

ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI
PER LA PROVINCIA DI BRINDISI

-----0000000-----

COSTRUZIONE DI CASE POPOLARI IN
LOCAZIONE IN BRINDISI

= = =

Rione Comenda

- - -

Palazzina B

= = =

Legge 2/7/1949, n.408 - Esercizio 1955/56

= = =

CALCOLI STATICI

FEBBRAIO 1956

IL PROGETTISTA

L'INGEGNERE CAPO

Visto:

IL PRESIDENTE

CALCOLO STATICO
.....

MATERIALE ADOPERATO
.....

- a) Tuffi 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 mq. 0,800
 - 3) sabbia silicea e mista con
sabbione calcareo mq. 0,400
- c) ferro omogeneo
 - carico sicurezza σ_f 1.400 Kg/cmq.

I° CALCOLO PIASTRINI

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 indotta da carichi disimmetrici.

PIASTRO CENTRALE PIU' CARICATO

$$S: \left(\frac{6,20}{2} + \frac{4,80}{2} \right) \times 4,00 = \text{mq. } 20,00$$

Analisi dei carichi per piano sul p.

Pia. 4° p.

pp.p. 900

a) peso proprio e sovraccarico soletto cop.

$$20,00 \times 670 = \underline{13.400}$$

b) peso trave sostegno soletto:

$$\left(\frac{4,80}{2} + \frac{5,20}{2} \right) \times 0,30 \times 0,5 \times 2500 = \underline{1.300}$$

15.600

Pia. 3° p.

-sovraccarico soletto pav. 4° p. $20,00 \times 225 = 4.500$

-peso soletto pav. $20,00 \times 325 = 6.500$

-peso tramezze sulla trave:

$$\left(\frac{4,80}{2} + \frac{5,20}{2} \right) \times 0,10 \times 3 \times 1400 = 2.100$$

- peso tramezze tra i pilastri:

$$\frac{4,00}{2} \times 0,10 \times 300 \times 1400 = 840$$

* peso tramezze corridoio 600

a riportare

14.540 15.600

	riporti	14.940	15.600
- peso trave sostegno solai:			
	$(\frac{4,50}{2} + \frac{5,20}{2}) \times 0,30 \times 0,35 \times 500$	1.300	
- relazione peso altre traccesse:			
	$1/2(3,50 \times 0,10 \times 3,00 \times 1400) \times \frac{2,00}{4,00} =$	400	
- relazione trave a sostegno mure veranda a prospetto		1.300	
- peso proprio presunto	$0,30 \times 0,40 \times 3,00 \times 250$	1.000	18.540

Pilastro 2° p.

+ peso traccesse del pilastro superiore			
- Sovraccarico solai 3° p.	$20,00 \times 200 =$	Es. 4.000	
- peso solai		6.500	
- peso trave sostegno			
	$(\frac{4,50}{2} + \frac{5,20}{2}) \times 0,35 \times 0,45 \times 2500$	1.530	
altri pesi come precedente	$2100 \times 2,40 + 600 +$ $+400 + 1300$	5.240	
- P.P.P.		1.000	53.110

Pilastro 1° p.

- peso p. sup.			
- Sovraccarico solai 2° p.	200×175	3.500	
- peso solai		6.500	
- peso trave e traccesse		6.770	
- P.P.P.		1.200	74.180

Pilastro p.F.

- sovraccarico solai 1° p.	20×150	3.000	
- peso solai		6.500	
- traccesse, ecc.		6.770	
- P.P.P.		1.200	89.350

Pilastro scant.

	20×125	2.500	
peso solai		6.500	
traccesse		6.770	
P.P.P.	$0,60 \times 0,60 \times 2,00 \times 2500$	1.800	106.000

Pl.	Area sez. inca	Sez. effot. cm. x m	Area sez. effot.	Arm. long.	Area eff. in cmq.	Area sez. id. $F_0 = F_0 + n F_2$	Soll. Ant.
4°p	347	25x25	625	4x12	4.52	670,20	15.600 : 670,20 = 24 Kg/cm
3°p	770	30x30	900	4x14	6.16	961,60	34.140 : 961,60 = 36 "
2°p	1200	35x35	1225	(4x12 (4x14)	10.68	1331,60	53.210 : 1331,60 = 39 "
1°p	1590	40x40	1600	8x14	13.32	1723,20	71.180 : 1723,20 = 41 "
p.r.	2000	45x45	2025	8x16	16.08	2193,60	84.350 : 2185 = 38 "
Gen.	2600	55x55	3025	12x16	24.13	3266	106920 : 3266 = 33 "

II- FONDAMENTI

Calcolo travi rovescio

luce teorica (m) 5,00

Carico alla base $F = 106.000$

Secco di ripartizione larghezza 1,50

$$s = 1,50 \left(\frac{4,80}{2} + \frac{5,20}{2} \right) = 5,00 \times 1,50$$

Sollecitazione unitaria max sul terreno di sedice

$$\sigma = \frac{106000}{500 \times 1,50} = \frac{106000}{75000} = 1,4 \text{ Kg/cmq.}$$

