

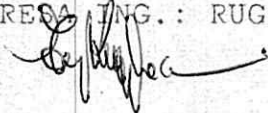
U.N.R.R.A. - C.A.S.A.S.

LEGGE 173 - QUARTIERE COORDINATO DI BRINDISI

"RIONE PARADISO"

RELAZIONE DI CALCOLO DEI SOLAI DI COPERTURA

IMPRESA ING.: RUGGERO LECCISI



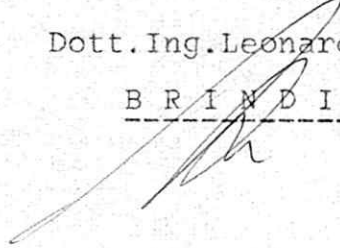
VISTO:

L'INGEGNERE CAPO
DIRETTORE DEI LAVORI
(Dr. Ing. Mario Parisi)

STUDIO TECNICO

Dott. Ing. Leonardo POTT

BRINDISI



RELAZIONE DI CALCOLO DEI SOLAI DI COPERTURA

Si fara' uso per le coperture dei solai gettati in opera di altezza $H = 20$ per le coperture di piani tipo ed $H = 35$ per quelli relativi alla copertura dell' ultimo piano.

E' fatta eccezione per i tratti di copertura su cui dovranno insistere i bagni e le apparecchiature di cucina per le quali e' stata prevista una altezza di solaio $H = 16$ onde consentire il passaggio a pavimento degli scarichi delle apparecchiature igienico-sanitarie.

Salvo alcune limitate zone che hanno compata di interassi di solai di m.3, per tutti le restanti zone, pur avendo luci nette di solai leggermente differenti in dipendenza della larghezza delle travi portanti a spessore di solaio, la campata dei solai misurata a partire dagli interassi delle travi risulta costante e pari a m. 4.50.

Si e' pertanto sviluppato un unico calcolo valido per tutte le palazzine.

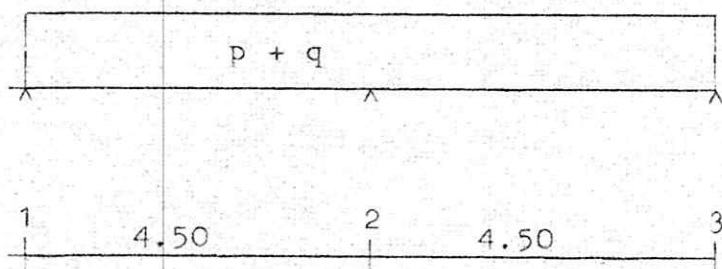
Il calcolo e' stato eseguito considerando l' elemento di solaio continuo sull' appoggio intermedio nella condizioone di campate cariche e alternativamente scariche e si assunta la condizione piu' sfavorevole.

Dopo di che si e' operata la verifica con $sf = 1400 \text{ Kg/cm}^2$ cui corrispondono sollecitazioni nel calcolo massime di 53 Kg/cm^2 abbondantemente entro i limiti dei tassi di lavoro assunti per la intera struttura.

SOLAI DI COPERTURA PIANO TIPO

Analisi di carichi unitari:

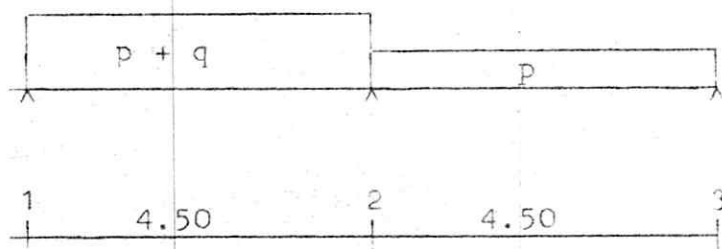
p.p. solaio	250 Kg/mq
pavim. + int.	80 "
incidenza tramezzi	100 "
carico permanente	430 Kg/mq
carico accidentale	250 Kg/mq



0.8	0.5	0.5	0.8
-1150	+1150	-1150	+1150
+ 920	+ 460		
- 115	- 230	- 230	- 115
+ 92	+ 46	- 415	- 830
+ 82	+ 185	+ 185	+ 82
- 66	- 33	- 33	- 66
		+1578	

$$M_2 = 1600 \text{ Kgm}$$

max



0.8	0.5	0.5	0.8
-1150	+1150 - 725	+ 725	
+ 920	+ 460		
- 221	- 442 - 442	- 221	
+ 178	+ 89 + 202	+ 404	
- 72	- 145 - 145	- 72	
+ 58	+ 29 + 29	+ 58	
- 14	- 29 - 29	- 14	
+ 11		+ 11	
290	1112	891	

$$T_1 = 680 \times \frac{4.5}{2} - \frac{1112 - 290}{4.50} = 1530 - 185 = 1345 \text{ Kg}$$

