

Università di Catania
Corso di laurea in ingegneria civile strutturale e geotecnica

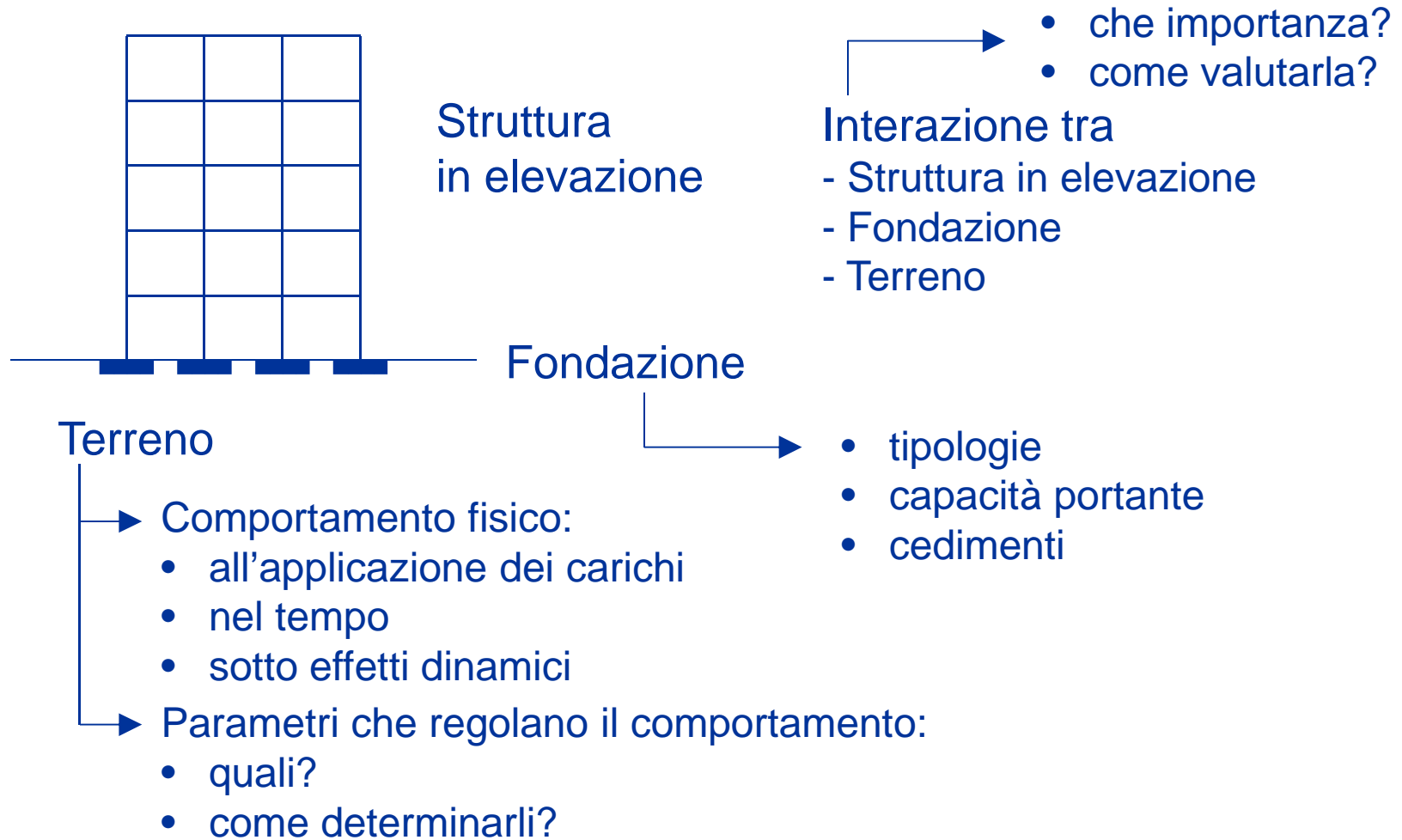
Costruzioni in zona sismica

Problematiche strutturali e geotecniche
nel progetto delle fondazioni

17-18 gennaio 2012

Aurelio Ghersi

Alcune problematiche



Incertezze e approcci per la sicurezza

Approccio generale all'analisi strutturale e geotecnica

- Incertezze sulle azioni applicate alla struttura
- Incertezze sulla proprietà meccaniche (es. resistenza) dei materiali e del terreno



- Necessità di scegliere opportuni valori di riferimento
- Necessità di adottare opportuni coefficienti di sicurezza

Quali valori di riferimento per i materiali strutturali ?

- Quello che succede in un singolo punto ha poca importanza
- Quello che succede in una zona un po' più ampia (ad esempio un concio di trave) può condizionare il comportamento o causare il collasso dell'intera struttura



- Il riferimento base deve essere una resistenza al di sotto della quale si può scendere solo raramente (solo nel 5% dei casi: f_k valore caratteristico)
- Quando si esamina il comportamento globale, a volte si usa come riferimento il valore medio f_m (edifici esistenti in zona sismica, comportamento duttile)

Quali valori di riferimento per il terreno ?

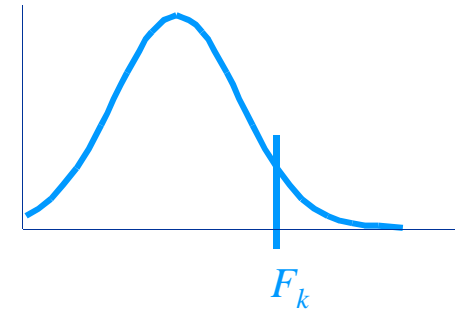
- Quello che succede in un singolo punto o in zone un po' più ampie ha spesso poca importanza



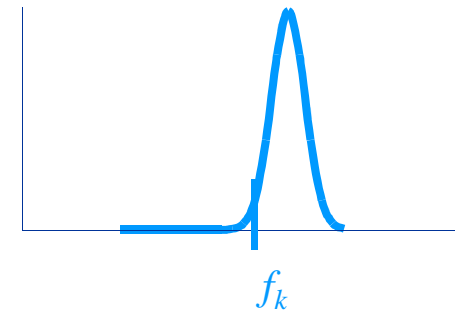
- Il riferimento base devono essere le proprietà medie del terreno
- Il terreno è spesso costituito da strati diversi, ma di solito si può far riferimento alle proprietà medie dei diversi strati
- Attenzione: in certi casi diventa importante diversificare correttamente i terreni (es. cedimenti differenziali dovuti a terreni diversi in verticali distinte)

Nel passato: strutture metodo delle tensioni ammissibili (TA)

- Per i carichi: valore di riferimento corrispondente ad un carico che solo raramente può essere superato (es. nel 5% dei casi, per tutta la vita della struttura)



- Per le resistenze: valore di riferimento corrispondente ad una resistenza al di sotto della quale si può scendere solo raramente (es. nel 5% dei casi)



- Applicazione di un coefficiente di sicurezza alle resistenze

$$\bar{\sigma}_c \cong \frac{f_{ck}}{3}$$

$$\bar{\sigma}_s \cong \frac{f_{yk}}{1.5}$$

Nel passato: terreno calcolo "a rottura" (anche se il termine non è usato)

- Per i carichi: valore di riferimento corrispondente ad un carico che solo raramente può essere superato (es. nel 5% dei casi, per tutta la vita della struttura)
- Per le proprietà del terreno: valore di riferimento corrispondente a quello medio
- Applicazione di un coefficiente di sicurezza ai carichi limite

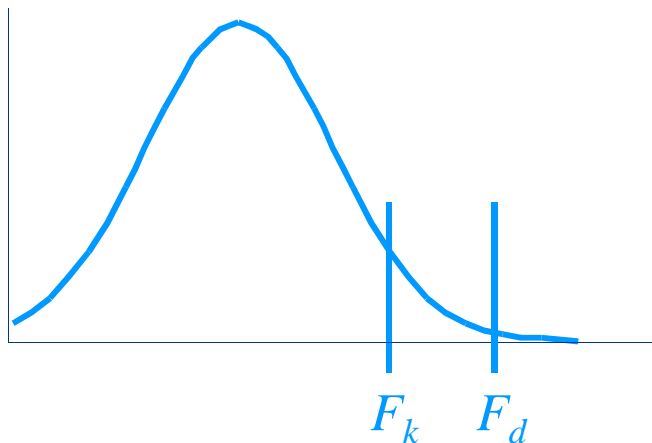
$$Q_{amm} \cong \frac{Q_{lim}}{3}$$

Oggi: strutture verifica allo stato limite ultimo (SLU)

- Per i carichi: valore di riferimento corrispondente ad un carico che può essere superato solo in casi estremamente rari (es. nel 0.1% circa dei casi, per tutta la vita della struttura; oppure terremoto con $T_r=475$ anni)
 - da valore caratteristico a valore di calcolo:

$$F_d = \gamma_F F_k$$

γ_F coefficiente di
sicurezza parziale (>1)

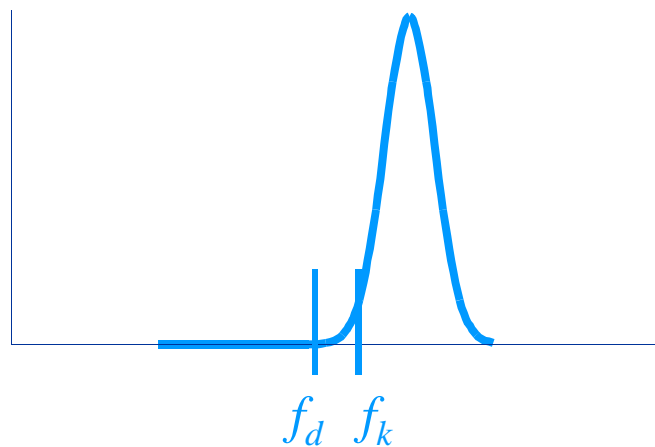


Oggi: strutture verifica allo stato limite ultimo (SLU)

- Per le resistenze: valore di riferimento corrispondente ad una resistenza al di sotto della quale si può scendere solo in casi estremamente rari (es. nel 0.1% dei casi)
 - da valore caratteristico a valore di calcolo;

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

γ_M coefficiente di
sicurezza parziale (>1)



Oggi: terreno come dovrebbe essere ...

