APPROVATO
DAL CONSIGLIO DI AMMINISTRAZIONE INTEGRATO GESCAL NELLA SEDUTA DEL 24 GIU. 1971 CON PROVVEDIMENTO N. ....
Brindisi, ...
IL PRESIDENTE

GESTIONE CASE LAVORATORI LEGGE 14/2/63 N°60	INTERVENTO N 1211 3° TRIENNIO	**I.A.C.P.**
QUARTIERE "S. ELIA" BRINDISI **Progetto delle strutture**	data 21-5-71 agg agg agg	N°

RELAZIONE DI CALCOLO
PRIMA PARTE

			rapp
Dott Arch	E. NESPEGA	Edilizia	
Dott Ing	A. CORRADO	Edilizia	
Dott Ing	F. CARADORINI	Prog.e Costi	
Dott Ing	M. BOLOGNESE	Strutt.e Calc.	
Dott Ing	N. VIVARELLI	Imp.Tecnici	

Il lotto comprende 4 edifici per un totale di 11 vani scala.L' edificio A, composto da due vani scala ,si articola in piano terra a portico,5 piani abitazione ,un piano per cantinole e volumi tecnici; l' edificio A bis è del tutto simile al precedente ; l' edificio B, composto da 5 vani scala ,si articola in piano terreno a portico,4 piani abitazione ed un piano per cantinole e volumi tecnici; l' edificio C, composto da due vani scala ,si articola in piano terra ,parte a portico e parte destinato a cantinole, 4 piani abitazione e volumi tecnici.

Le strutture sono del tipo tradizionale in c.a. costituite da pilastri ,travi a spessore di solaio o di calata ,solai in laterocemento,sporti in latero-cemento,scale in c.a. a sbalzo da travi a ginocchio ,murature perimetrali a doppia fodera.

I solai di calpestio e di copertura sono previsti dell' altezza di cm. 25 ,compresa la soletta collaborante di cm.5 ,con interasse di cm. 50 ,mentre per le zone ribassate dei servizi l' altezza diviene di cm. 18.

Le fondazioni saranno del tipo diretto a travi rovesce ,e si assume come tensione del terreno σ_τ = 1,5 Kg/cmq.

Si è previsto l' uso di calcestruzzo classe R 250 dosato a 3 ql/mc di cemento tipo 425 (ex 730), ferro tondo omogeneo A_q 42-50.

Le sollecitazioni massime nel calcestruzzo armato sono :

- 70 Kg/cmq. per le strutture sollecitate a flessione e pressoflessione.
- 45 Kg/cmq. per le strutture sollecitate a pressione semplice.

Nelle sezioni inflesse ove le sollecitazioni sono maggiori di quelle predette,tenendo conto della doppia armatura e della riduzione a filo pilastri del momento,esse si riducono nei limiti suddetti.

I calcoli sono stati eseguiti coll' ausilio del regolo calcolatore.

- ANALISI GENERALE DEI CARICHI -

S O L A I

Solaio tipo in latero-cemento H = 20"+ 5"

interasse = 50 cm.

p.p.		= 160
soletta	0,05 x 1,00 x 1,00 x 2500	= 125
sovracc. perm.(intonaco,massetto, pavimenti,aliquota tramezzi)		= 65
sovracc. accid.		= 200
		650 Kg/mq

M U R A T U R E

Muratura di tompagno a doppia fodera,con fodera esterna in mattoni forati da 13" e fodera interna in tufelle da 10"

- fodera esterna	105 x 3,05	= 330
- fodera interna	0,10 x 1,00 x 3,05 x 1700	= 520
		850 Kg/ml.

B A L C O N I

A sbalzo in latero-cemento H = 20"+ 5" i = 50"

p.p.	= 160
soletta	= 125
sovracc. perm. (intonaco,massetto, masso pendio,pavimento)	= 115
sovracc. accid.	= 400
	800 Kg/mq

SCALE

Scale in c.a. a sbalzo da trave a ginocchio

p.p.	$\frac{20+4}{2} \times 1{,}00 \times 1{,}00 \times 2500$	= 300
sovracc. perm.(intonaco,massetto, grado e sottogrado.)		= 150
sovracc. accid.		= 400
		850 Kg/mq

SOVRACCARICHI TRAVI PIATTE

sovracc. perm.	= 165
sovracc. accid.	= 200
	365 Kg/mq.

1-0-0 EDIFICIO TIPO A - A bis.

1-1-0 - Analisi di carico sulle travi -

1-1-1 COPERTURA

Trave S-12-14-15-16-17-19-S ; S-45-47-48-49-50-52-S

Solaio	650 x 270	= 1750
" "	650 x 270	= 1750
p.p.	0,30 x 0,80 x 1,00 x 2500	= 600
		4100 Kg/ml

Trave 21-22; 54-55

Solaio	650 x 1,40/2	= 450
Sovracc.	365 x 0,50	= 200
p.p.	0,50 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 300
		950 Kg/ml

Trave 21-29; 22-29; 54-61;55-62

Solaio	650 x 1,30/2	= 400
Sbalzo	650 x 0,70	= 450
Sovracc.	365 x 0,50	= 200
p.p.	0,50 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 300
		1350 Kg/ml

1-1-2 COPERTURA PIANO TIPO

Trave 1-2-3-4; 7-8-9-10; 34-35-36-37;
- 40-4I-42-43 ;

Solaio	650 x 3,85/2	= 1250
Sovracc.	365 x 0,70	= 250
Tompagno		= 850
p.p.	0,70 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 450
		2800 Kg/ml

Trave 4-5; 6-7; 37-38; 39-40;

Solaio 650 x 3,85/2	= 1250
Sbalzo 800 x 1,15	= 900
Sovracc. 365 x 0,70	= 250
Tompagno	= 850
p.p. 0,70 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 450
	3700 Kg/ml

Trave 11-12-13-14-15-; 16-17-18-19-20;
44-45-46-47-48; 49-50-51-52-53;

Solaio 650 x 3,85/2	= 1250
Solaio 650 x 4,15/2	= 1350
Sovracc. 365 x 0,90	= 350
p.p. 0,90 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 550
	3500 Kg/ml

Trave 24-25-26-27-; 30-31-32-33;
57-58-59-60; 63-64-65-66;

Solaio 650 x 4,15/2	= 1350
Sovracc. 365 x 0,70	= 250
Tompagno	= 850
p.p. 0,70 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 450
	2900 Kg/ml

Trave 27-28; 29-30; 60-61; 62-63

Solaio 650 x 4,15/2	= 1350
Sbalzo 800 x 1,05	= 850
Sovracc. 365 x 0,70	= 250
Tompagno	= 850
p.p. 0,70 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 450
	3750 Kg/ml

Trave 5-6; 38-39; 21-23; 22-23; 54-56; 55-56;
23-28;23-29; 56-61; 56-62;

Tompagno	= 850
p.p. 0,30 x 0,40 x 1,00 x 2500	= 350
	1200 Kg/ml

Trave 5-15-21; 6-16-22;
38-48-54; 39-49-55

Rampa 850 x 1,30	= 1100
Tompagno	= 850
p.p. 0,30 x 0,60 x 1,00 x 2500	= 450
	2400 Kg/ml

Trave 1-11-24; 10-20-30; 34-44-57;
43-53-66

Tompagno	= 850
Sovracc. 365 x 0,50	= 200
p.p. 0,50 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 350
	1400 Kg/ml

1-2-0 - Analisi di carico sui pilastri -

1-2-1 COPERTURA

Pilastri 12; 19; 45; 52;

Sbalzo	4100 x 2,10	= 8600
Trave 12-14	4100 x 5,55/2	= 11350
p.p.	0,30 x 0,30 x 2,70 x 2500	= 600
		20550 Kg

Pilastri 14;17; 47; 50;

Trave 14-12;		= 11350
" " 14-15	4100 x 2,75/2	= 5650
p.p.		= 600
		17600 Kg

Pilastri 15;16 48; 49

Trave 15-14		= 5650
" " 15-16	4100 x 3,00/2	= 6150
p.p		= 600
		12400 Kg

Pilastri 21; 22; 54; 55

Trave 21-22	950 x 1,50/2	= 750
" " 21-28	1350 x 3,35/2	= 2250
p.p.	0,90 x 0,20 x 2,70 x 2500	= 1200
		4200 Kg

Pilastri 21; 29; 61; 62;

Trave 21-28		= 2250
p.p.		= 650
		2900 Kg

1-2-2 Copertura piano tipo

Pilastri 1; 10; 34; 43;

Trave 1-2	2800 x 4,00/2	= 5600
" " 1-11	1400 x 4,65/2	= 3250
p.p.	0,30 x 0,40 x 3,05 x 2500	= 950
		9800 Kg

Pilastri 2; 9; 35; 42;

Trave 1-2		= 5600
" " 2-3	2800 x 3,60/2	= 5050
p.p.		= 950
		11600 Kg

Pilastri 3; 8; 36; 41

Trave 3-2		= 5050
" " 3-4	2800 x 3,55/2	= 5000
p.p.		= 950
		11000 Kg

Pilastri 4; 7; 37; 40

Trave 4-3		= 5000
" " 4-5	3700 x 2,20/2	= 4050
p.p.		= 950
		10000 Kg

Pilastri 5; 6; 38; 39;

Trave 5-4		= 4050
" " 5-6	1200 x 2,00/2	= 1200
" " 5-15	2400 x 4,65/2	= 5600
p.p.		= 950
		11800 Kg

Pilastri 11; 20; 44; 53;		
Trave 11-1		= 3250
" " 11-24	1400 x 4,95/2	= 3450
" " 11-12	3500 x 4,00/2	= 7000
p.p.		= 950
		14650 Kg
Pilastri 12; 19; 45; 52;		
Trave 12-11		= 7000
" " 12-13	3500 x 3,60/2	= 6300
p.p.		= 950
		14250 Kg
Pilastri 13; 18; 46; 51;		
Trave 13-12		= 6300
" " 13-14	3500 x 2,90/2	= 5050
p.p.		= 950
		12300 Kg
Pilastri 14; 17; 47; 50		
Trave 14-13		= 5050
" " 14-15	3500 x 2,75/2	= 9600
p.p.		= 950
		15600 Kg
Pilastri 15; 16; 48; 49		
Trave 15-14		= 9600
" " 15-5		= 5600
" " 15-21	2400 x 1,65/2	= 2000
p.p.		= 950
		18150 Kg

Pilastri 21; 22; 54; 55

Trave 21-15		= 2000
" " 21-23	1200 x 1,60/2	= 950
aliquota solaio	$\frac{2,65 \times 650 \times 0,70}{2}$	= 600
p.p.	0,20 x 0,90 x 3,05 > 2500	= 1450
		5000 Kg

Pilastri 23; 56

Trave 23-21		= 950
" " 23-22		= 950
" " 23-28	1200 x 1,90/2	= 1150
" " 28-29	1200 x 1,90/2	= 1150
p.p.	0,20 x 1,90 x 3,05 x 2500	= 2900
		7100 Kg

Pilastri 24; 33; 57; 66;

Trave 24-11		= 3450
" " 24-25	2900 x 4,00/2	= 5800
p.p.		= 950
		10200 Kg

Pilastri 25; 32; 58; 65

Trave 25-24		= 5800
" " 25-26	2900 x 2,95/2	= 4300
p.p.		= 950
		11050 Kg

Pilastri 26; 31; 59; 64

Trave 26-25		= 4300
" " 26-27	2900 x 3,50/2	= 5050
p.p.		= 950
		10300 Kg

Pilastri 27; 30; 60; 63		
Trave 27-26		= 5050
" " 27-28	3750 x 3,40/2	= 6400
p.p.		= 950
		12400 Kg

Pilastri 28; 29; 61; 62	
Trave 28-27	= 6400
" " 28-23	= 1150
p.p.	= 950
	8500 Kg

1-3-0 - Verifica ed armatura pilastri -

1-3-1 Carichi al piede dei pilastri

Pilastri	Copertura	Cop. V	Cop. IV	Cop. III	Cop. II	Cop. I	Cop.portico fondazione
1,10,34,43,		9800	19600	29400	39200	49000	58800
2,9,35,42,		11600	23200	34800	46400	58000	69600
3,8,36,41		11000	22000	33000	44000	55000	65000
4,7,37,40		10000	20000	30000	40000	50000	60000
5,6,38,39		11800	23600	35400	47200	59000	70800
11,20,44,53		14600	29300	43900	58600	73200	87900
12,19,45,52	20550	37600	51850	66100	80350	94600	108850
13,18,46,51		12300	24600	36900	49200	61500	73800
14,17,47,50	17600	33200	48800	64400	80000	95600	111200
15,16,48,49	12400	35500	53600	71800	89900	108100	126200
21,22,54,55	4200	9200	14200	19200	24200	29200	34200
23,56		7100	14200	21300	28400	35500	42600
24,33,57,66		10200	20400	30600	40800	51000	61200
25,32,58,65		11000	22000	33000	44000	55000	65000
26,31,59,64		10300	20600	30900	41200	51500	61800
27,30,60,63		12400	24800	37200	49600	62000	74400
28,29,61,62	3000	11500	20000	28500	37000	45500	54000

