ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI PER LA PROVINCIA DI BRINDISI

=================

MARCA DA BOLLO
LIRE 400

COSTRUZIONE CASE POBOLARI IN BRINDISI = QUARTIERE S.ELIA

IMPRESA ING: RUGGERO LECCISI

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE IN
CAlcastruzzo armato

1 6 GIU. 1967

Visto

PREFETTURA DI BRINDISI

IL CONSIGLIERE DI 2° CL.
(Dr. ... Leone)

Studio Tacnico
Dott.Ing= Leonardo POTT

QUARTIERE SANT ELIA

Carichi unitari:

Solaio

p.p. solaio		250 Kg/mq
inc. tramezzi		100 "
pav. + int.		100 "
		450 Kg/mq
	c.a.	250 "
		700 Kg/mq

balconi

p.p. solaio		250 Kg/mq
pav. + int.		100 "
		350 Kg/mq
	c.a.	400 "
		750 Kg/mq

muratura a cassetta

mattoni forati	120 Kg/mq
	150 "
int. int.	30 "
int. est.	50 "
	350 Kg/mq
350 × 2,80 =	980 Kg/ml

scale

sottogrado 0,05 × 2500		120 Kg/mq
gradino $\frac{0,16 \times 0,30 \times 3 \times 2500}{2}$		200 "
rivestimento		100 "
intonaco		30
		450 Kg/mq
	c.a.	400 "
		850 Kg/mq

PILASTRI 1 - 9 - 19 - 27

m. attico	$350 \times \frac{2,60+4,8}{2}$	1300 Kg	
travi	$400 \times \frac{2,3 + 5,0}{2}$	1450 Kg	
solaio	$700 \times \frac{2,45 \times 5,0}{4}$	2150 Kg	
muratura	$980 \times \frac{2,3 + 5,0}{2}$	3550 Kg	
pilastro		750 Kg	
	c.a. quota 11.10	9200 Kg	9.200 Kg

Piano tipo:

travi		1450 Kg	
solaio		2150 Kg	
muratura		3550 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		8150 Kg	
	8150 × 4	32.600 Kg	32.600 Kg
a detrarre	murat. piano cantinato		- 3.550 Kg
	scarico pilastro		38.250 Kg

PILASTRI 2 - 20 - 7 - 24 - 26

m. attico	350 × 2,6	910 Kg	
travi	400 × 2,3	920 Kg	
solaio	$700 \times 2,6 \times \frac{5,0}{2}$	4600 Kg	
muratura	980 × 2,3	2300 Kg	
pilastro		750 Kg	
	c.a. quota 11.10	9.480 Kg	9.480 Kg

Piano tipo:

travi		920 Kg	
solaio		4600 Kg	
balcone	$750 \times \frac{2,6}{2} \times 1,2$	1200 Kg	

muratura		2300 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		10020 Kg	
10.020 × 3		30060 Kg	30.060 Kg

Piano cantinato:

travi		920 Kg	
solaio		4600 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		6520 Kg	6.520 Kg
scarico pilastro			46.060 Kg

PILASTRI 3 - 6 - 21 - 25

m. attico	350 × 2,6	910 Kg	
travi	400 × 2,3	920 Kg	
solaio	$700 \times 2{,}6 \times \frac{5{,}0}{2}$	4600 Kg	
muratura	980 × 2,3	2300 Kg	
pilastro		750 Kg	
c.a. quota 11,10		9480 Kg	9.480 Kg

Piano tipo:

travi		910 Kg	
solaio		4600 Kg	
muratura		2300 Kg	
balconi	750 × 2,6 × 1,2	2300 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		11.110 Kg	
11.110 × 3 =			33.330 Kg

Piano cantinato:

travi		910 Kg	
solaio		4600 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		6510 Kg	6.510 Kg
scarico pilastro			49.320 Kg

PILASTRI 4 - 5

cop. scala	$600 \times \frac{2,6}{2} \times \frac{5,0}{2}$	1950 Kg	
trave	$400 \times \frac{2,3 + 5,0}{2}$	1450 Kg	
m. attico	$350 \times 2,6$	900 Kg	
travi	$400 \times 2,3 + \frac{5,0}{2}$	1900 Kg	
solaio	$700 \times \frac{2,6 \times 5,0}{4}$	2300 Kg	
scala	$850 \times \frac{2,6 \times 5,0}{4}$	2800 Kg	
scala	$850 \times 0,5 \times 2,6$	1100 Kg	
muratura	$0,80 \times \frac{3,3+2,3+5,0}{2}$	5200 Kg	
pilastro		750 Kg	
	carico a quota 11,10	18.350 Kg	18.350 Kg

