PALAZZINA A

CALCOLO PILASTRATA

PILASTRO N. 13 = 1

Piano	Analisi dei Piani in Kg	Parziale	progress.	dimensioni	armatura
III	Parapetto: 4,50 × 350	1.575		30 × 30	4 ∅ 14 staffe 1 ∅ 6/15
	travi: 4.50 × 0.30 × 0.60 × 2500	2.025			
	solaio: 2.50 × 1.80 × 700	3.150			
	pilastro: 0.30 × 0.30 × 3.00 × 2500	675			
		7.425	7.425		
II	travi: 4.50 × 0.30 × 0.60 × 2500	2.025		30 × 30	4 ∅ 14 st. 1 ∅ 6/15
	solaio: 2.50 × 1.80 × 700	3.150			
	muratura: 4.25 × 0.20 × 2.70 × 1600	3.672			
	pilastro: 0.30 × 0.30 × 3.00 × 2500	675			
		9.522	16.947		
I	idem			30 × 30	4 ∅ 14 st. 1 ∅ 6/15
		9.522	26.469		
P.t.	''			30 × 40	4 ∅ 14 st. 1 ∅ 6/15
		9.522	35.991		
scantinato				30 × 40	4 ∅ 14 st. 1 ∅ 6/15
		9.522	45.513		

N. 6 = 18

Piano	Analisi dei Piani in Kg	Parziale	progress.	dimensioni	armatura
III	trave: 5.50 × 0.20 × 0.70 × 2500	1.925		20 × 40	6 ∅ 14 staffe 1 ∅ 6/10
	solaio: 5.50 × 1.75 × 700	6.737			
	pilastro: 0.20 × 0.50 × 3.00 × 2500	750			
		9.412	9.412		
II	muratura facc. 1/4 × 1216 × 3,50	1.070		20 × 40	6 ∅ 14 st. 1 ∅ 6/10
	trave: 5.50 × 0.20 × 0.70 × 2500	1.925			
	solaio: 5.50 × 1.75 × 700	6.737			
	muratura: 5.50 × 0.10 × 2.70 × 1400	2.079			
	pilastro: 0.20 × 0.50 × 3.00 × 2500	750			
		12.561	21.973		
I	idem			20 × 40	6 ∅ 14 st. 1 ∅ 6/10
		12.561	34.534		
P.t.				20 × 50	6 ∅ 16 st. 1 ∅ 6/10
		12.561	47.095		
scantinato				20 × 50	6 ∅ 16 st. 1 ∅ 6/10
		12.561	59.656		

PILASTRO N° 8

Piano	Analisi dei Piani in Kg	Parziali	Progressivi	Dimensioni	Armatura	σ_c
III	Trave: 5.50×0.20×0.70×2500	1925		30 × 30	4 ∅ 12 staffe 1 ∅ 6/15	
	Solaio: 5.50×3.80×700	14630				
	Pilastro: 0.30×0.30×3.00×2500	675				
		17230	17.230			
II	Travi: 5.50×0.20×0.70×2500	1925		30 × 30	4 ∅ 14 staffe 1 ∅ 6/15	
	Solaio: 5.50×3.80×655	13690				
	Muro facciata 1/4 ×1216×3.50	1070				
	Pilastro: 0.30×0.30×3.00×2500	675				
		17360	34.590			
I	Idem	17360	51.960	30 × 30	4 ∅ 14 + staf. 1 ∅ 6/15	
p. terra	Idem	17360	69.310	30 × 35	6 ∅ 16 staf. 1 ∅ 6/15	
scantinato	Idem	17360	86.670	30 × 45	4 ∅ 18 + 2 ∅ 10 staf. ∅ 6/15	