- Per i carichi: come per strutture, valore di riferimento corrispondente ad un carico che può essere superato solo in casi estremamente rari
 - da valore caratteristico a valore di calcolo:

$$F_d = \gamma_F F_k$$

γ_F coefficiente di
sicurezza parziale

- Per le proprietà del terreno: valore di riferimento corrispondente a situazioni al di sotto della quale si può scendere solo in casi estremamente rari (es. nel ??? dei casi)
 - da valore caratteristico (o medio?) a valore di calcolo;

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

γ_M coefficiente di
sicurezza parziale

Oggi: terreno

Perché è difficile fare così ?

- C'è carenza di studi sperimentali che valutino la dispersione dei dati geotecnici e l'effetto di tale dispersione sul comportamento delle strutture
- Quasi tutte le formule che si usano nascono da dati sperimentali, tarati sul calcolo "a rottura"
- Le formule sono in molti casi fortemente non lineari al variare dei parametri geotecnici



Occorrerebbe "rifondare" la geotecnica, cioè riorganizzarla fin dall'inizio secondo i nuovi approcci ... ma per questo ci vuole molto tempo

Oggi: terreno ... e come invece è

- Due distinti approcci (approccio 1 e approccio 2)

Notare:

- i risultati possono essere diversi
- tranne casi particolari, possiamo scegliere liberamente quale dei due usare

E la garanzia di uguale sicurezza dov'è finita?

- ... e vengono messe in mezzo pure le strutture
 - ma per le strutture non cambia niente nei due approcci

Era meglio non parlarne proprio

Oggi: terreno

In generale

- Per le proprietà del terreno: valore di riferimento determinato mediante un coefficiente di sicurezza parziale

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

γ_M coefficiente di
sicurezza parziale

- E poi, contemporaneamente, applicazione di un coefficiente di sicurezza ai carichi limite

$$q_{Rd} = \frac{q_{lim}}{R}$$

R ulteriore coefficiente
di sicurezza

Approccio misto, tra SLU e calcolo a rottura

Oggi: terreno

In particolare

Approccio 1

- Per i carichi: valore di riferimento corrispondente ad un carico (A2) che può essere superato solo in casi molto (ma non estremamente) rari

$$g_d = g_k \qquad q_d = 1.3 q_k$$

- Si applicano i coefficienti M2 alle proprietà del terreno (es. $\gamma_{\phi'}=1.25$, $\gamma_{cu}=1.4$)
- Si applicano i coefficienti R2 ai carichi limite (es. capacità portante fondazioni dirette $R=1.8$)

Nota: questo ha senso solo in assenza di sisma

Oggi: terreno

In particolare

Approccio 2

- Per i carichi: valore di riferimento corrispondente ad un carico (A1) che può essere superato solo in casi estremamente rari

$$g_d = 1.3 g_k \quad q_d = 1.5 q_k$$

- Si applicano i coefficienti M1 alle proprietà del terreno (sempre unitari)
- Si applicano i coefficienti R3 ai carichi limite (es. capacità portante fondazioni dirette R=2.3)

È un modo per operare così come si faceva nel passato

Approcci

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

Approccio 1:

- Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$
- Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$

Approccio 2:

$(A1+M1+R3).$

Coefficienti A

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Coefficienti M

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Coefficienti R

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Approcci per verifica SLU

Normativa:

- Approccio 1
 - Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$
 - Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$
- Approccio 2
 - $(A1+M1+R3)$

Nota:

A = coefficienti per azioni

M = coefficienti per materiali (calcestruzzo, acciaio, terreno)

R = coefficienti per resistenza sistema

Approcci per verifica SLU per tutti gli elementi strutturali

incluso fondazioni

Normativa:

- Approccio 1

- Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$ ←
- Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$

- Approccio 2

- $(A1+M1+R3)$ ←

Secondo me è
proprio inutile
citare questi
approcci quando si
parla di struttura

Per calcestruzzo e acciaio coefficienti γ_c e γ_s

Per il terreno coefficienti = 1

I coefficienti R in realtà non intervengono proprio

Quindi non sono due approcci diversi

Approcci per verifica SLU per le verifiche geotecniche

Normativa:

- Approccio 1
 - Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$
 - Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$ ←
- Approccio 2
 - $(A1+M1+R3)$ ←

... in definitiva

Per gli elementi strutturali, incluse le fondazioni, esiste un unico approccio

$A1 + M1$

come si è sempre visto
nei corsi precedenti

cioè con

- azioni incrementate dai coefficienti γ_F (γ_{G1} γ_{G2} γ_Q) della tabella 2.6.I, colonna $A1$
- proprietà dei materiali strutturali ridotte dei coefficienti γ_M riportati per ogni materiale nel capitolo 4
- proprietà del terreno (ove occorrano) nominali, non ridotte

... in definitiva

Per le verifiche geotecniche d'ora in poi parlerò di

- Approccio 1 ($A_2+M_2+R_2$)
- Approccio 2 ($A_1+M_1+R_3$)

senza più citare le combinazioni

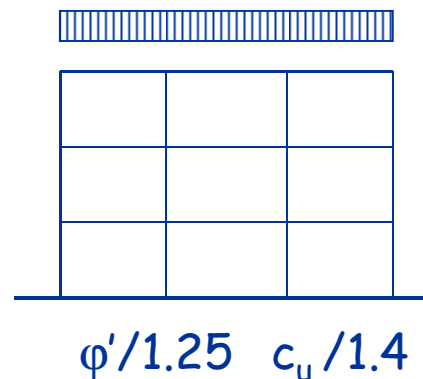
Approcci per verifica SLU per le verifiche geotecniche

Per soli carichi verticali (senza sisma):

di sisma parlerò dopo

Approccio 1

Carichi più piccoli
Parametri terreno
ridotti
Resistenza ridotta



$$g_k + 1.3 q_k$$

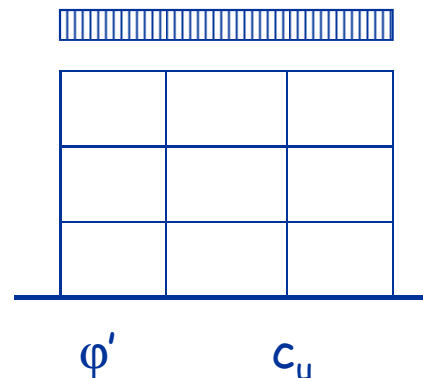
struttura

terreno

$$R_2 = 1.8$$

Approccio 2

Carichi incrementati
Parametri terreno
non ridotti
Resistenza più ridotta



$$1.3 g_k + 1.5 q_k$$

struttura

terreno

$$R_3 = 2.3$$

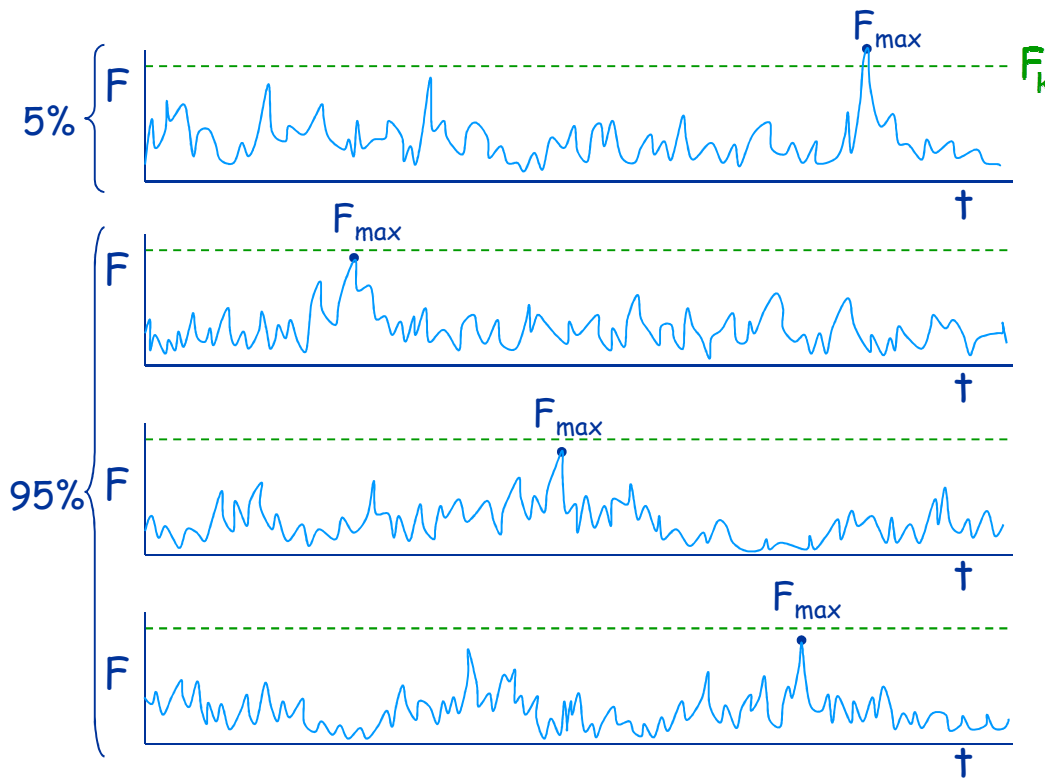
Verifica SLE

per le verifiche geotecniche

- Analogamente al caso delle strutture, non bisogna apportare modifiche ai parametri meccanici
Quindi per il terreno si usano i soliti valori, senza coefficienti per modificarli
- Si fa riferimento alle combinazioni di carico per SLE (rara, frequente, quasi permanente) $G_k + \psi Q_k$
- Si valutano i cedimenti del terreno sotto tali carichi e se ne controlla l'accettabilità
Sono importanti soprattutto gli abbassamenti relativi, che possono pregiudicare l'uso dell'edificio ma anche il funzionamento della struttura

