

28 Ottobre 1974.-
BARI (Italy).....

Corr. N. Sa. -

Ufficio

I. S. E. S. - R O M A

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

CENTRO SOCIALE IN BRINDISI S. ELIA

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

[Handwritten signature]



- 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 in conglomerato cementizio; il solaio di copertura è previsto in lamiera grecata zincata posta in opera a secco con sovrastante masso a pendio in calcestruzzo di vermiculite o perlite e manto impermeabilizzante.

Nello studio degli elementi strutturali portanti si è indirizzati verso strutture a doppio T, ad anima piena, in acciaio COR-TEN.

Il dimensionamento delle strutture è stato effettuato in rispetto delle CNR-UNI 10012 per le ipotesi di calcolo e delle norme tecniche per l'impiego delle strutture in acciaio e per le opere in cemento armato (legge 5.11.1971 n. 1086).

- Carichi assunti per il calcolo

Masso a pendio ed impermeabilizzazione	45 kg/mq
Controscoffitto in Eterig	8 kg/mq
Sovracc. utile piano rialzato	350 kg/mq
Sovracc. neve in copertura	60 kg/mq

L'azione del vento può ritenersi trascurabile in quanto la altezza complessiva dell'edificio risulta di 4,20 m (sono stati comunque previsti controventi nelle due direzioni).

- CALCOLO DEL SOLAIO DEL PIANO RIALZATO -

Il solaio in lamiera grecata zincata (tipo EGB 1000 spesso re 10/10 mm della BROLL0) con soletta collaborante in conglomerato cementizio e rete elettrosaldata ϕ 4 - maglia 10x10 risulta continuo su tre appoggi a distanza costante pari a 3,6 m. Si riporta comunque, a vantaggio della stabilità, il calcolo di verifica nell'ipotesi del semplice appoggio.

a - analisi di carico

peso proprio solaio	150	kg/mq
incidenza tramezzi e pavimento	50	"
sovraccarico utile	350	"
<u>carico totale a mq:</u>		<u>q = 550 kg/mq</u>

b - caratteristiche della sollecitazione

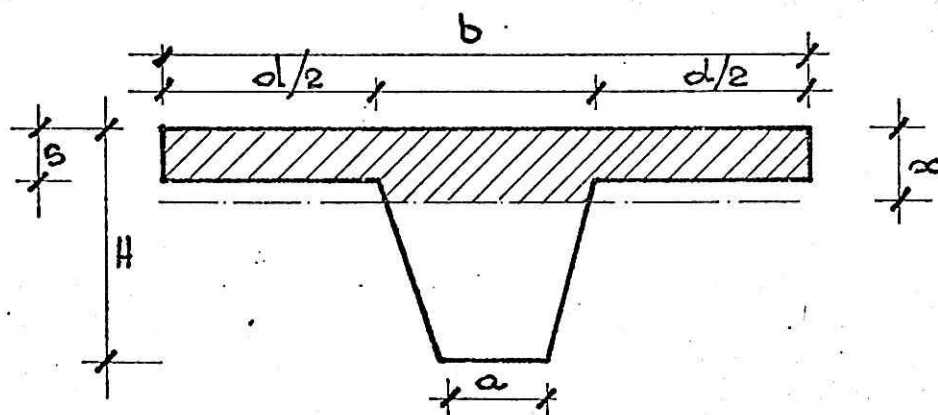
Nel calcolo delle caratteristiche della sollecitazione si considera una striscia di solaio larga 1,00 m

$$M = 0,125 \times 550 \times 3,60^2 = 890 \text{ kgm}$$

$$T = 0,50 \times 550 \times 3,60 = 990 \text{ kg}$$

c - verifica

Adottando un solaio con caratteristiche geometriche come da figura



in cui risulta:

$$\begin{array}{ll} a = 3,6 \text{ cm} & H = 12,5 \text{ cm} \\ b = 14,6 \text{ cm} & t = 0,1 \text{ cm} \\ d = 9,0 \text{ cm} & S = 3,0 \text{ cm} \end{array}$$

Nel calcolo di verifica si assume $n = 10$ ed una striscia di solaio pari alla distanza fra le nervature, trascurando, per semplicità, la rete elettrosaldato 4 maglia 10×10 .

- Determinazione dell'asse baricentrico:

$$\begin{aligned} & \frac{14,6 - 9}{2} + (9 \times 3) + 10 \cdot 0,1 (9 - 2 \times 3 + 3,6 + 2 \times 12,5) \\ & - \frac{9 \cdot 3^2}{2} - 10 \cdot 0,1 (9 \cdot 3 - 3^2 + 3,6 \cdot 12,5 + 12,5^2) = 0 \end{aligned}$$

Sviluppando:

$$2,8 x^2 + 58,6 x - 259,75 = 0$$

Si ricava:

$$x = \frac{-58,6 + \sqrt{58,6^2 + 4 \cdot 2,8 \cdot 259,75}}{2 \cdot 2,8} = 3,75 \text{ cm}$$

- Determinazione del momento d'inerzia:

$$\begin{aligned} J &= \frac{14,6 \cdot 3,75^3}{3} - \frac{9}{3} (3,75 - 3)^3 + 10 \cdot 0,1 \cdot 9 (3,75 - 3)^2 + \\ &+ 10 \cdot 0,1 \cdot 3,6 (12,5 - 3,75)^2 + 2 \cdot 10 \cdot 0,1 \left(\frac{12,5 - 3,0}{2} \right)^3 + \\ &+ 2 \cdot 10 \cdot 0,1 (12,5 - 3,75) \left(\frac{12,5 + 3,0}{2} - 3,75 \right)^2 = 958,95 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Su una striscia di 1 m di larghezza:

$$J_m = \frac{958,95}{14,6} \cdot 100 = 6568 \text{ cm}^4$$

Modulo di resistenza del calcestruzzo (estradosso):

$$W_e = \frac{6568}{3,75} = 1751 \text{ cm}^3$$

Modulo di resistenza dell'acciaio (intradosso):

$$W_i = \frac{6568}{10 (12,5 - 3,75)} = 75,6 \text{ cm}^3$$

Sollecitazione di compressione sul calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{89000}{1751} = 50,8 \text{ kg/cm}^2$$

Sollecitazione di trazione sulla lamiera grecata:

$$\sigma_f = \frac{89000}{75,6} = 1177 \text{ kg/cm}^2$$

Le sollecitazioni risultano ammissibili in quanto si adotta conglomerato cementizio di classe 150.

- CALCOLO DELLE TRAVI DEL PIANO RIALZATO -

A - travi intermedie

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 trave	10 "
carico totale a mq:	560 kg/mq
<u>carico totale a ml:</u>	
$q = 3,60 \times 560 =$	<u>2000 kg/ml</u>

b - caratteristiche della sollecitazione

$$R_A = R_B = T_{\max} = 0,5 \times 3,60 \times 2000 = 3560 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 0,125 \times 2000 \times 3,60^2 = 3250 \text{ kgm}$$

c - verifica

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

$$\sigma = \pm \frac{325000}{252} = \pm 1290 \text{ kg/mq}$$

d - deformazione elastica

Si calcola la freccia dovuta al solo sovraccarico utile:

$$q_s = 350 \times 3,60 = 1260 \text{ kg/ml}$$

che risulta:

$$f = 6,2 \frac{1,26 \times 3,60^4}{2772} = 0,47 \text{ cm} = \frac{1}{766} \text{ luce}$$

Poichè i tramezzi dell'edificio saranno realizzati in elementi prefabbricati con particolari accorgimenti di ancoraggio in acciaio, non è necessario verificare la freccia totale, dovuta al carico permanente ed al sovraccarico utile; nel caso

in esame, comunque, la stessa risulta:

$$f = 6,2 \times \frac{2,00 \times 3,60^4}{2772} = 0,74$$

e - collegamenti

Il collegamento trave colonna viene realizzato con un fazzoletto saldato alla colonna e bulloni atti ad assorbire il solo sforzo di taglio.

Adottando 2 bulloni 16 MA 10K dado 80

$$\tau_b = \frac{T}{2A_r} = \frac{3560}{2 \times 1,57} = 1134$$

B - travi perimetrali

passo delle travi : 3,60 m

luce delle travi : 3,60 m

schema statico : trave semplicemente

a - analisi di carico

solaio

peso proprio trave

carico totale a m

carico totale al

solaio e peso trave 0,5 x 560 x 3,60

tamponatura perimetrale

q =

b - caratteristiche della sollecitazione

$$R_A = R_B = T_{\max} = 0,5 \times 3,60 \times 1250 = 2250 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 0,125 \times 1250 \times 3,60^2 = 2025 \text{ kgm}$$

c - verifica

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

$$\sigma = \pm \frac{202500}{252} = \pm 803,57 \text{ kg/cm}^2$$

d - deformazione elastica

Si calcola la freccia dovuta al carico permanente ed al sovraccarico utile in quanto dette travi sono direttamente caricate dai pannelli di tamponatura e relativa controfo. in mattoni forati; si ha:

$$f = 6,2 \frac{1,25 \times 3,60^4}{2772} = 0,469 \text{ cm} = \frac{1}{767} \text{ l.}$$

e - collegamenti

Il collegamento trave colonna viene realizzato mediante fazzoletto saldato alla colonna e bulloni ad alta resistenza atti ad assorbire il solo sforzo di taglio.

Adottando 2 bulloni 16 MA 10K dado 8G si ha:

$$\tau_b = \frac{T}{2A_r} = \frac{2250}{2 \times 1,57} = 716 \text{ kg/cm}^2$$

- CALCOLO DEL SOLAIO DI COPERTURA

Il solaio di copertura sarà realizzato in lamiera grecata (tipo EGB 501 spessore 10/10 mm della BROLLLO) posto in opera a secco con sovrastante masso a pendio in conglomerato di Vermiculite o Perlite dello spessore medio di 12 cm e successiva impermeabilizzazione in Viapol 3.

a - analisi di carico

peso proprio lamiera	12,07	kg/ mq
masso a pendio ed imper.	45,00	"
sovraccarico neve	60,00	"
carico totale a mq :	117,07	kg/ mq

b - caratteristiche della sollecitazione

Nel calcolo delle caratteristiche della sollecitazione si considera una striscia di solaio larga 1,00m :

$$M_{\max} = 0,125 \times 117,07 \times 3,60^2 = 189 \text{ kgm}$$

c - verifica

Avendo adottato una lamiera con caratteristiche statiche:

$$J = 62,84 \text{ cm}^4/\text{mt}$$

$$W = 18,24 \text{ cm}^3/\text{mt}$$

si ha:

$$\sigma = \pm \frac{18900}{18,24} = \pm 1036 \text{ kg/cm}^2$$

- CALCOLO DELLE TRAVI DI COPERTURA

Le travi di copertura saranno realizzate tutte con il medesimo profilato pertanto si riporta il calcolo di quella di luce maggiore e maggiormente sollecitata.

passo delle travi: 3,60 m

luce delle travi : 7,20 m

schema statico : trave semplicemente appoggiata

a - analisi di carico

Sovraccarico neve	60,00	kg/mq
masso a pendio e imperm.	45,00	"
controsoffitto in Eterig	8,00	"
peso lamiera grecata	12,07	"
peso proprio travi	10,00	"
carico totale a mq :	135,07	kg/mq
carico totale a ml :		
$q = 135,07 \times 3,60 =$	486,25	kg/ml

b - caratteristiche della sollecitazione

$$R_A = R_B = T_{\max} = 0,5 \times 486 \times 7,20 = 1750 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 0,125 \times 486 \times 7,20^2 = 1149 \text{ kgm}$$

c - verifica

Adottando un profilato IPE 220 COR-TEN si ha:

$$\sigma = \pm \frac{314900}{252} = \pm 1250 \text{ kg/cm}^2$$

d - deformazione elastica

Si calcola la freccia dovuta al solo sovraccarico neve :

$$q_n = 60 \times 3,60 = 216 \text{ kg/ml}$$

che risulta :

$$f = 6,2 \frac{0,216 \times 7,20^4}{2772} = 1,29 \text{ cm} = \frac{1}{558} \text{ luce}$$

e - collegamenti

Il collegamento trave colonna viene realizzato mediante fazzoletto saldato alla colonna e bulloni ad alta resistenza atti ad assorbire il solo sforzo di taglio.

Adottando 2 bulloni 16 MA 10K dado 8G si ha:

$$\tau_b = \frac{T}{2A_r} = \frac{1750}{2 \times 1,57} = 557 \text{ kg/cmq}$$

- CALCOLO DEI PILASTRI

I pilastri saranno realizzati tutti con il medesimo profilato e pertanto si riporta il calcolo di verifica del ritto maggiormente sollecitato a quota piano rialzato e a quota fondazione.

A - a quota piano rialzato

area di influenza: $3,60 \times 7,20 = 25,92 \text{ mq}$

a - analisi di carico

copertura	(25,92 x 135)	≅ 3500 kg
peso proprio		= 100 "
	carico totale	= 3600 kg

b - verifica

Adottando un profilato HEB 120 COR-TEN si ha:

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

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

$$\lambda = \frac{330}{3,06} = 108$$

$$\omega = 2,68$$

$$\sigma = 2,68 \frac{3600}{34} = 283 \text{ kg/cmq}$$

B - a quota fondazione

$$\text{area di influenza: } 3,60 \times 3,60 = 12,96 \text{ mq}$$

a - analisi di carico

$$\text{copertura} = 3500 \text{ kg}$$

$$\text{piano rialzato } (12,96 \times 560) = 7260 \text{ "}$$

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

$$\text{carico totale: } 10960 \text{ kg}$$

b - verifica

Adottando un profilato HEB 120 COR-TEN si ha:

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

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

$$\lambda = \frac{100}{3,06} = 33$$

$$\omega = 1,08$$

$$\sigma = 1,08 \frac{10960}{34} = 348 \text{ kg/cmq}$$

- CALCOLO DEL PLINTO DI FONDAZIONE

I plinti di fondazione avranno tutti la medesima dimensione pertanto si riporta il calcolo di verifica di quello maggiormente sollecitato.

a - analisi di carico

carico totale alla base del pilastro = 10960 kg

peso proprio plinto

$$0,80 \times 0,80 \times 0,90 \times 2500 = 1500 "$$

peso proprio sottoplinto

$$0,30 \times 1,30 \times 1,30 \times 2500 = 1250 "$$

b - tensione alla base della piastra

$$\sigma = \frac{10960}{33 \times 33} = 10,06 \text{ kg/cm}^2$$

c - tensione sul sottoplinto

$$\sigma = \frac{10960 + 1500}{80 \times 80} = 1,95 \text{ kg/cm}^2$$

d - tensione sul terreno

$$\sigma = \frac{10960 + 1500 + 1250}{130 \times 130} = 0,811 \text{ kg/cm}^2$$

e - calcolo dell'armatura

$$A_f = \frac{10960}{12 \times 1600} \times \frac{80 - 50}{56} = 0,306 \text{ cm}^2$$

L'armatura, calcolata facendo uso della teoria di Lebellet in quanto il plinto è molto rigido, sarà realizzata come riportato nei disegni esecutivi.

Gli altri elementi strutturali di cui si compone l'edificio sono tutti dimensionati in base ai criteri di stabilità finora esposti.

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE

(prof. ing. Nicola De Venuto)

Nicola De Venuto