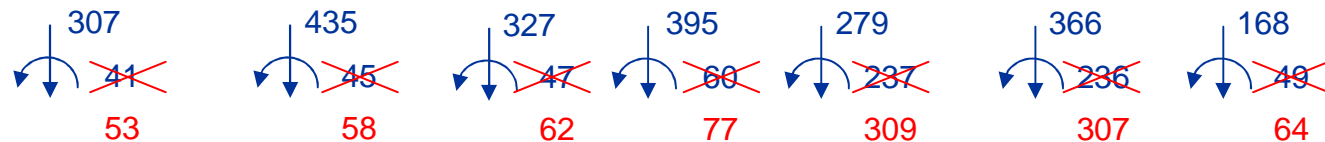
Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali più sisma:



Carichi verticali meno sisma:



Trave 14-20

	L	sbalzo 1.50	4.70	3.80	3.00	3.20	4.20	3.60	sbalzo 1.50					
	pilastro x	0.00	14	15	16	17	18	19	20	25.50				
no sisma	N		448.0	708.6	511.9	477.8	533.1	593.8	402.2		ΣN	3675.4		
	M		-4.6	-1.3	-2.4	-1.2	2.5	3.1	9.2		ΣM1	5.2		
			672.0	4393.3	5118.9	6210.8	8636.3	12114.0	9653.6		ΣM2	46798.9	xG(N)	12.73
											ΣM	46804.1	xG	12.73
											L'	25.47		
q+F	N		259.2	408.2	330.8	214.5	359.6	349.8	344.9		ΣN	2267.1		
	M		46.9	55.7	57.1	76.7	316.0	309.1	77.0		ΣM1	938.6		
			388.8	2531.1	3308.5	2788.5	5825.2	7135.4	8277.8		ΣM2	30255.2	xG(N)	13.35
											ΣM	31193.8	xG	13.76
											L'	23.48		
q-F	N		306.6	435.0	327.1	395.5	279.4	366.1	168.2		ΣN	2277.8		
	M		-53.4	-58.2	-61.6	-77.5	-307.8	-307.1	-63.9		ΣM1	-929.5		
			459.8	2696.7	3271.1	5141.3	4526.0	7467.6	4037.2		ΣM2	27599.8	xG(N)	12.12
											ΣM	26670.3	xG	11.71
											L'	23.42		

Trave 27-13

Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali, in presenza di sisma:



Sisma:

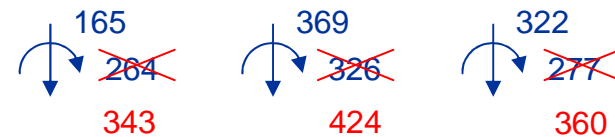


Trave 27-13

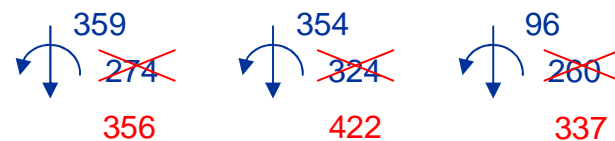
Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali più sisma:



Carichi verticali meno sisma:



Trave 27-13

[illegible]