Relazione di Calcolo

Costruzione di fabbricati per abitazioni per Ufficiali e Sottufficiali della Marina Militare in Brindisi

Impresa: Servillo Giorgio

Napoli - Corso Vittorio Emanuele n° 402

ESAMINAT
Vedi relaz. N. 1394
In data 12 [illegible]
UFFICIO VERIFICA STRUTTURE
(Dott. Ing. [illegible])

ing. Alfredo Aiello

Calcoli statici delle strutture in c.a.

Carico adottato nei calcoli

In base alle disposizioni del contratto, dai regolamenti in vigore e della buona pratica, i carichi permanenti adottati nei seguenti calcoli statici risultano qui appresso indicati.

Calcestruzzo per c.a.	2500	Kg/mc
Calcestruzzo cementizio non armato	2200	" "
Muratura di mattoni pieni	1650	" "
Muratura a cassetta come da contratto	300	Kg/mq
Muratura di mattoni forati	1000	Kg/mc

Peso di 1 mq. di solaio del tipo "Provera" H = 20 cm.

Peso proprio solaio	Kg/mq	235
Pavimento e massetto	"	100
Quota ripartizione tramezzi	"	80
Sovraccarico accidentale	"	250
Totale	Kg/mq	665 ✓

Peso di un mq di solaio di copertura a camera d'aria H = 35 cm.

Peso proprio solaio	Kg/mq	300
Massetto pendenze e manto impermeabile	"	100
Pavimento	"	70
Sovraccarico accidentale	"	250
Totale	Kg/mq.	740 ✓

Peso di un ml. di balcone con aggetto da mt. 1.00

Peso proprio $\frac{0.12+0.08}{2} \times 2500$	Kg/ml	250
Pavimento	"	100
Protezione	"	30
Sovraccarico accidentale	"	~~400~~ 500
Totale	Kg/ml.	~~780~~ 880

Peso di un ml di balcone con aggetto da ml. 1.10

Peso proprio $\frac{0.12+0.08}{2} \times 1.10 \times 2500$	Kg/ml.	275
Pavimento 100×1.10	"	110
Protezione	"	30
Sovraccarico accidentale ~~400~~ 500 $\times 1.10$		~~440~~ 550
Totale	Kg/ml	~~835~~ 965

Peso di un ml di balcone con aggetto da mt 1.20

Peso proprio $\frac{0.12+0.08}{2} \times 1.20 \times 2500$	Kg/ml.	300
Pavimento 100×1.20	"	120
Protezione	"	30
Sovraccarico accidentale ~~400~~ 500 $\times 1.20$	"	~~480~~ 600
Totale	Kg/ml.	~~930~~ 1050

Peso di un ml di parapetto del terrazzo

Forati $0.20 \times 0.80 \times 1.000$	Kg/ml.	160
Intonaco	"	50
Coronamento	"	125
Totale	Kg/ml.	335

Scale

Peso proprio di un gradino $\frac{0.05+0.22}{2} \times 0.30 \times 1.10 \times 2500$	= Kg.	111
Pedata in marmo da cm. 3 $1.10 \times 0.03 \times 0.35 \times 2750$	= "	32
Alzata " " " " 2 $1.06 \times 0.02 \times 0.13 \times 2750$	= "	8
Malta ed intonaco	= "	10
Protezione	= "	10
Per ogni gradino	Kg.	171
Sovraccarico accidentale ~~400~~ 500 $\times 0.32$	"	~~128~~ 160
Totale	Kg.	~~299~~ 331

Ogni rampante è costituito da:

n° 9 gradini	299×9	= Kg.	2691
n° 2 pianerottoli	$2 \times 925 \times 250/2 \times 1.15$	= "	2658
Trave a ginocchio	$0.30 \times 0.50 \times 500 \times 2500$	= "	1875
Totale		Kg.	7224

Carico sui pilastri

In base ai carichi suddetti, ed assumendo i massimi valori dei sovraccarichi per tutti i piani si ottiene che il valore del carico sul terreno di posa, trasmesso da pilastri ad interasse di metri 5.00, ammonta a Kg. (110.000). (Compreso il peso della trave rovescia di fondazione ed il relativo sottofondo di calcestruzzo cementizio. ?

