17 AGO. 1959
Ing. VITO GIORGIO COLAIANNI

(1)

CEP BRINDISI

QUARTIERE COORDINATO

Rione "PARADISO"

BRINDISI.

Progetto gruppo ARCH. AMENDOLA ROMA

Calcoli delle strutture in c. a.

Impresa "Ravennate"

Edificio n° 1.

A) Calcolo del Balcone:

luce 1.35 m.

spessore costante h = 15 cm.

h' = 13 cm

Analisi dei Carichi:

p.p. soletta	125
nervature	75
mattoni	70
peso struttura	270 kg/m²
intonaco	30
mattoni	70
carico permanente	370 kg/m²
sovraccarico	400
totale	770 kg/m²

$p = 800\ kg/m^2$

A travello $800 \times 0.40 = 320\ kg/m$

Carico Concentrato all'estremo:

muretto	200 kg/m
persone	120 kg/m
totale	320 "

A Travello $320 \times 0.40 = 128\ kg.$

Momenti.

Mc (c. rif.) $M = \frac{320 \times 1.35^2}{2} = 29120$

Mcc (c. conc.) $M = 128 \times 1.35 = 17280$

Momento totale 46.400 kg cm

$b = 40$ cm. (interasse travetti)

$M/b = \frac{46400}{40} = 1160$

$\sqrt{} = 34$

$x = 13/34 = 0,382$

$\sigma c = 50 \quad \sigma f = 1400$ kg/cmq

D.A. 0.50

$0,00206 \times 34 \times 40 = 2.80 = Ff$

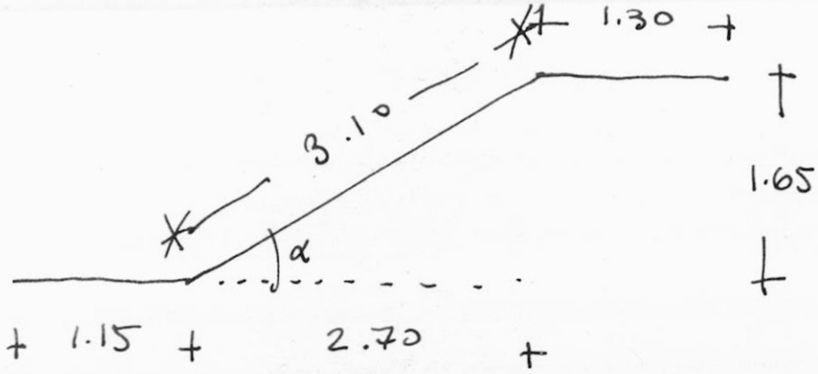
$F'f = 0,5 \times Ff = 2.80 \times 0,5 = 1.40$

Adotteremo $2\phi 14 = 3.08$ di cui uno diritto ed uno a piegato ($F'f = 1.54$) per travello.

Balcone luce m. 1.60.
Carico $p = 320$ kg/m (Ripartito)
$p' = 128$ kg (concentrato all'estremo)

Momenti
$M_{CR} = \frac{320 \times 1.6^2}{2} = 40960$
$M_{CC} = 128 \times 1.60 = 20480$
momento totale = 61440 kg cm.
$b = 40$ $h = 15$ $h' = 13$
$M/b = 1536$ $\sqrt{\ } = 39$ $r = 13/39$
$\sigma c = 55/60$ $\sigma f = 1400$ DA. 0.50
$F_f = 0{,}00248 \times 39 \times 40 = 3.86$ cmq
Adotteremo $2\phi 16 = 4.02$ cmq.
Armatura a compressione:
$F'_f = 0{,}5 \times 4.02 = 2.01$
Porremo $1\phi 16$ a molla (2.01) e un ϕ 16 dritto.

CALCOLO DELLA SCALA.
Tale calcolo è uguale per tutte le palazzine avendo la scala le stesse caratteristiche geometriche.