Nelle combinazioni di carico SLE azioni variabili

Valore caratteristico F_k

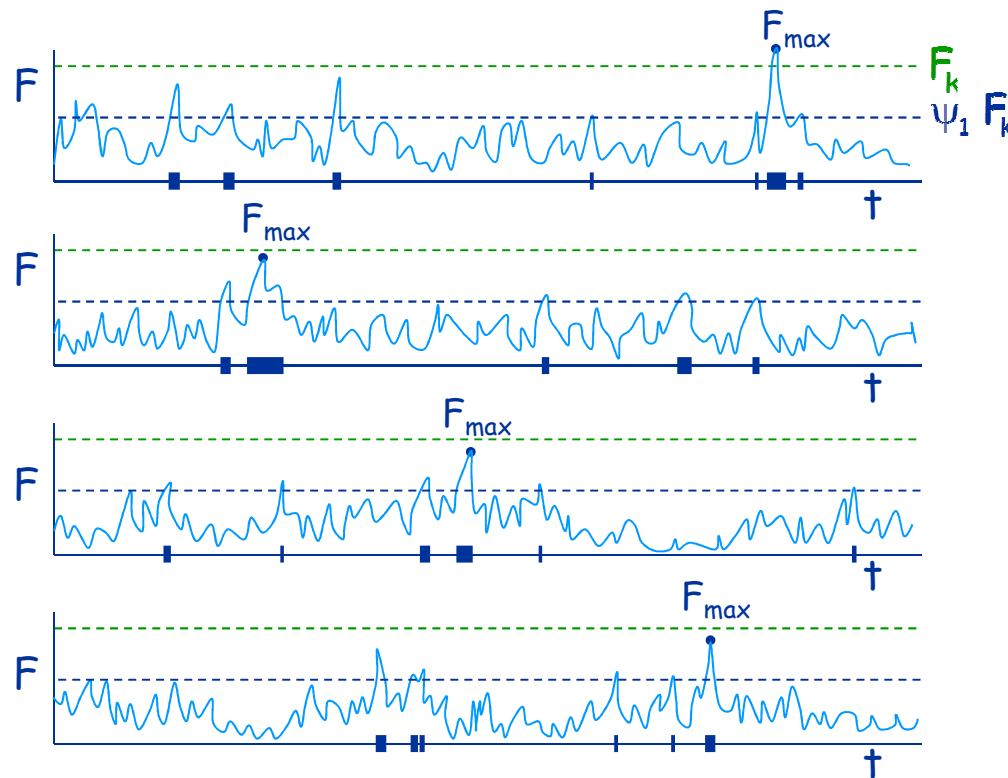


È il frattile 95% dei valori massimi che si hanno in un periodo di riferimento

Cioè è superato durante il periodo di riferimento solo nel 5% degli edifici

Nelle combinazioni di carico SLE azioni variabili

Valore frequente $\psi_1 F_k$



È il frattile 95% della
distribuzione temporale in
un periodo di riferimento

Cioè è superato solo nel 5%
del periodo di riferimento

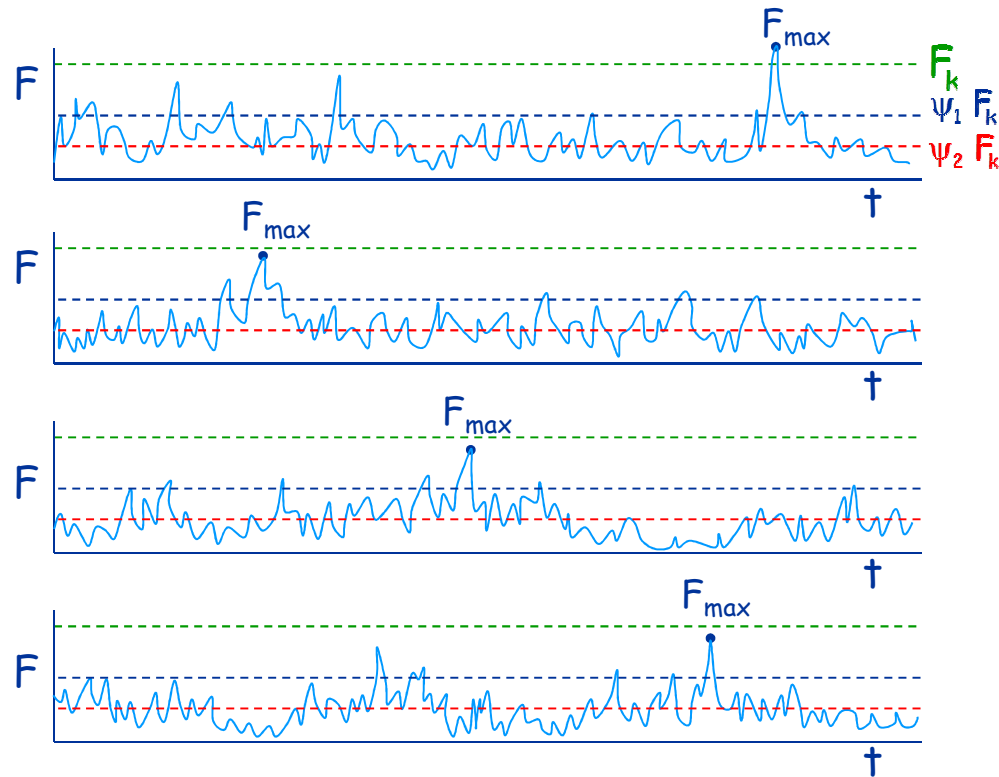
ψ_1 dipende dal tipo di carico

$\psi_1 = 0.5$ carico variabile per
abitazione

0.2 per vento

Nelle combinazioni di carico SLE azioni variabili

Valore quasi permanente $\psi_2 F_k$



È la media della
distribuzione temporale in
un periodo di riferimento

ψ_2 dipende dal tipo di carico

$\psi_2 = 0.3$ c. var. per abitazione
0 per vento

Verifica SLE

per le verifiche geotecniche

Quali combinazioni di carico usare?

- Non mi risultano particolari indicazioni di normativa
- La logica suggerisce:
 - per terreni a grana grossa, per i quali i cedimenti avvengono in breve tempo:
usare i valori frequenti del carico variabile
 - per terreni a grana fine, per i quali i cedimenti avvengono solo dopo parecchio tempo:
usare i valori quasi permanenti del carico variabile

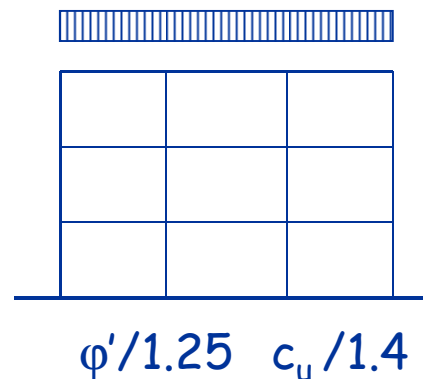
Problematiche sismiche:
verifica di struttura e fondazioni

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



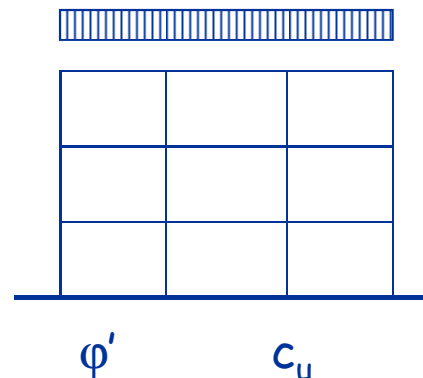
$$g_k + 1.3 q_k$$

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

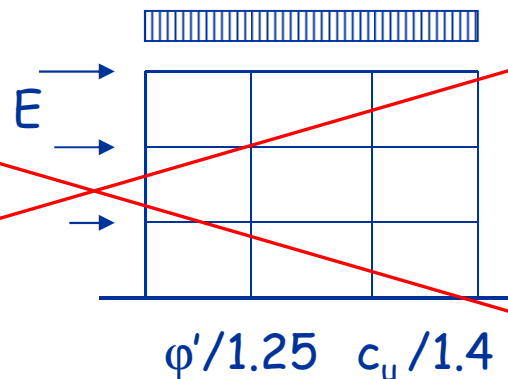
fondazione
 $R_3 = 2.3$

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~~

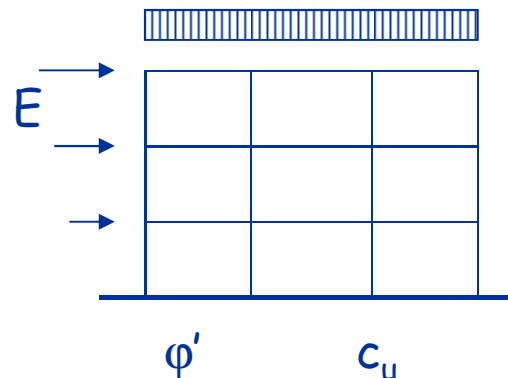
~~fondazione~~

~~$R_2 = 1.8$~~

Secondo
me non
ha senso

Approccio 2

Carichi incrementati
Parametri terreno
non ridotti
Resistenza più ridotta



$g_k + \psi_2 q_k$

struttura

fondazione

$R_3 = 2.3$

Problematiche sismiche: 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 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	
	0.90		Materiale di riporto costituito da piccoli ciottoli in abbondante matrice sabbioso-limosa.	0.90					
1	0.90			1.60					
2	2.50		Sabbie marnose, grigiastre a tratti debolmente argillose con inclusi elementi lapidei.		2.20		2.8		
3	2.50				C.1				
4			Sabbie marnose e/o marne sabbiose bianco crema.		2.50		3.25		
5									
6				1.50	6.00				
7					C.1				
8					6.50				
9							7.5		
10	10.00						8.70	7.95	
11			Sabbie marnose con a tratti livelli decimetrici di argille brune.	2.00					
12	12.00				11.50				
13			Argille grigio-brune debolmente sabbiose con a tratti abbondanti elementi lapidei (paiesuolo).	2.50	C.2				
14					11.80				
15	14.50				13.40				
16					C.3				
17			Argille grigio-brune a tratti marnose con intercalati livelli sabbioso-marnosi.	3.60	15.70		16.2		
18					C.2				
19	18.10				16.20		16.65		
20			Marne sabbiose e/o sabbie marnose bianco crema.	1.90					
21					19.20		19.5		
22	20.00				C.4				
23			Argille marnose bianco giallastre con inclusi sporadici elementi lapidei eterometrici e con intercalati livelli di sabbie argillose debolmente limose.		19.50		19.95		
24					21.00				
25					C.3				
26				6.50	21.50				
27	26.50		Ciottoli eterometrici sub-arrotolati in poca matrice sabbiosa-argillosa.	1.00					
28	27.50				24.70		24.7		
29			Argille di colore bruno (paiesuolo) con abbondanti inclusioni di minuti elementi lapidei.	1.40	C.5		25.15		
30	28.90				25.00				
31	30.00		Sabbie marnose a tratti argillose bianco-crema.	1.10					
32	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