$$(M_{1-2})_{\max} = - 290 + \frac{1345^2}{2 \times 680} = + 1040 \text{ Kgm}$$

Calcolo delle armature:

$$M_2 = + 1600 \text{ Kgm} \quad H = 20 \text{ cm} \quad h = 18.5 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_f = 4 \phi 12s + 2 \phi 12m = 6.79 \text{ cmq}$$

$$x = \frac{10 \times 6.79}{100} (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18.5}{10 \times 6.79}}) = 4.4 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 160.000}{100 \times 4.4 \times \frac{(18.5 - 4.4)}{3}} = 42.8 \text{ Kg/cm}^2 < K_c$$

$$\sigma_f = \frac{160.000}{6.79 \times \frac{(18.5 - 4.4)}{3}} = 1380 \text{ Kg/cm}^2 < K_g$$

$$M_m = + 1040 \text{ Kgm} \quad H = 20 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad h = 18.5 \text{ cm}$$

$$n = 10$$

$$A_f = 2 \phi 12d + 2 \phi 12s = 4.52 \text{ cmq}$$

$$x = \frac{10 \times 4.52}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18.5}{10 \times 4.52}} \right) = 3.75 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 104.000}{100 \times 3.75 \times \frac{(18.5 - 3.75)}{3}} = 32 \text{ Kg/cmq} < K_c$$

$$\sigma_f = \frac{104.000}{4.52 \times \frac{(18.5 - 3.75)}{3}} = 1350 \text{ Kg/cmq} < K_f$$

Solaio nelle zone comprese tra i pilastri

$$9 - 14 - 13 - 8/15 - 16 - 18 - 20/ \quad L = 3.00$$

$$M = \frac{1}{12} 3.00^2 \times 680 = 510 \text{ Kgm/m}$$

$$H = 20 \text{ cm} \quad h = 18.5 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad n = 100$$

$$\sigma_f = 1400 \text{ Kg/cmq} \quad A_f = 2 \phi 8 + 2 \phi 10 = 2.58 \text{ cmq}$$

$$x = \frac{10 \times 2.58}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18.5}{10 \times 2.58}} \right) = 2,6 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 510.000}{100 \times 2,6 \times \frac{(18.5 - 2,6)}{3}} = 22,5 \text{ Kg/cmq}$$

$$\sigma_f = \frac{510.000}{2.58 \times \frac{(18.5 - 2,6)}{3}} = 1150 \text{ Kg/cmq}$$

Solaio ribassato in corrispondenza ai W.C. (H = 16 cm.)

$$M_m = + 1040 \text{ Kgm} \quad H = 16 \text{ cm} \quad h = 14.5 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$n = 10 \quad A_f = 2 \phi 12 + 2 \phi 14s = 5.34 \text{ cmq}$$

$$x = \frac{10 \times 5.35}{100} (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 14.5}{10 \times 5.34}}) = 3,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{fc} = \frac{2 \times 104.000}{100 \times 3.5 \left(14.5 - \frac{3.5}{3}\right)} = 45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{104.000}{5.34 \times \left(14.5 - \frac{3.5}{3}\right)} = 1430 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_a = 1600 \text{ Kgm} \quad h = 16 \text{ cm} \quad h = 14.5 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$n = 100 \quad Af = 2 \phi 14s + 4 \phi 14m = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{10 \times 9.24}{100} (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 14.5}{10 \times 9.24}}) = 3,8 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 160.000}{100 \times 4.6 \left(14.5 - \frac{3.8}{3}\right)} = 53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{160.000}{9.24 \times \left(14.5 - \frac{4.6}{3}\right)} = 1320 \text{ Kg/cm}^2$$

Ultimo solaio di copertura (H = 35 cm)

Analisi di carichi:

p.p. solaio	300 Kg/cm ²
pav. + int.	80 "
masso a pendio	50 "
carico permanente	430 Kg/cm ²
carico accidentale	250 Kg/cm ²

Essendo il carico unitario analogo a quello del piano tipo si arma per le stesse azioni flessionali:

$$M_m = + 1040 \text{ Kgm}$$

$$M_a = - 1600 \text{ Kgm}$$

Calcolo delle armature:

$$M_m = 1040 \text{ Kgm} \quad H = 35 \text{ cm} \quad h = 33.5 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_f = 1400 \quad \sigma_c = 17 \text{ Kg/cm}^2 \quad A_f = 2.25 \text{ cm}^2$$

Si arma con 2 ϕ 10 sagomati e 2 ϕ 8 diritti al ml. per un totale di 2.58 cm²/ml

$$M_a = 1600 \text{ Kgm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad h = 33.5 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_f = 1400 \quad \sigma_c = 22 \text{ Kg/cm}^2 \quad A_f = 3.55 \text{ cm}^2$$

Si aggiungono ai 2 + 2 ϕ 10 sagomati al ml. 2 monconi ϕ 8 in totale di 4.15 cm²/ml.

=====