

LAVORI DI COSTRUZIONE DI n° 2 PALAZZINE PER ALLOGGI
ECONOMICI IN FASANO.-

RELAZIONE DI CALCOLO

oooooooooooooooo

P A R T E

2^a

oooooooooooo

Progettista strutture in C.a.: Dott. Ing. GIUSEPPE CALEFATI

in possesso

Stazione appaltante: " LA CASA "

Direttore dei lavori: Dott. Ing. GIOVANNI VALENTINI

Impresa appaltatrice: LUIGI SARDELLA e figli

27 DIC. 1967

PALAZZINA TIPO - B D -

TELAIO I - 2 - 3 -

Schema statico e caratteristiche elastiche

	30 × 50	30 × 50	
	J = 312000 K = 640	J = 312000 K = 620	
30 × 30	K = 475	K = 205	
30 × 40	J = 157000	J = 67500	30 × 30
30 × 40	75 × 30		30 × 40
K = 485			
5,00		4,90	
I	2	3	

Coefficienti di ripartizione

	75	36	37	76	
25			27		24
20	60				
20					
16	47			60	20
37					20
30	40	28	21 30	48	15
30		21			37

Analisi di carico sulle travi:Copertura:

p.p. trave	30 × 50 × 2500	=	375	Kg/ml.
solaio	2,90 × 780	=	2260	" "
muro d'attico		=	150	" "
			2785	Kg/ml. 2800
p.p. trave	30 × 50 × 2500	=	375	Kg/ml.
solaio	2,75 × 780	=	2150	" "
muro d'attico		=	150	" "
			2675	Kg/ml. 2700

Piano tipo:

p.p. trave	30 × 50 × 2500	=	375	Kg/ml.
solaio	2,90 × 780	=	2260	" "
tramezzi		=	800	" "
			3435	Kg/ml. 3450
p.p. trave	30 × 50 × 2500	=	375	Kg/ml.
solaio	2,75 × 780	=	2150	" "
balcone		=	800	" "
tramezzi		=	800	" "
			4125	Kg/ml. 4150

Momenti d'incastro perfetto:

Copertura:	$M = I/I2 \quad 2800 \times 5,05^2 = 5950 \text{ Kgm.}$
	$M = I/I2 \quad 2700 \times 4,90^2 = 5400 \text{ "}$
Piano tipo:	$M = I/I2 \quad 3450 \times 5,05^2 = 7350 \text{ Kgm.}$
	$M = I/I2 \quad 4150 \times 4,90^2 = 8300 \text{ "}$

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

	1965	7645	7510	1795	
2000	10		150	11	1795
1900			130		1985
	3575	9515	10085	4130	
1645	7	8	430	9	2180
1490			450		2160
	4530	9185	10010	4190	
2940	4	5	465	6	2030
2830			460		1900
	4725	8965	9740	4780	
1810	1	2	300	3	2890

Tagli e momenti positivi

$$T_s = 3450 \times 2.50 - \frac{8965 - 4725}{505} = 8600 - 840 = 7760 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 4725 + \frac{7760^2}{6900} = 4000 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 4150 \times 2.45 - \frac{4780 - 9700}{490} = 10200 + 1000 = 11200 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 9700 + \frac{11200^2}{8300} = 5400 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 3450 \times 2.50 - \frac{9515 - 3575}{505} = 8600 - 1200 = 7400 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 3575 + \frac{7400^2}{6900} = 4375 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 4150 \times 2.45 - \frac{4130 - 10085}{490} = 10200 + 1220 = 11420 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 10085 + \frac{11420^2}{8300} = 5700 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2800 \times 2.50 - \frac{7645 - 1965}{505} = 7000 - 1120 = 6880 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 1965 + \frac{6880^2}{5600} = 6500 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2700 \times 2.45 - \frac{1795 - 7510}{490} = 6600 + 1160 = 7760 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 7510 + \frac{7760^2}{5400} = 3640 \text{ Kgm.}$$

CARICO SUI PILASTRI

<u>Pilastro:</u>	I	2	3	
Torrino			2500	
Trave + Collegamenti	9000	13600	12400	
Scala			3500	
	9000	13600	18400	
p.p. pilastro	800	1700	800	
	9800	15300	19200	IV
Trave + Collegamenti	12600	18800	16500	
Scala			3500	
	21600	34100	39200	
p.p. pilastro	800	1700	800	
	22400	35800	40000	III
Trave + Collegamenti	12600	18800	16500	
Scala			3500	
	35000	54600	60000	
p.p. pilastro	800	1700	800	
	35800	56300	60800	II
Trave + Collegamenti	12600	18800	16500	
Scala			3500	
	48400	75100	80800	
p.p. pilastro	1100	1700	1200	
	49500	76800	82000	I

