

ISTITUTO AUTONOMO PER LE CASE POPOLARI
DELLA PROVINCIA DI BRINDISI

P R O G E T T O

d i

COSTRUZIONE DI CASE POPOLARI IN BRINDISI - QUARTIERE S. ELIA -

Legge 4/11/1963 N° 1460 - Esercizi 1963/64 - 1965 - 1966

C A L C O L I S T A T I C I

BRINDISI, febbraio 1966.=

L'INGEGNERE



V I S T O :

IL PRESIDENTE

(Gr. Uff. Com/te U.G. VALLARINO)

CALCOLI STATICI

MATERIALE ADOPERATO

- a) Tufi delle Cave di Oria, Grottaglie, Palagianello, ecc.
- carico rottura 25 - 30 Kg./cmq.
- b) conglomerato cementizio costituito da :
- 1) cemento idraulico normale a 500 Kg. 300
 - 2) pietrisco calcareo puro mc. 0,800
 - 3) sabbia silicea o mista con sabbione calcareo mc. 0,400
- c) ferro omogeneo
- carico sicurezza °f 1.400 Kg./cmq.

I° CALCOLO PILASTRI

Verranno calcolati considerando la compressione semplice per effetto dei carichi soprastanti e di quelli trasmessi dai pilastri superiori.-

Per i pilastri centrali verrà trascurata la eventuale inflessione in indotta da carichi disimmetrici.-

PILASTRI CENTRALI

S : $5,50 \times 2,60 = \text{mq. } 14,30$

Analisi dei carichi per piano sul p.

Pil. 3° p.

0,25 x 0,30 x 3,30 x 2.500	pp.p.	650	
a) peso proprio e sovraccarico cop.			
14,30 x 700		10.000	
b) peso trave sostegno solaio :			
2,60 x 0,30 x 0,35 x 2.500		700	
c) peso attico		<u>650</u>	
			12.000

Pil. 2° p.

- sovraccarico solaio 3° p.	14,30 x 250	3.600	
- peso solaio e pavim.	14,30 x 350	5.000	
- peso muratura sulla trave :			
2,60 x 0,20 x 3,00 x 1.400		2.200	
- peso tramezzo tra i pilastri			
$\frac{1}{2} \times 2,60 \times 0,10 \times 3,00 \times 1.400$		560	
- peso tramezzo corridoio		<u>340</u>	
			<u>12.000</u>
	a riportare	11.700	12.000

= 2 =

	riporto	11.700	12.000
- peso trave solaio :			
2,60 x 0,30 x 0,35 x 2.500		700	
- relazione peso altro tramezzo		300	
- relazione trave a sostegno muro veranda e prosp.		1.200	
- peso proprio presunto			
0,30 x 0,30 x 3,30 x 2.500		<u>750</u>	
		14.650	26.650

Pil. 1° p.

- sovraccarico solaio 2° p.	14,30 x 250	3.600	
- peso solaio e pavim.	14,30 x 350	5.000	
- peso trave sostegno			
2,60 x 0,30 x 0,35 x 2.500		700	
- altri pesi come precedente		5.300	
- p.p. pilastri		<u>750</u>	
		15.350	

42.000

Pil. p.t.

Peso p. sup.

- sovraccarico solaio 1° p.	14,30 x 200	2.850	
- peso solaio e pavim.	14,30 x 350	5.000	
- peso trave		700	
- altri pesi come precedente		5.300	
- p.p. pilastri		<u>1.200</u>	
		16.000	

58.000

Pil. parte interrata

- sovraccarico solaio	14,30 x 150	2.150	
- peso solaio e pavim.	14,30 x 350	5.000	
- altri pesi come precedente		5.300	
- p.p. pil.			
0,40 x 0,50 x 1,20 x 2.500		<u>600</u>	
		13.000	

71.000

./.

Pil.	Progress.	Sezione	Area Sezione effett.	Armatura	Area ferro cmq.	Area totale $F_c = F_c + n F_f$	Soll. Int. Kg./cmq.
3	12.000	25x25	625	4 Ø 10	3,14	656,4	20
2	26.650	25x30	750	4 Ø 12	4,52	792,00	34
1	42.000	30x35	1.050	6 Ø 14	12,06	1.170,6	36
p.t.	58.000	35x40	1.400	8 Ø 16	16,08	1.560,8	37

II° - FONDAZIONI

Calcoli travi rovesce

luce teorica m. 2,60

Carico alla base $P = 58.000$

base larghezza m. 1,50

Sollecitazione unitaria max sul terreno di sedime

$$\sigma_t = \frac{58000}{150 \times 260} = 1,50 \text{ Kg./cmq.}$$

Carico totale sulla trave di luce t. m. 2,60

$$240 \times 1,50 \times 150 = 54.000$$

$$M = 1/12 \times 54.000 \times 260 = 1.200.000$$

$$m = 10 \quad \sigma_f = 1.400$$

$$r = \frac{100}{\sqrt{1.200.000 : 50}} = 0,61$$

$$\sigma_c = 31$$

$$t = 0,0012$$

$$F_f = \text{cmq. } 9,4 = 5 \text{ Ø } 16$$

Calcolo ala a sbalzo

striscia larga m. 1

$$p = 1 \times 45 \times 150 = 6.750$$

$$M_i = \frac{6.750 \times 45}{2} = 152.000$$

$$\text{per m} = 10 \quad \sigma_f = 1.400$$

$$H = \text{cm. } 28$$

$$F_f = 0,0012 \sqrt{152.000 \times 100} = \text{cmq. } 4,6$$

$$6 \text{ Ø } 10 = \text{cmq. } 4,71$$

III° - TRAVI PORTANTI I SOLAI

Analisi dei carichi per ml. :