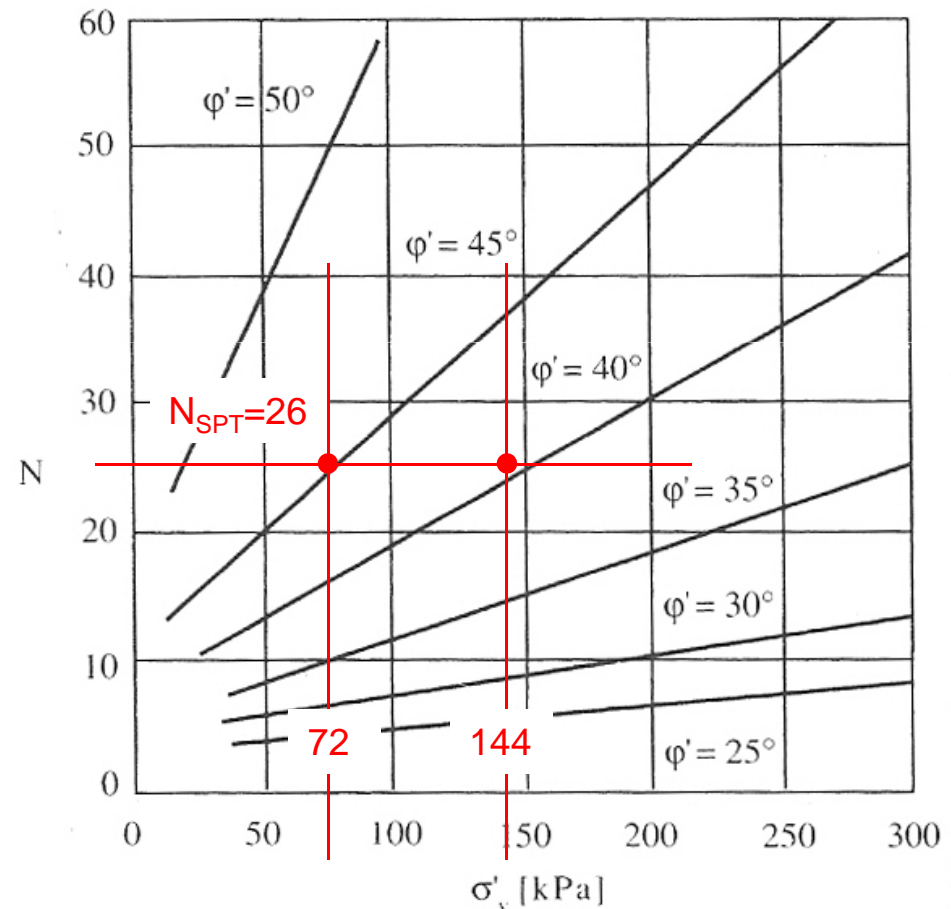
$\sigma'_v = \gamma z$ varia con la profondità

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

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

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)

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

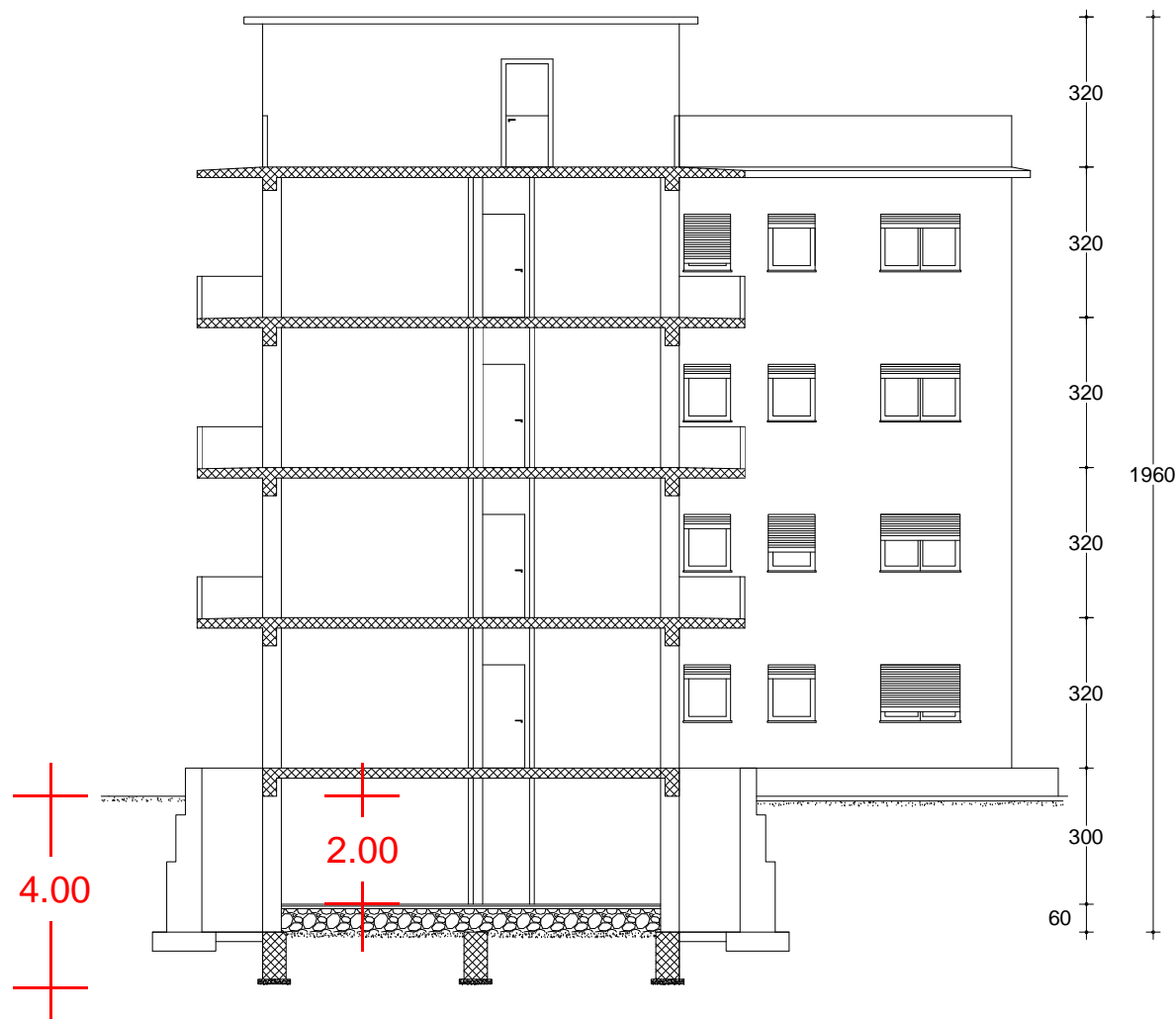
Assumo $E = 45000 \text{ kPa}$

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

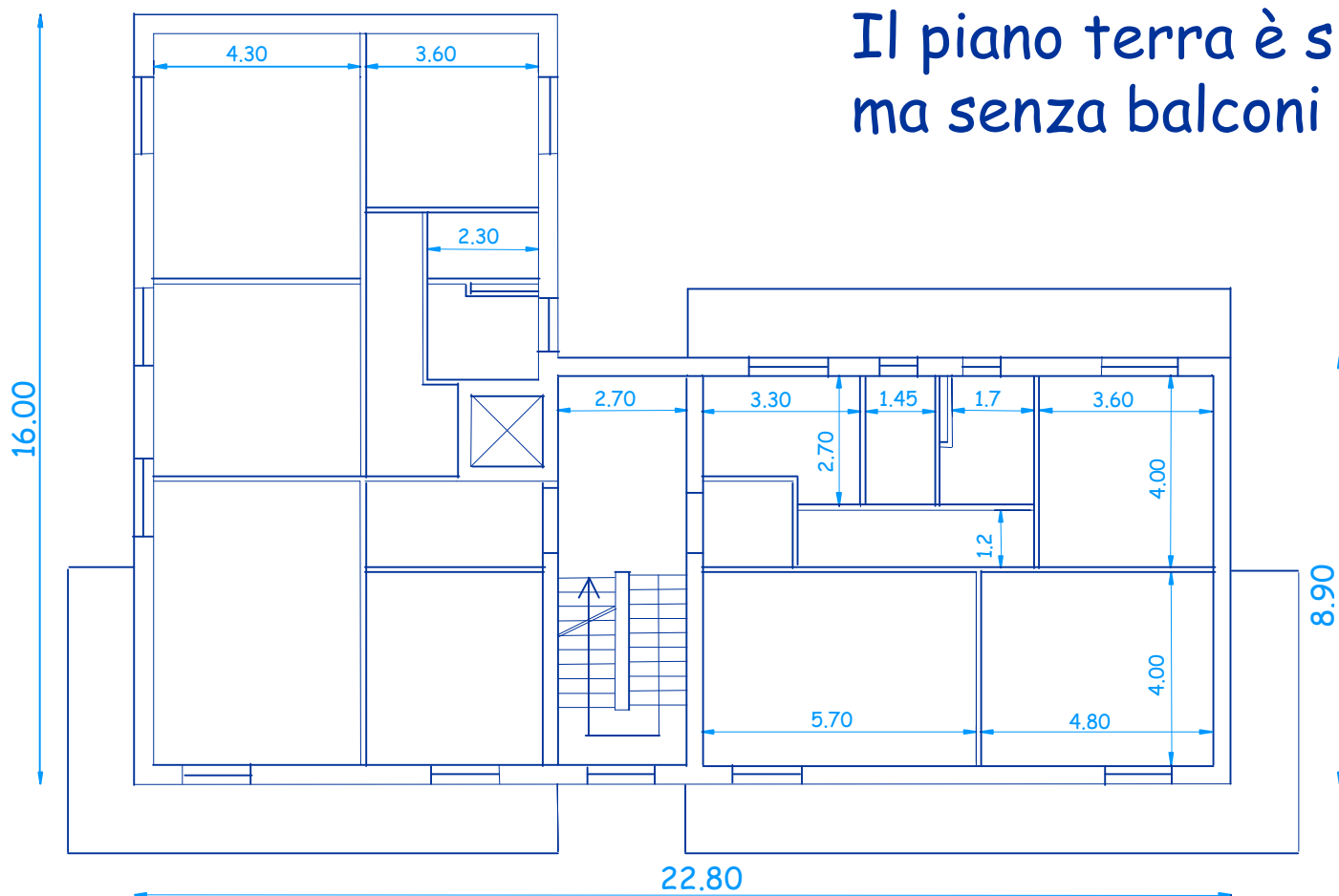
$2.00 \text{ m} \times 320 \text{ m}^2 \times \gamma =$
11500 kN