Analisi dei carichi:

peso soletta	300
gradini	100
Rivestimento	100
Peso strutturale	500
Carico accid.	400
Totale	900 kg/mq.

$$\operatorname{Tg}\alpha = \frac{1.65}{2.70} = 0.611 \qquad \alpha = 31^\circ\ 30'$$

Portata in orizzontale $2.70 + 0.25 = 2.95$

" in inclinata $\frac{2.70}{\cos\alpha} = \frac{2.70}{0.85264} = 3.10$

Momento massimo:

$$\frac{900 \times 2.95^2}{12} = 65250 \text{ kg cm}$$

$b = 100 \quad \sigma_c = 50 \quad \sigma_f = 1400 \quad \sqrt{\frac{65250}{100}} = 26$

$h = 0.408 \times 26 = 10.6$ cm.

$H = 10.6 + 2.4 = 13$ cm

$F_f = 0{,}00192 \times 26 \times 100 = 4.99$ cmq.
adotteremo $6\phi10 = 4.71$ cmq.

Se la scala si dovesse fare alleggerita con mattoni posti a interasse di 0.40 si potranno adoperare $2\phi10$ a travetto $= 1.57$ cm².

Soletta Piancerotto.

Analisi dei carichi:

peso soletta :	300
pavimento	70
intonaco	30
Peso struttura	400
sovracc. acc.	400
totale:	800 kp/m²

Portata $1.30 + 0.20 = 1.50$

Momento $\dfrac{800 \times 1.5^2}{8} = 22500$

$b = 100$ $\sqrt{M/b} = 15$ $h = 15$ $h' = 13$

$k = 13/15 = 0{,}866$ $\sigma c < 25$

$F_f = 0{,}101 \times 15 \times 100 = 1.51$

$4\phi8$ a m. lineare se soletta piena $= 2.02$

oppure 2φ8 a travetto = 1.01 se a travetti con i = 40 cm.

Regettone piatto

Carico del pignattolo: 800 × 0.75 = 600
" della Rampa 900 × 2.70 = 1215
p.p. del regettone (15 × 25) 94
totale 1909 /n

p = 2000 kg/m.

Portata 2.30 + 0.25 = 2.55 m.

Momento: $\frac{2000}{8} \times 2.55^2 = 162.500$ kg cm.

b = 25 cm h = 15 h' = 13

M/b = 6500 √ = 81 troppo poco.

b = 50 h = 15 h' = 13

M/b = 3250 √ = ~~87~~ (57)

r = 13/57 = 0.228. D.A simmetrica

σf = 1400 σc = 65

0.00400 × 57 × 50 = 11.40 = Ff = F'f.

6φ12 sopra e sotto = 12.06

Se invece h = 20 cm h' = 18

b = 50 M/b = 3250 √ = 57

$\mu = 18/57 = 0{,}315$

D.A. 0.50 (eminimmetrica)

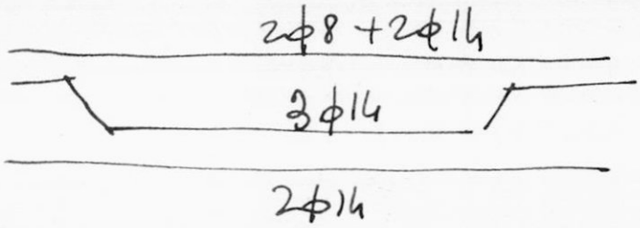
$\sigma_c = 60 \quad \sigma_f = 1400$

$F_f = 0{,}00248 \times 50 \times 57 = 7.06$ cmq

$F'_f = 0{,}50 \times 7.06 = 3.53$ cmq

Adotteremo teso: $5\phi 14 = 7.70$

compr: $2\phi 14 + 2\phi 8 = 4.09$



Soletta:

Portata $2.30 + 0.25 = 2.55$

Carico 800 Kg/m² $= 320$ kg/m

Momento $\frac{1}{10} 320 \times 2.55^2 = 20800$ kgcm

$h = 40 \quad \sqrt{M/b} = 23 \quad h = 20 \quad h' \cong 18$

$\mu = 18/23 = 0{,}782 \quad \sigma_c < 25 \quad \sigma_f = 1400$

$F_f = 0{,}00101 \times 23 \times 40 = 0{,}92$

Adotteremo 2φ8 a travetto = 1.01 cmq.