$$= 4 =$$

Azione trasmessa dai solai :

$$2 \times \frac{5,20}{2} \times 600 = \text{Kg. } 3.100$$

peso tramezzo sulla trave :

$$0,10 \times 290 \times 1.400 = " \quad 400$$

$$\text{peso tramezzi distribuito} = " \quad 200$$

p. p. trave

$$0,30 \times 0,40 \times 2.400 = " \quad 300$$

$$\text{Kg. } 4.000$$

=====

$$M_f = 4.000 \times \overline{2,60}^2 = \text{Kg.cm. } 226.000$$

VERIFICA

$$\text{Mezzeria : } r = \frac{38}{\sqrt{226.000 : 30}} = 0,39$$

$$\sigma_c = 44$$

$$t = 0,0027$$

$$F_f = 6,92 = 5 \varnothing 14 = \text{cmq. } 7,70$$

$$x = \frac{10 \times 7,7}{30} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 38}{77}} \right) = 12,1$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 226.000}{30 \times 12,1 \left(38 - \frac{12,1}{3} \right)} = 40 \text{ Kg./cmq.}$$

$$\sigma_f = \frac{226.000}{7,7 \times 34} = 900 \text{ Kg./cmq.}$$

IV° - RAMPA A SBALZO

Analisi del carico per ml.

Sovraccarico

$$110 \times 1,00 \times 400 = \text{Kg. } 440$$

$$\text{Rivestimento pietra ed intonaco} = " \quad 150$$

$$\text{Ringhiera} = " \quad 30$$

$$\text{peso proprio } 0,10 \times 110 \times 100 \times 2500 = " \quad 275$$

per gradini di tufo

$$3 \times 0,32 \times 110 \times \frac{0,16}{2} \times 1.400 = " \quad 120$$

$$\text{sono } \text{Kg. } 1.011$$

$$\text{In cifra tonda } \text{Kg. } 1.000$$

$$M_i = \frac{1.000 \times 1,10^2}{2} = 60.500 \text{ Kgcm.} \quad = 5 =$$

$$M = 10$$

$$^{\circ}c = 40$$

$$^{\circ}f = 1.200$$

$$h = 0,467 \sqrt{\frac{60.500}{100}} = 11 \text{ cm.}$$

$$A_f = 00195 \sqrt{80.500 \times 100} = 4,79 = 3 \varnothing 12 + 2 \varnothing 10$$

Verifica al taglio

$$\sigma = \frac{1.000}{0,90 \times 11 \times 100} = 1 \text{ Kg./cmq.}$$

V° - SOLAI COPERTURA PIANO INTERMEDIO CON SOVRASTANTE TRAMEZZO

DISTRIBUITO

Solaio tipo misto con laterizi forati h cm.14 e soletta superiore in calcestruzzo alta cm.5 nervature cm.8

Interasse cm.40

Analisi dei carichi per mq.

Sovraccarico utile = Kg. 250

Pavimento e intonaco = " 70

peso proprio

soletta $1,00 \times 1,00 \times 0,05 \times 2.500 = " 125$

nervature $\frac{100}{40} \times 0,80 \times 0,14 \times 2.500 = " 70$

forati = " 71

tramezzo distribuito

$$\frac{2}{4,20} \times 1,00 \times 0,10 \times 3,30 \times 1.400 = " 232$$

totale Kg. 818

arrotondato Kg. 820

=====

e per ml. di travetto

$$p = 820 \times 40 = 328 \text{ Kg./ml.}$$

Momento flett. max

$$M_f = 1/12 \times 328 \times 4,20^2 = \text{Kg. } 480 = \text{Kgcm. } 48.000$$

$$r = \frac{17,5}{\sqrt{48.000 : 40}} = 0,505$$

cui corrisponde per m = 10

$$^{\circ}f = 1.400$$

$$^{\circ}c = 30$$

$$t = 0,00153$$

$$= 6 =$$

$$A_f = 0,00153 \sqrt{48.000 \times 40} = \text{cmq. } 2,12$$

$$\text{si realizza con } 2 \text{ } \varnothing 12 = \text{cmq. } 2,26$$

$$x = \frac{10,00 \times 2,12}{40} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 40 \times 17,50}{12 \times 10}} \right) = \text{cm. } 3,80$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 48.000}{40 \times 3,80 \left(17,5 - \frac{3,80}{3} \right)} = \frac{96.000}{2.468,48} = \text{Kgcm. } 38,89$$

$$\sigma_f = \frac{48.000}{2,26 \left(17,5 - \frac{3,80}{3} \right)} = \frac{48.000}{36,70} = 1.307,90$$

Lo sforzo di taglio max all'estremità è :

$$T_{\max} \quad x = \frac{328 \times 4}{2} = 660 \text{ Kg.}$$

e la sollecitazione tg max risulta

$$\tau = \frac{660}{0,90 \times 17,5 \times 40} = 1 \text{ Kgcmq.}$$