Maggior peso
fondazione

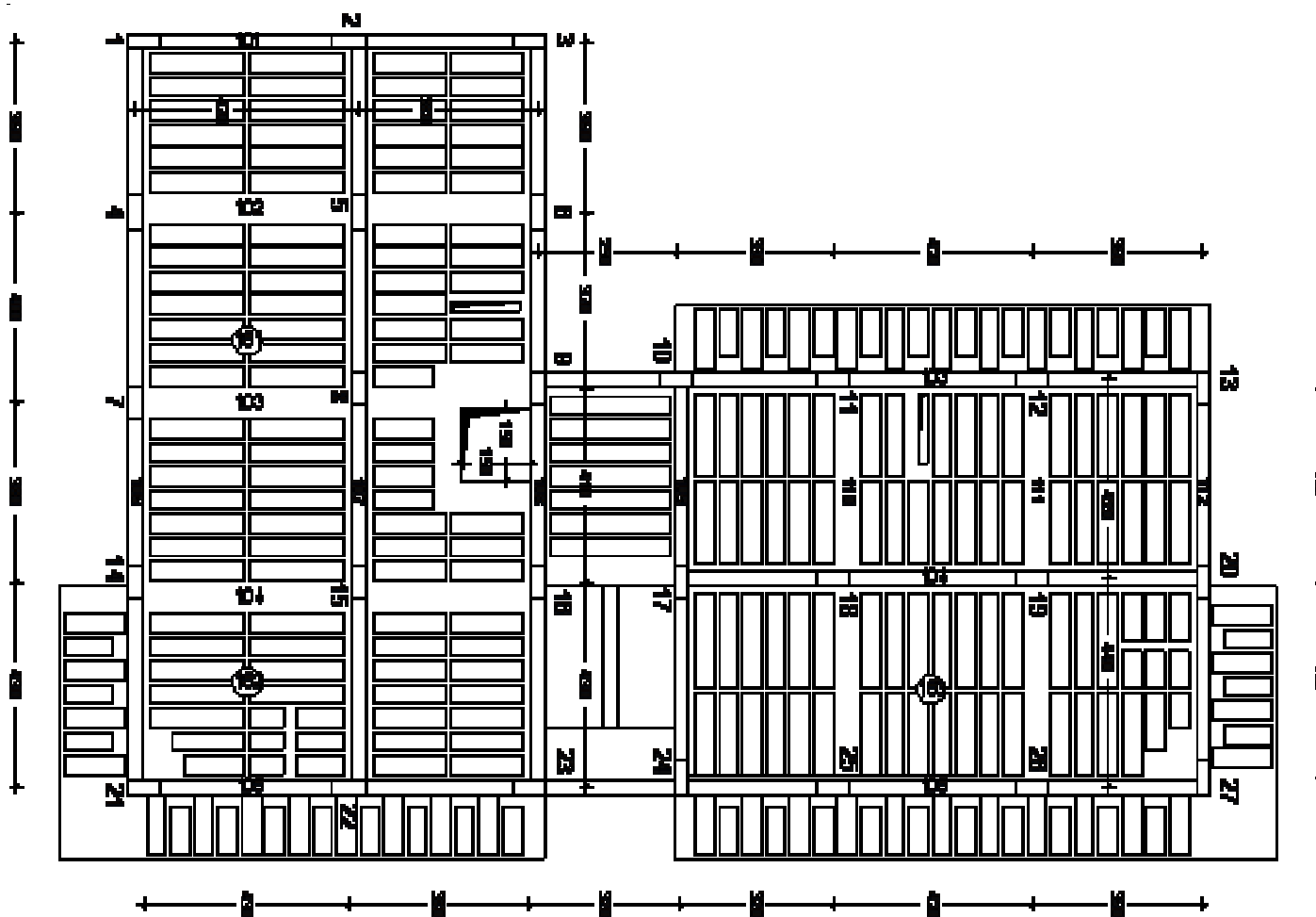
$300 \text{ m}^3 \times (25-18) =$
2100 kN

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

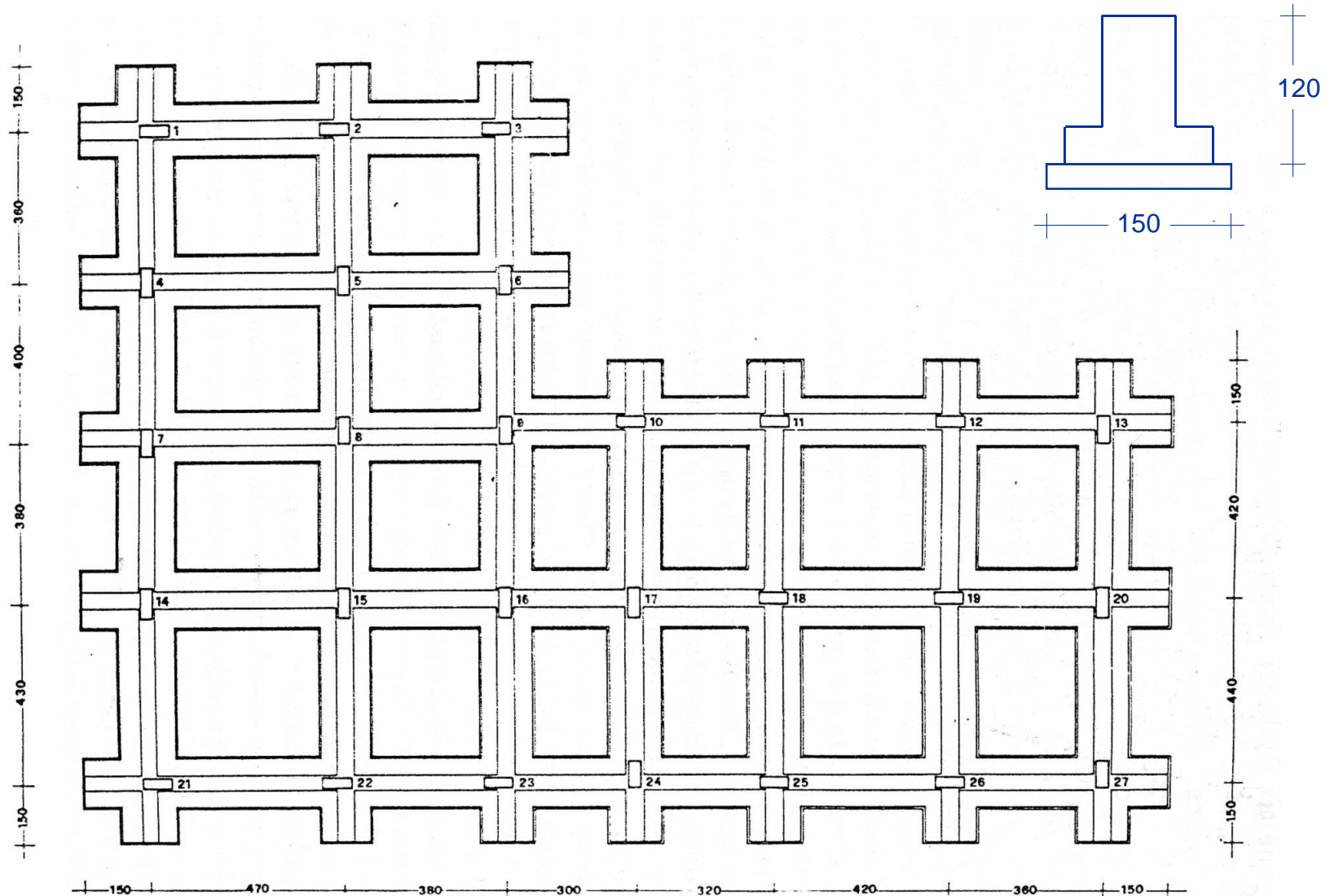
- Basterebbe una sezione piccola ...
... ma occorre fornire una elevata rigidezza
- Suggerimento: momento d'inerzia molto maggiore
(4 volte?) quello di tutte le travi

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

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



Problematiche sismiche: 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:

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

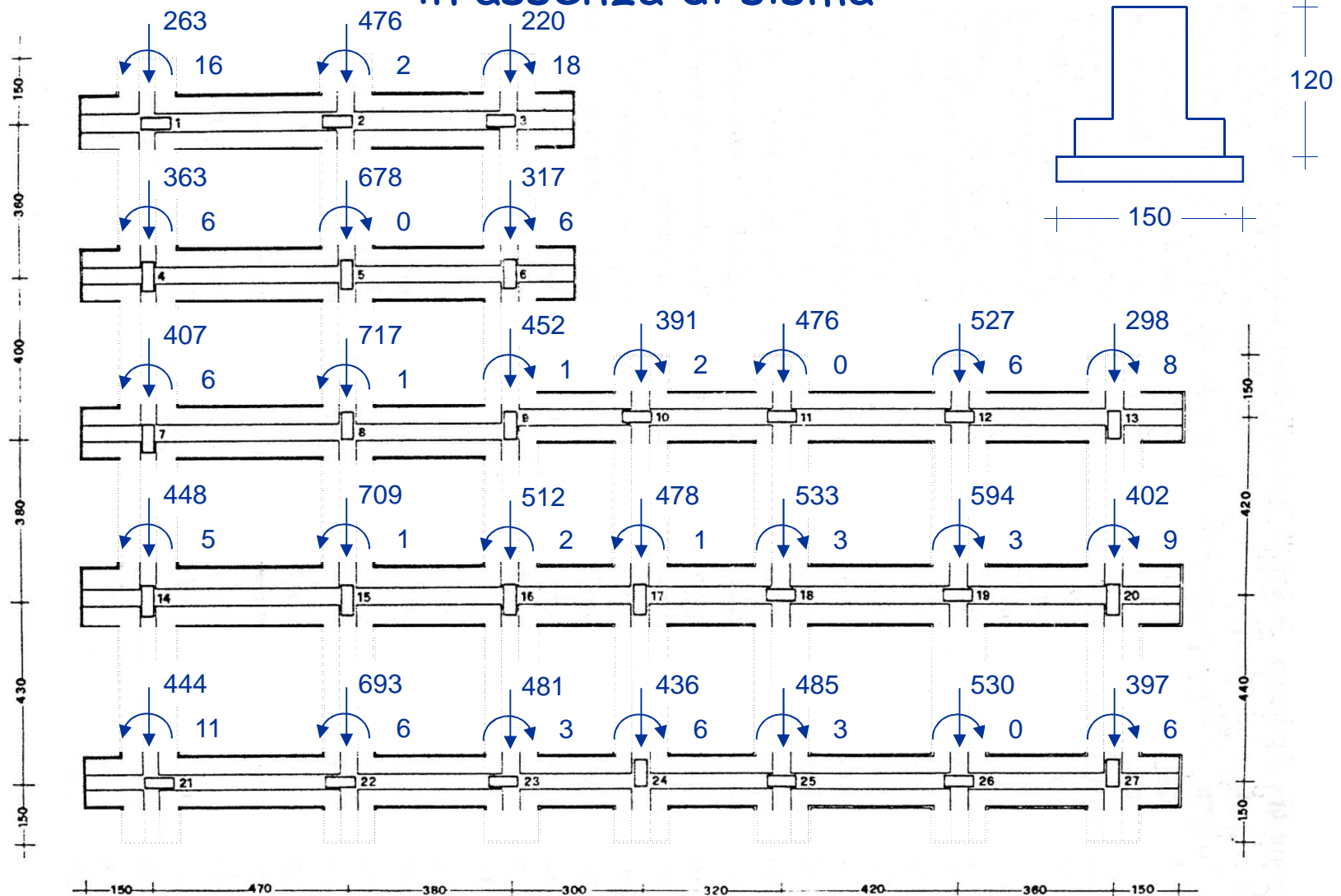
$$0.4 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo C}$$

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

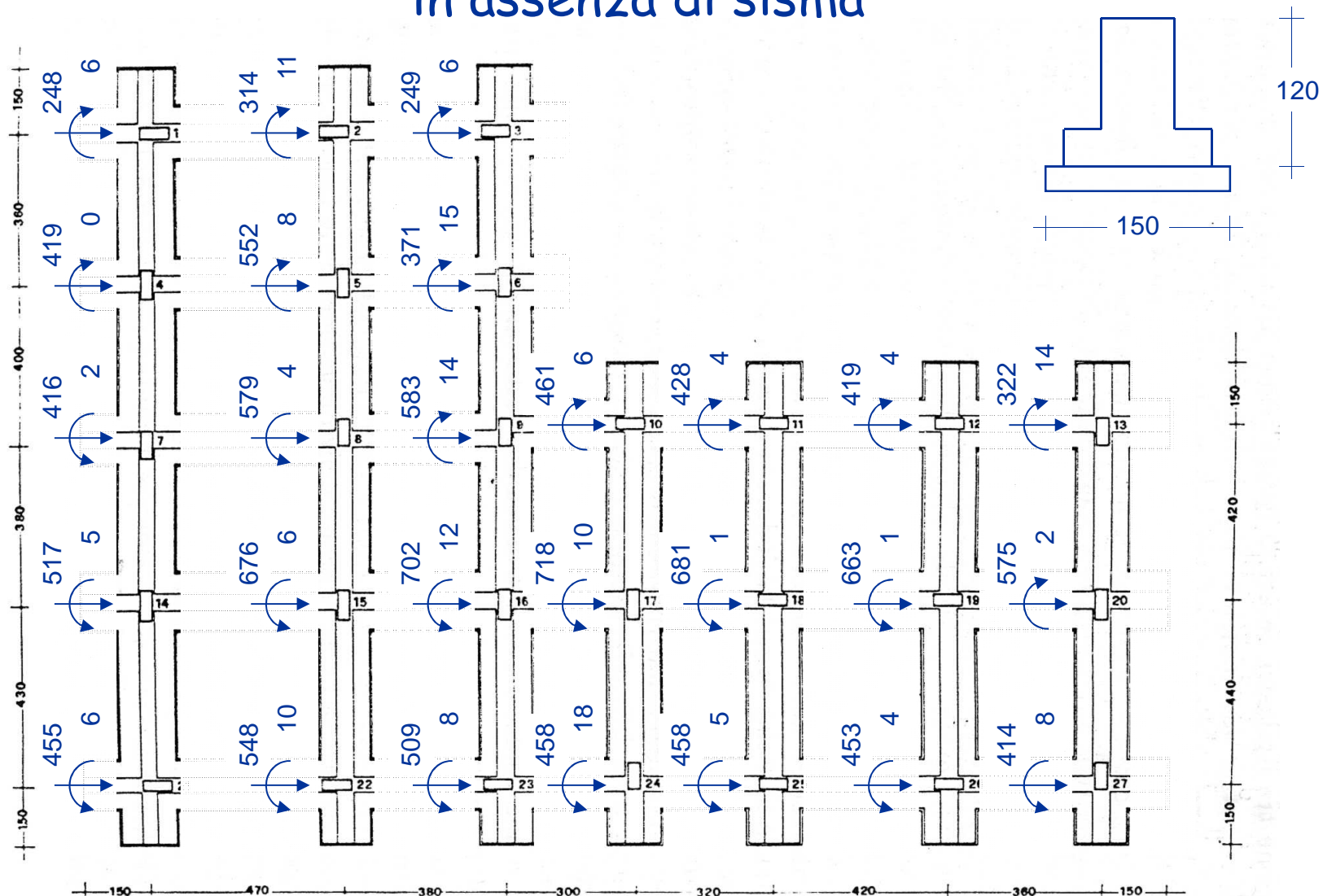
N_{sd} = valore medio delle forze verticali sugli elementi collegati

$$a_{max} = a_g S$$

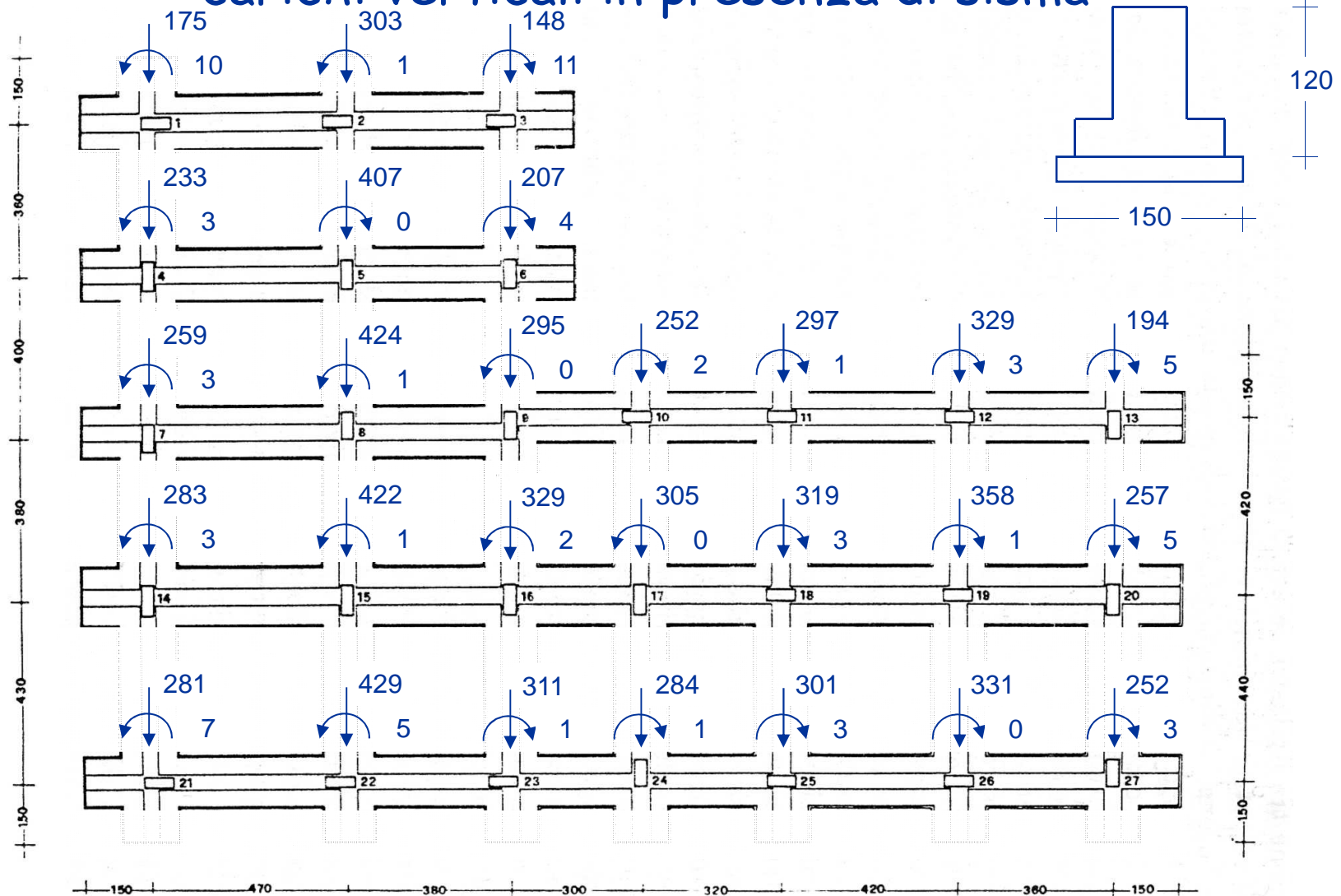
Azioni sulle travi in direzione x in assenza di sisma