Riepilogo sollecitazioni ed armature pilastri							
Pilastro		Sezione	M	N	e	σ_c	$Af = A' f$
		b × H	Kgm.	Kg.	cm.	Kg/cmq.	φ
I	IV	30 × 30	2000	9000	22	68	3 φ I2
	III	30 × 30	1600	21600	8	56	3' φ I2
	II	30 × 40	2700	35000	8	55	3 φ I4
	I	30 × 40	1800	48400		57,5	3 φ I4
2	IV	75 × 30	150	13600		8	4 φ I4
	III	75 × 30	400	34100		17	4 φ I4
	II	75 × 30	400	54600		26	4 φ I4
	I	75 × 30	300	75100		34,5	4 φ I4
3	IV	30 × 30	1600	18400	9	54,5	3 φ I2
	III	30 × 40	2000	39200	5	51	3 φ I4
	II	30 × 40	1800	60000		65	3 φ I4
	I	40 × 40	2600	80000		67	4 φ I4

Riepilogo tensioni ed armature					
NODO	$b \times H$			σ_c	Af
x = + M				Kg/cmq.	cmq.
I	30	$\times$	50	58	6,85
x(I-2)	30	$\times$	50	58	6,85
2	30	$\times$	50	68	Af = A' f = 13,8
x(2-3)	30	$\times$	50	62	7,7
3	30	$\times$	50	58	6,85
IO	30	$\times$	50	49	5,15
x(IO-II)	30	$\times$	50	70	9,40
II	30	$\times$	50	68	Af = 0,5 A' f = II
x(II-I2)	30	$\times$	50	49	5,15
I2	30	$\times$	50	49	5,15
N.B. I nodi 4-5-6-7-8-9- sono uguali ai corrispon= denti.					

N.B. I nodi 4-5-6-7-8-9- sono uguali ai corrispondenti.

TELAIO 4 - 5 - 6 - 7 -

Schema statico e caratteristiche elastiche

$J = 135000 \quad K = 410$

$K = 425$

60 x 30		60 x 30		60 x 30	
$J = 78000 \quad K = 225$		$K = 240$			
30 x 30 30 x 30 $J = 67500$ $K = 205$	60 x 25	30 x 30	30 x 30	30 x 30	30 x 40
40 x 30 $J = 160000$ $K = 440$	60 x 25	30 x 40	30 x 40	30 x 40	30 x 40
4	3,45	5	3,25	6	3,25
					7

Coefficienti di ripartizione

	52	33	36	35	35	54
48		31		30		46
32			23		23	32
	34	26	28	27	27	36
32		23		23		32
23			18		19	23
	27	20	22	21	21	27
50		40		39		50

Analisi di carico sulle travi:

Copertura:

p.p. trave	$60 \times 30 \times 2500$	=	450	Kg/ml.	
solaio	$780 \times (2.85 + 2.00)$		3783	" "	
			4233	Kg/ml.	4200

Piano tipo:

p.p. trave	$60 \times 25 \times 2500$	=	375	Kg/ml.	
solaio	$780 \times (2.85 + 2.00)$		3783	" "	
tramezzi		=	300	" "	
			4458	Kg/ml.	4500

Momenti d'incastro perfetto:

Copertura: $M = I/I2 \quad 4200 \times 3,45^2 = 4150 \text{ Kgm.}$

$M = I/I2 \quad 4200 \times 3,25^2 = 3700 \text{ "}$

Piano tipo: $M = I/I2 \quad 4500 \times 3,45^2 = 4450 \text{ Kgm.}$

$M = I/I2 \quad 4500 \times 3,25^2 = 4000 \text{ "}$

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

	2385	4685	4015	3810	4260	2030
2360	¹³		¹⁴ 515	¹⁵	385	¹⁶ 2030
I955			380		295	I685
	3450	4815	4120	4065	4350	3055
I625	⁵		⁶ 270	⁷	220	⁸ I415
I700			290		230	I465
	3315	4840	4160	4060	4380	2965
I640	⁵		⁶ 290	⁷	220	⁸ I410
I510			270		195	I300
	3420	4800	4130	4030	4340	3120
I850	¹		² 350	³	230	⁴ I745