1-3-2 Sezione ed armatura pilastri fondazione e portico

N°	P tn	A' c cmq	A f cmq	Armatura	Sezione cm×cm	A c i cmq	σ c Kg/cmq
1,10,34,43	59	1200	9,6	4ø14 + 4ø12	30 x 40	1307	45
2,9,35,42	70	1450	11,6	4ø14 + 6ø12	30 x 50	1629	43
3,8,36,41	65	1350	10,8	4ø14 + 6ø12	30 x 50	1629	40
4,7,37,40	60	1250	10,0	4ø14 + 4ø12	30 x 40	1307	45
5,6,38,39	71	1450	11,6	4ø14 + 6ø12	30 x 50	1629	43
II,20,44,53	88	1800	14,4	10 ø 14	30 x 60	1954	45
12,19,45,52	109	2250	18	12 ø 14	40 x 60	2584	42
13,18,46,51	74	1500	12	4ø14 + 6ø12	30 x 50	1629	45
14,17,47,50	111	2300	18,4	12 ø 14	40 x 60	2584	43
15,16,48,49	126	2600	20,8	14 ø 14	40 x 70	3015	41
21,22,54,55	34	700	5,6	14 ø 10	20 x 90	1910	17
23,56	43	900	7,2	24 ø 10	20 x 190	4037	10
24,33,57,66	61	1250	10	4ø14 + 4ø12	30 x 40	1307	45
25,32,58,65	66	1350	10,8	4ø14 + 6ø12	30 x 50	1629	40
26,31,59,64	62	1300	10,4	4ø14 + 6ø12	30 x 50	1629	38
27,30,60,63	75	1550	12,4	4ø14 + 6ø12	30 x 50	1629	45
28,29,61,62	54	1100	8,8	4ø14 + 4ø12	30 x 40	1307	41

Staffe ø 8''' /15''

1-3-3 Sezione ed armatura pilastri piano I e II

N°	P tn	A' c cmq	Af cmq	Armatura	Sezione cm x cm	A ci cmq	σ c Kg/cmq
1,10,34,43	49	1000	8	8 ø 12	30 x 40	1290	38
2,9,35,42	58	1200	9,6	4ø14 + 4ø12	30 x 40	1307	44
3,8,36,41	55	1150	9,2	4ø14 + 4ø12	30 x 40	1307	42
4,7,37,40	50	1050	8,4	8 ø 12	30 x 40	1290	38
5,6,38,39	59	1250	10	4ø14 + 4ø12	30 x 40	1307	45
11,20,44,53	73	1500	12	4ø14 + 6ø12	30 x 50	1629	44
12,19,45,52	95	1950	15,6	10 ø 14	40 x 50	2154	44
13,18,46,51	62	1300	10,4	4ø14 + 4ø12	30 x 40	1307	45
14,17,47,50	96	2000	16	10 ø 14	40 x 50	2150	44
15,14,48,49	108	2250	18	12 ø 14	40 x 60	2585	41
21,22,54,55	29	600	4,8	14 ø 10	20 x 90	1910	<10
23,56	36	750	6	24 ø 10	20 x 90	4037	<10
24,33,57,66	51	1050	8,4	8 ø 12	30 x 40	1290	39
25,32,58,65	55	1150	9,2	4ø14 + 4ø12	30 x 40	1307	42
26,31,59,64	52	1100	8,8	4ø14 + 4ø12	30 x 40	1307	39
27,30,60,63	62	1300	10,4	4ø14 + 4ø12	30 x 40	1307	45
28,29,61,62	46	950	7,6	8 ø 12	30 x 40	1290	35

Staffe ø 6‴ /15″

1-3-4 Sezione ed armatura pilastri piano III e IV

N°	P	A' c	Af	Armatura	Sezione
	tn	cmq	cmq		cm xcm
1,10,34,43	30	650	5,2	4ø12 + 4ø10	30 x 30
2,9,35,42	35	750	6	4ø12 + 4ø10	30 x 30
3,8,36,41	33	700	5,6	4ø12 + 4ø10	30 x 30
4,37,40	30	650	5,2	4ø12 + 4ø10	30 x 30
5,6,38,39	36	750	6	4ø12 + 4ø10	30 x 30
11,20,44,53	44	900	7,2	8 ø 12	30 x 40
12,19,45,52	66	1350	10,8	4ø14 + 6ø12	30 x 50
13,18,46,51	37	800	6,4	4ø12 + 4ø10	30 x 30
14,17,47,50	65	1350	10,8	4ø14 + 6ø12	30 x 50
15,16,48,49	72	1500	12	4ø14 + 6ø12	30 x 50
21,22,54,55	19	400	3,2	14 ø 10	20 x 90
23,56	21	450	3,6	24 ø 10	20 x 190
24,33,57,66	3I	650	5,2	4ø12 + 4ø10	30 x 30
25,32,58,65	33	700	5,6	4ø12 + 4ø10	30 x 30
26,31,59,64	31	650	5,6	4ø12 + 4ø10	30 x 30
27,30,60,63	37	750	6	4ø12 + 4ø10	30 x 30
28,29,61,62	29	600	4,8	4ø12 + 4ø10	30 x 30

Staffe ø 6''' /15"

1-3-5 Sezione ed armatura pilastri piano V e Vol.tecnici

N°	P	A' c	Af	Armatura	Sezione
	tn	cmq	cmq		cm x cm
1,10,34,43	10	200	1,6	8 ø 10	30 x 30
2,9,35,42	12	250	2	8 ø 10	30 x 30
3,8,36,41	11	250	2	8 ø 10	30 x 30
4,7,37,40	10	200	1,6	8 ø 10	30 x 30
5,6,38,39	12	250	2	8 ø 10	30 x 30
11,20,44,53	15	300	2,4	8 ø 10	30 x 30
12,19,45,52	38	800	6,4	4ø12+4ø10	30 x 30
13,18,46,51	12	250	2	8 ø 10	30 x 30
14,17,47,50	33	700	5,6	4ø12 + 4ø10	30 x 30
15,16,48,49	36	750	6	4ø12 + 4ø10	30 x 30
21,22,54,55	9	200	1,6	14 ø 8	20 x 90
23,56	7	150	1,2	24 ø 8	20 x 190
24,33,57,66	10	200	1,6	8 ø 10	30 x 30
25,32,58,65	10	200	1,6	8 ø 10	30 x 30
26,31,59,64	10	200	1,6	8 ø 10	30 x 30
27,30,60,63	12	250	2	8 ø 10	30 x 30
28,29,61,62	12	250	2	8 ø 10	30 x 30

Staffe ø 6''' /15''

1-4-0 Fondazioni

1-4-1 -Analisi di carico sul terreno-

pilastri	2453400
trave	313200
	2766600 Kg

1-4-2 -Tensione sul terreno-

$$\sigma_t = \frac{2766600}{1936800} = 1,43 \text{ Kg/cmq}$$

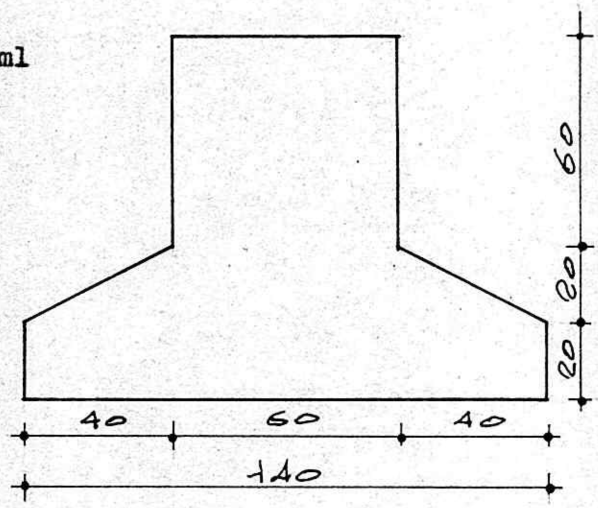
1-4-3 Travi 1-2-3-4-5-6-7-8-9-10; 24-25-26-27-28-29-30-31-32-33-34-35-36
37-38-39-40-41-42-43; 57-58-59-60-61-62-63-64-65-66

Carico sulla trave

$$q = \frac{2453400}{1936800} \times 100 \times 140 = 17750 \text{ Kg/ml}$$

-Caratteristiche geometriche-

Vedi disegno



-Armatura a flessione-

$M_{inc} = \frac{1}{12}\ 17750 \times 3,85^2 = 21900$ Kgm H = 100" b= 60"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 38$ Kg/cmq $A_f = 17,3$ cmq

$M_{camp} = 21900$ Kgm H = 100" b = 140"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 24$ Kg/cmq $A_f = 17$cmq

-Armatura trasversale-

$M = \frac{1}{2}\ 17750 \times 0,40^2 = 1450$ Kgm H = 40" b = 100"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 18$ Kg/cmq $A_f = 2,7$ cmq

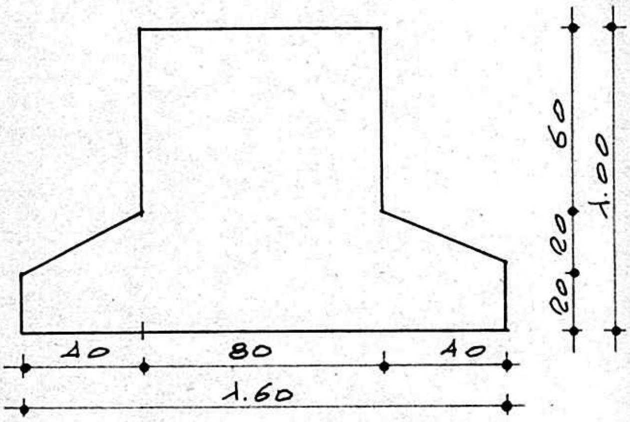
1-4-4 Travi 11-12-13-14-15-16-17-18-19-20; 44-45-46-47-48-49-50-51-52-53

Carico sulla trave

$$q = \frac{2453400}{1936800} \times 100 \times 160 = 20250 \text{ Kg/ml}$$

Caratteristiche geometriche

Vedi disegno



-Armatura a flessione-

$M_{inc} = \frac{1}{12}\ 20250 \times 3{,}85^2 = 25000$ Kgm H = 100" b = 80"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 35$ Kg/cmq $A_f = 19{,}7$ cmq

$M_{camp} = 25000$ Kgm H = 100" b = 160"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 24$ Kg/cmq $A_f = 19{,}4$ cmq

-Armatura trasversale-

$M = \frac{1}{2}\ 20250 \times \overline{0{,}40}^2 = 1600$ b = 100" H = 40"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 20$ Kg/cmq $A_f = 3{,}2$ cmq

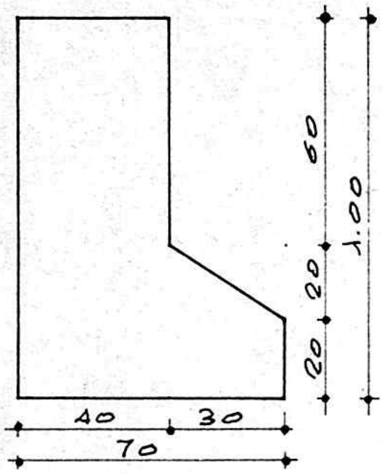
1-4-5 Travi 1-11-24; 10-20-33; 34-44-57; 43-53-66

Carico sulla trave

$$q = \frac{2453400}{1936800} \times 100 \times 70 = 8850 \text{ Kgm}$$

Caratteristiche geometriche

Vedi disegno



-Armatura a flessione-

$M_{inc} = \frac{1}{12}$ 8850 x $4{,}95^2$ = 18050 Kgm H= 100 " b = 40"

σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 43 Kg/cmq A_f = 14,2 cmq

M_{camp} = 18050 Kgm H = 100" b = 70"

σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 31 Kg/cmq A_f = 13,9 cmq

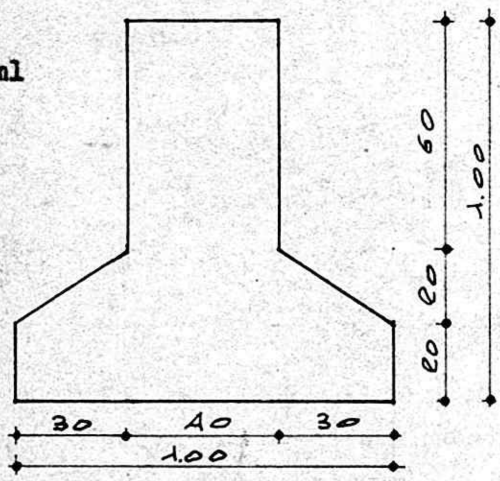
1-4-6 Travi 2-12-25; 3-13-26; 4-14-27; 5-15-21-23-28; 6-16-22-23-29-7-17-30; 8-18-31; 9-19-32; 35-45-58; 36-46-59; 37-47-60; 38-48-54- 56-61; 39-49 55-56-62; 40-50-63-41-51-64; 42-52-65

Carico sulla trave

$q = \frac{2453400}{1936800}$ x 100 x 100 = 12650 Kg/ml

Caratteristiche geometriche

Vedi disegno



-Armatura a flessione-

$M_{inc} = \frac{1}{12}$ 12650 x $4{,}95^2$ = 25850 Kgm H = 100" b= 40"

σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 53 Kg/cmq A_f = 20,4 cmq

M_{camp} = 25850 Kgm H = 100" b= 100"

σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 31 Kg/cmq A_f = 20 cmq

1-5-0 - Vano Scala -

1-5-1 Calcolo del gradino

Analisi di carico

p.p.	$\frac{0,235 + 0,07}{2} \times 0,30 \times 1,00 \times 2500$	= 115
sovracc. perm. (intonaco,grado sottogrado e massetto)	= 150 x 0,30	= 45
sovracc. accid.	= 400 x 0,30	= 120
		280 Kg/ml