Piano tipo:

solaio		2300 Kg	
scala	2800 + 1100	3900 Kg	
balcone	$750 \times \frac{2,6}{2} \times 1,2$	1250 Kg	
muratura		5200 Kg	
travi		1900 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		15.550 Kg	
	15.550 × 3		46.650 Kg

Piano cantinato:

solaio		2300 Kg	
travi		1900 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		5200 Kg	5.200 Kg
	Scarico pilastro		70.200 Kg

PILASTRO 8

m. attico	350 × 2,6	910 Kg	
travi	400 × 2,3	920 Kg	
solaio	700 × 2,6 × $\frac{5,0}{2}$	4600 Kg	
muratura	980 × 2,3	2300 Kg	
pilastro		750 Kg	
	carico a quota 11.10	9480 Kg	9.480 Kg

Piano tipo:

travi		920 Kg	
solaio		4600 Kg	
muratura		2300 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		8820 Kg	
	8820 × 3		26.460 Kg

Piano cantinato:

solaio		4600 Kg	
travi		920 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		6520 Kg	6.520 Kg
	scarico pilastro		42.460 Kg

PILASTRO 22

come analisi pilastro n. 20	46.100 Kg
muratura da cm. 20	
$0,20 \times 1400 \times 3,00 \times \frac{4,6}{4} \times 4$	3.900 Kg
	50.000 Kg

PILASTRO 23

come analisi pilastro n. 8	42.500 Kg
muratura da cm. 20	
$0,20 \times 1400 \times 3,00 \times \frac{4,6}{4} \times 4$	3.900 Kg
	46.400 Kg

PILASTRI 10 - 18

attico	$350 \times 5{,}45$	1900 Kg	
solaio	$700 \times \frac{2{,}45}{2} \times 5{,}0$	4300 Kg	
travi	$400 \times \frac{2{,}3}{2} + 5{,}0$	2450 Kg	
muratura	$980 \times 5{,}0$	4900 Kg	
pilastro		750 Kg	
	carico a quota 11.10	14300 Kg	14.300 Kg

Piano tipo:

solaio		4300 Kg	
travi		2450 Kg	
muratura		4900 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		12650 Kg	
	$12.650 \times 3 =$		37.950 Kg

Piano cantinato:

solaio		4300 Kg	
travi		2450 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		7750 Kg	7.750 Kg
	scarico pilastro		60.000 Kg

PILASTRI 11 - 12 - 15 - 16 - 17 Piano tipo:

solaio	$700 \times 2{,}6 \times 5{,}0$	9100 Kg	
travi	$400 \times 2{,}3$	900 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		11000 Kg	
	11.000×4		44.000 Kg

Piano cantinato:

solaio		9100	
travi		900	10.000 Kg
		10000	44.000 Kg

PILASTRI 14 - 13

copertura scala	$600 \times \frac{2,6\times6,5}{4}$	2500 Kg	
travi	$400 \times \frac{2,3+5,0}{2}$	1450 Kg	
muratura	$\frac{2}{3}\ 980 \times \frac{2,6 + 5,0}{2}$	2500 Kg	
pilastro		750 Kg	
		7200 Kg	7.200 Kg

Piano tipo:

solaio	$700 \times 2,6\times\frac{5,0}{2}$	4500 Kg	
	$700 \times \frac{2,6\times5,0}{4}$	2300 Kg	
scala	$850 \times \frac{2,6\times5,0}{4}$	2750 Kg	
travi	$400 \times (2,3+\frac{5,0}{2})$	1900 Kg	
muratura	$980 \times \frac{2,6+5,0}{2}$	3700 Kg	
pilastro		1000 Kg	
		16.150 Kg	
	$16.150 \times 4 =$		64.600 Kg

Piano cantinato:

solaio	4500 + 2300	6800 Kg	
travi		1900 Kg	
scala	$\frac{1}{2}$ 2700	1350 Kg	
		9050 Kg	9.050 Kg
			80.850 Kg