Tagli e momenti positivi

$$T_s = 4500 \times 1.75 - \frac{4840 - 3315}{345} = 7900 - 440 = 7460 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 3315 + \frac{7460^2}{9000} = + 2885 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 4500 \times 1.65 - \frac{4060 - 4160}{325} = 7400 + 30 = 7430 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 4160 + \frac{7430^2}{9000} = + 2000 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 4500 \times 1.65 - \frac{2965 - 4380}{325} = 7400 + 435 = 7835 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 4380 + \frac{7835^2}{9000} = + 2440 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 4200 \times 1.75 - \frac{4685 - 2385}{345} = 7300 - 670 = 6630 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 2385 + \frac{6630^2}{8400} = + 2845 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 4200 \times 1.65 - \frac{3810 - 4015}{325} = 6900 + 60 = 6960 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 4015 + \frac{6960^2}{8400} = + 1700 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 4200 \times 1.65 - \frac{2030 - 4260}{325} = 6900 + 685 = 7585 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 4260 + \frac{7585^2}{8400} = + 2580 \text{ Kgm.}$$

	CARICO	SUI	PILASTRI	
<u>Pilastro:</u>	4	5	6	7
Trave + Collegamenti	10800	14200	13800	14400
Scala				5000
	10800	14200	13800	19400
p.p. pilastro	800	800	800	800
	11600	15000	14600	20200
Trave + Collegamenti	13900	15300	14800	10000
Scala				7400
	25500	30300	29400	37600
p.p. pilastro	800	800	800	800
	26300	31100	30200	38400
Trave + Collegamenti	13900	15300	14800	10000
Scala				7400
	40200	46400	45000	55800
p.p. pilastro	800	800	800	800
	41000	47200	45800	56600
Trave + Collegamenti	13900	15300	14800	10000
Scala				7400
	54900	62500	60600	74000
p.p. pilastro	1100	1500	1400	1000
	56000	64000	62000	75000

IV

III

II

I

Riepilogo sollecitazioni ed armature pilastri								
Pilastro		Sezione		II	N	e	σ_c	$Af = A' f$
		b	× a	Kgm.	Kg.	cm.	Kg/cmq.	ϕ
4	IV	30	× 30	1900	10800	20	70	3 ϕ I2
	III	30	× 30	1500	25500	6	54	3 ϕ I2
	II	30	× 30	1500	40200		69	3 ϕ I2
	I	40	× 30	1800	55000		68	3 ϕ I4
5 - 6	IV	30	× 30	500	15000		25	3 ϕ I2
	III	30	× 30	250	30300		36	3 ϕ I2
	II	30	× 30	250	46400		52	3 ϕ I2
	I	30	× 40	300	62500		51,5	3 ϕ I4
7	IV	30	× 30	1800	19400	9	56,5	3 ϕ I2
	III	30	× 30	1400	37600	4	66	3 ϕ I2
	II	30	× 40	1300	55800		56	3 ϕ I4
	I	30	× 40	1400	74000		70	4 ϕ I4

Riepilogo tensioni ed armature					
NODO	b	x	H	σ_c	Af
x = + M				Kg/cmq.	cmq.
I	60	x	25	68	Af=0,5 A'f =10,60/5,30
x(I-2)	60	x	25	68	" " " " "
2	60	x	25	70	Af = A' f = 14,4
x(2-3)	60	x	25	68	Af=0,5 A'f =10,60/5,30
3	60	x	25	67	Af = A' f = 13,20
x(3-4)	60	x	25	68	Af=0,5 A'f=10,60/5,30
4	60	x	25	68	" " " " "
I3	60	x	30	54	7,10
x(I3-I4)	60	x	30	54	7,10
I4	60	x	30	65	Af=0,5 A'f =11,70/5,80
x(I4-I5)	60	x	30	39	4,05
I5	60	x	30	69	10,70
x(I5-I6)	60	x	30	54	7,10
I6	60	x	30	54	7,10

N.B. I nodi 5-6-7-8-9-10-11-12- sono rispettivamente uguali ai corrispondenti.

TELAIO 8 - 9 - 10 - II -

Schema e caratteristiche elastiche

J = 312000 K = 990

K = 920

K = 960

30 × 50	30 × 50	30 × 50
30 × 30	J = 67500 K = 205	
30 × 20	J = 160000 K = 470	
8	9	10
3,15	3,40	3,25
		II

Coefficienti di ripartizione

	83	47	43	44	46	82	
I7		I0		I0		I8	
I5		09		09		I5	
	70	43	39	40	42	70	
I5		09		09		I5	
I2		08		08		I2	
	60	38	36	36	38	59	
28		I8		I8		25	

Analisi di carico sulle travi:

Copertura:

p.p. trave	30 × 50 × 2500	=	375	Kg/ml.
solaio	780 × 2,00	=	1560	" "
muratura		=	150	" "
			2085	Kg/ml. 2100