Carico totale sul trave di luce t. m. 5,00

luce m. 4,40

$$p = 4,40 \times 150 \times 1,40 = \text{Kg. } 92400$$

$$M = 1/12 \times 92400 \times 5,00 = 3.850.000$$

per $n = 10$ $\sigma_f = 1400$ di ricorva

$$r = \frac{130}{\sqrt{3.850.000}} = \frac{130}{252,9} = 0,58$$

cui corrisponde $n = 10$ per $\sigma_f = 1400$ $\sigma_0 = 33$ e $t = 0,013$

$$F_f = 0,0013 \sqrt{3.850.000 \times 60} = 1,3 \times 15,9 = \text{cmq. } 20,67 = 10 \text{ p } 16$$

$$T_{\text{max}} = 46200 = \text{cmq. } 20,11$$

$$F = \frac{46200}{14 \times 1,30 \times 60} = \frac{46.200}{11.000} = 4 \text{ Kg/cmq.}$$

Calcolo ala a sbalzo

Carico totale sulla stanza largo 1 m.

$$p = 1 \times 45 \times 1,40 = 6.300$$

$$M_1 = \frac{6300 \times 45}{2} = \text{Kgon } 141750$$

$$\text{per } m = 10 \quad \sigma_f = 1400 \quad \sigma_0 = 25$$

$$h = 0,61 \sqrt{141750 : 100} = \text{cm. } 20$$

$$H = \text{cm. } 38$$

$$F_f = 0,0011 \sqrt{141750 \times 100} = \text{cmq. } 4,22$$

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

$$T = \frac{6300}{14 \times 10 \times 20} = \frac{6300}{2800} = 2$$

Non occorre armatura di taglio

III - TRAVI PORTANTI I SOLAI PIANI INTERMEDI SU LAI DI M. 5,20

Analisi dei carichi per m/1. m/1.

$$\text{Azione trasmessa dai solai: } 2 \times \frac{400}{2} \times 600 = \text{Kg. } 2400$$

$$\text{peso trasmesso sulla trave } 1,00 \times 0,10 \times 1400 = 420$$

" " distribuito

$$1400 \left(\frac{1,60}{2} \times 0,20 \times 3000 \right) \frac{150}{520} = 230$$

$$\text{D.P.P.} \quad \underline{\underline{480}} \\ 3500$$

$$M_f = \frac{3500 \times 5,20^2}{12} = \text{Kgon } 780.000$$

VERIFICA

Messeria

$$F = \frac{25}{\sqrt{780000 : 50}} = \frac{25}{1240 \times 10} = \frac{25}{124} = 0,44$$

$$\sigma_0 = 49$$

$$\text{asse neutro: } x = \frac{10 \times 11,31}{50} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 780 \times 52}{113,1}} \right]$$

$$x = 13,1$$

$$\sigma_0 = \frac{2 \times 780.000}{50 \times 13,1(55) - \frac{13,1}{3}} = 41 \text{ Kg/cmq.}$$

$$\sigma_f = \frac{780.000}{11,31(55) - \frac{13,1}{3}} = 1370 \text{ Kg/cmq.}$$

IV° RAMPA A SBALZO

Analisi del carico per al.

Sovraccarico

110x1,00x400 " Kg. 440

rivestimento pietra ed

intonaco: " " 150

ringhiera " " 30

peso proprio:

0,10x110x100x2500 " " 275

per gradini di tufo:

$3x0,32x110x0,15$
 $\frac{2}{2}$ xl.400 " " 120

sommano Kg. 1011

In cifra tonda Kg. 1000

$$M_1 = \frac{1.000 \times 1,19^2}{2} = 60.500 \text{ Kg.cm.}$$

$$M = 10$$

$$e_0 = 40$$

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

$$e_f = 1200$$

$$A_f = 0,195 \sqrt{60.500 \times 100} = 4,73 = 3 \text{ } \varnothing 12 + 2 \text{ } \varnothing 10$$

Verifica al taglio

$$v_0 = \frac{1000}{0,90 \times 11 \times 100} = 1 \text{ Kg/cmq.}$$

V° SOLAI COPERTURA PIANO INTERMEDIO CON SOVRACCARICO TRAVESSO
DISTRIBUITO

Solai tipo misto con laterizi forati h cm.14 e soletta superiore in calcestruzzo alta cm.5 nervature cm.5 -
Interasse cm.40.

Analisi dei carichi per sq.

lucce n.4

Sovraccarico utile Kg. 250

Favimento e intonaco " 70

a riportare Kg. 320

	riporto	Kg.	320
peso proprio:			
soletta	$1,00 \times 1,00 \times 0,05 \times 2500$	"	125
nervature	$\frac{100}{40} \times 0,80 \times 0,14 \times 2500$	"	90
forati		"	71
tramezzo distribuito			
	$\frac{2}{4,00} \times 1,00 \times 0,10 \times 3,30 \times 1400$	"	232
	totale	Kg.	818
	arrotondato	Kg.	820

e per ml. di travetto:

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

Momento flett. max.

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

$$r = \frac{17,5}{\sqrt{48000 : 40}} = 0,509$$

cui corrisponde per $n = 10$

$$\sigma_f = 1400$$

$$\sigma_g = 39$$

$$t = 0,00153$$

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

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

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

$$\sigma_g = \frac{2 \times 48.000}{40 \times 3,80 \left(17,5 - \frac{3,80}{3} \right)} = \frac{96.000}{2468,48} = \text{Kgem. } 38,89$$

$$\sigma_f = \frac{48.000}{2,26 \left(17,5 - \frac{3,80}{3} \right)} = \frac{48.000}{36,70} = \text{Kg. } 1307,90$$

Lo sforzo di taglio max all'estremita' e':

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

e la sollecitazione τ_g max risulta

$$\tau_g = \frac{660}{0,90 \times 17,5 \times 40} = 1 \text{ Kgemq. } < 4,00$$