

ING. VITO ALFIERI POLLICE
BARI

11/11/1971

Corr. N. La.---

BARI (Italy) 11 Novembre 1971
Casella Postale 225
Cod. Adv. Post. 70100
C.C.I.A.A. n. 88473

--- I. S. E. S. --- ROMA ---

EDIFICI PREFABBRICATI DA ADIBIRE A CENTRO SOCIALE
NEI COMPLESSI RESIDENZIALI G.E.S.C.A.L. SUD-IOLE

CENTRO SOCIALE IN BRINDISI - Paradiso

CALCOLI STATICI DELLE STRUTTURE E DELLE FONDAZIONI
CON INDICAZIONE DEI CARICHI E DEI SOVRACCARICHI



Magazzini - VIA ARGIO, 100-102-104 - Tel. 211.421-211.028
Stabilimento e Uffici - VIA MODUSNO, Km. 4+200 - Tel. 340.923-340.032-340.137

RELAZIONE DI CALCOLO

- NOTE INTRODUTTIVE -

Il centro sociale oggetto di studio ha pianta regolare a maglie rettangolari.

Il solaio di calpestio a quota piano rialzato è previsto in lamiera zincata grecata con soletta collaborante; il solaio di copertura è previsto in lamiera zincata grecata con sovrastante masso a pendio in calcestruzzo di vermiculite e manto impermeabilizzante.

Nello studio degli elementi strutturali portanti si è indirizzati verso strutture a doppio T, ad anima piena.

Il dimensionamento delle strutture è effettuato in rispetto delle CNR-UNI 10012 per le ipotesi di carico, e delle norme tecniche per l'impiego delle strutture in acciaio (suppl. ord. Gazzetta Ufficiale n° 190 del 22/7/72) e delle norme per le opere in cemento armato (stesso suppl. Gazzetta Ufficiale).

- Carichi assunti per il calcolo -

Peso proprio manto copertura	60 Kg/mq.
Sovraccarico neve	60 Kg/mq.
Sovracc. accidentale al piano rialzato	350 Kg/mq.
Peso proprio solaio piano rialzato	150 Kg/mq.
Azione del vento	$q_{20} = 80$ Kg/mq.

Avendo l'edificio una altezza massima inferiore a 10 m. si può adottare il seguente valore della pressione cinetica:

$$q = 0,75 \times 80 = 60 \text{ Kg/mq.}$$

- CALCOLO DEL SOLAIO DEL PIANO RIALZATO -

Il solaio in lamiera grecata zincata con soletta collaborante in calcestruzzo e rete saldata Ø 4 maglia 10 x 10 risulta continuo su molti appoggi a distanza costante pari a 3,60 m.

a) Analisi di carico e verifica

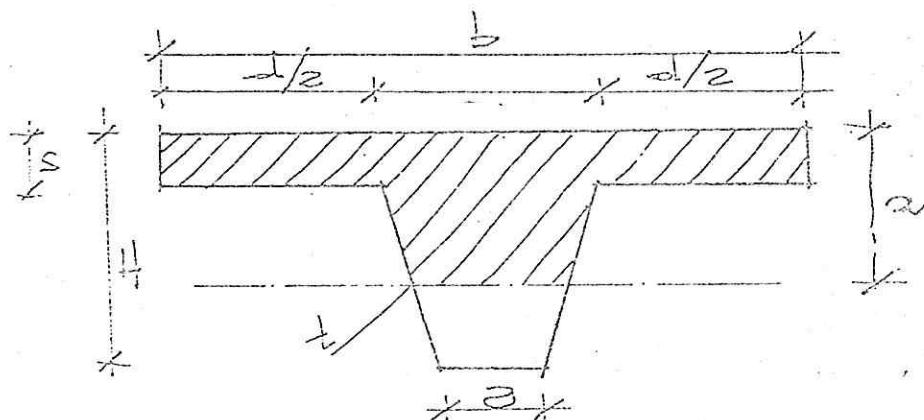
peso proprio	150 Kg/mq.
incidenza tramezzi e pavimento	50 "
sovraccarico accidentale	350 "
carico totale a mq. : q	550 Kg/mq.
	<u>80</u>
	750

Nel calcolo delle caratteristiche delle sollecitazioni si considera una striscia di solaio larga 1 m.

$$M = 1/12 \ q \ l^2 = 1/12 \cdot 550 \cdot 3,60^2 = 600 \text{ Kgm}$$

$$T = 1/2 \ q \ l = 1/2 \cdot 550 \cdot 3,60 = 1000 \text{ Kg}$$

Si adotta un solaio con caratteristiche geometriche come risulta dal disegno:



in cui risulta:

$$a = 3,6 \text{ cm}$$

$$b = 14,6 \text{ cm}$$

$$d = 9,0 \text{ cm}$$

$$h = 12,5 \text{ cm}$$

$$t = 0,1 \text{ cm}$$

$$s = 3,0 \text{ cm}$$

Si trascura, per semplicità, la rete metallica elettrosaldata il cui comportamento è solo quello di assicurare l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo. Si assume nel calcolo di verifica $n = 8$ ad una striscia di solaio di larghezza pari alla distanza tra le nervature (nel nostro caso 14,6 cm).