Piano tipo:

p.p. trave	30 × 50 × 2500	=	375	Kg/ml.
solaio	780 × 2,00	=	1560	" "
balcone		=	400	" "
tramezzi		=	400	" "
			2735	Kg/ml. 2750

p.p. trave	30 × 50 × 2500	=	375	Kg/ml.
solaio	780 × 2,00	=	1560	" "
tramezzi		=	800	" "
			2735	Kg/ml. 2750

p.p. trave	30 × 50 × 2500	=	375	Kg/ml.
solaio	780 × 2,00	=	1560	" "
balcone		=	960	" "
tramezzi		=	800	" "
			3695	Kg/ml. 3700

Momenti d'incastro perfetto:

Copertura: $M = I/I2 \quad 2100 \times 3,15^2 = 1750 \text{ Kgm.}$

$M = I/I2 \quad 2100 \times 3,40^2 = 2000 \text{ "}$

$M = I/I2 \quad 2100 \times 3,25^2 = 1850 \text{ "}$

Piano tipo: $M = I/I2 \quad 2750 \times 3,15^2 = 2250 \text{ Kgm.}$

$M = I/I2 \quad 3700 \times 3,25^2 = 3250 \text{ "}$

$M = I/I2 \quad 2750 \times 3,40^2 = 2650 \text{ "}$

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

	455	2260	2030	2130	2320	550
435	13		14		15	16
			60		125	550
445			60		180	625
	910	2800	2460	3260	3630	1320
450	9		10		11	12
			60		230	710
455			60		230	715
	900	2785	2475	3245	3645	1380
415	5		6		7	8
			50		220	685
365			45		205	650
	1000	2770	2500	3175	3640	1520
615	1		2		3	4
			65		295	870

Tagli e momenti positivi

$$T_s = 2750 \times 1.60 - \frac{2785 - 900}{315} = 4400 - 600 = 3800 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 900 + \frac{3800^2}{5500} = + 1700 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2750 \times 1.70 - \frac{3245 - 2475}{340} = 4700 - 220 = 4480 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 2475 + \frac{4480^2}{5500} = + 1200 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 3700 \times 1.65 - \frac{1380 - 3645}{325} = 6100 + 700 = 6700 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 3645 + \frac{6700^2}{7400} = + 2400 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2100 \times 1.60 - \frac{2260 - 455}{315} = 3360 - 570 = 2790 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 455 + \frac{2790^2}{4200} = + 1400 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2100 \times 1.70 - \frac{2130 - 2030}{340} = 3550 - 30 = 3520 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 2030 + \frac{3520^2}{4200} = + 930 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2100 \times 1.65 - \frac{550 - 2320}{325} = 3500 + 545 = 4045 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 2320 + \frac{4045^2}{4200} = + 1600 \text{ Kgm.}$$

CARICO SUI PILASTRI

<u>Pilastro:</u>	<u>8</u>	<u>9</u>	<u>10</u>	<u>11</u>	
Trave + Collegamenti	4600	6900	7050	4200	
p.p. pilastro	<u>800</u>	<u>800</u>	<u>800</u>	<u>800</u>	
	5400	7700	7850	5000	IV
Trave + Collegamenti	<u>6000</u>	<u>9100</u>	<u>10800</u>	<u>9000</u>	
	11400	16800	18650	14000	
p.p. pilastro	<u>800</u>	<u>800</u>	<u>800</u>	<u>800</u>	
	12200	17600	19450	14800	III
Trave + Collegamenti	<u>6000</u>	<u>9100</u>	<u>10800</u>	<u>9000</u>	
	18200	26700	30250	23800	
p.p. pilastro	<u>800</u>	<u>800</u>	<u>800</u>	<u>800</u>	
	19000	27500	31050	24600	II
Trave + Collegamenti	<u>6000</u>	<u>9100</u>	<u>10800</u>	<u>9000</u>	
	25000	36600	41850	33600	
p.p. pilastro	<u>1000</u>	<u>1400</u>	<u>1150</u>	<u>1400</u>	
	26000	38000	43000	35000	I

Riepilogo sollecitazioni ed armature pilastri								
Pilastro		Sezione	M	N	e	σ_c	Af = Af'	
		b × a	Kgm.	Kg.	cm.	Kg/cmq.	∅	
8	IV	30 × 30	400	4600	9	13	3 ∅	I2
	III	30 × 30	400	11400		20	3 ∅	I2
	II	30 × 30	400	18200		27	3 ∅	I2
	I	30 × 30	600	25000		37	3 ∅	I2
10	IV	30 × 30	120	7050		10	3 ∅	I2
	III	30 × 30	230	18650		24	3 ∅	I2
	II	30 × 30	220	30250		36	3 ∅	I2
	I	30 × 30	300	42000		36	3 ∅	I2
II	IV	30 × 30	500	4200	12	17	3 ∅	I2
	III	30 × 30	700	14000		28	3 ∅	I2
	II	30 × 30	680	23800		38	3 ∅	I2
	I	30 × 30	870	33600		35	3 ∅	I2

