ISTITUTO AUT. CASE POPOLARI

— BRINDISI —

IMPR. ALBERTO ANTONUCCI · TARANTO

COSTRUZIONE CASE POPOLARI IN

— BRINDISI —

CALCOLI STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

PALAZZINA D

Capo I°

Solai - Scale - Sbalzi balconi

1°) Solai piani intermedi :

Adopereremo solaio con forati tipo "Arena" della R.D.B di Piacenza; forato alto cm.16, nervaturine parallele ad interasse di cm. 25 ; altezza totale solaio H= cm. 16+4 = cm.20 ; altezza utile cm. 18,50 -

- Analisi dei carichi per mq. di solaio:

- Sovraccarico utile	Kg.	250. =
- pavimento e intonaco	"	60. =
- tavolati distribuiti (mattoni forati di pomice) 110	"	100. =
- peso proprio : solaio "Arena 16"	"	140. =
solетta: 0.04x 2500 =	"	100
In totale Kg/mq.		650, =

e per ml. di travetto :

$$p = 650 \times 0.25 = 163 \text{ Kg/ml.}$$

a). Solai di luce teorica fino a m. 4.00 . Tipo A

Momento massimo :

$$M_f = \pm \frac{163 \times \overline{4.00}^2 \times 100}{12} = \text{kgcm. } 21.700.= \quad \frac{1}{12} pl^2$$

dalle formule e tabelle per il calcolo della sezione rettangolare si ha:

$$r = \frac{18,5}{\sqrt{21.700 : 25}} = 0.62 \qquad 1$$

cui corrisponde per $m = 10$; $\sigma_f = 1400$:

$$\sigma_c = 31 \text{ Kg/cmq.}$$

l'armatura di trazione occorrente risulta di sezione:

$$A_f = 0.00123 \sqrt{21.700 \times 25} = \text{cmq. } 0.92$$

e la realizzeremo ponendo :

N° 2 ϕ6	= cmq. 0.57	nel travetto prefabbricato
N° 1 ϕ8	= cmq. 0.50	nella nervatura cementizia (sagomata)
In uno	cmq. 1.07	

Verso l'imposta aggiungeremo superiormente un moncone ϕ 3 mm.

* * *

b) Solai di luce teorica fino a m. 4.80 :

- Adopereremo solaio tipo Arena" come tipo precedente:

Momento Massimo :

$$M_f = \pm \frac{(550 \times 0,25) \times \overline{4.80}^2}{12} \times 100 = \text{Kgcm.}$$

(essendo tali solai privi di tavolati distribuiti ed essend

nervature sotto i divisori dei vani paralleli alle nervatu

$$r = \frac{18.5}{\sqrt{26.500 : 25}} = 0.56$$

cui corrisponde per $m = 10$; $\sigma_f = 1400$:

$$\sigma_c = 34 \text{ Kg/cmq.}$$

$$A_f = 0.00134 \sqrt{26.500 \times 25} = \text{cmq. } 1.10$$

porremo pertanto la stessa armatura prevista (cmq.

solaio di luce fino a m. 4.00 ma con maggiore ca

distribuiti. -

* * *

c) Solai di luce fino a m. 5.70

$$M_{max} = \pm \frac{163 \times \overline{5.70}^2 \times 100}{12} = \text{Kgcm. } 4$$

$$r = \frac{18.5}{\sqrt{44.160 : 25}} = 0.44$$

cui corrisponde :

$$\sigma_c = 45 \text{ Kg/cmq.}$$

Armatura tesa :

$$A_f = 0.00174 \sqrt{44.160 \times 25} = \text{cmq. } 1.81$$

porremo :

N° 2 ϕ8	= cmq. 1.01	nel travetto pref
N° 1 ϕ10	= " 0.79	nella nervatura
In totale	cmq. 1.80	

All'imposta aggiungeremo in alto un moncone ϕ10 lungo

* * *

26.500.=

lo rinforzate le

re)

1.07) per il precedente

rico dei tavolati

4.160

abbricato

cementizia (sagomata)

cm. 70 ~.-

2°) Sbalzi balconi da cm. 40÷50.:

- Analisi del carico per mq.:

- Sovraccarico utile	Kg. 400.=
- pavimento intonaco, ringhiera	80.=
- p.p.p.	250.-
Totale Kg/mq.	730.=

Momento d'incastro:

$$M_i = \frac{730 \times \overline{0.30}^2 \times 100}{2} = \text{Kgcm. } 15.400.=$$

per $m = 10$; $\sigma_f = 1400$; $H = $ cm. 10:

$$r = \frac{8.5}{\sqrt{15.400 : 100}}\ 0.65$$

cui corrisponde:

$$\sigma_c = 29 \text{ Kg/cmq}$$

$$A_f = 0.00116\sqrt{15.400 \times 100} = \text{cmq. } 1.51$$

porremo N° 4ϕ8 = cmq. 2.01 (due dritti superiori + 2 molle).

3°) Scala a sbalzo (rampanti)

Caratteristiche del gradino:
- pedata $p =$ cm. 30
- alzata $a =$ cm. 16.5
- rinforzo inf. $r =$ cm. 3.5
- sbalzo $l =$ cm. 110

Analisi dei carichi per mq.:

- Sovraccarico utile	Kg. 400.=
- rivestimento, intonaco, ringhiera	120.=
- peso proprio $\frac{(0.165+0.035)+0.035}{2} \times 2500 =$	" 300.=
In totale al mq. Kg.	820.=

$$M_i = \frac{(820 \times 0.30) \times \overline{1.10}^2}{2} \times 100 = \text{Kgcm. } 14.383$$

Altezza media gradino:

$$h_m = \frac{(16.5+3.5)+3.5}{2} - 1.5 = \text{cm. } 10.25$$

$$r = \frac{10.25}{\sqrt{14.383 : 30}} = 0.45$$

cui corrisponde per $m = 10$; $\sigma_f = 1400$:

$$\sigma_c = 45 \text{ Kg/cmq.}$$

L'armatura di trazione risulta di sezione:

$$A_f = 0.00174\sqrt{14.383 \times 30} = \text{cmq. } 1.14$$

porremo quindi in ogni gradino:

$$1\phi 10 + 1\phi 8 = \text{cmq. } 1.29$$

Taglio massimo: $T = 820 \times 0.30 = $ Kg. 271

sollecitazione tg massima: $\tau_0 = \frac{271}{0.9 \times 30 \times 10.25} < 4.00$

non occorrerebbero staffe ne porremo tuttavia a scopo di collegamento N° 3ϕ6 per ogni gradino - Ripartitori longitudinali inferiori n° 3ϕ6 mm

4°) Ballatoi: luce m. 2.30

Sarà semincastrato nelle travi o nei muri di scala..

Analisi del carico per mq. c.s. = Kg/mq. 820.=

$$M_f = \pm\frac{820 \times \overline{2.30}^2 \times 100}{12} = \text{Kgcm. } 36.150$$

e per l'intero ballatoio largo 1.35 e poggiante per m. 1.20:

$$M_f = 36.150 \times 1.35 = \text{Kgcm. } 48.082$$

$$r = \frac{10.5}{\sqrt{48.082 : 120}} = 0.52$$

cui corrisponde per $m = 10$; $\sigma_f = 1400$

$$\sigma_c = 38 \text{ Kg/cmq.}$$

$$A_f = 0.00149\sqrt{48.802 \times 120} = \text{cmq. } 3.63$$

porremo pertanto nell'intera larghezza del ballatoio N° 5ϕ10 = cmq. 3.7

(3 dritte + 2 sagomate + 3 monconi ϕ10 all'imposta in alto). -

Capo II°: Travi

1°) Travi sorreggenti scale, ballatoi (e solaio dall'altra). luce m. 5.70 - Trave Tipo A -

Analisi del carico per ml di trave:

- Scala o ballatoio da una parte 1.15x820 =	Kg. 943.=
- solaio dalla parte opposta: $\frac{4.00}{2} \times 550$ =	1100.=
- peso muro 1.00x0.40x2.50x1600 =	1600.=
- peso proprio presunto:	624.=
Totale Kg/ml.	4267.=