$M = \frac{1}{2}\ 280 \times 1,20^2 = 200$ Kgm $H = \frac{0,235 \times 0,07}{2} = 0,15$ b = 30 cm

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 36$ Kg/cmq $A_f = 1,10$ cmq

1-5-2 Calcolo dei pianerottoli

Solaio in latero-cemento H = 16" + 4" i = 50"

Analisi di carico

p.p.		= 140
soletta	0,04 x 1,00 x 1,00 x 2500	= 100
sovracc. accid. (intonaco,massetto,pavimento)		= 110
sovracc. perm.		= 400
		750 Kg/cmq

$M_{inc} = \frac{1}{12}\ 750 \times \overline{2,70}^2 = 455$ Kgm H = 20" b = 100"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 22$ Kg/cmq $A_f = 0,96$ cmq / 50"

$M_{camp} = \frac{1}{14}\ 750 \times \overline{2,70}^2 = 390$ Kgm H = 20" b = 100"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma = 20$ Kg/cmq $A_f = 0,82$ cmq / 50"

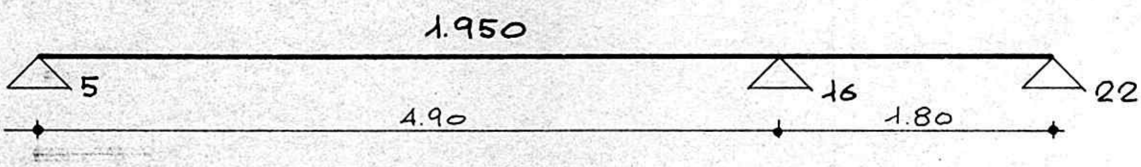
1-5-3 Calcolo delle travi a ginocchio

Analisi di carico

Rampa	850 x 1,20	= 1100
tompagno		= 400
p.p.	0,30 x 0,60 x 1,00 x 2500	= 450
		1950 Kg/ml

Verifica ed armatura a flessione

Schema di calcolo



$M_5 = M_{5-16} = \frac{1}{14}\ 1950 \times \overline{4,90}^2 = 3350$ Kgm H = 60" b = 30"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 35$ Kg/cmq $A_f = 4,4$ cmq

$M_{16} = \frac{1}{10}\ 1950 \times \overline{4,90}^2 = 4700$ Kgm H = 60" b = 30"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 43$ Kg/cmq $A_f = 6,3$ cmq

$M_{16-22} = \frac{1}{8}\ 1950 \times \overline{1,80}^2 - 4700 = -3900$ Kgm H = 60" b = 30"

$\sigma_f = 1400$ Kgm /cmq $\sigma_c = 39$ Kg/cmq $A_f = 5,3$ cmq

$M_{22} = \frac{1}{12}\ 1950 \times 1,80^2 = 550$ Kgm H = 60" b= 30"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c < 15$ Kg/cmq $A_f = 1,5$ cmq

Verifica a torsione della trave 5-16

$m_i = \frac{1}{2}\ 850 \times 1,20^2 = 612$ Kgm $m_t = 612 + 1020 \times 0,15 = 765$ Kgm

$t_i = 850 \times 1,20 = 1020$ Kgm $M_t = 765 \times \frac{4,90}{2} = 1875$ Kgm

$$\psi = 3 + \frac{2,6}{0,45 + \frac{60}{30}} = 4,061$$

$$\tau = \frac{4,061 \times 187500}{60 \times 30^2} = 14,1 \text{ Kg/cmq}$$

-Armatura a torsione-

$F = 55 \times 25 = 1375$ cmq $\qquad V = (55 + 25) \times 2 = 160$ cm

$$\Sigma_{fl} = \frac{187500}{2 \times 1400 \times 1375} = 160 = 7,8 \text{ cmq}$$

$$\Sigma_{fs} = \frac{187500}{2 \times 1400 \times 1375} = 0,0487 \text{ cmq/cm}$$

1-5-4 Calcolo della trave al pianerottolo di riposo

$M = \frac{1}{12}\ 1200 \times 3,00^2 = 900$ Kgm $\qquad H = 40"$ $\qquad b = 20"$

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\qquad \sigma_c = 34$ Kg/cmq $\qquad A_f = 1,8$ cmq

1-6-0 BALCONI

$q = 800$ Kg/mq $\quad H = 20 + 5$ cm $\quad b = 100$ cm

$M = \frac{1}{2}\ 800 \times 1{,}05^2 = 440$ Kgm

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\quad \sigma_c = 17$ Kg/cmq $\quad A_f = 1{,}6$ cmq/ml

$i = 50$ cm $\quad A_f = 0{,}8$ cmq

$M = \frac{1}{2}\ 800 \times 1{,}15^2 = 530$ Kgm

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\quad \sigma_c = 18$ Kg/cmq $\quad A_f = 1{,}7$ cmq/ml

$i = 50$ cm $\quad A_f = 0{,}85$ cmq/50

1-7-0 SOLAI PIANO TIPO

Carico per nervatura $q = 650 \times 0{,}50 = 325$ Kg/ml

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $b = 50$ cm

luce netta 3,68 x 1,05 = 3,85 m.

incastro $M = \frac{1}{12}\, 325 \times 3{,}85^2 = 400$ Kgm $H = 25$ cm $\sigma_c = 23$ Kg/cmq $A_f = 1{,}32$ cmq

campata $M = \frac{1}{14}\, 325 \times 3{,}85^2 = 345$ Kgm $H = 25$ cm $\sigma_c = 21$ Kg/cmq $A_f = 1{,}12$ cmq

luce netta 4,28 x 1,05 = 4,50 m.

incastro $M = \frac{1}{12}\, 325 \times 4{,}50^2 = 550$ Kgm $H = 25$ cm $\sigma_c = 27$ Kg/cmq $A_f = 1{,}8$ cmq

$H = 18$ cm $\sigma_c = 36$ Kg/cmq $A_f = 2{,}35$ cmq

campata $M = \frac{1}{14}\, 325 \times 4{,}50^2 = 470$ Kgm $H = 25$ cm $\sigma_c = 25$ Kg/cmq $A_f = 1{,}55$ cmq

$H = 18$ cm $\sigma_c = 33$ Kg/cmq $A_f = 2{,}0$ cmq

luce netta 2,83 x 1,05 = 3,00 m.

incastro $M = \frac{1}{12}\, 325 \times 3{,}00^2 = 250$ Kgm $H = 25$ cm $\sigma_c = 18$ Kg/cmq $A_f = 0{,}85$ cmq

campata $M = \frac{1}{14}\, 325 \times 3{,}00^2 = 200$ Kgm $H = 25$ cm $\sigma_c = <15$ Kg/cmq $A_f = 0{,}70$ cmq

1-8-0 - Calcolo a flessione delle travi -

1-8-1 Si effettua il Cross per il telaio 1-2-3-4-5=6-7-8-9-10=34-35-36-37-38=39-40-41-42-43

Lo schema di carico e le grandezze geometriche sono riportate in disegno.

Calcolo dei momenti di inerzia

Pilastri 1-10; 4-7; 10-11; 9-12; 12-19; 8-13; 13-18; 7-14; 14-17; 6-15; 15-16

$J = 90000\ cm^4$

Pilastri 2-9; 3-8; 5-6

$J = 112500\ cm^4$

Pilastri 20-21; 21-30; 30-31; 19-22; 22-29; 29-32; 18-23; 23-28; 28-33; 17-24; 24-27; 27-34; 16-25; 25-26; 26-35

$J = 67500\ cm^4$

Travi

$J = 91145\ cm^4$

1-8-2 - Calcolo dei fattori di rigidità -

$K_{65} = K_{83} = K_{92} = 4\ E \times 300$

$K_{74} = K_{104} = 4\ E \times 240$

$K_{615} = K_{1516} = K_{714} = K_{1417} = K_{813} = K_{1318} = K_{912} = K_{1219} = K_{1011} = K_{1120} =$

$= 4\ E \times 273$

$K_{1225} = K_{2526} = K_{2635} = K_{1724} = K_{2427} = K_{2734} = K_{1823} = K_{2328} = K_{2833} = K_{1922}$

$= K_{2229} = K_{2932} = K_{2021} = K_{2130} = K_{3031} = 4\ E \times 205$

$K_{67} = K_{1514} = K_{1617} = K_{2524} = K_{2627} = K_{3534} = 4\ E \times 414$

$K_{78} = K_{1413} = K_{1718} = K_{2423} = K_{2728} = K_{3430} = 4\ E \times 268$

$K_{89} = K_{1312} = K_{1819} = K_{2322} = K_{2829} = K_{3332} = 4\ E \times 253$

$K_{910} = K_{1211} = K_{1920} = K_{2221} = K_{2930} = K_{3231} = 4\ E \quad x\ 237$

1-8-3 **- Calcolo dei fattori di ripartizione-**

Nodo 6

6-5 = <u>0,30</u> 6-7 = <u>0,42</u> 6-15 = <u>0,28</u>

Nodo 7

7-4 = <u>0,20</u> 7-6 = <u>0,35</u> 7-14 = <u>0,23</u> 7-8 = <u>0,22</u>

Nodo 8

8-3 = <u>0,27</u> 8-7 = <u>0,24</u> 8-13 = <u>0,26</u> 8-9 = <u>0,23</u>

Nodo 9

9-2 = <u>0,28</u> 9-8 = <u>0,24</u> 9-12 = <u>0,26</u> 9-10 = <u>0,22</u>

Nodo 10

10-1 = <u>0,32</u> 10-9 = <u>0,31</u> 10-11 = <u>0,37</u>

Nodo 11

11-10 = 11-20 = <u>0,35</u> 11-12 = <u>0,30</u>

Nodo 12

12-9 = 12-19 = <u>0,26</u> 12-11 = <u>0,23</u> 12-13 = <u>0,25</u>

Nodo 13

13-8 = 13-19 = <u>0,26</u> 13-12 = <u>0,23</u> 13-14 = <u>0,24</u>

Nodo 14

14-7 = 14-17 = <u>0,22</u> 14-13 = <u>0,21</u> 14-15 = <u>0,35</u>

Nodo 15

15-6 = 15-16 = <u>0,28</u> 15-14 = <u>0,44</u>

Nodo 16

16-15 = <u>0,31</u> 16-25 = <u>0,23</u> 16-17 = <u>0,46</u>

Nodo 17

17-14 = 0,23   17-16 = 0,36   17-24 = 0,18   17-18 = 0,23

Nodo 18

18-13 = 0,27   18-17 = 0,27   18-23 = 0,21   18-19 = 0,25

Nodo 19

19-18 = 0,26   19-22 = 0,22   19-20 = 0,24   19-12 = 0,28

Nodo 20

20-19 = 0,33   20-21 = 0,29   20-11 = 0,31

Nodo 21-30

21-20= 21-30=30-21=30-31= 0,32   21-22 = 30-29 = 0,36

Nodo 22-29

22-19-22-29-29-32 = 0,23   22-21=29-30=0,26   22-23=29-28=0,28

Nodo 23-28

23-18;23-28;28-33 = 0,22   23-22-28-29 = 0,27   23-24-28-27 = 0,29

Nodo 24-27

24-17; 24-27; 27-34 = 0,18   24-23-27-28 = 0,25   24-25-27-26= 0,39

Nodo 25-26

25-16; 25-26; 26-35 = 0,25   25-24-26-27 = 0,50

Nodo 31

31-30 = 0,46   31-32 = 0,54

Nodo 32

32-29 = 0,30   32-31 = 0,34   32-33 = 0,36

Nodo 33

33-32 = 0,35   33-28 = 0,28   33-34 = 0,37

Nodo 34

34-33 = <u>0,30</u> 34-27 = <u>0,23</u> 34-35 = <u>0,37</u>

Nodo 35

35-26 = <u>0,33</u> 35-34 = <u>0,67</u>

1-7-3 - Momenti d' incastro perfetto -

Travi da 2,20 m.

$$M = \frac{1}{12}\ 3700 \times 2,20^2 = 1500 \text{ Kgm}$$

Travi da 3,40 m.