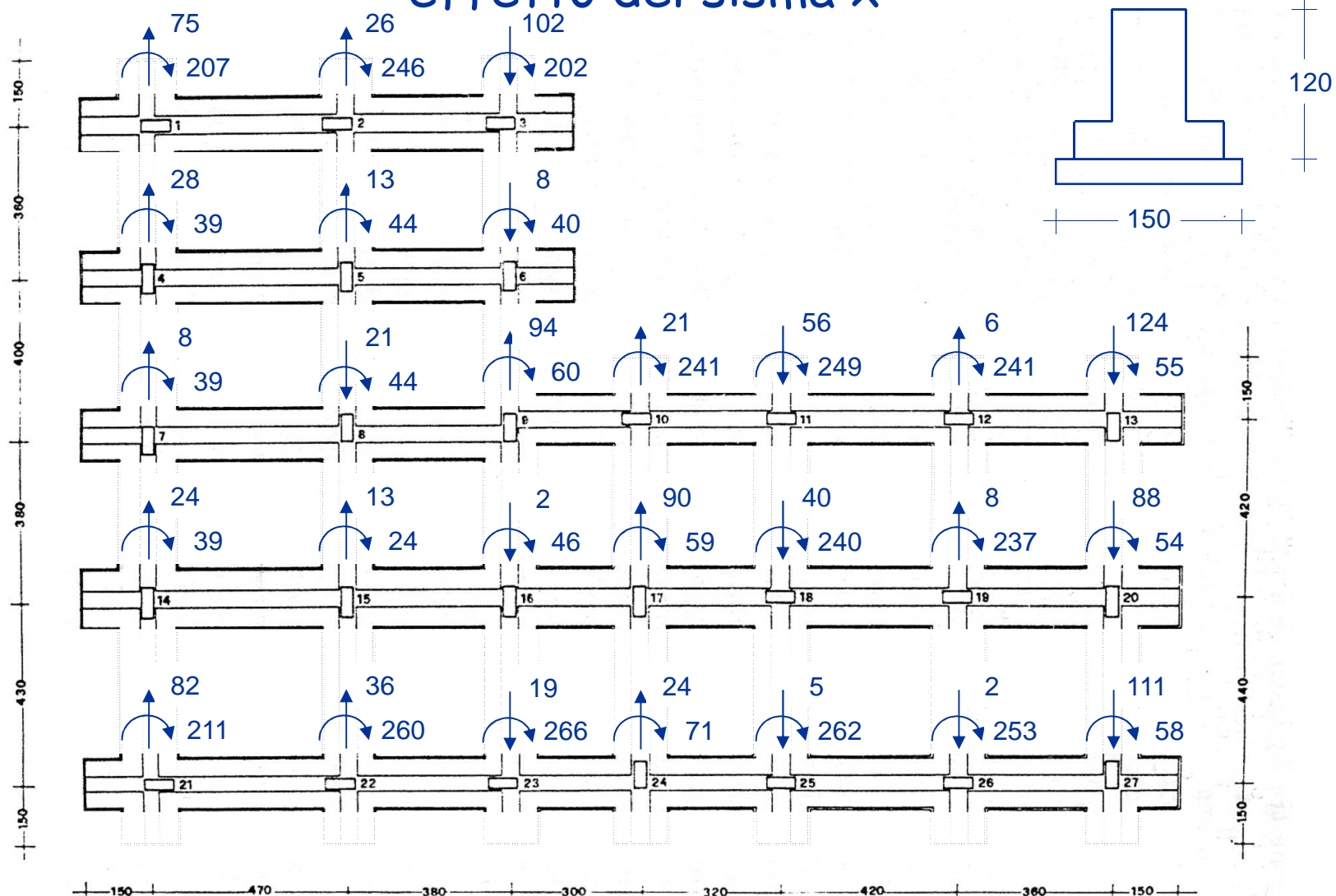
Azioni sulle travi in direzione y in assenza di sisma



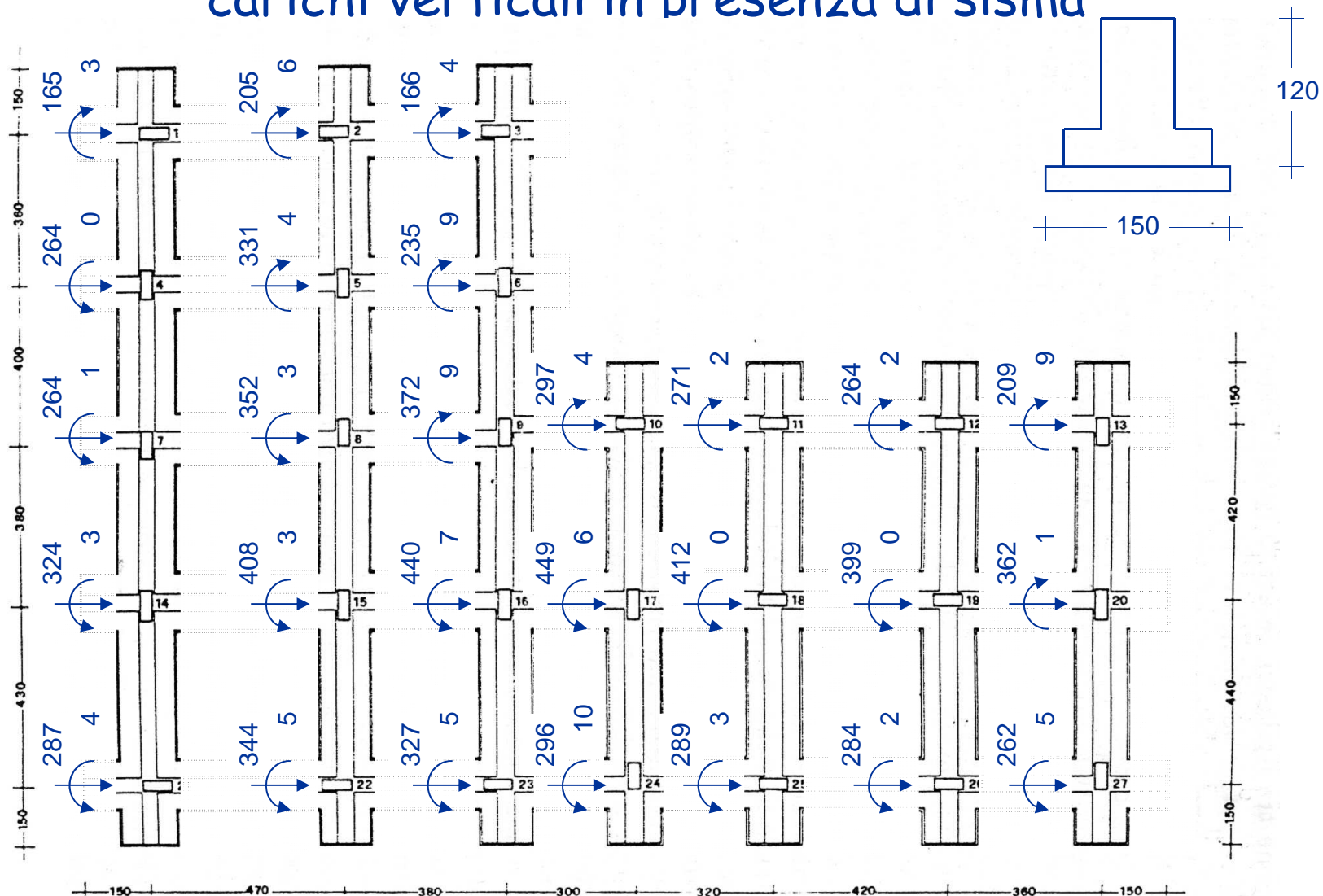
Azioni sulle travi in direzione x carichi verticali in presenza di sisma