Fascia del balcone esterno

Sezione 85 x 15

Analisi:

peso proprio 0.15 x 0.85 x 2500 = 318

int + rivestimento 60

378 kg/m

p = 400 kg/m

luce 5.00 $l^2 = 25$

Momento $\frac{400 \times 25}{8} = 125\,000$

b = 85

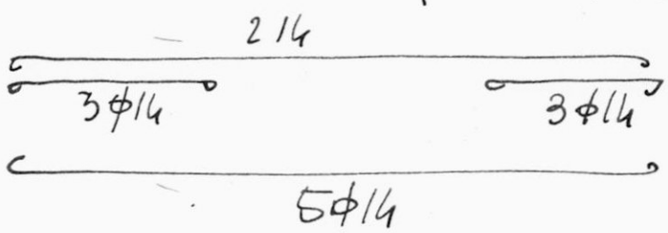
M/b = 1470 $\sqrt{} = 38$ h = 15 h' = 13

13/38 = 0,342

A.S. $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 62$

$F_f = 0{,}00232 \times 38 \times 85 = 7.49$

Adotteremo 5 ϕ14. = 7.70



Fascia del balcone interno

Sezione 10 x 40

luce max = 1.50

Analisi.

Peso fascio $0{,}10 \times 0{,}40 \times 2500 = 100$

Solaio + riv. 100

200 kg/m

Momento $\frac{200 \times 1.5^2}{8} = 5625$ kgcm

$b = 40 \quad h = 10$

$h' = 8$

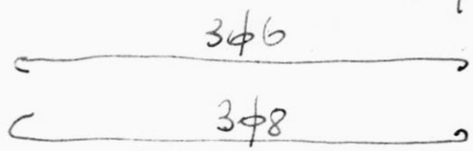
$M/b = 140 \quad \sqrt{=12} \quad r = 8/12 = 0{,}666$

$\sigma c = 29 \quad \sigma f = 1400$

$Ff = 0{,}00116 \times 12 \times 40 = 0{,}55$

Adotteremo $3\phi 8$ sotto $= 1.51$

$3\phi 6$ sopra $= 0{,}85$



Fascia luce m. 2.50

Sezione 10×40

Peso $= 200$ kg/m

Momento $\frac{2.50^2 \times 200}{8} = 15625$

$b = 40 \quad h = 10 \quad h' = 8$

$M/b = 390 \quad \sqrt{=} 20 \quad r = 8/20 = 0{,}400$

$\sigma c = 51 \quad \sigma f = 1400$

$Ff = 0{,}00195 \times 20 \times 40 = 1.56$ cmq

$3\phi 8$ sopra $= 1.50$ cmq.

$3\phi 8$ sotto $= 1.50$ cmq

B) Fabbricato n° 2

Scala = Come fabbricato n° 1.

Fascia. Sezione 15×90

peso = 400 kg/m portata m. 6.00

momento $\frac{400 \times 36}{8}$ = 180'000 kg cm

b = 90 H/b = 2000 Γ = 45

h = 15 h' = 13

μ = 13/45 = 0,288

A. Doppia (simmetrica) σ_c = 55/60 σ_f = 1400

Ff = 0,00279 × 90 × 45 = 11.29 = F'f.

Adotteremo sia per il teso che per il compresso 6 ϕ16 = 12.06

Oppure con σ_c = 65 σ_f = 1400

Armatura semisimmetrica.

F'f = 0,50 Ff.

0,00270 × 90 × 45 = 11. F'f = 0,5 × 11 = 5.50

Adotteremo sopra 3 ϕ16 = 6.03 comp.

sotto 6 ϕ16 = 12.06 comp.

Balcone.

luce m. 1.80

l^2 = 3.24.

Carico ripartito p = 320 kg/m

Carico concentrato: $P = 128$ kg.

$M_{CR} = 320 \times 3.24/2 = 51840$ kg cm

$M_{RC} = 128 \times 1.80 = 23.040$ "

momento totale = 74880. kg cm

$h = 15$ $h' = 13$ $b = 40$ $M/b = 1872$

$\sqrt{\ } = 44$ $r = 13/44 = 0,295$

$\sigma_c = 65/1400$ A. Doppia $F_f' = 0.50 F_f$.