Riepilogo tensioni ed armature			
NODO X = + M	b × H	σC Kg/cmq.	Af cmq.
I	60 × 25	63	7,5
x(I-2)	60 × 25	63	7,5
2	60 × 25	63	Af = A' f = 11,20
x(2-3)	60 × 25	63	7,5
3	60 × 25	63	Af = A' f = 11,20
x(3-4)	60 × 25	63	7,5
4	60 × 25	63	7,5
I3	30 × 50	31	2,35
x(I3-I4)	30 × 50	31	2,35
I4	30 × 50	42	3,95
x(I4-I5)	30 × 50	31	2,35
I5	30 × 50	49	5,15
x(I5-I6)	30 × 50	38	3,40
I6	30 × 50	38	3,40

N.B. I nodi 5-6-7-8-9-10-11-12- sono uguali ai corrispondenti.

TELAIO I2 - I3 - I4 - I5 -

Schema e caratteristiche elastiche

$J = 540000 \quad K = 965$

$J = 312000 \quad K = 855$

$K = 870$

I2	30 x 50 $J = 312000$	30 x 50 $K = 950$	30 x 40 $J = 160000$	30 x 60 $K = 435$
I3	75 x 30 $J = 157000$	$K = 475$		
I4	30 x 40 $J = 160000$ $K = 485$	30 x 30 $J = 67500$		
I5	30 x 30			

5,60

3,65

3,60

COEFFICIENTI DI RIPARTIZIONE

	66	42	37	44	45	81	
34		21		11			19
25	50						
25							
20	40			10			16
				40	40	68	
40				10			16
33		17		09			13
	34	35	31	35	36	56	
33		17		20			31

Analisi di carico sulle travi:

Copertura:

p.p. trave	30 × 60 × 2500	=	450	Kg/ml.
solaio	780 × 2,70	=	2100	" "
muratura		=	100	" "
			2650	Kg/ml.
p.p. trave	30 × 50 × 2500	=	375	Kg/ml.
solaio	780 × 3,00	=	2340	" "
muratura		=	175	" "
			2890	Kg/ml. 2900

Piano Tipo:

p.p. trave	30 × 60 × 2500	=	450	Kg/ml.
solaio	780 × 2,70	=	2100	" "
balcone	800 × 1,40	=	1125	" "
muratura		=	725	" "
			4400	Kg/ml.
p.p. trave	30 × 50 × 2500	=	375	Kg/ml.
solaio	780 × 3,00	=	2340	" "
muratura		=	800	" "
			3515	Kg/ml.

Piano Rialzato 3900 Kg/ml.

Momenti d'incastro perfetto:

Copertura:	$M = I/I2$	$2650 \times 5,60^2 = 7200$	Kgm.
	$M = I/I2$	$2900 \times 3,65^2 = 3200$	"
	$M \neq I/I2$	$2900 \times 3,60^2 = 3100$	"
Piano tipo:	$M = I/I2$	$4400 \times 5,60^2 = 12000$	Kgm.
	$M = I/I2$	$3550 \times 3,65^2 = 3950$	"
	$M = I/I2$	$3550 \times 3,60^2 = 3850$	"
Piano Rialz.	$M = I/I2$	$3900 \times 5,60^2 = 10500$	"

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

	3800	7130	4850	3050	3500	915	
3830	¹³	¹⁴	2035	¹⁵	350	¹⁶	920
4110			2285		365		910
	7900	11435	6535	3420	4125	1775	
3885	⁵	¹¹	2455	¹²	445	¹²	885
3585			2370		755		885
	9300	11015	6360	3290	4365	1730	
5885	⁵	¹¹	2190	⁷	280	⁸	840
5390			2100		280		715
	8500	9440	5990	3510	4190	1980	
3270	¹	⁶	1335	³	450	⁴	1250

Tagli e Momenti positivi

$$T_s = 3900 \times 2,80 - \frac{9440 - 8500}{560} = 10900 - 180 = 10720 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 8500 + \frac{10720^2}{7800} = + 4900 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 3550 \times 1,80 - \frac{3510 - 5990}{365} = 6400 + 680 = 7080 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 5990 + \frac{7080^2}{7100} = + 1100 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 3550 \times 1,80 - \frac{1980 - 4190}{360} = 6400 + 615 = 7015 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 4190 + \frac{7015^2}{7100} = + 2750 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 4400 \times 2,80 - \frac{11435 - 7900}{560} = 12300 - 630 = 11670 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 7900 + \frac{11670^2}{8800} = + 6300 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 3550 \times 1,80 - \frac{3420 - 6535}{365} = 6400 + 850 = 7250 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 6535 + \frac{7250^2}{7100} = + 865 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 3550 \times 1,80 - \frac{1775 - 4125}{360} = 6400 + 650 = 7050 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 4125 + \frac{7050^2}{7100} = + 2875 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2650 \times 2,80 - \frac{7130 - 3800}{560} = 7400 - 600 = 6800 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 3800 + \frac{6800^2}{5300} = + 4900 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2900 \times 1,80 - \frac{3050 - 4850}{365} = 5200 + 500 = 5700 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 4850 + \frac{5700^2}{5800} = + 750 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2900 \times 1,80 - \frac{915 - 3500}{360} = 5200 + 720 = 5920 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 3500 + \frac{5920^2}{5800} = + 2550 \text{ Kgm.}$$

<u>Pilastro:</u>	I2	I3	I4	I5	
Torrino	2500				
Scala	3500				
Trave + Collegamenti	<u>14200</u>	<u>13600</u>	<u>10400</u>	<u>7200</u>	
	20200	13600	10400	7200	
p.p. pilastro	<u>800</u>	<u>1700</u>	<u>800</u>	<u>800</u>	
	21000	15300	11200	8000	IV
Scala	3500				
Trave + Collegamenti	<u>18600</u>	<u>18700</u>	<u>12800</u>	<u>10400</u>	
	43100	34000	24000	18400	
p.p. pilastro	<u>800</u>	<u>1700</u>	<u>800</u>	<u>800</u>	
	43900	35700	24800	19200	III
Scala	3500				
Trave + Collegamenti	<u>18600</u>	<u>18700</u>	<u>12800</u>	<u>10400</u>	
	66000	54400	37600	29600	
p.p. pilastro	<u>1000</u>	<u>1700</u>	<u>800</u>	<u>800</u>	
	67000	56100	38400	30400	II
Scala	3500				
Trave + Collegamenti	<u>17200</u>	<u>17300</u>	<u>12800</u>	<u>6400</u>	
	87700	73400	51200	36800	
p.p. pilastro	<u>1300</u>	<u>1600</u>	<u>1800</u>	<u>1200</u>	
	89000	75000	53000	38000	

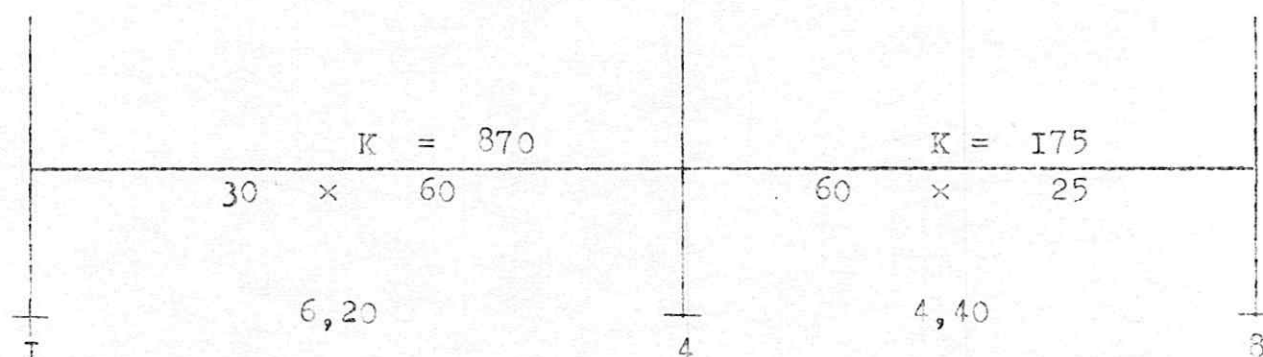
Riepilogo sollecitazioni ed armature pilastri							
Pilastro		Sezione	M	N	e	σ_c	$A_f = A_f'$
		b × a	Kgm.	Kg.	cm.	Kg/cmq.	Ø
I2	IV	30 × 40	3500	20200	I ⁸	66	3 Ø I4
	III	30 × 40	3500	43100		70	3 Ø I4
	II	30 × 50	5300	66000		65	4 Ø I4
	I	30 × 50	3000	87000		67,5	4 Ø I4
I3	IV	75 × 30	2400	13600	I ⁸	36	4 Ø I4
	III	75 × 30	2600	34000		26,5	4 Ø I4
	II	75 × 30	2400	54000		44	4 Ø I4
	I	75 × 30	2000	73000		48	4 Ø I4
I4	IV	30 × 30	345	10400		17	3 Ø I2
	III	30 × 30	400	24000		33	3 Ø I2
	II	30 × 30	300	38000		45	3 Ø I2
	I	30 × 40	350	51000		44	3 Ø I4
I5	IV	30 × 30	900	7200	I ³	32	3 Ø I2
	III	30 × 30	800	18400		34	3 Ø I2
	II	30 × 30	800	29600		46	3 Ø I 2
	I	30 × 30	1200	36800		60,5	3 Ø I2