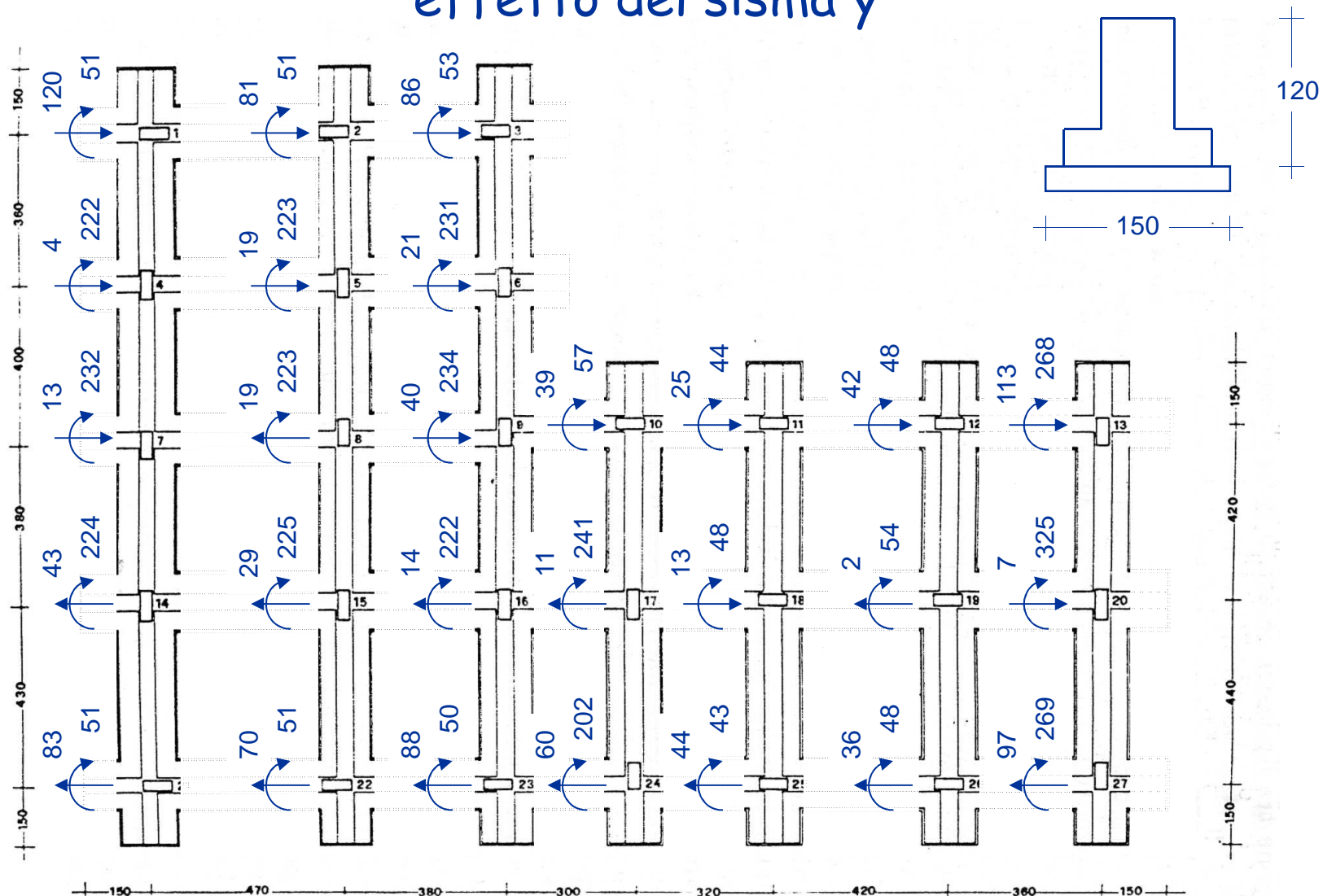
Azioni sulle travi in direzione x effetto del sisma x



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



Azioni sulle travi in direzione y effetto del sisma y

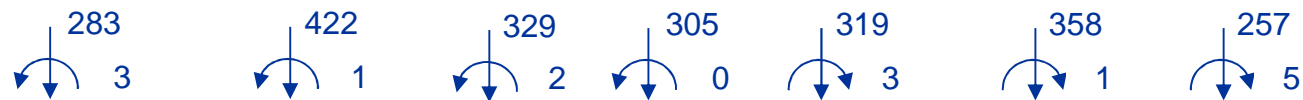


Trave 14-20

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:

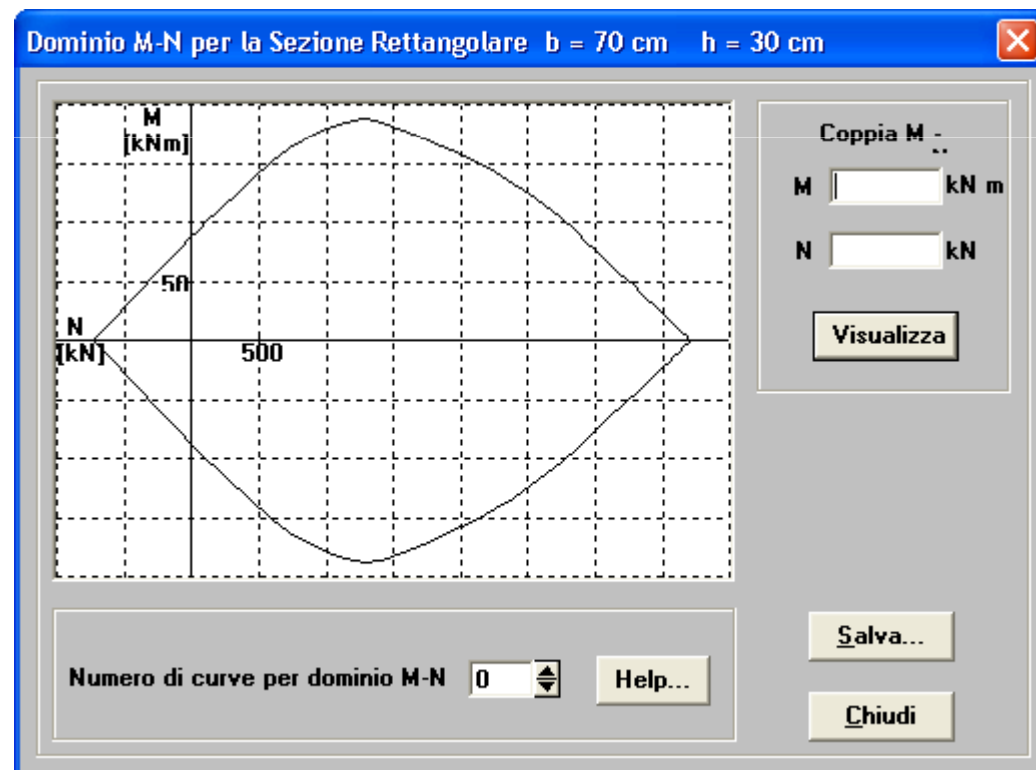


Carichi verticali meno sisma:



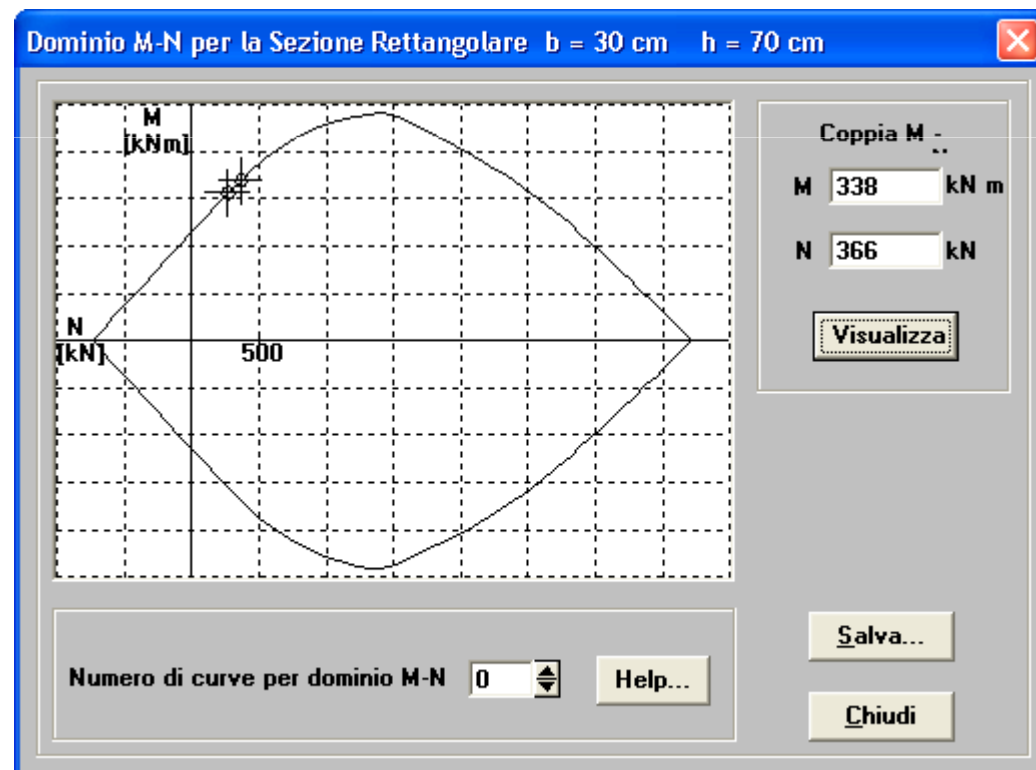
Resistenza dei pilastri

- 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 $1.3 M_{Ed}$

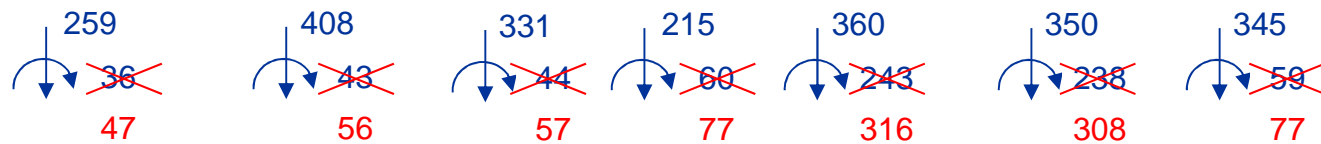


Trave 14-20

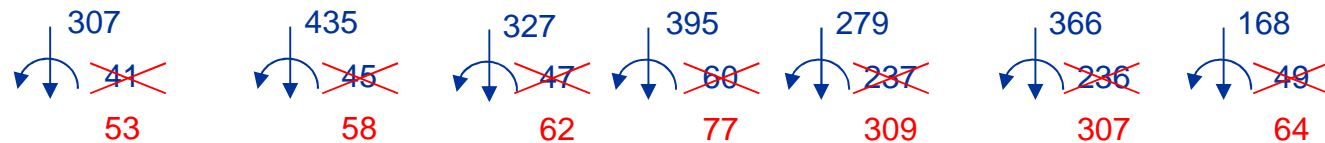
Carichi verticali, in assenza di sisma:



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				
			1.50	6.20	10.00	13.00	16.20	20.40	24.00					
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:

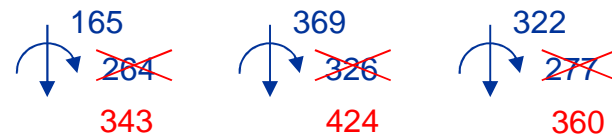


Trave 27-13

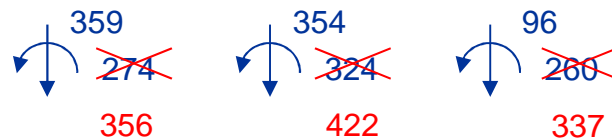
Carichi verticali, in assenza di sisma:



Carichi verticali più sisma:



Carichi verticali meno sisma:



Trave 27-13

[illegible]