$$M = \frac{1}{12}\ 2800 \times \overline{3,40}^2 = 2700 \text{ Kgm}$$

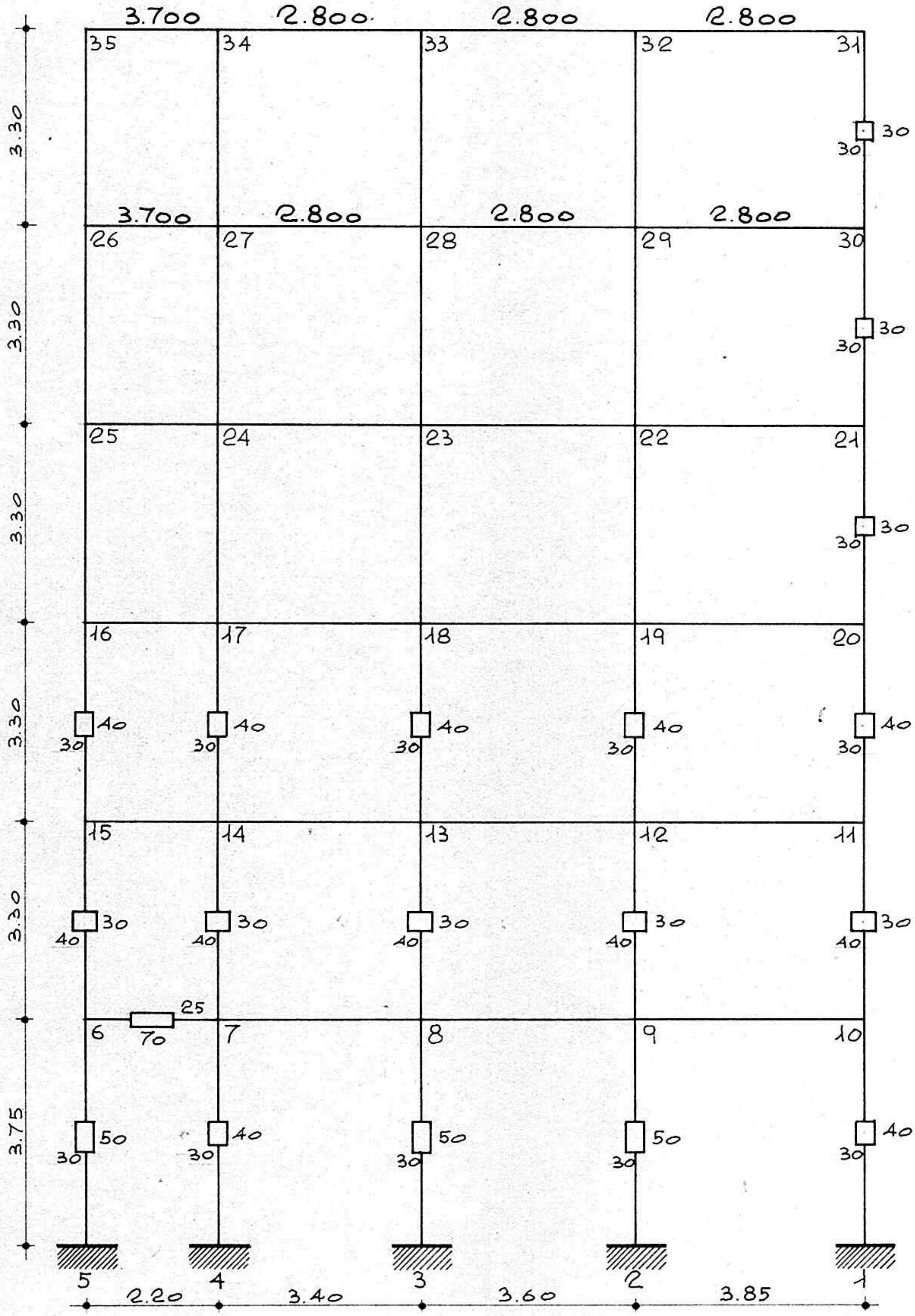
Travi da 3,60 m.

$$M = \frac{1}{12}\ 2800 \times \overline{3,60}^2 = 3050 \text{ Kgm}$$

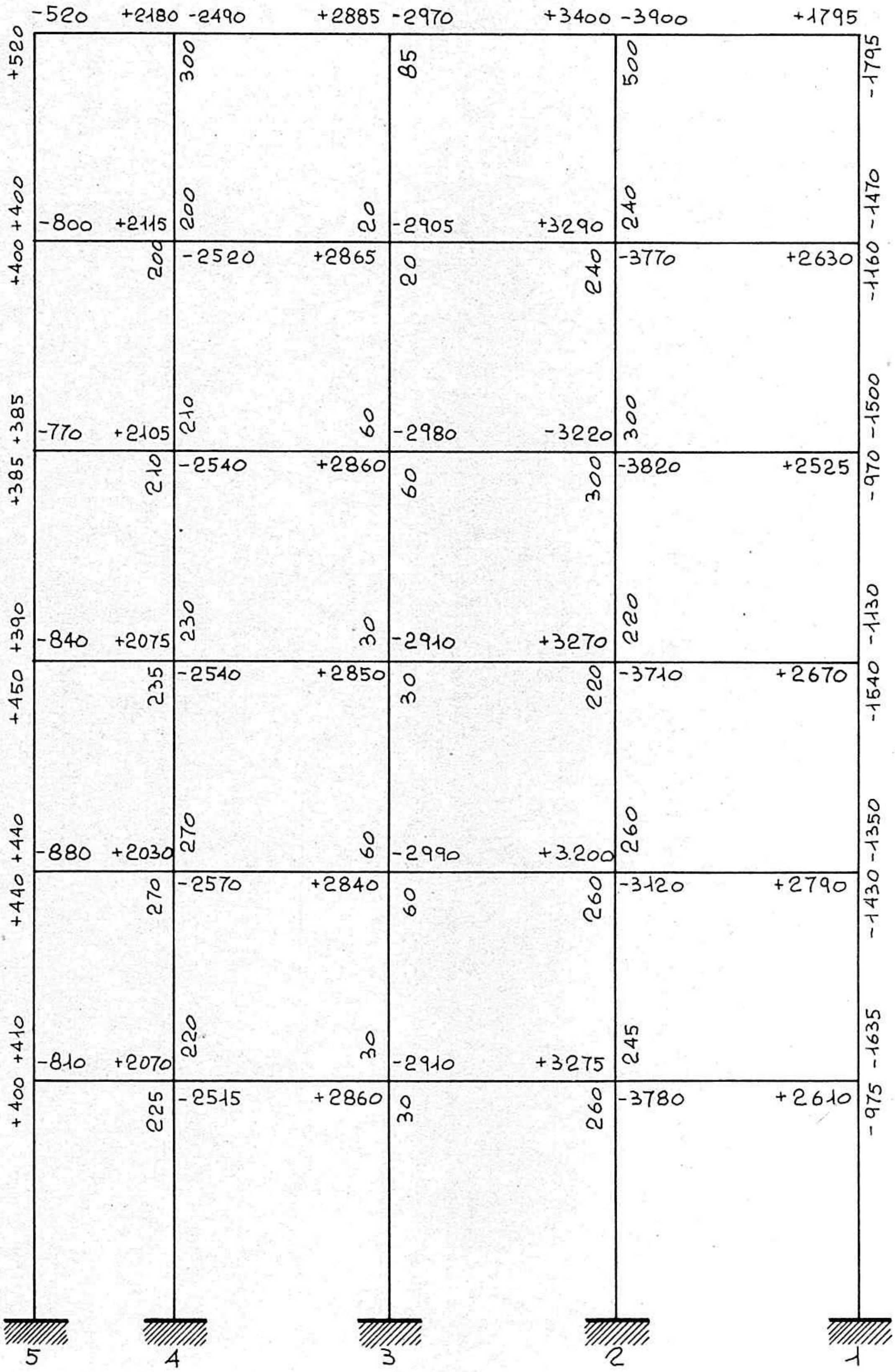
Travi da 3,85 m.

$$M = \frac{1}{12}\ 2800 \times \overline{3,85}^2 = 3450 \text{ Kgm}$$

studio tecnico **i.c.a.**

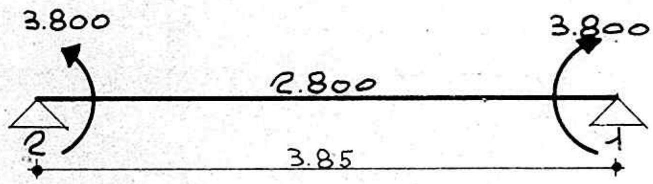


studio tecnico **i.c.a.**



1-8-4 <u>Verifica ed armatura travi</u>

Travi 1-2 ai piani tipo



R_2 = 5730 Kg

R_1 = 5050 Kg

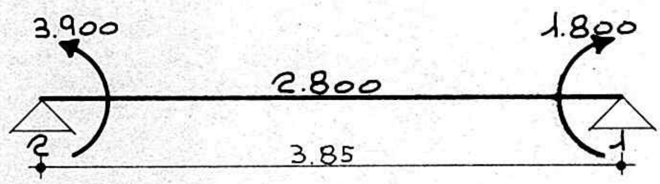
x = 2,05 m. da 2

M_{max} = 2060 Kgm

τ_{max} = 3,9 Kg/cmq

Verifiche ed armatura	H = 25 cm	b = 70 cm	σ_f = 1400 Kg/cmq
Sezione 1	M = 2500 Kgm	σ_c = 53 Kg/cmq	A_f = 8,4 cmq
Sezione 1-2	M = 2050 Kgm	σ_c = 47 Kg/cmq	A_f = 6,9 cmq
Sezione 2	M = 3800 Kgm	σ_c = 69 Kg/cmq	A_f = 13,1 cmq

1-8-5 Travi 1-2 alla copertura



R_2 = 5950 Kg

R_1 = 4850 Kg

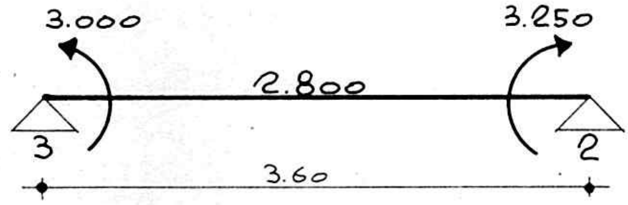
x = 2,15 m.

M_{max} = 2450 Kgm

τ_{max} = 4,1 Kg/cmq

Verifiche ed armatura	H = 25 cm	b = 70 cm	σ_f = 1400 Kg/cmq
Sezione 1	M = 1800 Kgm	σ_c = 44 Kg/cmq	A_f = 6,1 cmq
Sezione 1-2	M = 2450 Kgm	σ_c = 53 Kg/cmq	A_f = 8,3 cmq
Sezione 2	M = 3900 Kgm	σ_c = 70 Kg/cmq	A_f = 13,5 cmq

1-8-6 Travi 2-3



R_3 = 4950 Kg

R_2 = 5150 Kg

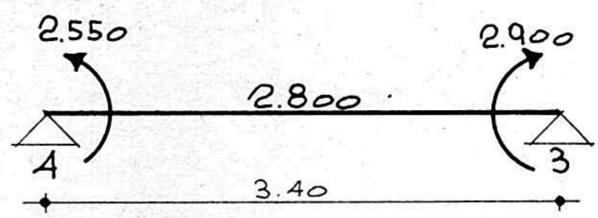
x = 1,75 m.

M_{max} = 1400 Kgm

τ_{max} = 3,5 Kg/cmq

Verifiche ed armatura		H = 25 cm	b = 70 cm	σ_f = 1400 Kg/cmq
Sezione 2	M = 3250 Kgm		σ_c = 63 Kg/cmq	A_f = 11,2 cmq
Sezione 2-3	M = 1400 Kgm		σ_c = 43 Kg/cmq	A_f = 5,8 cmq
Sezione 3	M = 3000 Kgm		σ_c = 60 Kg/cmq	A_f = 10,4 cmq

1-8-7 Trave 3-4



R_4 = 4700 Kg

R_3 = 4800 Kg

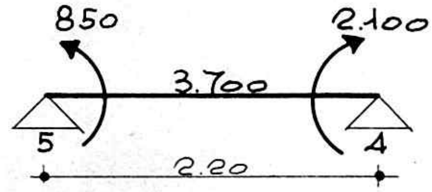
x = 1,65 m.

M_{max} = 1400 Kgm

τ_{max} = 3,3 Kg/cmq

Verifiche ed armatura		H = 25 cm	b = 70 cm	σ_f = 1400 Kg/cmq
Sezione 3	M = 2900 Kgm		σ_c = 59 Kg/cmq	A_f = 10 cmq
Sezione 4-3	M = 1400 Kgm		σ_c = 43 Kg/cmq	A_f = 5,8 cmq
Sezione 4	M = 2550 Kgm		σ_c = 55 Kg/cmq	A_f = 8,8 cmq

1-8-8 Travi 4-5



R_5 = 3500 Kg

R_4 = 4650 Kg

x = 0,95 m.

M_{max} = 800 Kgm

τ_{max} = 3,2 Kg/cmq

Verifiche ed armatura H = 25 cm b = 70 cm σ_f = 1400 Kg/cmq

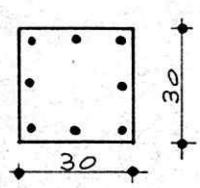
Sezione 4 M = 2100 Kg σ_c = 49 Kg/cmq A_f = 7,2 cmq

Sezione 4-5 M = 800 Kgm σ_c = 28 Kg/cmq A_f = 2,8 cmq

Sezione 5 M = 850 Kgm σ_c = 29 Kg/cmq A_f = 2,9 cmq

1-8-9 Verifica in testa del pilastro 1

R = 9000 Kg M = 1800 Kgm Ac = 30 x 30 A_f = 8 ø 10



a = 30 cm ; b = 30 cm ; h = 28 cm ; h' = 20 cm

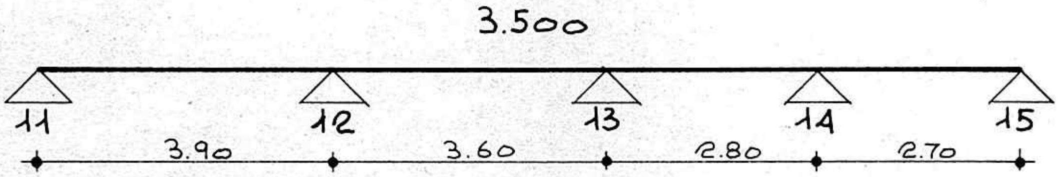
A_f = A'_f = 2,36 cmq e = 20 cm

d = 33 cm d' = 7 cm ricaviamo la posizione dell' asse neutro

x = 10,1 cm σ_c = 69 Kg/cmq

Esaminati i risultati del Cross e le relative verifiche sulle travi si adottano dei coefficienti nella soluzione delle altre strutture.