Momento max: $M_f = \pm \frac{4267 \times \overline{5.7}^2 \times 100}{12}$ = Kgcm. 1.156.000

per $m = 10$; $\sigma_f = 1400$; $\sigma_c = 45$; $b = 40$ cm si ha

facendo: h = cm. 72 ; H = cm. ~~75~~ 50 ; A_f = cmq. 14.07 (n° 7 ϕ 16 mm)

$$x = \frac{10 \times 14.07}{40}\left[-1+\sqrt{1+\frac{2 \times 40 \times 72}{10 \times 14.07}}\right] = \text{cm. } 19.20$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 1.156.000}{40 \times 19.20\left(72-\frac{19.20}{3}\right)} = 45.80 \text{ Kg/cmq}$$

$$\sigma_f = \frac{1.156.000}{14.07\left(72-\frac{19.20}{3}\right)} = 1230 \text{ Kg/cmq}$$

Taglio massimo: $T = \frac{4267 \times 5.70}{2}$ = Kg. 12.158

sollecitazione tg. max: $\tau_0 = \frac{12.158}{40\left(72-\frac{19.2}{3}\right)} = 4,60$ Kg/cmq

Scorrimento su $\frac{1}{2}$ trave:

$$S = \frac{4,60}{2} \times 40 \times \frac{570}{2} = \text{Kg. } 26.220$$

le 3 barre ϕ16 rialzate a 45° assorbono uno sforzo:

$$R_p = 3 \times 2.01\sqrt{2} \times 1120 = \text{Kg. } 9500 \sim$$

faremo assorbire il rimanente a staffe a 2 rami ϕ 8 mm. ne occorrono su ciascuna mezza trave in numero:

$$n = \frac{26.220-9500}{2 \times 0.50 \times 1120} = \sim 15$$

* * *

2°) Travi trasversali a sostegno solai - luce teorica m. 5.70 - Trave Tipo B -

Analisi dei carichi per ml.:

- solai e tavolati distribuiti: 1.00x $\left(\frac{4.10}{2}+\frac{4.00}{2}\right)$ 720 =	2916.=
- peso pr. presunto	204.=
	3120.=

$$M_f = \pm \frac{3120 \times \overline{5.70}^2 \times 100}{12} = \text{Kgcm. } 897.000.=$$

per: $m = 10$; $\sigma_f = 1400$; $b = 40$; A_f = cmq. 12.06 (n° 6 ϕ 16 mm.)

H = cm. 65; h = cm. 62 ;

$$x = \frac{10 \times 12.06}{40}\left[-1+\sqrt{1+\frac{2 \times 40 \times 62}{10 \times 12.06}}\right] = \text{cm. } 16,5$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 897.000}{40 \times 16.5\left(62-\frac{16.5}{3}\right)} = 48 \text{ Kg/cmq.}$$

$$\sigma_f = \frac{897.000}{12.06\left(62-\frac{16.5}{3}\right)} = 1320 \text{ Kg/cmq.}$$

Taglio massimo: $T = \frac{3120 \times 5.7}{2}$ = Kg. 8892 =.

$$\tau_0 = \frac{8892}{40\left(62-\frac{16.5}{3}\right)} < 4.00 \text{ Kg/cmq.}$$

non occorrerebbero staffe ne porremo tuttavia a scopo di collegamento ϕ6 mm 1 ogni 25 cm. circa. - Le 6 barre ϕ16 saranno poste 3 dritte + 3 sagomate aggiungendo alle imposte 3 monconi ϕ16 superiormente. -

* * *

3°) Travi trasv. a sostegno solai di luce di m. 4.80.- Trave tipo C -

Carico per ml.:

