

CASE PER LAVORATORI AGRICOLI DIPENDENTI

CEGLIE MESSAPICO

Imp. SASSO

corso Garibaldi I88 - Ostuni

Calcoli strutture in c.a.

Nel calcolo delle strutture in c.a. ricorrenti nelle costruzioni in oggetto ci si e' attenuti alle norme di cui al D.L. I6/I0/I939 N.2229, con l'impiego dei seguenti materiali: cemento tipo 600, ferro Aq 42, calcestruzzo dosato a q.li. 3 di cemento per mc., σ_c max 45 Kg/cmq., σ_f max I400 Kg/cmq.

CALCOLO E VERIFICA DELLE STRUTTURE

Trave I-2-3-4 $l_t = 2,90 - 2,95 - 2,95 - 2,90$

Analisi dei carichi:

p.p.	$0,43 \times 0,45 \times 2500 =$	485
solai	$3,10 \times 550 =$	I.700
tamp.	$0,43 \times I \times 2,80 \times I800 =$	<u>2.I70</u>
Totale		4.355 Kg/ml.

Data la esiguita' delle luci e la quasi eguaglianza delle stesse l'armatura a flessione e' stata calcolata tenendo conto di un momento flettente pari ad I/I2 sia in mezzeria che sugli appoggi:

$M = 2,95^2 / I2 \times 4355 = 3100 \text{ Kgm}$ per cui risulta:

$r = 40 / \sqrt{310000 / 43} = 0,472$ $\sigma_c = 42,5 \text{ Kg/cm}^2$ $A_f = 0,00163 \sqrt{310000 \times 43} = 5,9 \text{ cm}^2$. Si arma con 4 ϕ I4 = 6,15 cmq disponendo inoltre sugli appoggi due monconi ϕ I4.

Verifica al taglio: $T = 4355 \times 2,95 / 2 = 6425 \text{ Kg}$ $\times$

$\tau_{\max} = 6425 / 43 \times 40 = 2,58 \text{ Kg/cm}^2 < 4 \text{ Kg/cm}^2$. Non occorre armatura al taglio si arma comunque la sezione con staffe ϕ 8 ogni 25 cm.

Trave 7-8-9 $l_t = 3,05 - 3,05$

Analisi dei carichi:

p.p.	$I,00 \times 0,20 \times 2500 =$	500
sovracc sulla trave	$I,00 \times 250 =$	250
solai	$2,60 \times 550 =$	<u>I.210</u>
totale		I960 Kg/ml.

$M_8 = - 3,05^2 / I0 \times 2000 = I870 \text{ Kgm}$

$r = 18 / \sqrt{187000/100} = 0,415 \quad \sigma_c = 49 \text{ Kg/cmq}$ (la tensione effettiva e' molto minore per effetto della armatura di compressione)

$t = 0,00188 \sqrt{187000 \times 100} = 8,15 \text{ cmq}$, si arma con 6 ϕ I4 = 9,24 Cmq

$M_{7-8} = M_{8-9} = 3,05^2 / 12 \times 2000 = 1550 \text{ Kgm.}$

~~XXX~~ $r = 18 / \sqrt{155000/100} = 0,456 \quad \sigma_c = 44 \text{ Kg/cmq.}$

$A_f = 0,00171 \sqrt{155000 \times 100} = 6,75 \text{ cmq.}$, si arma con 4 ϕ I4 che con i due reggistaffe da I4 danno una sezione effettiva di 9,24 cmq.

Trave IO- II $lt = 4,50 \times 1,05 = 4,725$

Analisi dei carichi :

p.p.	$0,43 \times 0,65 \times 2500 =$	700
tamp.	$0,43 \times 1 \times 3.00 \times 1800 =$	2.320
	totale	3.020 Kg/ml.