Trave rovescia di fondazione

Essendo il carico totale sul terreno di Kg 110 000, e non volendo sorpassare per la pressione sul terreno il valore di Kg 1 al cmq, si ha che la superficie di appoggio sarà:

$$\frac{110.000}{1} = \text{cmq. } 110.000$$

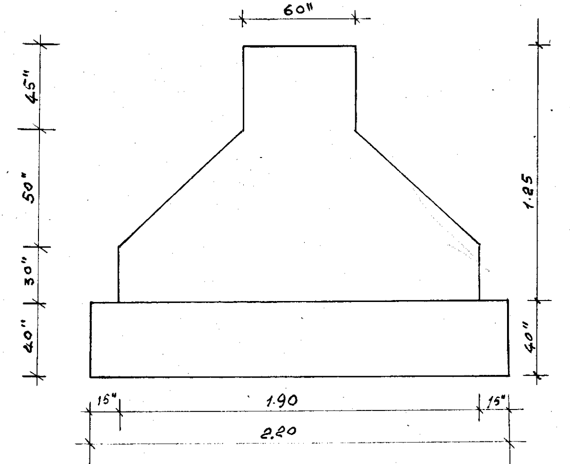
e poichè i pilastri sono distanziati di mt. 5.00, la larghezza del sottofondo dovrà essere:

$$\frac{110.000}{500} = \text{cm. } 220$$

Riseghando da ambo i lati di cm. 15, la sollecitazione sul calcestruzzo di sottofondo sarà:

$$\frac{103\,000}{500 \times 190} = \text{Kg/cmq. } 1.09$$

ed alla trave rovescia si assegnano le seguenti dimensioni riportate in figura.



Si verifica la sollecitazione nel calcestruzzo e si determinano le armature in base al momento flettente che agisce sotto al pilastro ed in asse a questo e cioè:

$$M_1 = 1/12 \times 103.000 \times 500 = 4.291.666 \text{ Kg/cm.}$$

ed il momento in mezzeria della campata:

$$M_2 = -1/24 \times 103.000 \times 500 = 2.145.833 \text{ Kg/cm.}$$

$$\sqrt{\frac{4.291.666}{60}} = 268 \qquad H = \text{cm. } 125 \qquad h = 120 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{268} = \frac{120}{268} = 0.447 \text{ dalle tabelle per } m = 10$$

e $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq si trova $\sigma_c = 44$ Kg/cmq $t = 0.001708$

per cui $A_f = 0.001708 \times \sqrt{4.291.666 \times 60} = \text{cmq. } 27.46$

armatura realizzabile con 9 ∅20 = cmq 28.27 leggermente in eccesso.

Verifica della sezione

$$x = \frac{10 \times 28.27}{60}\left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 60 \times 120}{10 \times 28.27}}\right] = \text{cm. } 29.49$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 4.291.666}{60 \times 29.49 \times (120 - 9.83)} = 44 \text{ Kg/cmq.}$$

$$\sigma_f = \frac{4.291.666}{28.27 \times (120 - 9.83)} = 1378 \text{ Kg/cmq.}$$

La sezione di mezzeria essendo sollecitata da un momento metà di quello all'incastro si arma con una sezione metallica poco più della metà di quella determinata innanzi.

Taglio

$$T = \frac{103.000}{2} = \text{Kg. } 51.500 \ ?$$

$$\tau = \frac{51.500}{60 \times (120 - 9.83)} = \text{Kg/cmq. } 7.79$$

Con staffe ∅12 a due bracci ogni 25 cm., la sollecitazione assorbita da queste è:

$$\tau_1 = \frac{2.26 \times 1400}{25 \times 60} = \text{Kg/cmq } 2.10$$

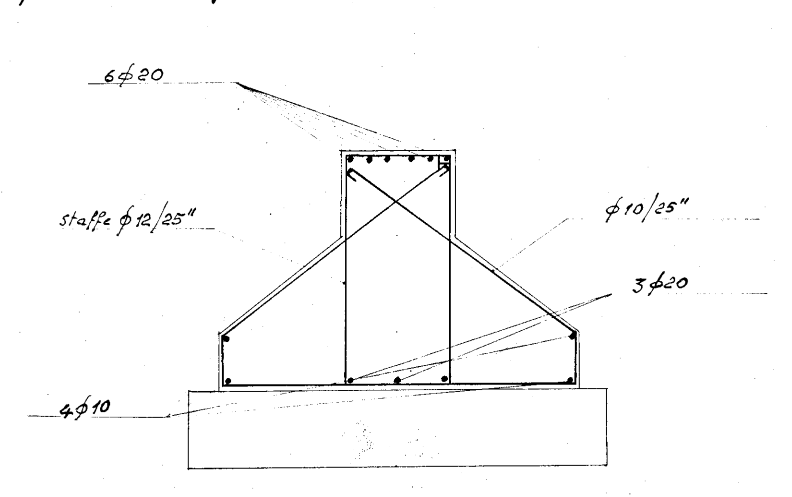
e lo sforzo da fare assorbire dai ferri piegati sarà:

$$S_p = \frac{7.79 - 2.10}{2} \times 177 \times 60 = \text{Kg. } 30267$$

L'area dei ferri piegati sarà:

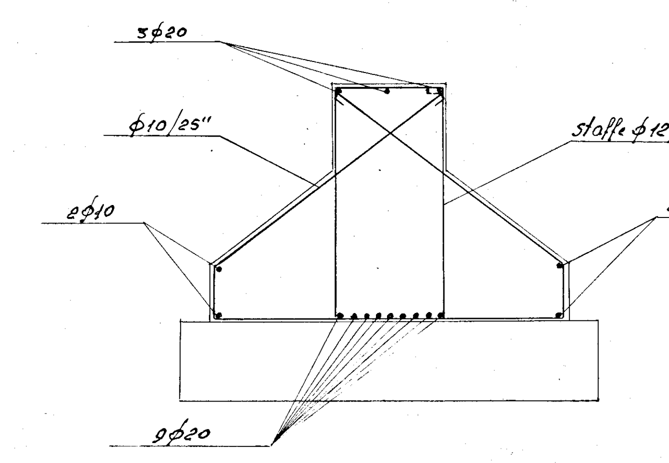
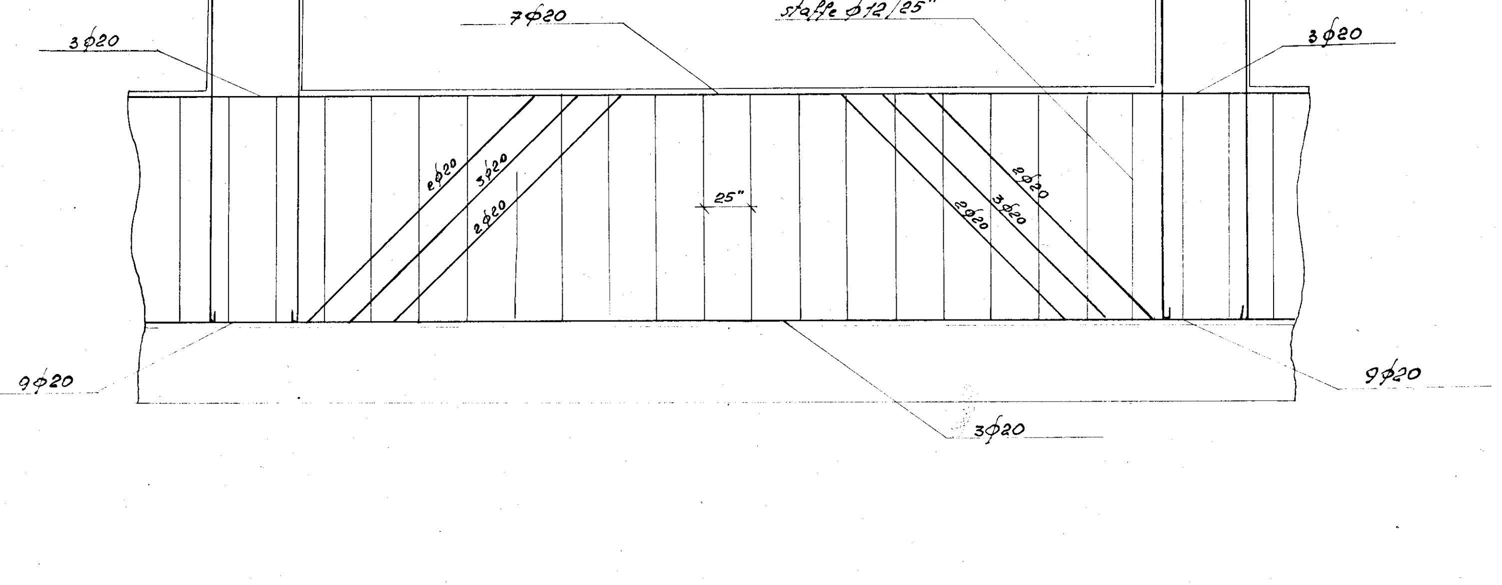
$$\frac{30267}{\sqrt{2} \times 4/5\ 1400} = \frac{30267}{1579.20} = \text{cmq. } 19.17 \quad 7∅20 = 21.99$$

L'ala della trave non ha bisogno di armature, comunque si pongono 4∅10 per ogni ml.



Sezione trave in mezzeria della campata

Sezione trave in asse al pilastro



Sezione longitudinale