- solaio e tavolati $\frac{4.40}{2}$ x 1.00 x 650 =	Kg. 1430.=
- peso pr. pres. 1.00x0.40x0.60x2500 =	" 600.=
Totale Kg/ml.	2030

$$M_f = \pm \frac{2030 \times \overline{4.80}^2 \times 100}{12} = \text{Kgcm. } 390.000$$

per $m = 10$; $\sigma_f = 1400$; $\sigma_c = 40$; $b = 40$; si ha

$$h = 0.495\sqrt{390.000 : 40} = \text{cm. } 52$$

terremo perciò: H = cm. 55

$$A_f = 0.00156\sqrt{390.000 \times 40} = \text{cmq. } 6.35$$

porremo n° 4Ø16 = cmq. 8.04 (di cui 2 dritti - 2 sagomate)

Taglio massimo:

$$T = \frac{2030 \times 4.80}{2} = \text{Kg. } 4872.=$$

sollecitaz. tg. max:

$$\tau_o = \frac{4872}{0.9 \times 40 \times 52} < 4 \text{ kg/cmq.}$$

n occorrerebbero quindi staffe che porremo tuttavia a scopo di collegamento del 6 mm. una ogni 25÷30 cm. circa -

~~~

Trave tipo D - Luce da m. 5.20 - Tipo D -

Carico per ml.

- solai: $\left(\frac{2.70}{2} + \frac{3.20}{2}\right) 650 =$	Kg. 1950.=
- peso pr. presunto:	600.=
Totale Kg/ml.	2550.=

$$M_f = \pm \frac{2550 \times \overline{5.20}^2 \times 100}{12} = \text{Kgcm. } 574.000.=$$

$$r = \frac{52}{\sqrt{574.000 : 40}} = 0.431$$

cui corrisponde:

$$\sigma_c = 47 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 0.00181\sqrt{574.000 \times 40} = \text{cmq. } 8.68$$

porremo n° 5 Ø 16 = cmq. 10.05 (di cui 3 dritte + 2 sagomate)

$$T = \frac{2550 \times 5.20}{2} = \text{Kg. } 6630$$

$$\tau_o = \frac{6630}{0.9 \times 40 \times 52} < 4.00 \text{ kg/cmq.}$$

porremo, a solo scopo di collegamento, staffe Ø 6 ogni 30 cm. ~.-

~~~

5°) Travi perimetrali di luce da m. 5.70 - Travi tipo F

Carico per ml.:

- solaio $\frac{4.50}{2} \times 650 =$ 280	Kg. 1463.=	
- peso muro a cassa vuota. 2) 0.10×3.00×1600 = 9	" ~~960.=~~	800 max
- peso proprio 1×0.40×0.70×2500 =	625.=	
Totale Kg/ml.	3048	

$$M_f = \frac{3048 \times \overline{5.70}^2 \times 100}{12} = \text{Kgcm. } 900.000.=$$

per: $m = 10$; $\sigma_f = 1400$; $\sigma_c = 45$; $b = 40$:

$$h = 0.445\sqrt{900.000 : 40} = \text{cm. } 67$$ (non partecipa all'inflessione il solaio ?)-

terremo perciò: $H = \text{cm. } 70$

$$A_f = 0.00174\sqrt{900.000 \times 40} = \text{cmq. } 10{,}44$$

porremo quindi N° 6 Ø 16 = cmq. 12.06 (tre dritte e 3 sagomate)

$$T = \frac{3048 \times 5.70}{2} = \text{Kg. } 8687$$

$$\tau_o = \frac{8687}{0.9 \times 40 \times 67} < 4.00$$

porremo, a solo scopo di collegamento, staffe Ø 6, una ogni 25".-

~~~

6°) Trave perimetrale a sostegno muro (o balcone) - Luce fino a m. 4.40 - Tipo G -

Analisi del carico per ml.

- balcone: 0.50 × 730 =	Kg. 438.=	
- muro 2) 0.10 × 3.00 × 1600 =	" ~~960.=~~	800
- p. p. p.	" 350.=	
Totale Kg/ml.	1750.=	

H = 40

$$M_f = \pm \frac{1750 \times \overline{4.40}^2 \times 100}{12} = \text{Kgcm. } 282.330.=$$

$$r = \frac{37}{\sqrt{282.330 : 40}} = 0.44$$

cui corrisponde per: $m = 10$; $\sigma_f = 1400$:

$$\sigma_c = 45 \text{ kg/cmq.}$$

$$A_f = 0.00174\sqrt{282330 \times 40} = \text{cmq. } 6.03$$

porremo n° 3 Ø 16 = cmq. 6.03 (due dritte + 1 sagomata)

$$T = \frac{1750 \times 4.40}{2} = \text{Kg. } 3850$$

sollecitaz. tg. max: $\tau_o = \frac{3850}{0.9 \times 40 \times 37} < 4$

porremo, a solo scopo di collegamento, staffe Ø 6 equidistanti di