$+ M = 4,73^2 \times 3020 / 8 = 8500 \text{ Kgm.}$ $r = 60 / \sqrt{850000/43} = 0,43 \quad \sigma_c = 47 \text{ Kg/cm}$

$A_f = 0,00181 \sqrt{850000 \times 43} = 11 \text{ cmq.}$, si arma con 6 ϕ I6 pari a 12,06 cmq.

Per le sezioni di appoggio si e' previsto un momento di incastro pari ad I/I8 che viene armato con I moncone da I6ltre che dai ferri piegati, si omette la verifica trattandosi di tensioni irrilevanti.

Verifica al taglio

$T = 4,50 \times 3020 / 2 = 6800 \text{ Kg}$ $\tau_{\max} = 6800 / 43 \times 60 = 2,64 \text{ Kg/cm}^2$ X
non occorre armatura al taglio tuttavia si dispongono staffe $\phi 8$ ogni 25 cm.

Scala

Data la lunghezza della rampa la struttura piu' conveniente ci e' sembrata la scala a sbalzo e non essendo sufficiente la muratura da 0,20 ad assicurare i momenti ribaltanti dovuti ad i carichi accidentali sui gradini gli stessi sono stati ancorati in una trave in c.a.

Gradino a sbalzo dati geometrici: $a = 0,1684 \quad p = 0,275$

sbalzo ml. 1,00 larghezza all'intradosso $\approx 0,323$

Analisi dei carichi per gradino:

p.p. $1(0,323 \times 0,04 + 0,5 \times 0,1684 \times 0,275) \times 2500 = 90$

rivest. in marmo

$1,05 \times 0,325 \times 0,03 + 1,0 \times 0,1384 \times 0,02 \times 1400 = 35$

massetto in malta

$1,00(0,275 + 0,1684) \times 0,02 \times 1400 = 13$
riporto 138

riporto

138

intonaco all'intradosso

$$1,10 \times 0,323 \times 0,015 \times 1400 =$$

7

$$\text{sovraccarico } 1 \times 0,275 \times 400 =$$

110

totale

255 Kg

componente normale alla rampa

$$255 \times \cos 31^\circ 30' \approx 219 \text{ Kg}$$

ringhiera 30 Kg per gradino

$$M = 219 \times 1/2 + 1,00 \times 30 = 139,50 \text{ Kgm.} \quad r = 14 / \sqrt{13950/32,3} = 0,67$$

$\sigma_c = 28 \text{ Kg/cm}^2$ $A_f = 0,75 \text{ cm}^2$. si arma con 2 $\phi 8$ pari a cm^2 . I
si dispongono inoltre staffe $\phi 6$.

Trave rampante

La trave poggia su muratura da 0,20 in tufo per cui si e' eseguita solo la verifica a torsione generata dai soli carichi accidentali in quanto i carichi permanenti si equilibrano.

$$M_{t \text{ max}} = (400 \times 1,10/2) \times 4,7/2 = 512 \text{ Kgm}$$

$$\tau_{\text{max}} = 3,88 \times 51200 / 20^2 \times 50 = 9,9 \text{ Kg/cm}^2 < 14$$

Le armature sono state calcolate con la formula di Bredt

$$A_{f1} = 51200 \times 2(15+45) / 2 \times 15 \times 45 \times 1400 = 3,26 \text{ cm}^2 \text{ si arma con } 6\phi 10 \text{ pari a cm}^2. 4,71 \text{ disposti sul contorno della sezione}$$

A_{fs} per le staffe prevedendo di disporne una ogni 20 cm. si e' calcolata la sezione necessaria:

$$\phi_s = 51200 \times 20 / 2,15 \times 45 \times 1400 = 0,5 \text{ si dispone } 1\phi 8 \text{ ogni } 20 \text{ cm.}$$

Balconi a sbalzo $l = 1,50$

balcone con soletta in c.a. $h_1 = 16 \text{ cm.}$ $h \text{ term. } 10 \text{ cm.}$

$$\text{analisi dei carichi: p.p. } 0,13 \times 1,50 \times 2500 \times 170 = 500$$

$$\text{sovracc. } 400 \times 1,5 \times 1 = 600$$

totale 1.100 Kg/ml.