1-8-10 Travi 11-12-13-14-15; 16-17-18-19-20; 44-45-46-47-48; 49-50-51-52-53



- Armatura a flessione -

σ_f = 1400 Kg/cmq H = 25 cm b = 90 cm

<u>Sezione 11; 11-12</u>

$M = \frac{1}{14}\ 3500 \times 3{,}90^2 = 3800$ Kgm $\sigma_c = 60$ Kg/cmq $A_f = 13{,}2$ cmq

<u>Sezione 12</u>

$M = \frac{1}{10}\ 3500 \times 3{,}90^2 = 5300$ Kgm $\sigma_c = 73$ Kg/cmq $A_f = 18{,}5$ cmq

<u>Sezione 12-13</u>

$M = \frac{1}{16}\ 3500 \times 3{,}60^2 = 2800$ Kgm $\sigma_c = 50$ Kg/cmq $A_f = 9{,}6$ cmq

<u>Sezione 13</u>

$M = \frac{1}{12}\ 3500 \times 3{,}60^2 = 3800$ Kgm $\sigma_c = 60$ Kg/cmq $A_f = 13{,}2$ cmq

<u>Sezione 13-14</u>

$M = \frac{1}{16}\ 3500 \times 2{,}80^2 = 1700$ Kgm $\sigma_c = 37$ Kg/cmq $A_f = 5{,}8$ cmq

<u>Sezione 14</u>

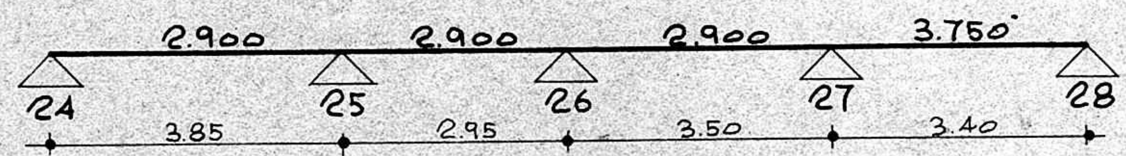
$M = \frac{1}{10}\ 3500 \times 2{,}70^2 = 2550$ Kgm $\sigma_c = 47$ Kg/cmq $A_f = 8{,}7$ cmq

Sezione 14-15; 15

$M = \frac{1}{14}\ 3500 \times 2{,}70^2 = 1800$ Kgm $\quad \sigma_c = 38$ Kg/cmq $\quad A_f = 6{,}0$ cmq

Taglio massimo $T = 6800$ Kg $\quad \tau_{max} = \frac{6800}{90 \times 0{,}9 \times 23} = 3{,}6$ Kg/cmq

1-8-11 Travi 24-25-26-27-28; 29-30-31-32-33
57-58-59-60-61; 62-63-64-65-66



- Armatura a flessione -

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\quad H = 25$ cm $\quad b = 70$ cm

Sezione 24; 24 -25;

$M = \frac{1}{14}\ 2900 \times 3{,}85^2 = 3050$ Kgm $\quad \sigma_c = 61$ Kg/cmq $\quad A_f = 10{,}6$ cmq

Sezione 25

$M = \frac{1}{10}\ 2900 \times 3{,}85^2 = 4300$ Kgm $\quad \sigma_c = 76$ kg/cmq $\quad A_f = 15{,}4$ cmq

Sezione 25-26

$M = \frac{1}{16}\ 2900 \times 2{,}95^2 = 1550$ kgm $\quad \sigma_c = 40$ kg/cmq $\quad A_f = 5{,}2$ cmq

Sezione 26

$M = \frac{1}{12}\ 2900 \times 3{,}50^2 = 2950$ Kgm $\quad \sigma_c = 60$ Kg/cmq $\quad A_f = 10{,}2$ cmq

Sezione 26-27

$M = \frac{1}{16}\, 2900 \times 3{,}50^2 = 2200$ Kgm $\qquad \sigma_c = 50$ Kg/cmq $\qquad A_f = 7{,}5$ cmq

Sezione 27

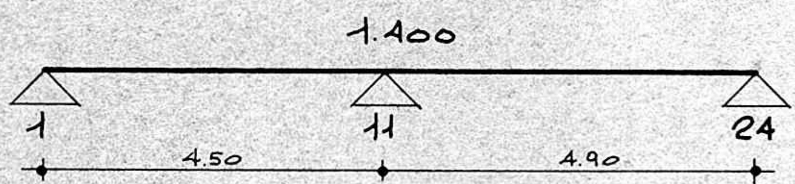
$M = \frac{1}{10}\, 3750 \times 3{,}40^2 = 4300$ Kgm $\qquad \sigma_c = 76$ Kg/cmq $\qquad A_f = 15{,}4$ cmq

Sezione 27-28; 28

$M = \frac{1}{14}\, 3750 \times 3{,}40^2 = 3100$ Kgm $\qquad \sigma_c = 61$ Kg/cmq $\qquad A_f = 10{,}7$ cmq

Taglio massimo $T = 6300$ Kg $\qquad \tau_{max} = \frac{6300}{70 \times 0{,}9 \times 23} = 4{,}3$ Kg/cmq

1-8-12 **Travi** 1-11-24; 10-20-33; 34-44-57; 43-53-66



- Armatura a flessione -

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\qquad H = 25$ cm $\qquad b = 50$ cm

Sezione 1; 1-11

$M = \frac{1}{14}\, 1400 \times 4{,}50^2 = 2050$ Kgm $\qquad \sigma_c = 59$ Kg/cmq $\qquad A_f = 7{,}1$ cmq

Sezione 11

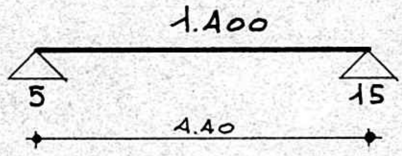
$M = \frac{1}{12}\, 1400 \times 4{,}90^2 = 2800$ Kgm $\qquad \sigma_c = 71$ Kg/cmq $\qquad A_f = 9{,}8$ cmq

Sezione 11-24; 24

$M = \frac{1}{14}\, 1400 \times 4{,}90^2 = 2400$ Kgm $\qquad \sigma_c = 65$ Kg/cmq $\qquad A_f = 8{,}5$ cmq

Taglio massimo $T = 3450$ Kg $\qquad \tau_{max} = \frac{3450}{50 \times 0{,}9 \times 23} = 3{,}3$ Kg/cmq

1-8-13 **Travi** 5-15; 6-16; 38-48; 39-49



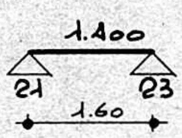
- Armatura a flessione -

σ_f = 1400 Kg/cmq H = 25 cm b = 50 cm

<u>**Sezione** 5; 5-15; 15</u>

$M = \frac{1}{12}\ 1400 \times 4{,}40^2 = 2250$ Kgm σ_c = 62 Kg/cmq A_f = 7,8 cmq

1-8-14 **Travi** 21-23; 21-24; 23-28; 23-29;
54-56; 55-56; 56-61; 56-62



<u>**Sezione** 21; 21-23; 23</u> H = 25 cm b = 20 cm

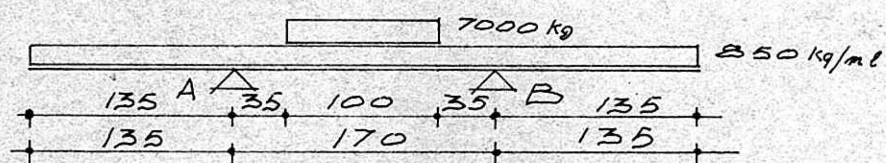
$M = \frac{1}{12}\ 1400 \times 1{,}60^2 = 300$ Kgm σ_c = 32 Kg/cmq A_f = 1,2 cmq

1-9-0 - Calcolo della soletta ascensore -

1-9-1 Analisi di carico

p.p.	0,25 x 1, 00 x 1,00 x 2500	= 625
sovracc. perm.		= 75
sovracc. accid.		= 150
		850 Kg/mq
macchinario		= 6000
basamento		= 1000
		7000 Kg

1-9-2 Condizioni di carico



$M_A = M_B = 770$ Kgm

$M_{AB} = \frac{1}{8}\ 850 \times 1{,}70^2 + \frac{1}{8}\ 7000 \times 1{,}00 \times 1{,}70\left(1+2\ \frac{0{,}35}{1{,}70}\right) - 770 = 1630$ Kgm

Armando simmetricamente verifichiamo il momento massimo

$M = 1630$ $H = 25$ cm $h = 23$ cm $h' = 2$ cm $b = 100$ cm

$A_f = A'_f = 10{,}78$ cmq (1 + 1ø14/15) $A_f^x = 21{,}56$ cmq $h^x = 12{,}5$ cm

$\gamma = \frac{A_f}{A'_f} = 1$ $x = 5{,}47$ cm

$\sigma_c = 19$ Kg/cmq $\sigma_f = 608$ Kg/cmq

1-9-3 Coefficienti di sicurezza

nel calcestruzzo $\xi_c = \frac{180}{19} = 9{,}4$

nel ferro $\xi_f = \frac{4200}{608} = 6{,}9$

1-9-4 - Travi portasolette -

Analisi di carico

travi 28-23

soletta	850 x 1,50/2 x 7000/2	= 4150
sbalzo	850 x 1,25	= 1050
tompagno		= 800
p.p.	0,20 x 0,60 x 1,00 x 2500	= 500
		6500 Kg/ml

Travi 23-21

soletta	850 x 1,50/2	= 650
sbalzo	850 x 1,25	= 1050
tompagno		= 800
p.p.		= 400
		2900 Kg/ml

Armatura a flessione

M_{max} = 2100 Kgm H = 60 cm b = 20 cm σ_f = 1400 Kg/cmq

σ_c = 34 Kg/cmq A_f = 2,85 cmq

1-10-0 - Copertura Volumi tecnici -

1-10-1 -Solai-

Carico per nervatura $q = 650 \times 0,50 = 325$ Kg/ml

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $H = 25$ cm $b = 50$ cm

luce netta 2,70 m.

$M = \frac{1}{2}\, 325 \times 2,70^2 = 1150$ Kgm $\sigma_c = 41$ Kg/cmq $A_f = 3,85$ cmq

luce netta 1,50 m.

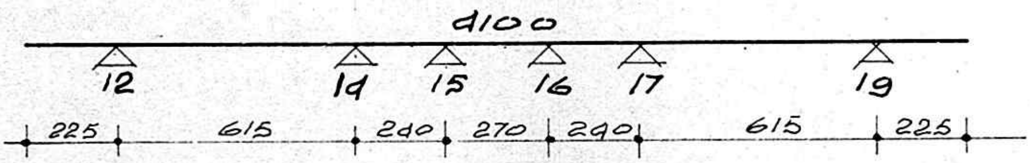
$M = \frac{1}{2}\, 325 \times 1,50^2 = 360$ Kgm $\sigma_c = 21$ Kg/cmq $A_f = 1,15$ cmq

luce netta $= 2,70 \times 1,05 = 2,85$ m.

$M = \frac{1}{12}\, 325 \times 2,83^2 = 200$ Kgm $\sigma_c < 15$ Kg/cmq $A_f = 1$ cmq

1-10-2 Travi S-12-14-15-16-17-19-S

S-45-47-48-49-50-52-S



- Armatura a flessione -

σ_f = 1400 Kg/cmq   H = 80 cm   b = 30cm

Sezione 12; 14

$M = \frac{1}{12}\ 4100 \times 6{,}15^2 = 12900$ Kgm $\sigma_c = 55$ Kg/cmq $A_f = 13$ cmq

Sezione 12-14

$M = \frac{1}{16}\ 4100 \times 6{,}15^2 = 9700$ Kgm $\sigma_c = 47$ Kg/cmq $A_f = 9{,}8$ cmq

Sezione 14-15; 15-16;

$M = \frac{1}{18}\ 4100 \times 2{,}70^2 = 1650$ Kgm $\sigma_c = 17$ Kg/cmq $A_f = 1{,}6$ cmq

Sezione 15

$M = \frac{1}{12}\ 4100 \times 2{,}70^2 = 2500$ Kgm $\sigma_c = 22$ Kg/cmq $A_f = 2{,}45$ cmq

Taglio massimo T = 12600 Kg $\tau_{max} = \frac{12600}{30 \times 0{,}9 \times 78} = 5{,}9$ Kg/cmq

2-0-0 EDIFICIO TIPO B1

2-1-0 - Analisi di carico sulle travi -

2-1-1 COPERTURA

Trave 9-12-14-15-16-17-19-9; 9-45-47-48-49-50-52-9

Solaio	650 x 270	= 1750
" "	650 x 270	= 1750
p.p.	0,30 x 0,80 x 1,00 x 2500	= 600
		4100 Kg /ml

Trave 21-22; 54-55

Solaio	650 x 1,40/2	= 450
Sovracc.	365 x 0,50	= 200
p.p.	0,50 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 300
		950 Kg /ml

Trave 21-29; 22-29; 54-61; 55-62

Solaio	650 x 1,30/2	= 460
Sbalzo	650 x 0,70	= 450
Sovracc.	365 x 0,50	= 200
p.p.	0,50 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 300
		1350 Kg/ml

2-1-2 COPERTURA PIANO TIPO

Trave 1-2-3-4; 7-8-9-10; 34-35-36-37
40-41-42-43;

Solaio	650 x 3,85/2	= 1250
Sovracc.	365 x 0,70	= 250
Tompagno		= 850
p.p.	0,70 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 450
		2800 Kg/ml

Trave 4-5; 6-7; 37-38; 39-40

Solaio 650 x 3,85/2	= 1250
Sbalzo 800 x 1,15	= 900
Sovracc. 365 x 0,70	= 250
Tompagno	= 850
p.p. 0,70 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 450
	3700 Kg/ml

Trave 11-12-13-14-15; 16-17-18-19-20;
44-45-46-47-48; 49-50-51-52-53

Solaio 650 x 3,85/2	= 1250
Solaio 650 x 4,15/2	= 1350
Spvracc. 365 x 0,90	= 350
p.p. 0,90 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 550
	3500 Kg/ml

Trave 24-25-26-27; 30-31-32-33;
57-58-59-60; 63-64-65-66

Solaio 650 x 4,15/2	= 1350
Sovracc. 365 x 0,70	= 250
Tompagno	= 850
p.p. 0,70 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 450
	2900 Kg/ml

Trave 27-28; 29-30; 60-61; 62-63;

Solaio 650 x 4,15/2	= 1350
Sbalzo 800 x 1,05	= 850
Sovracc. 365 x 0,70	= 250
Tompagno	= 850
p.p. 0,70 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 450
	3750 Kg/ml

Trave 5-6; 38-39; 21-23; 22-23; 54-56; 55-56;
23-28; 23-29; 56-61; 56-62

Tompagno		= 850
p.p.	0,30 x 0,40 x 1,00 x 2500	= 350
		1200 Kg/ml

Trave 5-15-21; 6-16-22;
38-48-54; 39-49-55

Rampa	850 x 1,30	= 1100
Tompagno		= 850
p.p.	0,30 x 0,60 x 1,00 x 2500	= 450
		2400 Kg/ml

Trave 1-11-24; 10-20-30; 34-44-57;
43-53-66

Tompagno		= 850
Sovracc.	365 x 0,50	= 200
p.p.	0,50 x 0,25 x 1,00 x 2500	= 350
		1400 Kg/ml

2-2-0 - Analisi di carico sui pilastri -

2-2-1 COPERTURA

Pilastri 12; 19; 45; 52;		
Sbalzo	4100 x 2,10	= 8600
Trave 12-14	4100 x 5,55/2	= 11350
p.p.	0,30 x 0,30 x 2,70 x 2500	= 600
		20550 Kg
Pilastri 14;17; 47; 50		
Trave 14-12		= 11350
" " 14-15	4100 x 2,75/2	= 5650
p.p.		= 600
		17600 Kg
Pilastri 15; 16; 48; 49		
Trave 15-14		= 5650
" " 15-16	4100 x 3,00/2	= 6150
p.p.		= 600
		12400 Kg
Pilastri 21; 22; 54; 55		
Trave 21-22	950 x 1,50/2	= 750
" " 21-28	1350 x 3,35/2	= 2250
p.p.	0,90 x 0,20 x 2,70 x 2500	= 1200
		4200 Kg
Pilastri 21; 29; 61; 62		
Trave 21-28		= 2250
p.p.		= 650
		2900 Kg

2-2-2 Copertura piano tipo

Pilastri 1; 10; 34; 43

Trave 1-2	2800 x 4,00/2	= 5600
" " 1-11	1400 x 4,65/2	= 3250
p.p.	0,30 x 0,40 x 3,05 x 2500	= 950
		9800 Kg

Pilastri 2; 9; 35; 42

Trave 1-2		= 5600
" " 2-3	2800 > 3,60/2	= 5050
p. p.		= 950
		11600 Kg

Pilastri 3; 8; 36; 41

Trave 3-2		= 5050
" " 3-4	2800 x 3,55/2	= 5000
p.p.		= 950
		11000 Kg

Pilastri 4; 7; 37; 40

Trave 4-3		= 5000
" " 4-5	3700 x 2,20/2	= 4050
p.p.		= 950
		10000 Kg

Pilastri 5; 6; 38; 39;

Trave 5-4		= 4050
" " 5-6	1200 x 2,00/2	= 1200
" " 5-15	2400 x 4,65/2	= 5600
p.p.		= 950
		11800 Kg

Pilastri 11; 20; 44; 53

Trave	11-1		= 3250
" "	11-24	1400 x 4,95/2	= 3450
" "	11-12	3500 x 4,00/2	= 7000
p.p.			= 950
			14650 Kg

Pilastri 12; 19; 45; 52

Trave	12-11		= 7000
" "	12-13	3500 x 3,60/2	= 6300
p.p.			= 950
			14250 Kg

Pilastri 13; 18; 46; 51

Trave	13-12		= 6300
" "	13-14	3500 x 2,90/2	= 5050
p.p.			= 950
			12300 Kg

Pilastri 14; 17; 47; 50

Trave	14-13		= 5050
" "	14-15	3500 x 2,75/2	= 9600
p.p.			= 950
			15600 Kg

Pilastri 15; 16; 48; 49

Trave	15-14		= 9600
" "	15-5		= 5600
" "	15-21	2400 x 1,65/2	= 2000
p.p.			= 950
			18150 Kg

Pilastri 21; 22; 54; 55	
Trave 21-15	= 2000
" " 21-23 1200 > 1,60/2	= 950
aliquota solaio $\frac{2,65 \times 650 \times 0,70}{2}$	= 600
p.p. 0,20 x 0,90 x 3,05 > 2500	= 1450
	5000 Kg

Pilastri 23; 56	
Trave 23-21	= 950
" " 23-22	= 950
" " 23-28 1200 x 1,90/2	= 1150
" " 28-29 1200 x 1,90/2	= 1150
p.p. 0,20 x 1,90 x 3,05 x 2500	= 2900
	7100 Kg

Pilastri 24; 33; 57; 66	
Trave 24-11	= 3450
" " 24-25 2900 x 4,00/2	= 5800
p.p.	= 950
	10200 Kg

Pilastri 25; 32; 58; 65	
Trave 25-24	= 5800
" " 25-26 2900 x 2,95/2	= 4300
p.p.	= 950
	11050 Kg

Pilastri 26; 31; 59; 64	
Trave 26-25	= 4300
" " 26-27 2900 x 3,50/2	= 5050
p.p.	= 950
	10300 Kg

Pilastri 27; 30; 60; 63

Trave 27-26		= 5050
" " 27-28	3750 x 3,40/2	= 6400
p.p.		= 950
		12400 Kg

Pilastri 28; 29; 61; 62

Trave 28-27	= 6400
" " 28-23	= 1150
p.p.	= 950
	8500 Kg

2-3-0 - Verifica ed armatura pilastri -

2-3-1 Carichi al piede dei pilastri

Pilastri	Copertura	Cop. IV	Cop. III	Cop. II	Cop. I	Cop.portico fondazione
1,10,34,43		9800	19600	29400	39200	49000
2,9,35,42		11600	23200	34800	46400	58000
3,8,36,41		11000	22000	33000	44000	55000
4,7,37,40		10000	20000	30000	40000	50000
5,6,38,39		11800	23600	35400	47200	59000
11,20,44,53		14650	29300	43950	58600	73000
12,19,45,52	20550	37600	51850	66100	80350	95000
13,18,46,51		12300	24600	36900	49200	62000
14,17,47,50	17600	33200	48800	64400	80000	96000
15,16,48,49	12400	35500	53650	71800	89950	108000
21,22,54,55	4200	9200	14200	19200	24200	29000
23,56		7100	14200	21300	28400	36000
24,33,57,66		10200	20400	30600	40800	51000
25,32,58,65		11050	22100	33150	44200	55000
26,31,59,64		10300	20600	30900	41200	52000
27,30,60,63		12400	24800	37200	49600	62000
28,29,61,62	3000	11500	20000	28500	37000	46000

2-3-2 Sezione ed armatura pilastri fondazione e portico

N°	P	A' c	A f	Armatura	Sezione	A ci	σ c
	tn	cmq	cmq		cm x cm	cmq	Kg/cmq
,10,34,43	49	1000	8	4Ø14 +4Ø12	30 x 40	1307	38
2,9,35,42	58	1200	9,6	4Ø14 + 4Ø12	30 x 40	1307	44
,8,36,41	55	1150	9,2	4Ø14 + 4Ø12	30 x 40	1307	42
,7,37,40	50	1050	8,4	4Ø14 + 4Ø12	30 x 40	1307	38
,6,38,39	59	1200	9,6	4Ø14 + 4Ø12	30 x 40	1307	45
1,20,44,53	73	1500	12	4Ø14 + 6Ø12	30 x 50	1629	44
2,19,45,52	95	1950	15,6	10 Ø 14	40 x 50	2154	44
3,18,46,51	62	1300	10,4	4Ø14 + 4Ø12	30 x 40	1307	45
4,17,47,50	96	2000	16	10 Ø 14	40 x 50	2154	44
5,16,48,49	108	2250	18	12 Ø 14	40 x 60	2585	41
1,22,54,55	29	600	4,8	14 Ø 10	20 x 90	1910	<10
23,56	36	750	6	24 Ø 10	20 x 190	4037	<10
4,33,57,66	51	1050	8,4	4Ø14 + 1Ø12	30 x 40	1307	38
5,32,58,65	55	1150	9,2	4Ø14 + 4Ø12	30 x 40	1307	42
6,31,59,64	52	1050	8,4	4Ø14 + 4Ø12	30 x 40	1307	39
7,30,60,63	62	1300	10,4	4Ø14 + 4Ø12	30 x 40	1307	45
8,29,61,62	46	950	7,6	4Ø14 + 4Ø12	30 x 40	1307	35

Staffe Ø 8''' /15''

2-3-3 Sezione ed armatura pilastri piano I e II

N°	P tn	A' c cmq	Af cmq	Armatura	Sezione cm x cm	A ci cmq	σ c Kg/cmq
1,10,34,43	39	800	6,4	8 ø 12	30 x 30	990	39
2,9,35,42	46	950	7,6	8 ø 12	30 x 30	990	45
3,8,36,41	44	900	7,2	8 ø 12	30 x 30	990	44
4,7,37,40	40	850	6,8	8 ø 12	30 x 30	990	40
5,6,38,39	47	950	7,6	8 ø 12	30 x 30	990	45
11,20,44,53	59	1200	9,6	4ø14 + 4ø12	30 x 40	1307	45
12,19,45,52	80	1650	13,2	4ø14 + 6ø12	40 x 50	2129	37
13,18,46,51	40	850	6,8	8 ø 12	30 x 30	990	40
14,17,47,50	80	1650	13,2	4ø14 + 6ø12	40 x 50	2129	37
15,16,48,49	90	1850	14,8	10 ø 14	40 x 50	2154	41
21,22,54,55	24	500	4,0	14 ø 10	20 x 90	1910	<10
23,56	28	550	4,4	24 ø 10	20 x 190	4037	<0
24,33,57,66	41	850	6,8	8 ø 12	30 x 30	990	40
25,32,58,65	44	900	7,2	8 ø 12	30 x 30	990	45
26,31,59,64	41	850	6,8	8 ø 12	30 x 30	990	40
27,30,60,63	50	1000	8,4	8 ø 12	30 x 30	990	45
28,29,61,62	37	750	6	8 ø 12	30 x 30	990	37

Staffe ø 6''' /15''

2-3-4 Sezione ed armatura pilastri piano III e IV

N°	P	A' c	Af	Armatura	Sezione
	tn	cmq	cmq		cm x cm
1,10,34,43	20	400	3,2	8 ø 10	30 x 30
2,9,35,42	23	450	3,6	8 ø 10	30 x 30
3,8,36,41	22	450	3,6	8 ø 10	30 x 30
4,7,37,40	20	400	3,2	8 ø 10	30 x 30
5,6,38,39	24	500	4,0	8 ø 10	30 x 30
11,20,44,53	29	600	4,8	4ø12 + 4ø10	30 x 30
12,19,45,52	52	1100	8,8	8 ø 12	30 x 40
13,18,46,51	25	500	4,0	8 ø 10	30 x 30
14,17,47,50	49	1000	8,0	8 ø 12	30 x 40
15,16,48,49	54	1100	8,8	8 ø 12	30 x 40
21,22,54,55	14	300	2,4	14 ø 8	20 x 90
23,56	14	300	2,4	24 ø 8	20 x 19
24,33,57,66	20	400	3,2	8 ø 10	30 x 30
25,32,58,65	22	450	3,6	8 ø 10	30 x 30
26,31,59,64	21	450	3,6	8 ø 10	30 x 30
27,30,60,63	25	500	4,0	8 ø 10	30 x 30
28,29,61,62	20	400	3,2	8 ø 10	30 x 30

Staffe ø 6''' /15''

2-3-5 Sezione ed armatura pilastri piano Volumi -tecnici

N°	P	A' c	Armatura	Sezione
	tn	cmq		cm x cm
12,19,45,52	21	450	8 ø 10	30 x 30
14,17,47,50	18	400	8 ø 10	30 x 30
15,16,48,49	12	250	8 ø 10	30 x 30
21,22,54,55	4		14 ø 8	20 x 90
28,29,61,62	3		8 ø 10	30 x 30

Staffe ø 6m /15"

2-4-0 Fondazioni

2-4-1 -Analisi di carico sul terreno-

pilastri	2036000
trave	276900
	2312900 Kg

2-4-2 -Tensione sul terreno-

$\sigma_t = \dfrac{2312900}{1764600} = 1{,}31$ Kg/cmq

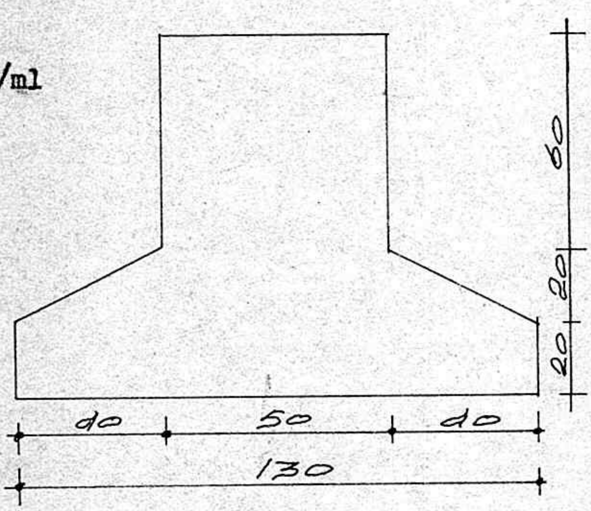
2-4-3 Travi 1-2-3-4-5-6-7-8-9-10; 24-25-26-27-28-29-30-31-32-33; 34-35-36-37 38-39-40-41-42-43; 57-58-59-60-61-62-63-64-65-66

Carico sulla trave

$q = \dfrac{2036000}{1764600} \times 100 \times 130 = 15000$ Kg/ml

-Caratteristiche geometriche-

Vedi disegno



-Armatura a flessione-

$M_{inc} = \dfrac{1}{12}\, 15000 \times 3{,}85^2 = 18500$ Kgm   H = 100"   b=50"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 39$ Kg/cmq $A_f = 14{,}7$ cmq

$M_{camp} = 18500$ Kgm   H = 100"   b = 130"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 23$ Kg/cmq $A_f = 14{,}0$ cmq

-Armatura trasversale-

$M = \dfrac{1}{2}\, 15000 \times \overline{0{,}40}^2 = 1200$ b= 100"   H = 40"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 16$. Kg/cmq $A_f = 2{,}3$ cmq

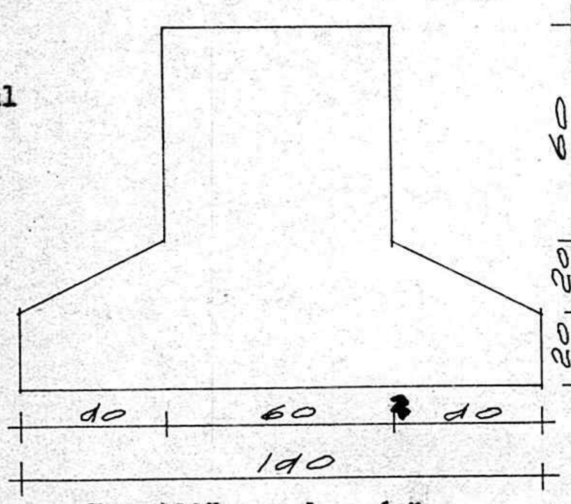
2-4-4 Travi 11-12-13-14-15-16-17-18-19-20; 44-45-46-47-48-49-50-51-52-53

Carico sulla trave

$q = \frac{2036000}{1764600} \times 100 \times 140 = 16150$ Kg/ml

-Caratteristiche geometriche-

Vedi disegno



-Armatura a flessione-

$M_{inc} = \frac{1}{12}\ 16150 \times 9{,}85^2 = 20000$ Kgm H = 100" b = 60"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 37$ Kg/cmq $A_f = 16$ cmq

$M_{camp} = 20000$ Kgm H = 100" b = 40"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 23$ Kg/cmq $A_f = 15{,}6$ cmq

-Armatura trasversale-

$M = \frac{1}{2}\ 6150 \times 0{,}40^2 = 1300$ Kgm H = 40" b = 100"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 17$ Kg/cmq $A_f = 2{,}6$ cmq

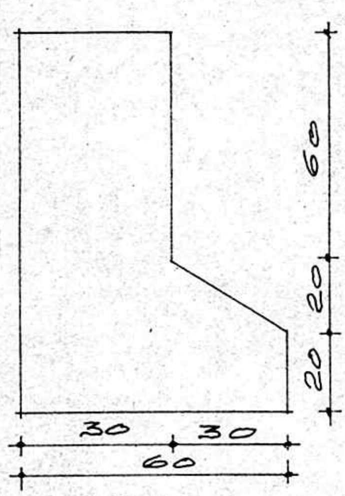
2-4-5 Travi 1-11-24; 10-20-33; 34-44-57; 43-53-66

Carico sulla trave

$q = \frac{2036000}{1764600} \times 100 \times 60 = 7000$ Kg/ml

-Caratteristiche geometriche-

Vedi disegno



-Armatura a flessione-

$M_{inc} = \frac{1}{12}\ 7000 > 4{,}95^2 = 14300$ Kgm H = 100" b = 30"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 45$ Kg/cmq $A_f = 11{,}4$ cmq

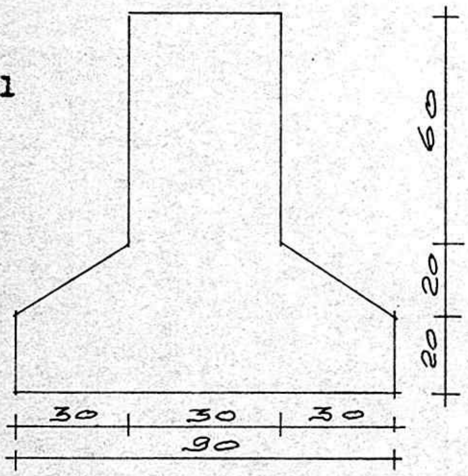
$M_{camp} = 14300$ Kgm H = 100" b = 60"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 30$ Kg/cmq $A_f = 11{,}2$ cmq

2-4-6 Travi 2-12-25; 3-13-26; 4-14-27; 5-15-21-23-28; 6-16-22-23-29-7-17-30; 8-18-31; 9-19-32; 35-45-58; 36-46-59; 37-47-60; 38-48-54-56-61; 39-49-55-56-62; 40-50-63-41-51-64; 42-52-65

Carico sulla trave

$$q = \frac{2036000}{1764600} \times 100 \times 90 = 10350 \text{ Kg/ml}$$



-Caratteristiche geometriche-

Vedi disegno

-Armatura a flessione-

$M_{inc} = \frac{1}{12}$ 10350 x $4{,}95^2$ = 21150 Kgm   H = 100"   b = 30"

σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 56 Kg/cmq A_f = 17,0 cmq

M_{camp} = 21150 Kgm   H = 100"   b = 90"

σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 30 Kg/cmq A_f = 16,7 cmq

2-5-0 - Vano scala -

2-5-1 Calcolo del gradino

Analisi di carico

p.p. $\frac{0,235 + 0,07}{2} \times 0,30 \times 1,00 \times 2500 = 115$

sovracc. perm. (intonaco,grado
sottogrado e massetto) = 150 x 0,30 = 45

sovracc. accid. = 400 x 0,30 = 120

280 Kg/ml

$M = \frac{1}{2}\ 280 \times 1,20^2 = 200$ Kgm $H = \frac{0,235 \times 0,07}{2} = 0,15$ b= 30 cm

σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 36 Kg/cmq A_f = 1,10 cmq

2-5-2 Calcolo dei pianerottoli

Solaio in latero-cemento H = 16" + 4" i = 50"

Analisi di carico

p.p.		= 140
soletta	0,04 x 1,00 x 1,00 x 2500	= 100
sovracc. accid. (intonaco,massetto,pavimento)		= 110
sovracc. perm.		= 400
		750 Kg/cmq

$M_{inc} = \frac{1}{12}\ 750 \times \overline{2,70}^2 = 455$ Kgm H = 20" b= 100"

σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 22 Kg/cmq A_f = 0,96 cmq/ 50"

$M_{camp} = \frac{1}{14}\ 750 \times \overline{2,70}^2 = 390$ Kgm H = 20" b = 100"

σ_f = 1400 Kg/cmq σ = 20 Kg/cmq A_f = 0,82 cmq / 50"

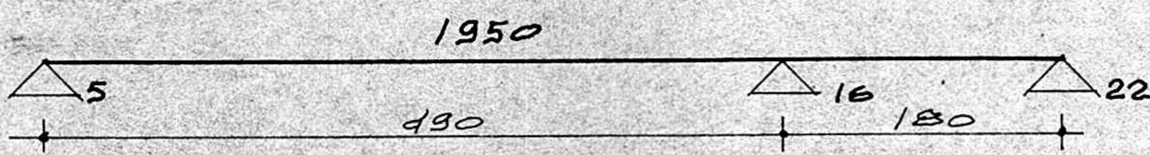
2-5-3 Calcolo delle travi a ginocchio

Analisi di carico

Rampa	850 x 1,20	= 1100
tompagno		= 400
p.p.	0,30 x 0,60 x 1,00 x 2500	= 450
		1950 Kg/ml

Verifica ed armatura a flessione

Schema di calcolo



$M_5 = M_{15-16} = \frac{1}{14}\ 1950 \times \overline{4,90}^2 = 3350$ Kgm H = 60" b = 30"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 35$ Kg/cmq $A_f = 4,4$ cmq

$M_{16} = \frac{1}{10}\ 1950 \times \overline{4,90}^2 = 4700$ Kgm H = 60" b = 30"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 43$ Kg/cmq $A_f = 6,3$ cmq

$M_{16-22} = \frac{1}{8}\ 1950 \times \overline{1,80}^2 - 4700 = -3900$ Kgm H = 60" b = 30"

$\sigma_f = 1400$ Kgm/cmq $\sigma_c = 39$ Kg /cmq $A_f = 5,3$ cmq

$M_{22} = \frac{1}{12}\ 1950 \times \overline{1,80}^2 = 550$ Kgm H = 60" b= 30"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c < 15$ Kg/cmq $A_f = 1,5$ cmq

Verifica a torsione della trave 5-16

$m_i = \frac{1}{2}\ 850 \times 1,20^2 = 612$ Kgm $m_t = 612 + 1020 \times 0,15 = 765$ Kgm

$t_i = 850 \times 1,20 = 1020$ Kgm $M_t = 765 \times \frac{4,90}{2} = 1875$ Kgm

$$\psi = 3 + \frac{2,6}{0,45 + \frac{60}{30}} = 4,061$$

$$\tau = \frac{4,061 \times 187500}{60 \times 30^2} = 14,1 \text{ Kg/cmq}$$

-Armatura a torsione-

$F = 55 \times 25 = 1375$ cmq $V = (55 + 25) \times 2 = 160$ cm

$$\Sigma_{fl} = \frac{187500}{2 \times 1400 \times 1375} = 160 = 7,8 \text{ cmq}$$

$$\Sigma_{fs} = \frac{187500}{2 \times 1400 \times 1375} = 0,0487 \text{ cmq/cm}$$

2-5-4 Calcolo della trave al pianerottolo di riposo

$M = \frac{1}{12}\ 1200 \times 3,00^2 = 900$ Kgm H = 40" b = 20"

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 34$ Kg/cmq $A_f = 1,8$ cmq

2-6-0 BALCONI

$q = 800$ Kg/mq $\qquad H = 20 + 5$ cm $\qquad b = 100$ cm

$M = \frac{1}{2}\ 800 \times 1{,}05^2 = 440$ Kgm

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\qquad \sigma_c = 17$ Kg/cmq $\qquad A_f = 1{,}6$ cmq/ml

$i = 50$ cm $\qquad A_f = 0{,}8$ cmq

$M = \frac{1}{2}\ 800 \times 1{,}15^2 = 530$ Kgm

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\qquad \sigma_c = 18$ Kg/cmq $\qquad A_f = 1{,}7$ cmq/ml

$i = 50$ cm $\qquad A_f = 0{,}85$ cmq/50

2-7-0 SOLAI PIANO TIPO

Carico per nervatura $q = 650 \times 0{,}50 = 325$ Kg/ml

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $b = 50$ cm

luce netta 3,68 x 1,05 = 3,85 m.

incastro $M = \frac{1}{12} 325 \times 3{,}85^2 = 400$Kgm $H = 25$ cm $\sigma_c = 23$ Kg/cmq $A_f = 1{,}32$ cmq

campata $M = \frac{1}{14} 325 \times 3{,}85^2 = 345$Kgm $H = 25$cm $\sigma_c = 21$Kg/cmq $A_f = 1{,}12$cmq

luce netta 4,28 x 1,05 = 4,50 m.

incastro $M = \frac{1}{12} 325 \times 4{,}50^2 = 550$Kgm $H = 25$cm $\sigma_c = 27$ Kg/cmq $A_f = 1{,}8$ cmq

$H = 18$cm $\sigma_c = 36$ Kg/cmq $A_f = 2{,}35$ cmq

campata $M = \frac{1}{14} 325 \times 4{,}50^2 = 470$Kgm $H = 25$cm $\sigma_c = 25$ Kg/cmq $A_f = 1{,}55$ cmq

$H = 18$cm $\sigma_c = 33$ Kg/cmq $A_f = 2{,}0$ cmq

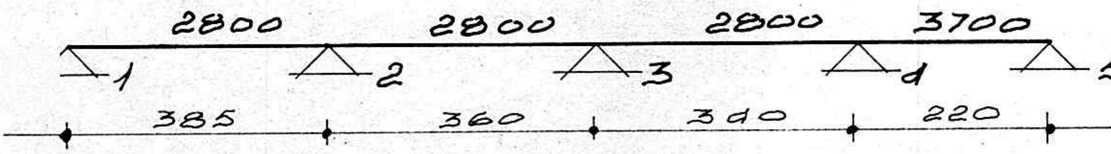
luce netta 2,83 x 1,05 = 3,00 m.

incastro $M = \frac{1}{12} 325 \times 3{,}00^2 = 250$Kgm $H = 25$cm $\sigma_c = 18$ Kg/cmq $A_f = 0{,}85$ cmq

campata $M = \frac{1}{14} 325 \times 3{,}00^2 = 200$Kgm $H = 25$cm $\sigma_c = < 15$ Kg/cmq $A_f = 0{,}70$ cmq

2-8-0 -Calcolo a flessione della trave -

2-8-1 Travi 1-2-3-4-5; 6-7-8-9-10;
34-35-36-37-38; 39-40-41-42-43

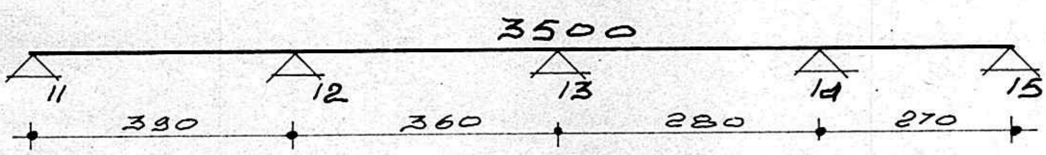


- Armatura a flessione -

σ_f = 1400 Kg/cmq   H = 25 cm   b = 70 cm

Vedi Cross effettuato **per** il fabbricato A - Abis.