~~~

Capo III: Pilastri.-

1°) Pilastrata interna. - Si prende in esame il carico, piano base del pilastro più sollecitato cioè del pilastro N° 7 della p piani e p.t. -

Superficie di solaio gravante sul pilastro:

$$A = \left(\frac{4{,}40}{2} + \frac{4.00}{2}\right) \times \frac{10.50}{2} = \text{mq. } 22.05$$

Carichi alla base di ciascun piano:

Piano IV°

- solaio terrazzo mq. 22.05 × 650 =	Kg. 14,300,=
- travi: $\frac{10.50}{2} \times 500 =$	" 2.600.=
" $2 \times \frac{4.00}{2} \times 300 =$	" 1.200.=
- peso pr. pilastro IV° piano	" 1.000=
Carico alla base pilastro 4° piano	Kg. 19.100,=

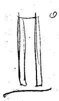
3.70 × 0,3 × 0,3

Piano III°

- solaio: 22.05 × 550 =	" 12.100.=
- travi c.s. (2600+1200) =	" 3.800.=
- tavolati mq. 22 × 100 =	" 2.200.=
- p.p. pilastro 3° piano	" 1.200.=
	19.300,=

Carico alla base pilastro III piano

a riportare



0.40
0,20
× 28
0,56
12
680 ml

cm. 25~.—

o per piano, alla
alazzina D a 4

_880
19.100.=

1000

Kg. 38.400.=

Kg. 38.400.=

riporto Kg. 38.400

II° piano:

- solaio c.s.	Kg.	12.100.=
- travi	"	3.800.=
- tavolati	"	2.200.=
- p.p. pilastro II° piano	"	1.200.=
	"	19.300.=

Carico alla base pilastro II° piano Kg. 57.700.=

Piano I°:

- solaio c.s.	Kg.	12.100.=
- travi c.s.	"	3.800.=
- tavolati 22×100=	"	2.200.=
- p.p. pilastro I piano	"	1.500.=
	"	19.500.=

Carico alla base pilastro I° piano " 77.000.=

P. Rialzato

- solaio c.s.	Kg	12.100.=
- travi	"	3.900.=
- tavolati	"	2.200.=
- p.p.p. pilastro p.r.to	"	1.500.=
		19.500

Carico alla base pilastro piano rialzato Kg. 96.500.=

Piano Semint.

- solaio	12.100.=
- travi	3.800.=
- tavolati	2.200.=
- p.p.p. pilastro	1.700.=
	19.800.=

Carico alla base pilastro Kg. 116.300.=

Determinati i carichi piano per piano si determina la sezione strettamente necessaria per $\sigma_c = 10$ Kg/cmq. e l'area dell'armatura longitudinale tenendola il 0.8% della precedente, come prescrive il regolamento, si fissa la sezione effettiva e si calcolano le sollecitazioni piano per piano. I risultati di tali calcolazioni vengono riuniti nella seguente tabella:

- TABELLA I° -

Pilastrata Interna

Pilastro del piano	Sezione Strettamente necessaria cmq.	Sezione Effettiva cm×cm.	Area cmq.	Armatura Longitudinale n° φ mm.	cmq.	Area Ideale $F_i = F_c + 10 F_f$ cmq.	Sollecitazione unitaria Kg/cmq.
p. Sem.	2830	60×60	3600	6φ20+ +2φ16	22.87	3828	$\frac{116.300}{3828} = 31$ Kg/cmq.
P.R.	2400	50×50	2500	6φ20	18.85	2688	$\frac{96.500}{2688} = 35{,}30$
p. I°	1925	50×40	2000	6φ18	15.27	2152	$\frac{77.000}{2152} = 35{,}8$
p. II°	1445	40×40	1600	6φ16	12.06	1720	$\frac{57.700}{1720} = 32$
p. III°	910	35×35 ~~40×40~~	1600	4φ16	8.04	1680	$\frac{38.400}{1680} = \frac{31}{\cancel{22}}$? 1280
p. IV°	500	30×30 ~~40×40~~	1600	4φ14 0,8% 4φ16	4.000 $\boxed{8.04}$	1680	$\frac{19.100}{\cancel{1680}} = \cancel{12}$ 21 ? 980

2°) Pilastri d'ambito: Si prende in esame il carico su uno dei più sollecitati e quindi il n° 12 palazzina D a 4 piani superiori oltre p.t.-

Superficie di solaio gravante sul pilastro:

$$A = \frac{5.70}{2} \times \frac{8.50}{2} = \text{mq } 12.10$$

Piano IV°:

- solaio terrazzo: 12.10×650 =	Kg.	7865.=
- travi $\left(\frac{8.50}{2} + \frac{5.70}{2}\right) \cdot 500$ =	"	3.550.=
- peso pilastro IV° piano =	"	1200.-
	"	12.615.=

Carico alla base pilastro IV° piano Kg. 12.615.=

a riportare 12.615.=

riporto Kg. 12.615.=

Piano III°:

- solaio: 12.10 × 550 =	Kg. 6650.=
- tavolati 1,5 (12.10 × 100) =	" 1.815.=
- travi $\left(\frac{8.5}{2}+\frac{5.70}{2}\right)$ 500 =	" 3.550.=
- balcone (3.00 × 0.50) 730 =	" 1.100.=
- muro a cassa vuota 2 $\left(\frac{4.09}{2}+\frac{4.10}{2}\right)$ × 0.10 × 3.00 × 1600 =	" 3.880.=
- peso proprio pilastro III° piano	" 1.300.=
	18.295.=

Carico alla base pilastro del 3° piano . . . Kg. 30.910.=

Piano II°:

- solaio c.s.	Kg 6.650.=
- travi c.s.	" 3.550.=
- tavolati c.s.	" 1.815.=
- balcone e muro a cassa vuota c.s.	" 4.980.=
- peso pr. pilastro	" 1.400.=
	18.003

Carico alla base pilastro 2° piano . . . Kg. 48.913.=

Piano I°

- solaio c.s.	Kg. 6550.=
- travi c.s.	" 3.550.=
- tavolati c.s.	" 1.815.=
- balcone e muro a cassa vuota	" 4.980.=
- p. pr. pilastro	" 1.600.=
	" 18.203

Carico alla base pilastro I° piano . . . Kg. 67.116.=

Piano Rialzato:

- solaio e travi	Kg. 10.100 =
- tavolati	" 1815.=
- balcone e muro perimetrale	" 4.980.=
- p. pr. pilastro	" 1.800.=
	" 18.403.=

Carico alla base pilastro del p. rialzato . . . Kg. 85.519.=

Piano seminterrato:

- solaio e travi c.s.	Kg. 10.100.=
- balcone	" 1.100.=
- tavolati	" 1.815.=
- muro pieno p.r. $\frac{4.09}{2}+\frac{4.10}{2}$ × 0.4 × 2.5 × 1600 =	" 6 480.=
- p.p. pilastro	2.000
	21.495.=