PILASTRO N° 7

Piano	Analisi dei Piani in Kg	Parziali	Progressivi	Dimensioni	Armatura	σ_c
III	Travi: 5.50×0.30×0.60×2500	2475		30 × 30	4 ∅ 12 st. 1 ∅ 6/15	
	Parapetto: 5,50 × 350	1925				
	solaio: 5,50×1.80×700	6930				
	p.pilastro: 0.30×0.30×2500×3.00	675				
		12005	12005			
II	Travi: 5.50×0.30×0.60×2500	2475		30 × 30	4 ∅ 12 st. 1 ∅ 6/15	
	solaio: 5.50×1.80×655	6484				
	muratura: 0.20×5.50×2.70×1.600	4752				
	muro facc. 1/4×1216×3.50	1070				
	pilastro: 0.30×0.30×3.00×2500	675				
		15456	27.461			
I	Idem	15456	42.917	30 × 30	4 ∅ 14 st. 1 ∅ 6/15	
p. terra	Idem	15456	58.373	30 × 30	4 ∅ 16 st. 1 ∅ 6/15	
scantinato		15456	73.829	30 × 40	4 ∅ 18 st. 1 ∅ 6/15	

PILASTRO N° 14

Piano	Analisi dei Piani in Kg	Parziali	Progressivi	Dimensioni	Armatura	σ_c
III	Parapetto: 3.80 × 350	1330		30 × 30	6 ∅ 14 st. 1 ∅ 6/15	
	trave: 3.80×0.30×0.60×2500	1710				
	solaio: 3.80×2.50×700	6650				
	trave: 2.50×0.20×0.60×2500	750				
	pilastri: 0.30×0.30×3.00×2500	675				
		10440	10.440			
II	Trave: 3.80×0.30×0.60×2500	1330		30 × 30	6 ∅ 14 st. 1 ∅ 6/15	
	solaio: 3.80×2.50×655	6222				
	trave: ~~2.50×0.20×0.60×2500~~	750				
	muratura: 350×0.20×2.70×1.600	3024				
	pilastro: 0.30×0.30×3.00×2500	675				
		11.326	21.766			
I	Idem	11.326	33.097	30 × 30	6 ∅ 16 st. 1 ∅ 6/15	
p. terra	Idem	11.326	44.418	30 × 40	6 ∅ 16 st. 1 ∅ 6/15	
scantinato	Idem	11.326	55.744	30 × 40	6 ∅ 18 st. 1 ∅ 6/15	

PILASTRO N° 2

Piano	Analisi dei Piani in Kg	Parziali	Progressivi	Dimensioni	Armatura	σ_c
III	Parapetto: 3,80 × 350	1.330		30 × 30	6 ∅ 14 st. 1 ∅ 6/15	
	trave: 3.50×0.20×0.70×2500	1.225				
	'' : 2.70×0.30×0.60×2500	1.215				
	solaio: 3.80×2.70×700	7.182				
	pilastro: 0.30×0.30×3.00×2500	675				
		10.952	10.952			
II	Trave: 3.50×0.20×0.70×2500	1.225		30 × 30	6 ∅ 14 st. 1 ∅ 6/15	
	'' : 2.70×0.30×0.60×2500	1.215				
	solaio: 3.80×2.70×6.55	6.720				
	muro facc.:	1.500				
	pilastro: 0.30×0.30×3.00×2500	675				
		10.660	21.617			
I	Idem	10.660	32.272	30 × 30	6 ∅ 14 st. 1 ∅ 6/15	
p. terra	Idem	10.660	42.937	30 × 40	6 ∅ 16 st. 1 ∅ 6/15	
scantinato	Idem	10.660	53.597	30 × 40	6 ∅ 18 st. 1 ∅ 6/15	

CALCOLO DELLE FONDAZIONI

La fondazione è stata realizzata con trave rovescie che sono state proporzionate, come le precedenti, in modo che il carico unitario sul terreno non superi il valore max di 2 Kg/cmq.

TRAVE DI SPINA

analisi dei carichi per m. l. di fondazione :

Piano scantinato :

p.p. trave	0.50 × 1.00 × 2500	=	1.250 Kg/ml
	0.30 × 0.90 × 2500	=	675 ''
muratura :	0.50 × 1.90 × 1400	=	1.330 ''
			q= 3.255 Kg/ml