$$M = 1100 \times 1,5/2 = 825 \text{ Kgm.} \quad r = 14 / \sqrt{82500/100} = 0,485 \quad \sigma_c = 41 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A_f = 0,0016 \sqrt{82500 \times 100} = 4,6 \text{ cm}^2 \text{ si arma con } 1 \phi 12 \text{ ogni } 20 \text{ cm}$$

pari a cm^2 . 5,65 per ml. , si dispone inoltre un'armatura trasversale di 3 $\phi 6$.

balcone in laterizi: soletta cm. 4, nervatura cm. 25 , h laterizi cm. 1
interasse cm. 65

$$\text{analisi dei carichi: p.p. } 250 \times 1 \times 1,5 =$$

375

	rip.	375
sovracc	400×I×I,5 =	600
	totale	975 Kg/ml.

$$M = 975 \times I,5 \times 0,65 = 470 \text{ Kgm.}$$

$r = 18,5 / \sqrt{47000/25} = 0,44$ $\sigma_c = 50 \text{ Kg/cmq.}$ (la tensione e' molto inferiore avendo trascurato nel calcolo completamente ~~traseu~~ l'apporto della soletta); $A_f = 0,00175 \sqrt{47000 \times 25} = 1,89 \text{ cmq.}$ si arma con 3 ϕ I0 pari a 2,36 cmq.

Travi portanti i tramezzi

$$l = 4,07 \quad l_t = 4,30$$

Analisi dei carichi p.p. $0,3 \times 0,2 \times 2500 = 125$

tramezzi in pomice da 0,08 ed intonaco

$$(80 + 40) \times 3,00 = 360$$

totale 485 Kg/ml.

$$M = \pm 485 \times 4,3^2 / 12 = 747 \text{ Kgm.}$$

$$r' = 18,5 / \sqrt{74700/30} = 0,374 \quad \sigma_c = 46 \text{ Kg/cmq.}$$

$$A_f = A'_f = 0,002 \sqrt{74700 \times 30} = 3,0 \text{ cmq.}$$

si arma la parte tesa con 3 ϕ I4 = 4,62 cmq.

la parte compressa con 2 ϕ I4 = 3,08 cmq.

$$l = 4,70 \quad l_t = 4,95$$

$$M = \pm 4,95^2 \times 485 / 12 = 990 \quad r' = 18,5 / \sqrt{99000/40} = 0,374$$

$$A_f = A'_f = 0,002 \sqrt{99000 \times 40} = 3,8 \text{ cmq.}$$

si arma con 3 ϕ I4 pari a cmq. 4,62 sia la zona compressa che la zona tesa.

Pilastri

Data l'esiguita' dei carichi le dimensioni dei pilastri sono state fissate in modo da non fuoriuscire dalle strutture in tufo verticali . Ci limitiamo pertanto ad eseguire la verifica del pilastro piu' caricato .

Pilastro N.3 sez. $0,40 \times 0,43$ $A_f = 4 \phi$ I6 = 8,04 Cmq.

Analisi dei carichi p.t.

$$\text{p.p. } 0,4 \times 0,43 \times 2500 \times 3,5 = 1.520$$

$$\text{solai } 5,8 \times 550 \times 4,10 / 2 = 6.540$$

$$\text{p.p. trave } 2,95 \times 485 = 1.460$$

$$\text{totale p.t. } 9.520$$

I° Piano solai ,travi etc. 9.520
tamp. 2,95x0,43xIx2,8xI800 = 6.400

totale I° piano 15.920

p.t 9.520
I° p. 15.920

carico totale 25.440 kg

Verifica al piede

$$\sigma_c = 25440 / (40 \times 43) + 80 = 15 \text{ Kg/cm}^2.$$

Ostuni li 20/4/1966

Il Calcolatore

dott. ing. Giovanni Vincenzo Matarrese

G. V. Matarrese