==========

	CARICO (t)	DIMENSIONI (m)	Ac (cmq)	ϕ (mm)	Af (cmq)	σ_c (Kg/cmq)	STAFFE
1	38,3	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	39,0	ϕ 6 / 15
2	46,1	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	40,9	ϕ 6 / 15
3	49,3	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	43,5	ϕ 6 / 15
4	70,2	35 × 40	1400	4 ϕ 20	12.57	46,1	ϕ 6 / 17,5
5	70,2	35 × 40	1400	4 ϕ 20	12.57	46,1	ϕ 6 / 17,5
6	49,3	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	43,5	ϕ 6 / 15
7	46,1	30 × 40	1050	4 ϕ 16	8.04	40,9	ϕ 6 / 15
8	42,5	30 × 40	900	4 ϕ 16	8.04	43,3	ϕ 6 / 15
9	38,3	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	39,0	ϕ 6 / 15
10	60,0	30 × 40	1200	4 ϕ 18	10.18	43,9	ϕ 6 / 15
11	44,0	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	44,8	ϕ 6 / 15
12	44,0	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	44,8	ϕ 6 / 15
13	80,9	35 × 45	1575	6 ϕ 16	12.06	47,7	ϕ 6 / 17,5
14	80,9	35 × 45	1575	6 ϕ 16	12.06	47,7	ϕ 6 / 17,5
15	44,0	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	44,8	ϕ 6 / 15
16	44,0	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	44,8	ϕ 6 / 15
17	44,0	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	44,8	ϕ 6 / 15
18	60,0	30 × 40	1200	4 ϕ 18	10.18	43,9	ϕ 6 / 15
19	38,3	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	39,0	ϕ 6 / 15
20	46,1	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	40,9	ϕ 6 / 15
21	49,3	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	43,5	ϕ 6 / 15
22	50,0	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	44,3	ϕ 6 / 15
23	46,4	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	41,0	ϕ 6 / 15
24	46,1	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	40,9	ϕ 6 / 15
25	49,3	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	43,5	ϕ 6 / 15
26	46,1	30 × 35	1050	4 ϕ 16	8.04	40,9	ϕ 6 / 15
27	38,3	30 × 30	900	4 ϕ 16	8.04	39,0	ϕ 6 / 15

PILASTRATA 10 - 18

Scaridi pilastri: $2\times\frac{1}{3}\,60+5\times 44+2\times 80{,}9 =$ 421,8 t

p.p. fondazione : (come pilast. 1÷9) = 50,8 t

terra sovrastante: (" " ") = 75,2 t

Sommano 547,8 t

$$\sigma_t = \frac{547.800}{2110 \times \cancel{180}\ 190} = 1{,}43\ \text{Kg/cmq}$$? 1,35 ~

Carico al ml. di trave rovescia:

$$p_c = \frac{421{,}800}{21{,}10} = 20.000\ \text{Kg/ml}$$

$$M_a = \frac{1}{12}\ 20.000 \times \overline{2{,}6}^2 = 11.120\ \text{Kgm}$$

$$M_m = \frac{1}{14{,}4}\ 20.000 \times \overline{2{,}6}^2 = 9.400\ \text{Kgm}$$

H = 110 cm h = 105 cm b = 40 cm n = 10

σ_f = 1400 Kg/cmq

Per M_a = 11.120 Kgm si ha: σ_c = 30 Kg/cmq A_f = 7,9 cmq

si adoperano:	5 ϕ 10 correnti	3.93 cmq
	2 ϕ 16 monconi	4.02 "
		7.95 cmq

Per M_m = 9.400 Kgm si ha: σ_c = 27.5 Kg/cmq A_f = 6,8 cmq

si adoperano: 3 ϕ 18 correnti 7.63 cmq

Verifica al taglio:

$$T = 20.000 \times \frac{2{,}6}{2} = 26.000\ \text{Kg}$$

$$\tau_{max} = \frac{26.000}{0.9 \times 105 \times 40} = 6{,}9\ \text{Kg/cmq}$$

$$S = 6{,}9 \times 40 \times \frac{260}{4} = 17.900\ \text{Kg}$$

Adoperando Staffe ϕ 10 / 25 cm a due braccia

$A_s = 6 \times 1{,}57 = 9{,}4$ cmq

$S_s = 9{,}4 \times 1400 = 13.100$ Kg

$$Af_p = \frac{17.900 - 13.100}{1400\sqrt{2}\cos 15°} = 2{,}55 \text{ cmq}$$

Si adoperano 2 ϕ 16 = 4.02 cmq

MENSOLA:

$$M = 20.000 \times \frac{\overline{0{,}70}^2}{2} = 4900 \text{ Kgm}$$

per H = 40 cm h = 37 cm b = 100 cm

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq n = 10 $\sigma_c = 37$ Kg/cmq

Af = 10,1 cmq/ml

Si adoperano 1 ϕ 18/25 = 10,2 cmq/ml

============

PILASTRATA 19 - 27

Scaridi pilastri:	$\frac{1}{2} \times 2 \times 38,3 + 3 \times 46,1 + 2 \times 49,3 +$	
	$+50 + 46,4 =$	371,6 t
muartura P.C.:	(come al pilastro 1÷9)	25,0 "
p.p. fondazione:	" " "	50,8 "
terra sovrastante:	" " "	75,2 "
		522,6 t

$$\sigma_t = \frac{522.600}{2110 \times 180} = 1,37 \text{ Kg/cmq}$$

$$p_c = \frac{371.600}{21,10} = 17.600 \text{ Kg/ml}$$

$$M_a = 17.600 \times \frac{\overline{2,6}^2}{2} \times \frac{1}{12} = 9.900 \text{ Kgm}$$

$$M_m = 17.600 \times \frac{\overline{2,6}^2}{2} \times \frac{1}{14,4} = 8.300 \text{ Kgm}$$

$H = 110$ cm $\quad h = 105$ cm $\quad b = 40$ cm $\quad n = 10$

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq

per $M_a = 9.900$ Kgm si ha: $\sigma_c = 28,5$ Kg/cmq $\quad Af = 7,2$ cmq

si adoperano	4 ϕ 12 correnti	4,52 cmq
	2 ϕ 14 monconi	3.08 "
		7.50 cmq

per $M_m = 8.300$ Kgm si ha: $\sigma_c = 25$ Kg/cmq $\quad Af = 5,9$ cmq

si adoperano 3 ϕ 16 correnti = 6,03 cmq

Si arma al taglio come la travata 1 ÷ 9 con staffe ϕ 8 / 20 a due braccia e 2 ϕ 14 monconi in corrispondenza dei pilastri. Si arma la mensola come la travata 1 ÷ 9 con 1 ϕ 14 + 1 ϕ 16 alternati ogni 20 cm.

==========

TRAVATA 1 - 19

Scaridi pilastri: $2 \times \frac{1}{2}\ 38,3 + \frac{1}{3}\ 60 =$ 58,3 t

muratura P.C.: $10,0 \times 0,30 \times 2,30 \times 1400 =$ 9,7 t

p.p. fondazione: $0,61 \times 10,9 \times 2500 =$ 16,5 t

terra sovrastante: $0,60 \times 10,9 \times 1,6 \times 1600 =$ 16,8 t

Sommano 101,3 t

$$\sigma_t = \frac{101.300}{100 \times 1232} = 0,82 \text{ Kg/cmq}$$

$$p_c = \frac{58.300}{12,32} = 4700 \text{ Kg/ml}$$

$$M_m = \frac{1}{14,4}\ 4700 \times \overline{5,35}^2 = 9300 \text{ Kgm}$$

$$M_a = \frac{1}{12}\ 4700 \times \overline{5.35}^2 = 11.100 \text{ Kgm}$$

$H = 110$ cm $h = 105$ cm $b = 40$ cm $n = 10$

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq

$M_m = 9300$ Kgm $\sigma_c = 27$ Kg/cmq $A_f = 6,6$ cmq

si adoperano 2 ϕ 14 diritti 3.08 cmq

2 ϕ 16 sagomati 4.02 cmq

7.10 cmq

$M_a = 11.100$ Kgm $\sigma_c = 30$ Kg/cmq $A_f = 8,0$ cmq

si adoperano 4 ϕ 10 correnti 3,14 cmq

3 ϕ 16 sagomati 6,03 cmq

9.17 cmq

Verifica la Taglio:

$$T = 4700 \times \frac{5.35}{2} = 12.500 \text{ Kg}$$

$$\tau_{max} = \frac{12.500}{0.9 \times 105 \times 40} = 3,3 \text{ Kg/cmq} < 4 \text{ Kg/cmq}$$

Si adoprano Staffe ϕ 8 / 20 a due braccia

MENSOLA:

$$M = 4700 \times \frac{\overline{0.3}^2}{2} = 2100 \text{ Kgm}$$

Per H = 40 cm h = 37 cm b = 10 cm

$n = 10$ $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 25$ Kg/cmq

$A_f = 4{,}3$ cmq

Si adoperano 1 ϕ 12/25 cm

============

TRAVI 5 - 14 ≡ 4 - 13

Scarico pilastri	$\frac{1}{3} \times 80{,}9 + \frac{1}{3} \times 70{,}2$	=	50,4 t
p.p. fondazione	0,61×5,7×2500	=	8,7 t
muratura P.C.	5.00 × 0,30×2,30×1400	=	4,8 t
terra sovrastante	0,60×5,00×1600×1.60	=	7,7 t
	Sommano		71,6 t

$$\sigma_t = \frac{71.600}{710 \times 100} = 1{,}01 \text{ Kg/cmq}$$

$$p_c = \frac{50.400}{7.10} = 7100 \text{ Kg/cmq}$$

$$M_a = \frac{1}{12}\ 7100 \times \overline{5.35}^2 = 16.900 \text{ Kgm}$$

$$M_m = \frac{1}{14{,}4}\ 7100 \times \overline{5.35}^2 = 14.100 \text{ Kgm}$$

Per H = 110 cm b = 40 cm h = 105 cm

$n = 0$ $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq

$M_m = 14.100$ Kgm $\sigma_c = 34$ Kg/cmq Af = 10,1 cmq

Si adoperano 2 ϕ 18 diritti 5.08

2 ϕ 18 sagomati 5.08

10.16 cmq

M_a = 16.900 Kgm $\qquad \sigma_c$ = 38 Kg/cmq $\qquad$ Af = 12,0 cmq

si adoperano

5 ϕ 12	correnti	5.65 cmq
2 ϕ 18	sagomati	5.08 "
1 ϕ 18	moncone	2.54 "
		13.27 cmq