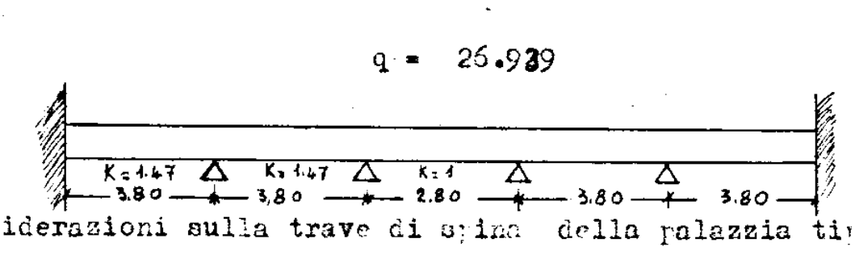
assumendo il carico del pilastro pari a 90.000 Kg, avremo che il carico per m.l. di trave sarà :

$$3255 + \frac{90.000}{3.40} = 26.939 \text{ Kg/ml}$$

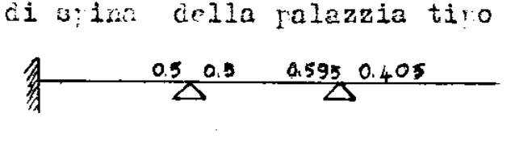
che con una lunghezza di base di m. 1.40 darà un carico specifico sul terreno :

$$\sigma_t = \frac{26.939}{100 \times 140} = 1.92 \text{ Kg/cmq}$$

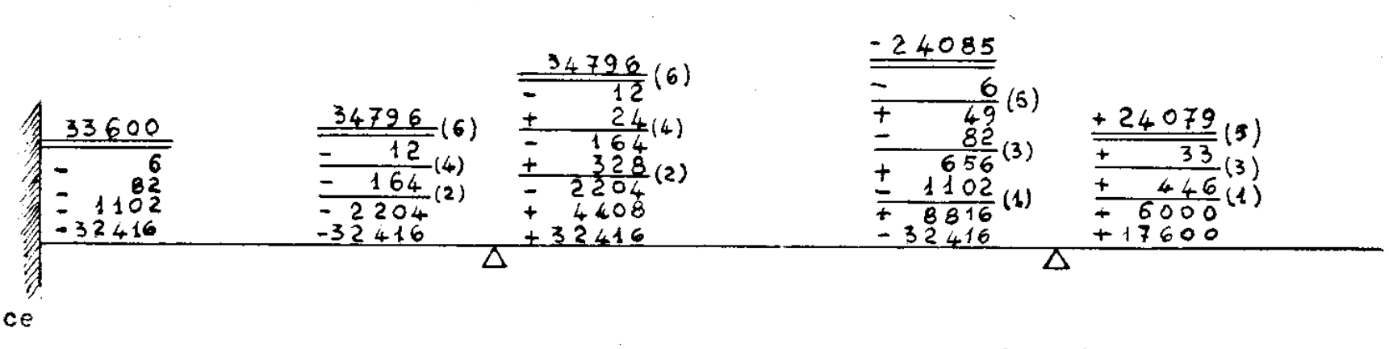
Riportiamo le dimensioni e le caratteristiche elastiche della trave continua che calcoliamo col ''Cross''



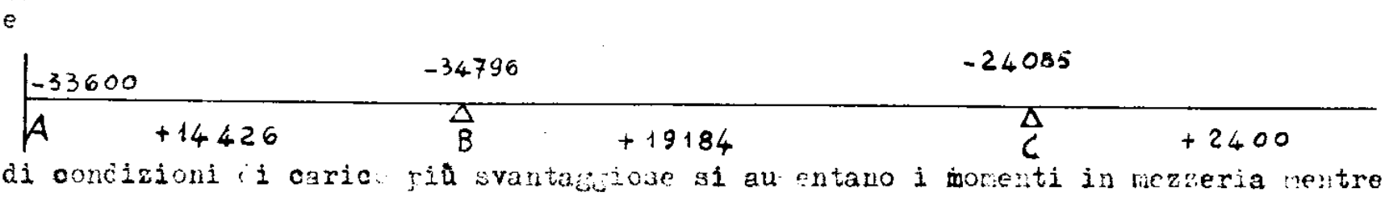
Per le stesse considerazioni sulla trave di spina della palazzia tipo piccolo, avremo i seguenti coefficienti di ripartizione :