2-8-2 **Travi** 11-12-13-14-15; 16-17-18-19-20;
44-45-46-47-48; 49-50-51-52-53



- Armatura a flessione -

σ_f = 1400 Kg/cmq   H = 25 cm   b = 90 cm

Sezione 11; 11-12

$M. = \frac{1}{14}\ 3500 \times 3{,}90^2 = 3800$ Kgm $\sigma_c = 60$ Kg/cmq $A_f = 13{,}2$ cmq

Sezione 12

$M = \frac{1}{10}\ 3500 \times 3{,}90^2 = 5300$ Kgm $\sigma_c = 73$ Kg/cmq $A_f = 18{,}5$ cmq

Seziona 12-13

$M = \frac{1}{16}\ 3500 \times 3{,}60^2 = 2800$ Kgm. $\sigma_c = 50$ Kg/cmq $A_f = 9{,}6$ cmq

Sezione 13

$M = \frac{1}{12}\ 3500 \times 3{,}60^2 = 3800$ Kgm $\sigma_c = 60$ Kg/cmq $A_f = 13{,}2$ cmq

Sezione 13-14

$M = \frac{1}{16}\ 3500 \times 2{,}80^2 = 1700$ Kgm $\sigma_c = 37$ Kg/cmq $A_f = 5{,}8$ cmq

Sezione 14

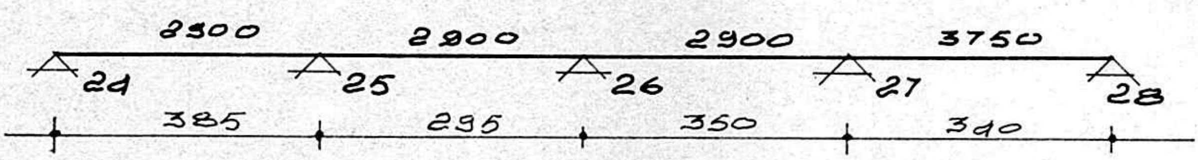
$M = \frac{1}{10}\ 3500 \times 2{,}70^2 = 2550$ Kgm $\sigma_c = 47$ Kg/cmq $A_f = 8{,}7$ cmq

Sezione 14-15; 15

$M = \frac{1}{14}\ 3500 \times 2{,}70^2 = 1800$ Kgm $\sigma_c = 38$ Kg/cmq $A_f = 6{,}0$ cmq

Taglio massimo T = 6800 Kg $\tau_{max} = \frac{6800}{90 \times 0{,}9 \times 23} = 3{,}6$ Kg/cmq

2-8-3 Travi 24-25-26-27-28; 29-30-31-32-33;
57-58-59-60-61; 62-63-64-65-66



- Armatura a flessione -

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq H = 25 cm b = 70 cm

Sezione 24; 24-25

$M = \frac{1}{14}\ 2900 \times 3{,}85^2 = 3050$ Kgm $\sigma_c = 61$ Kg/cmq $A_f = 10{,}6$ cmq

Sezione 25

$M = \frac{1}{10}\ 2900 \times 3{,}85^2 = 4300$ Kgm $\sigma_c = 76$ Kg/cmq $A_f = 15{,}4$ cmq

Sezione 25-26

$M = \frac{1}{16}\ 2900 \times 2{,}95^2 = 1550$ Kgm $\sigma_c = 40$ Kg/cmq $A_f = 5{,}2$ cmq

Sezione 26

$M = \frac{1}{12}\ 2900 \times 3{,}50^2 = 2950$ Kgm $\sigma_c = 60$ Kg/cmq $A_f = 10{,}2$ cmq

Sezione 26 - 27

$M = \frac{1}{16}\ 2900 \times 3{,}50^2 = 2200$ Kgm $\sigma_c = 50$ Kg/cmq $A_f = 7{,}5$ cmq

Sezione 27

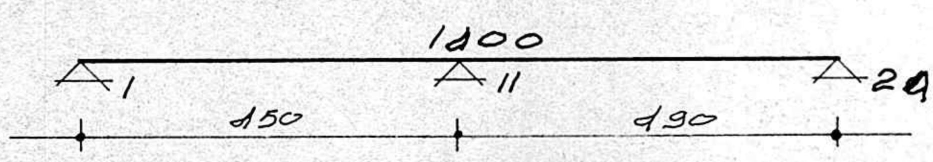
$M = \frac{1}{10}\ 3750 \times 3{,}40^2 = 4300$ Kgm $\sigma_c = 76$ Kg/cmq $A_f = 15{,}4$ cmq

Sezione 27-28; 28

$M = \frac{1}{14}\ 3750 \times 3{,}40^2 = 3100$ Kgm $\sigma_c = 61$ Kg/cmq $A_f = 10{,}7$ cmq

Taglio massimo T = 6300 Kg $\tau_{max} = \dfrac{6300}{\quad} = 4{,}3$ Kg/cmq

2-8-4 Travi 1-11-24; 10-20-33; 34-44-57; 43-53-66



- Armatura a flessione -

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq   H = 25 cm   b = 50 cm

Sezione 1; 1-11

$M = \frac{1}{14}\ 1400 \times 4{,}50^2 = 2050$ Kgm $\sigma_c = 59$ Kg/cmq $A_f = 7{,}1$ cmq

Sezione 11

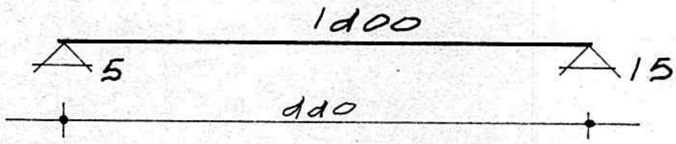
$M = \frac{1}{12}\ 1400 \times 4{,}90^2 = 2800$ Kgm $\sigma_c = 71$ Kg/cmq $A_f = 9{,}8$ cmq

<u>Sezione 11-24; 24</u>

$M = \frac{1}{14}\ 1400 \times 4{,}90^2 = 2400$ Kgm $\quad \sigma_c = 65$ Kg/cmq $\quad A_f = 8{,}5$ cmq

Taglio massimo $T = 3450$ Kg $\quad \tau_{max} = \frac{3450}{50 \times 0{,}9 \times 23} = 3{,}3$ Kg/cmq

2-8-5 Travi 5-15; 6-16; 38-48; 39-49



- Armatura a flessione -

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\quad H = 25$ cm $\quad b = 50$ cm

<u>Sezione 5; 5-15; 15</u>

$M = \frac{1}{12}\ 1400 \times 4{,}40^2 = 2250$ Kgm $\quad \sigma_c = 62$ Kg/cmq $\quad A_f = 7{,}8$ cmq

2-8-6 Travi 21-23; 21-24; 23-28; 23-29;
54-56; 55-56; 56-61; 56-62

<u>Sezione 21; 21-23; 23</u> $\quad H = 25$ cm $\quad b = 20$ cm

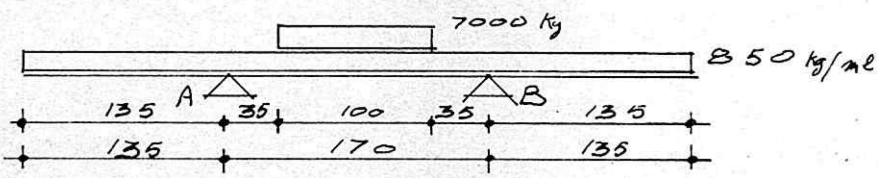
$M = \frac{1}{12}\ 1400 \times 1{,}60^2 = 300$ Kgm $\quad \sigma_c = 32$ Kg/cmq $\quad A_f = 1{,}2$ cmq

2-9-0 - Calcolo della soletta ascensore -

2-9-1 Analisi di carico

p.p. 0,25 x 1,00 x 1,00 x 2500	= 625
sovracc. perm.	= 75
sovracc. accid.	= 150
	850 Kg/ml
macchinario	= 6000
basamento	= 1000
	7000 Kg

2-9-2 Condizioni di carico



$M_A = M_B = 770$ Kgm

$M_{AB} = \frac{1}{8}\, 850 \times 1,70^2 + \frac{1}{8}\, 7000 \times 1,00 \times 1,70 \left(1+2\, \frac{0,35}{1,70}\right) - 770 = 1630$ Kgm

Armando simmetricamente verifichiamo il momento massimo

$M = 1630$ Kgm $\quad H = 25$ cm $\quad h = 23$ cm $\quad h' = 2$ cm $\quad b = 100$ cm

$A_f = A'_f = 10,78$ cmq (1 + 1Ø14/15) $\quad A_f^x = 21,56$ cmq $\quad h^x = 12,5$ cm

$\gamma = \frac{A_f}{A'_f} = 1 \qquad x = 5,47$ cm

$\sigma_c = 19$ Kg/cmq $\qquad \sigma_f = 608$ Kg/cmq

2-9-3 Coefficienti di sicurezza

nel calcestruzzo $\quad \xi_c = \frac{180}{19} = 9,4$

nel ferro $\quad \xi_f = \frac{4200}{608} = 6,9$

2-9-4 - Travi portasolette -

Analisi di carico

travi 28-23

soletta	850 x 1,50/2 x 7000/2	= 4150
sbalzo	850 x 1,25	= 1050
tompagno		= 800
p.p.	0,20 x 0,60 x 1,00 x 2500	= 500
		6500 Kg/ml

Travi 23-21

soletta	850 x 1,50/2	= 650
sbalzo	850 x 1,25	= 1050
tompagno		= 800
p.p.		= 400
		2900 Kg/ml

Armatura a flessione

M_{max} = 2100 Kgm H = 60 cm b = 20 cm σ_f = 1400 Kg/cmq

σ_c = 34 Kg/cmq A_f = 2,85 cmq

2-10-0 - Copertura Volumi tecnici-

2-10-1 -Solai-

Carico per nervatura $q = 650 \times 0{,}50 = 325$ Kg/ml

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq H = 25 cm b = 50 cm

luce netta 2,70 m.

$M = \frac{1}{2}\, 325 \times 2{,}70^2 = 1150$ Kgm $\sigma_c = 41$ Kg/cmq $A_f = 3{,}85$ cmq

luce netta 1,50 m.

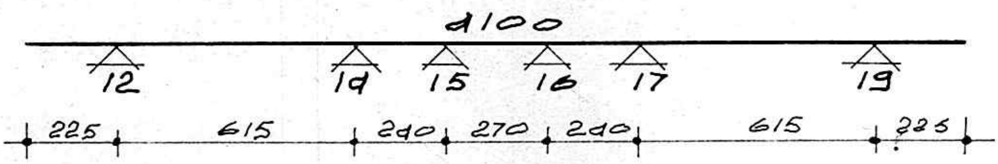
$M = \frac{1}{2}\, 325 \times 1{,}50^2 = 360$ Kgm $\sigma_c = 21$ Kg/cmq $A_f = 1{,}15$ cmq

luce netta $= 2{,}70 \times 1{,}05 = 2{,}85$ m.

$M = \frac{1}{12}\, 325 \times 2{,}83^2 = 200$ Kgm $\sigma_c < 15$ Kg/cmq $A_f = 1$ cmq

2-10-2 Travi S-12-14-15-16-17-19-S

S-45-47-48-49-50-52-S



- Armatura a flessione -

σ_f = 1400 Kg/cmq H = 80 cm b = 30cm

Sezione 12; 14

$M = \frac{1}{12}\ 4100 \times 6{,}15^2 = 12900$ Kgm σ_c = 55 Kg/cmq A_f = 13 cmq

Sezione 12-14

$M = \frac{1}{16}\ 4100 \times 6{,}15^2 = 9700$ Kgm σ_c = 47 Kg/cmq A_f = 9,8 cmq

Sezione 14-15; 15-16

$M = \frac{1}{18}\ 4100 \times 2{,}70^2 = 1650$ Kgm σ_c = 17 Kg/cmq A_f = 1,6 cmq

Sezione 15

$M = \frac{1}{12}\ 4100 \times 2{,}70^2 = 2500$ Kgm σ_c = 22 Kg/cmq A_f = 2,45 cmq

Taglio massimo T = 12600 Kg $\tau_{max} = \frac{12600}{30 \times 0{,}9 \times 78} = 5{,}9$ Kg/cmq