Verifica al Taglio:

$$T = 7100 \times \frac{5.35}{2} = 19.000 \text{ Kg}$$

$$\tau_{max} = \frac{19.000}{0.9 \times 40 \times 105} = 5{,}02 \text{ cmq}$$

$$S = 5.02 \times \frac{5.35}{4} \times 40 = 26.500 \text{ Kg}$$

Adoperando Staffe ϕ 8 / 20 cm

$$S_s = 14 \times 1.01 \times 1400 = 19.800 \text{ Kg}$$

$$Af_p = \frac{26.500 - 19.800}{\sqrt{2} \times 1400 \times \cos 15°} = 3{,}5 \text{ cmq}$$

Si hanno 2 ϕ 18 sagomati = 5.08 cmq

MENSOLA:

$$M = 7100 \times \frac{\overline{0.3}^2}{2} = 3200 \text{ Kgm}$$

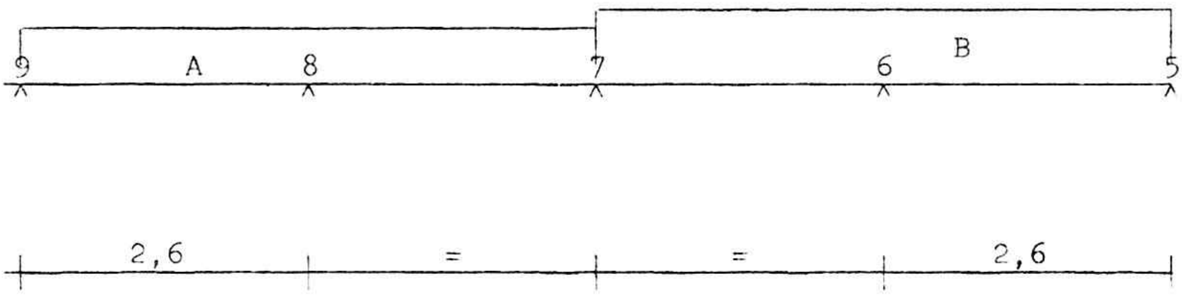
H = 40 cm $\qquad$ h = 37 cm $\qquad$ b = 100 cm

σ_f = 1400 Kg/cmq $\qquad \sigma_c$ = 29 Kg/cmq $\qquad$ Af = 6,6 cmq

Si adoperano 1 ϕ 14/20 cmq

==========

TRAVE 5 - 6 - 7 - 8 - 9



EJ = cost

Analisi dei carichi (vedi travata precedente)

A_p = 2380 Kg/ml

A_q = 625 Kg/ml

B_p = 2800 Kg/ml

B_q = 1100 Kg/ml

1) Carico permanente:

0.8 0.5 0.5 0.5 0.5 0.5 0.5 0.8

-1340 +1340 -1340 +1340 -1600 +1600 -1600 +1600

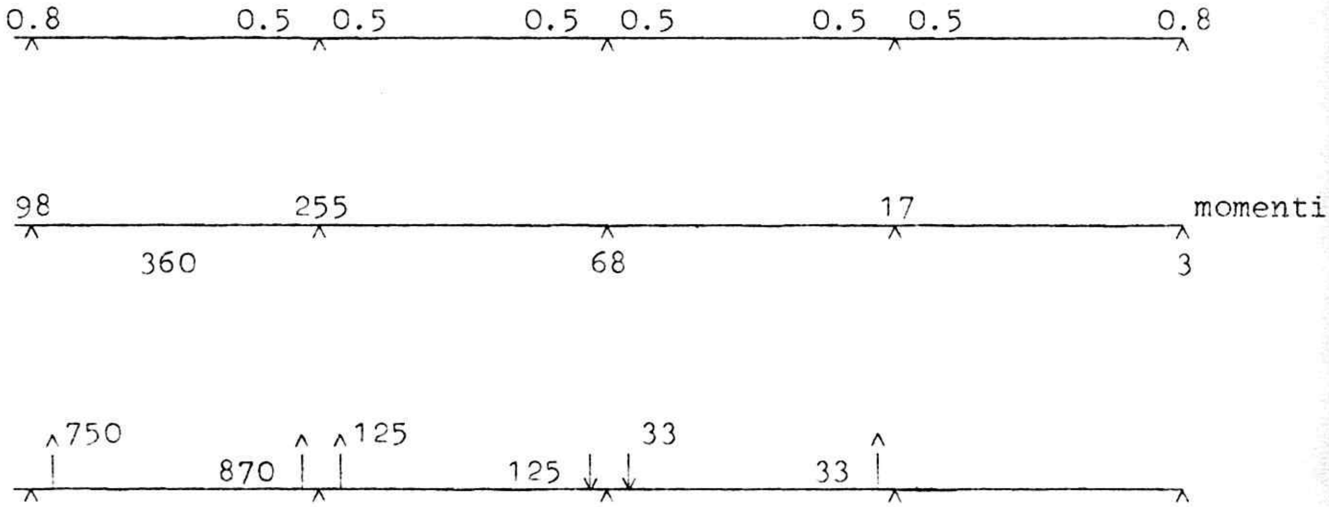
(1300) (1600)

-300 1590 1290 2100 380 momenti

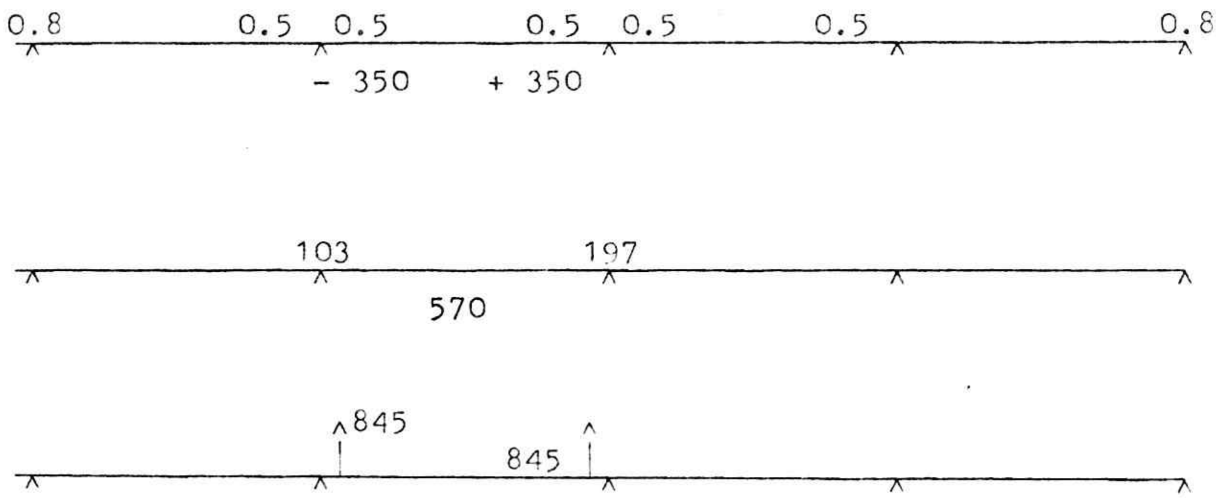
700 360 560 1350

2250 3250 2050 2450 3200 3900 4410 2690 Taglio

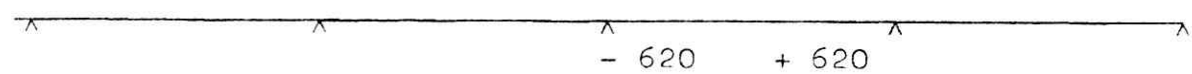
2) Carico accidentale sulla prima campata

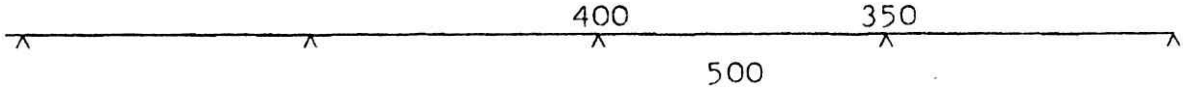


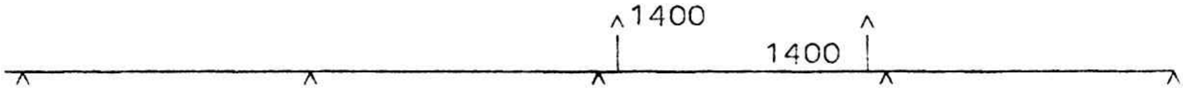
3) Carico accidentale sulla seconda campata



4) Carico accidentale sulla terza campata

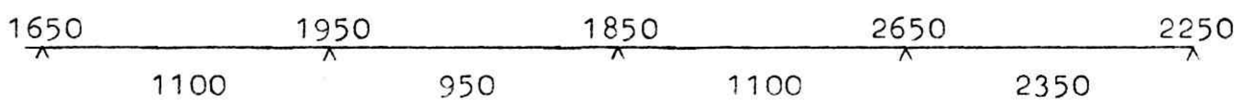


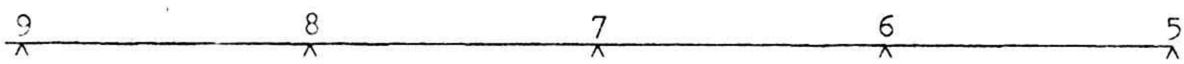




5) Carico accidentale sulla quarta campata

Sovrapponendo gli effetti si ha:

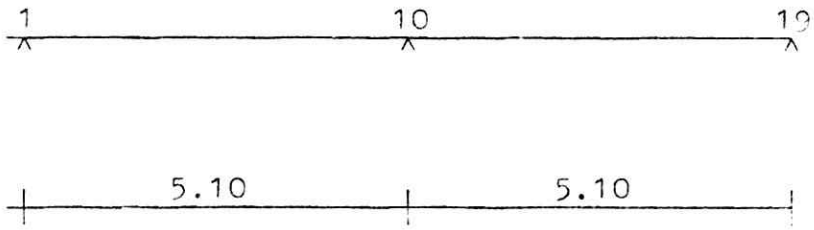




σ_c	45	35,5	49	33	47,5	35,5	58	54,5	53
A_f	2,35	1,54	2,75	1,32	2,6	1,54	3,75	3,5	3,16

τ < 6 quindi Staffe 1 ϕ 4 / 20 cm

TRAVE 1 - 19



Analisi dei carichi:

trave	300 Kg/ml	
muratura	980 "	
	1280 Kg/ml	

$ql^2 = 1280 \times \overline{5.10}^2 = 33.200$

2780	2300	3350	2300	2780	=	M
60	54	66	54	60	=	σ_c
4	3,3	4,7	3,3	4	=	A_f

$T = 1280 \times \frac{5.10}{2} = 3260$

$\tau_{max} = \frac{3260}{1030} = 3,15 < 6$

Staffe 1 ϕ 4 / 25

minima Af_p

==========

TRAVE 27 - 19

27		26		25		24		23		22		21		20		19
	A		B		B		A		A		B		B		A	

Analisi dei carichi:

$$A \left| \begin{array}{l} A_p = 2380 \text{ Kg/ml} \\ A_q = 625 \text{ "} \end{array} \right. \qquad B \left| \begin{array}{l} B_p = 2800 \text{ Kg/ml} \\ B_q = 1100 \text{ "} \end{array} \right.$$

a) 1) $M_{27} = M_{26} = M_{25} = \frac{1}{12} l^2 = 1350$ Kgm

$M_{\cancel{27-26}} = M_{26-25} = \frac{1}{14,5} l^2 = 1150$ Kgm

2) $M_{27} = \frac{1}{30} 400 \times \overline{2.60}^2 = 90$ Kgm

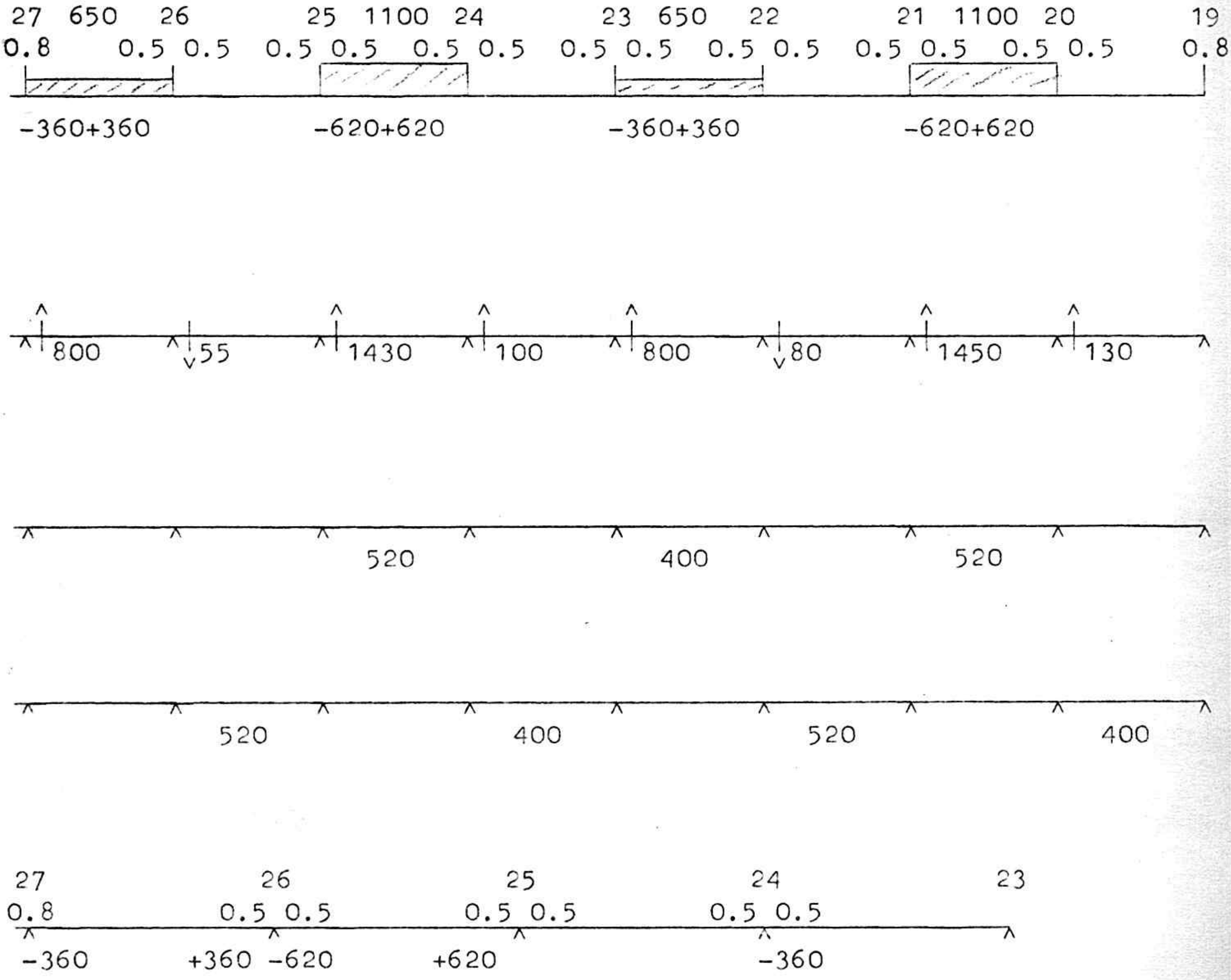
$M_{26} = M_{26-25} = \frac{1}{15} 400 \times \overline{2,60}^2 = 180$ Kgm

$M_{25} = \frac{1}{10} 400 \times \overline{2,60}^2 = 270$

Sommando

27		26		25
1450	1150	1550	1350	1620

b) Momenti massimi sugli appoggi



c) $T_{27} = 625 \times \frac{2.60}{2} - \frac{184 - 110}{2.60} = 820 - 25 = 800$ Kg

$T_{26} = - \frac{318 - 184}{2.60} = - 55 = 55$ "

$T_{25} = 11.00 \times \frac{2.60}{2} - \frac{365-315}{2.60} = 1450 - 20 = 1430$ "

$T_{24} = + \frac{365 - 115}{2.60} = + 100 = 100$ "

$T_{23} = \frac{625 \times 2.60}{2} - \frac{179 - 116}{2.60} = 820 - 25 = 800$ "

$$T_{22} = -\frac{382 - 179}{2.60} \quad = \quad -\ 80 \quad = \quad 80\ Kg$$

$$T_{21} = 11.00 \quad \frac{2.60}{2} \quad = 1450 \quad = 1450\ ''$$

$$T_{20} = \frac{382 - 47}{2.60} \quad = \quad +\ 130 \quad = \quad 130\ ''$$

dalla $M_{max} = M + \frac{T^2}{2q}$

$$M_{27-26} = -\ 110 + \frac{\overline{800}^2}{1250} = 400\ Kgm$$

$$M_{21-20} = -\ 380 + \frac{\overline{1450}^2}{2200} = 520\ Kgm$$

$$M_{24-25} = -\ 320 + \frac{\overline{1430}^2}{2200} = 510$$

$$M_{23-22} = -\ 120 + \frac{\overline{800}^2}{1250} = 400$$

27		26		25		24		23		22		21		20		19
1850		2200		1900		1630		1450		1630		1900		2200		1850
	1550		1860		1860		1550		1550		1860		1860		1550	
47,5	43	53	47,5	48	47,5	44	43	41	43	44	47,5	48	47,5	53	43	47,5
2,6	2,2	3,15	2,6	2,65	2,6	2,3	2,2	2,00	2,2	2,3	2,6	2,65	2,6	3,15	2,2	2,6

Staffe 1 ϕ 4 / 25

A_{fp} = minima

$$\text{Taglio} = \frac{11.00 \times 2,60}{2} = 1450\ Kg$$

$$\tau_{max} = \frac{1450}{10,20} = 1,4 < 6$$