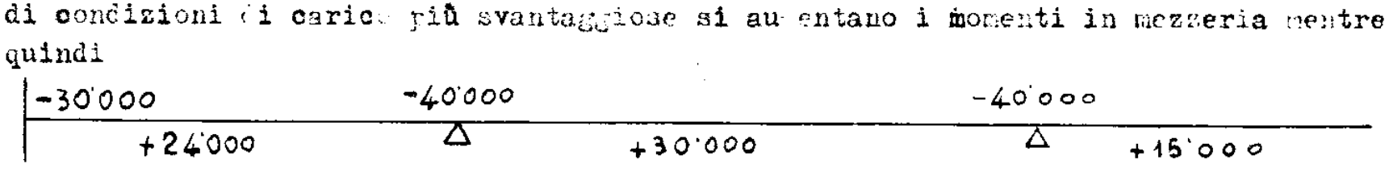
e quindi :



da cui scaturisce



Per tener conto di condizioni di carico più svantaggiose si aumentano i momenti in mezzeria mentre si spuntano quelli sugli estremi. Avremo quindi



in base a tali valori si passa pertanto alla verifica delle sezioni.

a) M = -30.000 Kgm ; b = 50 cm ; h = 97 cm ;

$$r = \frac{97}{\sqrt{\frac{30.00000}{50}}} = \frac{97}{\sqrt{60.000}} = \frac{97}{245} = 0.395$$

per m=10 ; σ_f = 1200 Kg/cmq ; σ_c = 40 Kg/cmq

A_f = 50 × 245 × 0.00232 = 28,42 cmq

si adottano 9 ∅ 20 doppia armatura

b) M = 40.000 Kgm ; b = 50 cm ; h = 97 cm ;

$$r = \frac{97}{\sqrt{\frac{40.00000}{50}}} = \frac{97}{\sqrt{80.000}} = \frac{97}{283} = 0.343$$

per m = 10 ; σ_f = 900 Kg/cmq ; σ_c = 40 Kg/cmq

A_f = 50 × 283 × 0.00349 = 49.38 cmq

si adottano 16 ∅ 20 doppia armatura

c) M = 24.000 Kgm ; b = 140 cm ; h = 97 cm

$$r = \frac{97}{\sqrt{\frac{24.00000}{140}}} = \frac{97}{\sqrt{17.142}} = \frac{97}{131} = 0.74$$

per m = 10 ; σ_c= 25,1 Kg/cmq ; σ_f= 1400 Kg/cmq

A_f =140×131×0.00102 = 18.70 cmq

si adottano 6 ∅ 20

d) M = 30.000 Kgm ; b = 140 cm ; h = 97 cm

$$r = \frac{97}{\sqrt{\frac{30.00000}{140}}} = \frac{97}{\sqrt{21.428}} = \frac{97}{147} = 0.659$$

per m = 10 ; σ_f = 1400 Kg/cmq ; σ_c = 29 Kg/cmq

A_f= 140 × 147 × 0.00116 = 23,87 cmq

si adottano 8 ∅ 20

e) M = 15.000 Kgm

si adotta la stessa armatura della campata A – B 6 ∅ 20

VERIFICHE AL TAGLIO

a) sul nodo B a sinistra :

$$T = 26939 \times \frac{3.50}{2} + \frac{40.000 - 30000}{3.8} = 49.775 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{49775}{0.9 \times 97 \times 50} = 11.40 \text{ Kg/cmq}$$

$$S = \frac{11.40 \times 50}{2} \times \frac{3.50}{2} = 49.875 \text{ Kg.}$$

$$\tau = \frac{49.775}{0.9 \times 0,7 \times 50} = \frac{49.775}{4365} = 11.40 \text{ Kg/cmq}$$

adottando n° 12 staffe ∅ 10 a due bracci assorbiranno 26390 Kg

disponendo di 6 ∅ 20 piegati a 60° assorbiranno:

$$S_p = 18.85 \times \sqrt{2} \times \cos 15° \times 1400 = 35720 \text{ Kg}$$

La stessa armatura al taglio sarà adottata per la campata contigua.

b) sul nodo C a destra :

$$T = 26939 \times 1.40 = 37.714 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{37.714}{0.9 \times 50 \times 97} = \frac{37.714}{4365} = 8,64 \text{ Kg/cmq}$$

$$S = \frac{8.64 \times 50 \times 140}{2} = 30240 \text{ Kg}$$

adottando n° 8 staffe ∅ 10 a due bracci assorbiranno 17590 Kg e disponendo di n° 4 ferri ∅ 20 ripiegati a 60° assorbiranno:

$$S_p = 12.56 \times \sqrt{2} \times \cos 15° \times 1400 = 23.701 \text{ Kg}$$

Adottiamo la stessa armatura e le stesse sezioni per le due travi frontali.