Carico alla base del pilastro . . . Kg. 107.014.=

TABELLA II°

Pilastri d'ambito

Piano	Sezione Strettamente necessaria cmq.	Sezione effettiva cm × cm.	Sezione effettiva Area cmq.	Armatura longitudinale n° φ mm.	Armatura longitudinale Area cmq.	Area Ideale Ai cmq.	Sollecitazione unitaria Kg/cmq.
Semint.	2700	60×60	3600	6φ20+ +2φ16	22.87	3828	$\frac{107.014}{3828}=30$
p.r.	2200	50×50	2500	6φ20	18.85	2688	$\frac{85.519}{2688}=32$
1°p.	1680	50×40	2000	6φ18	16.27	2152	$\frac{67.116}{2152}=32.=$
2°p.	1210	40×40	1600	6φ16	12.06	1720	$\frac{48.913}{1720}=30$
3°p.	800	35×35 ~~40×40~~	1200 ~~1600~~	4φ16 4φ16	8.04	1680	$\frac{30.910}{\cancel{1680}\ 1230}=\cancel{29}\ 25$
4°p.	~~320~~	30×30 ~~40×40~~	900 1600	4φ~~16~~ 14	~~8.04~~	1680	$\frac{12.615}{\cancel{1680}\ 900}=\boxed{8}\ \cancel{9}$ 14=

— Capo IV°: Fondazioni —

6 28.
3
784

Il carico sotto il pilastro più sollecitato è stato precedentemente analizzato in kg. 116.300.- Il carico unitario del terreno di sedime sotto il sottotrave in calcestruzzo, che si prende largo complessivamente cm. 200, risulta quindi

$$\sigma_t=\frac{116.000}{\frac{8.20}{2}\times 200}=1{,}40\ \overset{1.10}{}\ \text{kg/cmq}$$

carico questo che può essere sopportato dal terreno.-

Il carico unitario sotto la trave rovescia armata (larga m. 1.50) risulta: (carico flettente)

$$q=\frac{116.000}{\frac{\cancel{8.40}}{2}\times 150}=1.61\ \overset{1,45}{}\ \text{kg/cmq.}$$

$$\frac{10.70}{2}\times 150=$$

Calcolo trave rovescia: luce max m. 4.40 (netta m. 3.80):

$$M_f=\pm\frac{(380\times 150\times \overset{145}{\cancel{1.61}})\,4.40}{12}=\text{Kgcm. }\overset{3.000.000}{3.364.900}.=$$

e per m = 10; $\sigma_f=1400$; $\sigma_c=46$; b = 60 si ha:

$$h=0.445\sqrt{3.364.900:60}=\text{cm. }106$$

$$0.445\sqrt{3.000.000:60}=$$

terremo pertanto:

$$H=\text{cm. }\cancel{110}\ 1{,}00$$

L'armatura di trazione occorrente risulta di sezione

$$A_f=0.00174\sqrt{\cancel{3.364.900}\times 60}\ \overset{}{(3000000\times 60)}=\text{cmq. }24.74\quad 23.4=$$

la realizzeremo ponendo N°. 8φ20 = cmq. 25.13 ✓ 23.4

$$T=\frac{\cancel{3}80}{2}\times 150\times 1.61=\text{kg. }45.890$$

sollecitazione tg. max:

$$\tau_0=\frac{45.890}{0.9\times 60\times 107}=8\ \text{kg/cmq.}$$

Scorrimento su ½ trave:

$$S=\frac{8.00}{2}\times 60\times\frac{440}{2}=\text{kg. }52.800$$

la resistenza offerta dalle 4 barre φ 20 sagomate a 45° risulta:

$$R_p=4\sqrt{2}\times 3.14\times 1120=\text{kg. }19.830$$

faremo assorbire il rimanente sforzo a staffe a 2 rami φ10, ne occorrono su ½ trave:

$$n=\frac{52.800-19.830}{2\times 0.79\times 1120}=\sim 19$$

Calcolo ala a sbalzo:

luce sbalzo $\frac{150-60}{2}$ = cm. 45

Carico per ml. di ala:

$$Q=(100\times 45)\,1.61=\text{Kg. }7245$$

Momento d'incastro:

$$M_i=\frac{7245\times 45}{2}=\text{Kgcm. }163.000$$

$$r=\frac{27}{\sqrt{163.000:100}}=0.66$$

$$\sigma_c=28$$

$$A_f=0.00112\sqrt{163.000\times 100}=\text{cmq. }4.50$$

porremo N° 6φ10 = cmq. 4.71 —

Brindisi 20-Settembre 956

Redatto da: