C A L C O L O S C A L A

G R A D I N I A S B A L Z O

Caratteristiche:

a = 17 cm p = 28 cm s = 5 cm $b = \sqrt{17^2 + 28^2} = 32,8$ cm l = 1,10 cm.

Analisi dei carichi per gradino

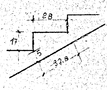
peso proprio (0,28x0,17x0,5+0,05x0,328) x 1,10 x 2500	=	110 Kg.
rivestimento(0,28x0,03+0,17x0,02) x 1,10 x 2800	=	37 ''
malta e intonaco (0,28x0,02+0,17x0,02+0,328x0,02)x1,05x1500	=	26 ''
sovraccarico utile 400 x 0,30 x 1,10	=	132 ''
		305 Kg.
Carico concentrato muro ascensore : 0,26x3x0,10x1300	=	110 Kg.

$M = \frac{305x1,20}{2} + 110 \times 1,20 = 315$ Kgm. Essendo h 17 cm b = 32,8 cm

$r = \frac{17}{\sqrt{\frac{31x32,8}{32,8}}} = \frac{17}{31} = 0,548$ per $\sigma_f = 2600$ Kg/cmq. $\sigma_c = 41,5$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00097 \times 31 \times 32,8 = 0,98$ cmq. < 2 ϕ 8

P I A N E R O T T O L I D ' A N G O L O



Consideriamo questa soletta come semplicemente incastrata sulla trave (13-14)

Analisi dei carichi:

peso p.0,18x1,00x1,00x2500	=	450 Kg/cmq.
pavimento e massetto	=	100 '' ''
sovraccarico utile	=	400 '' ''
		950 Kg/cmq.

$M = \frac{950x1,30^2}{2} = 802$ Kgm. H = 18 cm. b = 100 cm.

$r = \frac{16}{\sqrt{802}} = \frac{16}{28,4} = 0,563$ per $\sigma_f = 2000$ Kg/cmq. $\sigma_c = 40$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00039 \times 28,4 \times 100 = 2,65$ cmq. < 5 ϕ 10 cioè 1 ϕ 10/20 cm.

T R A V E A G I N O C C H I O (17-18)

Analisi dei carichi:

rampa 415x6x950x1,20x1,20	=	3.858 Kg.
peso p.0,20x0,60x2500	=	300 ''
muratura 0,20x2,00x3,00x1300	=	1.560 ''
totale =		5.718 Kg.

$M = \frac{5718x3,25}{12} = 1548$ Kgm. T = 5718x0,5 = 2859 Kg.

Essendo H = 60 cm. h = 57 cm b = 20 cm $r = \frac{57}{\sqrt{\frac{1548000}{20}}} = \frac{57}{88} = 0,647$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 37$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00076 \times 88 \times 20 = 1,33$ cmq. < 4 ϕ 8

VERIFICA ALLA TORSIONE $M_t = \frac{315 \times 5}{2} + \frac{800}{4} = 987$ Kgm.

Essendo $\frac{a}{b} = \frac{60}{20} = 3$ $\psi = 3,74$ $\tau = \frac{3,74 \times 98700}{60 \times 20^2} = 15,4$ Kg/cmq.

occorre pertanto fare assorbire lo sforzo da:

ferri longitudinali : $A_s = \frac{98700(15+25)}{15x55 \times 2000} = 4,18$ cmq. ≃ 8 ϕ 8

staffe $A_s = \frac{98700x100}{2x15x55x2000} = 2,99$ cmq. ≃ 6 ϕ 8 cioè 1 ϕ 8/17 cm.

T R A V E A G I N O C C H I O (8 - 14)

Analisi dei carichi:

rampa 415 x 4 + 950 x 1,20 x 1,20	=	3.028 Kg.
peso p.0,15x0,70x2500 x3,60	=	1.000 ''
murat.0,15x2,00 x 3,60x1300	=	1.400 ''
		5.428 Kg.

$M = \frac{5428x3,99}{12} = 1764$ Kgm. T = 5428x0,5 = 2715 Kg.

Essendo H = 70 cm. h = 65 cm. b = 15 cm.

$r = \frac{67}{\sqrt{\frac{176400}{15}}} = \frac{67}{108} = 0,62$ per $\sigma_f = 2000$ Kg/cmq. $\sigma_c = \sim 36$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00074 \times 106 \times 15 = 1,20$ cmq. < 3 ϕ 8

VERIFICA ALLA TORSIONE: $M_t = \frac{315 \times 4}{2} = 630$ Kgm.

Essendo $\frac{a}{b} = \frac{70}{15} = 4,66$ $\psi = 3,45$ $\tau = \frac{3,45 \times 63000}{70 \times 15^2} = 13,8$ Kg/cmq.

Occorre pertanto fare assorbire lo sforzo da :

ferri longitudinali : $A_1 = \frac{63000(11+65)}{11x65x2000} = 3,34$ cmq. ≃ 7 ϕ 8

staffe : $A_s = \frac{63000 \times 100}{2 \times 11x65 \times 2000} = 2,20$ cmq. < 5 ϕ 8 cioè 1 ϕ 8/20''

T R A V I I N V A R I A N T E P U R I L P I A N O T E R R A

T R A V E (1-4)=(9-11)=(15-19)

Analisi dei carichi:

muratura 11 50% di 1125	=	1.012 Kg/ml.
peso p.(0,15x0,50x0,25x0,30)	=	375 '' ''
		1.407 Kg/ml.