VERIFICA TRASVERSALE

Essendo σ_t = 1.92 Kg/cmq, il momento trasversale per m.l. di trave sarà:

$$M = 1.92 \times 1.00 \times 45 \times \frac{0.45}{2} = 1944 \text{ Kgm}$$

Essendo H = 30 cm; h = 27 cm B = 100 cm

$$r = \frac{27}{\sqrt{\frac{194400}{100}}} = \frac{27}{44,1} = 0.612; \quad \sigma_c = 31 \text{ Kg/cmq}$$

A_f = 44,1 × 100 × 0.00124 = 5,46 cmq

È sufficiente l'armatura predisposta al taglio. Adottiamo 4 ∅ 12 ripartitori per una migliore distribuzione degli sforzi

TRAVE DI TESTATA (1 – 7 – 13)

Analisi dei carichi per m.l. di fondazione.

p.p. trave rovescia	0.50 × 1.00 × 2500	=	1250 Kg/ml
	0.70 × 0.30 × 2500	=	525
			1775

Dall'analisi della Pilastrata avremo che il carico complessivo dei pilastri N° 1, N° 7, N° 13, è di circa 3 × 74.000 Kg.
Ne distribuiamo solo una metà sulla trave ed avremo:

$$Q = 1775 + \frac{222.000}{2} \times \frac{1}{10.70} = 12.148 \text{ Kg/ml}$$

Adottando il semincastro, e calcolando la campata di luce maggiore avremo :

$$M = \frac{1}{12}\ 12148 \times 4.7^2 = 22362$$

$$r = \frac{97}{\sqrt{\frac{22.36200}{1,20}}} = \frac{97}{\sqrt{18630}} = \frac{97}{137} = 0.708$$

σ_c = 26,5 Kg/cmq

A_f = 120 × 137 × 0.00107 = 17.59 cmq

si adottano 6 ∅ 20

per b = 50 cm; h = 97 cm

$$r = \frac{97}{\sqrt{44724}} = \frac{97}{212} = 0.457$$

adottando doppia armatura simmetrica

σ_c = 37 Kg/cmq

A_f = 212 × 50 × 0.0017 = 18.02 cmq

impieghiamo 6 ∅ 20.

VERIFICA AL TAGLIO

$$T = 12148 \times \frac{5,4}{2} = 32799 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{32799}{0.9 \times 50 \times 97} = \frac{32799}{4365} = 7.51 \text{ Kg/cmq}$$

$$S = 7.51 \times 50 \times \frac{2.85}{2} = 53.508 \text{ Kg}$$

adottando staffe ∅ 10 a due bracci in numero di 13 avremo:

$$S_s = 13 \times 2 \times 0.79 \times 1400 = 28.756 \text{ Kg}$$

disponendo di 5 ∅ 20 a 60° avremo:

$$S_p = 15.71 \times 1400 \times \sqrt{2} \cos 15° = 29.760 \text{ Kg}$$

TRAVI ROVESCE SCALE

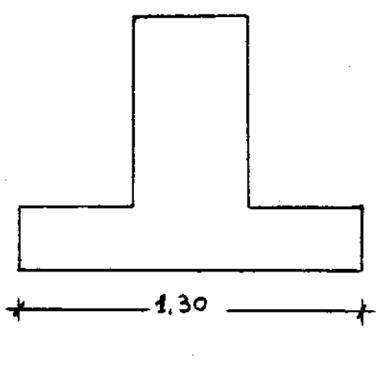
Analisi dei carichi per m.l. di fondazione

muratura: 0.30 × 3.00 × 1400 × 4	=	5.040
'' scantinato: 0.50 × 210 × 1400	=	1.470
'' gabbia: 0.30 × 1.50 × 1400	=	630
trave cordolo: 0.30 × 0.25 × 2500 × 5	=	937
peso p. scala: 650 × 1.10 × 5	=	3.575
ringhiera: 60 × 5	=	300
copertura gabbia: 1.25 × 700	=	875
		q= 12.827 Kg/ml

$$\sigma_{tufo} = \frac{12827}{30 \times 100} = 4,27 \text{ Kg/cmq}$$

peso proprio trave rovescia:

0.50 × 1.00 × 2500	=	1.250 Kg/ml
0.80 × 0.30 × 2500	=	600 ''
		q = 1.850 Kg/ml



q = 12827 + 1850 = 14.677 Kg/ml

$$M = \frac{1}{12}\ 14677 \times 5.35^2 = 36.000 \text{ Kgm}$$

a) H = 100 cm; b = 130 cm;

$$r = \frac{97}{\sqrt{\frac{36.00000}{130}}} = \frac{97}{\sqrt{27.692}} = \frac{97}{167} = 0.58$$

per m = 10; σ_c = 33,1 Kg/cmq; σ_f = 1400 Kg/cmq

A_f = 130 × 167 × 0.00132 = 28,65 cmq

si adottano 9 ∅ 20

b) H = 100 cm; b = 50 cm;

$$r = \frac{97}{\sqrt{72.000}} = \frac{97}{268.6} = 0.361$$

adottando doppia armatura simmetrica avremo:

A_f = 50 × 268,6 × 0.00305 = 32,76 cmq

10 ∅ 20 + 2 ∅ 12

VERIFICA AL TAGLIO

$$\tau = \frac{14677 \times 5.35}{2 \times 0.9 \times 50 \times 97} = \frac{78.521}{8730} = 8.99 \text{ Kg/cmq}$$

$$S = 8,99 \times 50 \times \frac{5.35}{4} = 60.120 \text{ Kg}$$

adottando staffe ∅ 10 a due bracci nel numero di 14 avremo:

$$S_s = 2 \times 1400 \times 0.79 \times 14 = 30.968 \text{ Kg}$$

e disponendo di 6 ∅ 20 a 60° avremo:

$$S_p = 18.85 \times 1400 \times \sqrt{2} \times \cos 15° = 35710 \text{ Kg}$$

CALCOLO SCALA

La scala sarà costruita con gradini a sbalzo incastrati nella muratura.

a) Caratteristiche geometriche:

pedata = 31 cm

alzata = 16 cm

larghezza intradosso $\sqrt{31^2 + 16^2}$ = 34.9 cm

inclinazione intrad. tg. $\alpha = \frac{16}{31}$ = 0.516 ; α = 27°20'

luce netta = 1,15 m.

b) Analisi dei carichi:

peso p. : 1,15 (0.349 × 0.40 + 0.16 × 0.31 × 0.5)2500	=	111
rivestimento: (1,20×0,35×0,03×1,15×0,16×0,02)×2700	=	44
massetto + intonaco intradosso	=	25
sovracc. acc. : 1,15 × 0,31 × 400	=	143
Carico verticale per gradino		q = 323 Kg.

Componente normale alla rampa :

q = 323 × cos. 27° 20' = 287 Kg.

Carico concentrato ringhiera = 30 Kg.

c) Calcolo di stabilità

$$M_f = \frac{1,15 \times 287}{2} + 30 \times 1,15 = 165 + 34 = 200 \text{ Kg.}$$

essendo h = 15 cm. e b = 34,9 cm.

$$r = \frac{15}{\sqrt{\frac{20000}{34,9}}} = \frac{15}{\sqrt{573}} = \frac{15}{23,94} = 0,626$$

σ_c = 30,5 Kg/cmq.

A_f = 34,9 × 23,94 × 0,001215 = 1,015 cmq.

2 ∅ 8 = 1,01 cmq. di cui uno a molla.

adotteremo tre staffe ∅ 6 – 5 ripartitori ∅ 8 e il cordoletto sul muro armato con 4 ∅ 12 staffe 1 ∅ 6 /50