Determinazione dell'asse baricentrico:

$$\frac{14,6}{2} = \frac{9 \cdot x^2 + 9 \cdot 3 \cdot x + 8 \cdot 0,1 \cdot (9 - 2 \cdot 3 + 3,6 + 2 \cdot 12,5)}{2} + \frac{9 \cdot 3^2}{2}$$

$$- 8 \cdot 0,1 (9 \cdot 3 - 3^2 + 3,6 \cdot 12,5 + 12,5^2) = 0$$

$$\text{Sviluppando si ha : } 2,8 x^2 + 52,3 x - 215,9 = 0$$

$$\text{da cui si ricava : } x = 3,48 \text{ cm.}$$

Determinazione del momento d'inerzia

$$J = \frac{14,6 \cdot 3,48^3}{3} - \frac{9}{3} (3,48 - 3)^3 + 8,0,1 \cdot 9 (3,48 - 3)^2 + 8,0,1 \cdot 3,6 (12,5 - 3,48)^2 + 16 \cdot 0,1 \cdot (12,5 - 3) \frac{(12,5 + 3 - 3,48)^2}{2} + 16 \cdot 0,1 \cdot \frac{(12,5 - 3)^3}{12} = 832 \text{ cm}^4$$

Per una striscia di solaio di 1 mt. di larghezza

$$J_m = \frac{832}{14,6} \times 100 = 5698 \text{ cm}^4$$

Determinazione del modulo di resistenza del calcestruzzo

$$W_c = \frac{J_m}{x} = \frac{5698}{3,48} = 1637 \text{ cm}^3$$

Determinazione del modulo di resistenza dell'acciaio

$$W_a = \frac{J_m}{8(H - x)} = \frac{5698}{8(12,5 - 3,48)} = 468 \text{ cm}^3$$

e di conseguenza la sollecitazione di compressione nel calcestruzzo risulta :

$$\sigma_c = M/W_c = 60000/1637 = 36,65 \text{ Kg/cm}^2$$

la sollecitazione di trazione nella lamiera risulta:

$$\sigma_a = M/W_a = 60000/78,96 = 760 \text{ Kg/cm}^2$$

e pertanto entrambe ammissibili.

- CALCOLO DELLE TRAVI DEL PIANO RIAZZATO

Passo delle travi	: 3,60 m.
Luce delle travi	: 3,60 m.
Schema statico	: Trave semplicemente appoggiata

a) Analisi di carico

solaio	550	Kg./mq.
peso proprio della trave presunto	10	Kg./mq.
carico totale a mq.	560	Kg./mq.

$$\begin{aligned} \text{carico totale a ml.} &= \\ (q+q) = 3,60 \times 560 &= \underline{2000 \text{ Kg./mq.}} \end{aligned}$$

b) Caratteristiche della sollecitazione

$$R_a = R_b = T_{\max} = 2000 \times 3,6 \times 0,5 = 3560 \text{ Kg.}$$

$$M_{\max} = 1/8 \cdot 2000 \cdot 3,6^2 = 3250 \text{ Kgm.}$$

c) Verifiche

Adottando un profilato IPE 220 COR-TEN, si ha:

$$\sigma = \pm 325000/252 = \pm 1290 \text{ Kg/cm}^2.$$

d) Deformazione elastica

$$f = 6,2 \cdot 2,0 \cdot 3,6^4/2772 = 0,74 \text{ cm.} = 1/490 \text{ l}$$

e) Collegamento trave-colonna

Il collegamento trave colonna viene realizzato mediante Squadretta in angolare saldata alla colonna da una coppia di bulloni ad alta resistenza atti ad assorbire il solo sforzo tagliante.

Adottando due bulloni di diametro $\phi 14$ con viti di classe 10 K e dado 84 il valore medio della tensione nella sezione del bullone stesso risulta:

$$\begin{aligned} \sigma_b = \frac{T_{\max}}{2 \cdot A_r} &= \frac{3560}{2 \cdot 115} = 15,48 \text{ Kg/cm}^2. \end{aligned}$$

- CALCOLO DELLE TRAVI DI COPERTURA

	passo delle travi	:	2,40 m
Tipo A	luce delle travi	:	7,20 m
	schema statico	:	trave semplicemente appoggiata

a) Analisi di carico

Sovraccarico neve		60 Kg/mq
Peso manto di copertura		60 " "
Peso proprio delle travi presunto		10 " "
<u>carico totale a mq</u>	:	<u>130 Kg/mq</u>
<u>carico totale a ml</u>	:	
$(q+q) = 130 \times 2,40$	=	<u><u>312 Kg/mq</u></u>

b) Caratteristiche della sollecitazione

$$R_a = R_b = T_{\max} = 312 \times 7,20 \times 0,5 = 1123 \text{ Kg}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times 312 \times 7,20^2 = 2021 \text{ Kgm}$$

c) Verifiche

Adottando un profilato IPE 220/COR-TEN, si ha:

$$\sigma = \pm 202100/252 = \pm 802 \text{ Kg/cm}^2$$

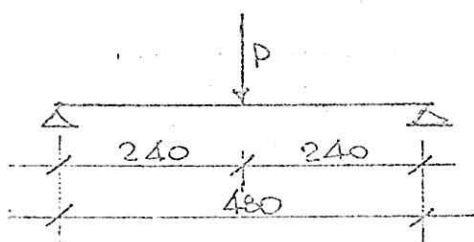
d) Deformazione elastica

$$f = 6,2 \times 0,312 \times 7,2^4 / 2772 = 1,87 \text{ cm} = 1/385 \text{ l}$$

e) Collegamento trave colonna

Il collegamento trave colonna viene realizzato così come previsto innanzi e pertanto si trascura la verifica in quanto lo sforzo tagliante massimo risulta minore.

Tipo B luce delle travi : 4,80 m
schema statico : semplicemente appoggiata



a) Analisi di carico

sovraccarico neve		60 Kg/mq
peso manto di copertura		60 " "
peso proprio della trave presunto		10 " "
carico totale a mq	:	<u>130 Kg/mq</u>
carico concentrato	:	
$P = 2,40 \times 130 \times 6,00$	=	<u><u>1872 Kg</u></u>

b) Caratteristiche della sollecitazione

$$R_a = R_b = T_{\max} = 1872 \times 0,5 = 936 \text{ Kg}$$

$$M_{\max} = 1/4 \times 1872 \times 4,8 = 2246 \text{ Kgm}$$

c) Verifiche

Adottando un profilato IPE 220 COR-TEN, si ha:

$$\sigma = + 224600/252 = + 891 \text{ Kg/cm}^2$$

- CALCOLO DEI PILASTRI

I pilastri saranno realizzati tutti col medesimo profilato.

analisi di carico e verifica (a quota piano rialzato):

$$\text{copertura } 4,2 \times 4,8 = 2600 \text{ Kg}$$

$$\text{peso proprio} = \underline{100 \text{ "}}$$

$$\text{carico totale : } 2700 \text{ Kg}$$

Adottando un profilato HE 120 B/COR-TEN, si ha:

$$H = 330 \text{ cm} ; l_0 = 330 \text{ cm}$$

$$\lambda = 330/3,06 = 108 ; w = 2,68$$

$$\sigma = 2,68 \times 2700/34 = 215 \text{ Kg/cm}^2$$

Analisi di carico e verifica (a quota fondazione):

$$\text{copertura} = 2600 \text{ Kg}$$

$$\text{piano rialzato } 4,20 \times 4,80 \times 560 = 11290 \text{ "}$$

$$\text{peso proprio} = \underline{200 \text{ "}}$$

$$\text{carico totale: } 14090 \text{ Kg}$$

Adottando un profilato HE 120/B COR-TEN, si ha:

$$H = 100 \text{ cm} ; l_0 = 100 \text{ cm}$$

$$\lambda = 100/3,06 = 33 ; w = 1,08$$

$$\sigma = 1,08 \times 14090/34 = 450 \text{ Kg/cm}^2$$

- CALCOLO DEL PLINTO

- Sforzo normale alla base del pilastro

$$N = 14090 \text{ Kg}$$

- Peso proprio del plinto:

$$P_p = 0,80 \times 0,80 \times 0,90 \times 2500 = 1500 \text{ Kg}$$

- Peso proprio del sottoplinto:

$$P_{sp} = 0,30 \times 1,30 \times 1,30 \times 2500 = 1250 \text{ Kg}$$

Tensione sul terreno:

$$= (14090 + 1500 + 1250)/(130 \times 130) = 0,990 \text{ Kg/cm}^2$$

Detta tensione risulta accettabile per il tipo di terreno di fondazione.

- Calcolo di verifica del plinto

Tensione alla base della piastra:

$$= 10850/40 \times 40 = 6,8 \text{ Kg}$$

- Calcolo dell'armatura secondo Lebel:

$$A_f = N/12 \times 1/\frac{f}{\sigma} \times a-a'/h = 13600/12 \times 1/1200 \times 80 - 40/56 = 0,675 \text{ cm}^2$$

L'armatura sarà disposta come risulta da disegno allegato.



IL Progettista Delle Strutture

Nicola De Venuto