$F_f = 0,00270 \times 44 \times 40 = 4.75$ cmq.

$F'_f = 2.37$ cmq.

mi ϕ 16 a molla	(2.01)
1 + 16 dritto	2.01
1 ϕ10 dritto	0.79
	4.81 cmq.

Se invece $h = 20$ $h' = 18$

$r = 18/44 = 0.409$ $\sigma_c = 50$ $\sigma_f = 1400$

A. semplice

$F_f = 0,00195 \times 44 \times 40 = 3.43$

Adotteremo: 1ϕ16 dritto = 2.01

1ϕ14 molla = 1.54

3.55 cmq.

c). Fabbricato n° 3.

Sbalzo esterno luce 1.60 come Fab. 1.

" interno " 1.60 come Fab. 1.

Scala come Fab. n° 1.

Fascia: $l = 3.50$

Sezione 70 x 15

peso 400 kg./m

Momento $\frac{400 \times 3.50}{8} = 61250$

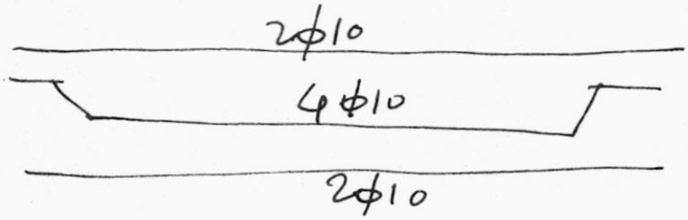
$b = 70$ $m/b = 875$ $\sigma = 30$

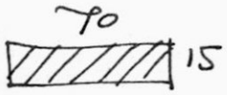
$13/30 = r = 0.432$ $\sigma c = 50$ $\sigma f = 1400$

$Ff = 0.00195 \times 70 \times 30 = 4.09$

Adotteremo: ferro teso: 6 $\phi 10 = 4.71$ cmq.

" comp.: $2\phi 10 = 1.57$.





Fascia piccola come n° 1.

D) Fabb. n°. 4.

Piattabanda piatta.
$h = 20$ cm. $l = 3.00$ $l^2 = 9.00$
Carico:
peso piattabanda: $0{,}20 \times 0{,}50 \times 2500 = 250$
Solaio 1° $= \frac{5.00}{2} \times 700 =$ 1750
Solaio 2° $= \frac{5.50}{2} \times 700 =$ 1925
totale 3925 kg/m

Momento: $\frac{1}{8} p l^2 = \frac{3925}{8} \times 9 = 441500$ kg cm.
$b = 80$
$M/b = 5510$ $\sigma = 75$ $h' = 18$ $r = 18/75 = 0{,}240$.
Doppia armatura simmetrica ($\gamma = 1$)
$\sigma_c = 60/65$ $\sigma_f = 1200$
$F_f = F'_f = 0.00400 \times 80 \times 75 = 24$.

Adotteremo: ferro teso 12 ϕ16 = 24.12
" compresso 12 ϕ16 = 24.12.
staffe ϕ6 chiuse ogni 15 cm.

Balcone. luce m 1.20
$l^2 = 1.44$
carico rif. 320 kg/m
carico conc. 128 kg. (alla punta)

$$M_{CR} = \frac{320 \times 1.44}{2} = 23040$$

$$M_{CC} = \frac{128 \times 1{,}20}{} = \underline{15036}$$

38076 kg cm.

$b = 40 \quad h = 15 \quad h' = 13 \quad M/b = 951 \quad \delta = 31$

$r = 13/31 = 0{,}419 \quad \sigma_c = 50 \quad \sigma_f = 1400$

$F_f = 0{,}00192 \times 40 \times 31 = 2.38$ cmq.

Adotteremo: 1 ϕ 12 = 1.13 (molla)
1 ϕ 12 = 1.13 (diritto
totale cmq. 2.26

Le fascie come i fabbricati precedenti).

L'Ing. Calcolatore

Bari - 17 AGO. 1959

Ing. VITO GIORGIO COLAIANNI