$M = \frac{1407x4,10^2}{12} = 2080$ Kgm. $T = \frac{1407x4,10}{2} = 3050$ Kg.

Essendo H = 75 cm. h = 72 cm b = 15 cm

$r = \frac{72}{\sqrt{\frac{208000}{15}}} = \frac{72}{118} = 0,610$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = \sim 40$ Kg/cmq.

$A_f = 0,000818 \times 118 \times 15 = 1,44$ cmq. < 4 ϕ 18 $\tau = \frac{3050}{0,9x15x72} = 3,14$ Kg/cmq.

T R A V E (4-9) = (11-15)

Analisi dei carichi:

balcone 1,05x800	=	840 Kg/ml.
ringhiera	=	50 '' ''
sovracc.sulla trave 0,30x500	=	150 '' ''
peso p.(0,15x0,50+0,20x0,30)x2500	=	337 '' ''
		1.377 Kg/ml.

Assumiamo p = 1500 Kg/ml. per tener conto dell'effetto dello sbalzo

$M = \frac{1500x3,70^2}{12} = 1710$ Kgm. $T = \frac{1500x3,70}{2} = 2775$ Kg.

Essendo H = 70 cm. h = 67 cm. b = 15 cm.

$r = \frac{67}{\sqrt{\frac{171000}{15}}} = \frac{67}{106,5} = 0,629$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 38$ Kg/cmq.

$A_f = 0,00078 \times 106,5 \times 15 = 1,25$ cmq. < 4 ϕ 8

T R A V I (1-2) (4-5) (9-10) (11-12) (15-16)

Queste travi saranno per quanto riguarda l'armatura come la travi del piano tipo con la differenza che per le sezioni architettoniche avranno tutte una sezione di cm.20 x 75 e correranno in asse ai pilastri di prospetto.

T R A V E (12 - 20)

Analisi dei carichi :

solaio $\frac{1,70}{2}$ x 700	=	1.295 Kg/ml.
tramezzo 0,10x2,70x1300	=	351 '' ''
peso p.0,20x0,75x2500	=	375 '' ''
		2.021 Kg/ml.

$M = \frac{2020x3,10^2}{12} = 4378$ Kgm. $T = \frac{2020x3,10}{2} = 3150$ Kg.

Essendo H = 75 cm l = 72 cm b = 20 cm.

$r = \frac{72}{\sqrt{\frac{215000}{20}}} = \frac{72}{160} = 0,45$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 34$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001065 \times 150 \times 20 = 3,47$ cmq. < 2 ϕ 12 + 2 ϕ 10 $\tau = \frac{3150}{0,9x20x72} = 3,97$ Kg/cmq.

T R A V E 2 - 3 - 7 - 10 - 12 - 16 - 20

Questa trave ha solo una funzione architettonica,avrà perciò una sezione di 15 x 75 e sarà armata con 2 ϕ 8 inferiori e 2 ϕ 8 superiori più 1 ϕ 8 sagomato eccetto per la 3-7-10.

Questa trave correrà sul filo posteriore dei pilastri.

T R A V E 20 - 21 - 24

Assumiamo come valori massimi dei momenti e del taglio quelli già calcolati per la stessa trave al piano tipo.

V E R I F I C H E:

Sul nodo (21): M = 4760 Kgm. T = 5000 Kg. M_{sp} = 4250 Kgm.

H = 75 cm. h = 72 cm. b = 15 cm.

$r = \frac{72}{\sqrt{\frac{212000}{15}}} = \frac{72}{178} = 0,404$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 61$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001214 \times 178 \times 15 = 3,28$ cmq. < 2 ϕ 12 + 3 ϕ 8

In mezzeria della (21-24): M = 5170 Kgm. H = 75 cm. b = 15 cm.

$r = \frac{72}{\sqrt{\frac{217000}{15}}} = \frac{72}{186} = 0,387$ per $\sigma_f = 2200$ Kg/cmq. $\sigma_c = 64$ Kg/cmq.

$A_f = 0,001269 \times 186 \times 15 = 3,54$ cmq. < 2 ϕ 12 + 2 ϕ 10

V E R I F I C A A L T A G L I O

Sul nodo (21) a destra : $\tau = \frac{7080}{0,9x15 \times 72} = 7,28$ Kg/cmq. $S = \frac{7,20x15x225}{2} = 12285$ Kg.

Disponendo di 2 ϕ 12 sagomati $S_p = 2,26 \times 2000 = 6373$ Kg/

adottando staffe ϕ8/25'' $S_s = 9 \times 0,58 \times 1400 = 7300$ Kg.

Lecce,li 5 Aprile 1960

L' I M P R E S A
(La Generale Costruzioni)

IL CALCOLATORE
(dott.ing.F.Cicirillo)

[illegible]

[illegible]

[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]