Riepilogo tensioni ed armature			
NODO X = + M	b × H	σ_c Kg/cmq.	Af cmq.
I	30 × 60	65	10,20
x(I-2)	30 × 60	47	5,8
2	30 × 60	69	11,30
2	30 × 50	67	8,6
x(2-3)	30 × 50	30	1,44
3	30 × 50	54	6,00
x(3-4)	30 × 50	50	5,4
4	30 × 50	50	5,4
5	30 × 60	69	11,10
x(5-6)	30 × 60	54	7,5
6	30 × 60	63	14,00
6	30 × 50	70	9,60
x(6-7)	30 × 50	49	4,25
7	30 × 50	56	6,45
x(7-8)	30 × 50	49	4,25
8	30 × 50	49	4,25
I3	30 × 60	47	5,70
x(I3-I4)	30 × 60	47	5,70
I4	30 × 60	59	8,60
I4	30 × 50	59	7,10
x(I4-I5)	30 × 50	59	7,10
I5	30 × 50	48	5,00
x(I5-I6)	30 × 50	40	3,65
I6	30 × 50	40	3,65

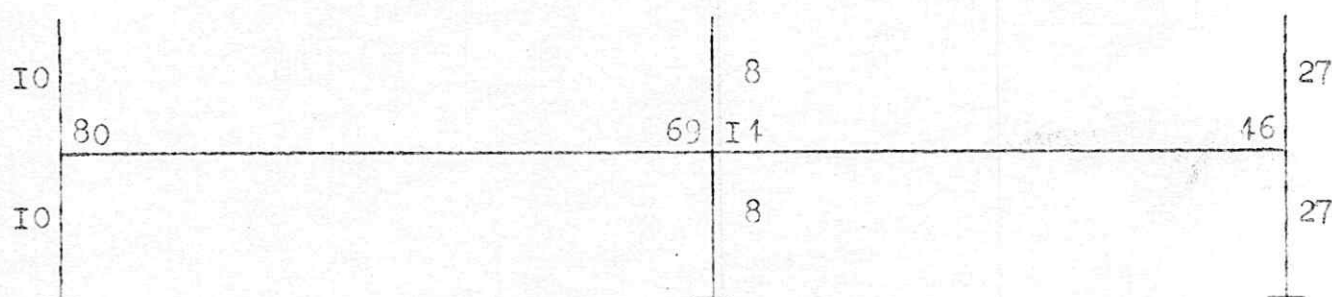
N.B. I nodi 9-10-11-12- sono uguali ai corrispondenti.

Il telaio I - 4 - 8 - già calcolato nella Palazzina Tipo - C - si ricalcola come trave solidale con i piedritti e risolta con il metodo di Cross, solo per quelle a piano terra.

Schema statico e caratteristiche elastiche



Coefficienti di ripartizione



Analisi di carico sulle travi:

p.p. trave	$30 \times 60 \times 2500$	=	450	Kg/ml.
muratura		=	800	" "
			1250	Kg/ml.
p.p. trave	$60 \times 25 \times 2500$	=	375	Kg/ml.
muratura		=	800	" "
balcone		=	200	" "
			1400	Kg/ml.

Momenti d'incastro perfetto:

$$M = 1/12 \quad 1250 \times 6,20^2 = \text{Kgm. } 4000$$

$$W = I/I_2 \quad 1400 \times 4,40^2 = \text{Kgm. } 2250$$

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

1200	3975	3520	2250
------	------	------	------

Riepilogo tensioni ed armature

Si verifica a 3500

30 × 60

$\sigma_c = 38 \text{ Kg/cm}^2$

$A_f = 4,00 \text{ cm}^2$

60 × 25

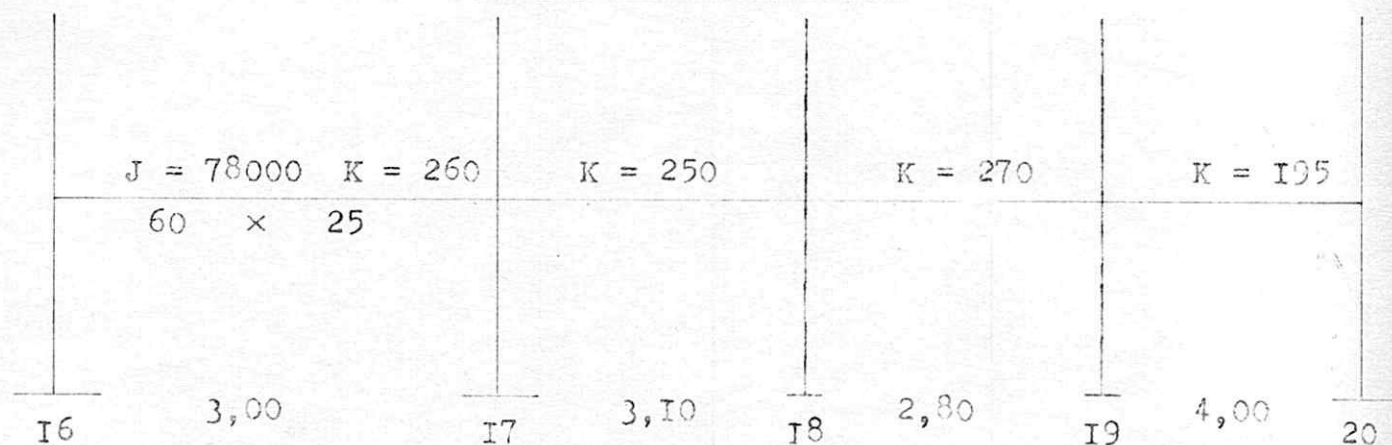
$\sigma_c = 61 \text{ " "}$

$A_f = A' f = 10,5 \text{ cm}^2$

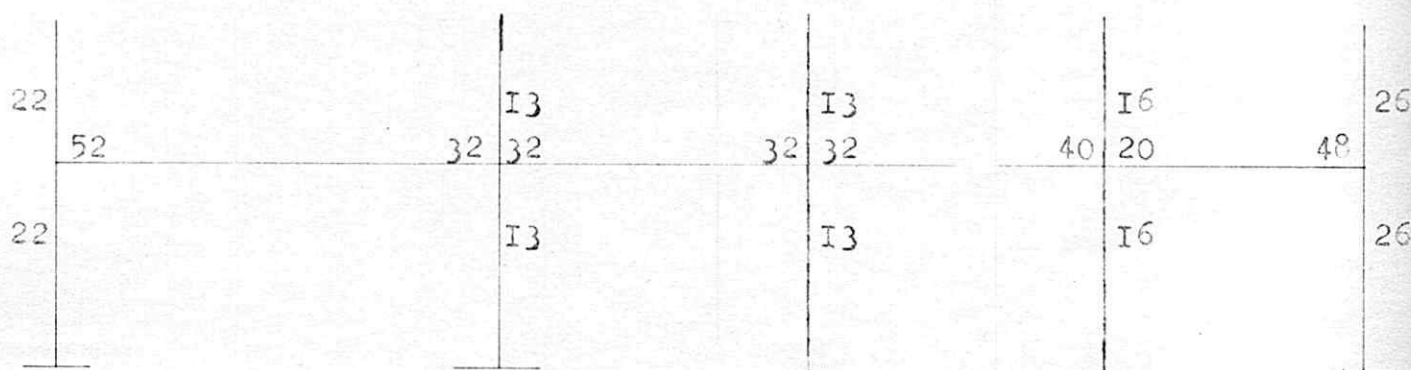
Il telaio I6-I7-I8-I9-20-, data la sua simmetria è stato calcolato come trave solidale con i piedritti e risolto con il metodo di Cross.

Schema statico e caratteristiche elastiche

Travi intermedie



Coefficienti di ripartizione



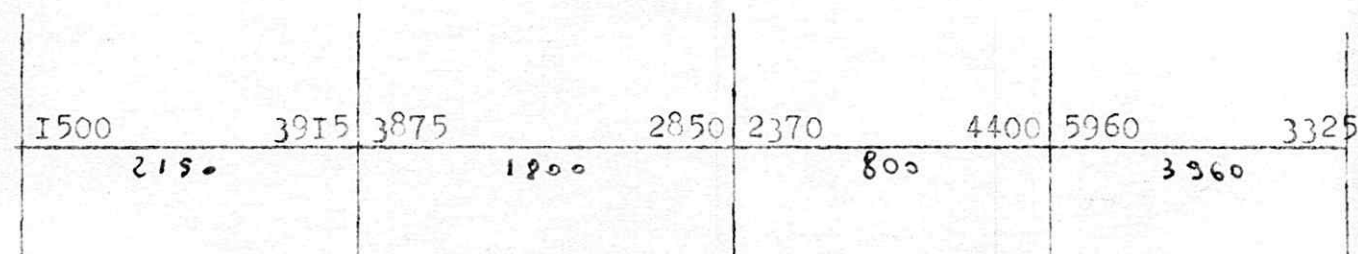
Analisi di carico sulle travi:

p.p. trave	$60 \times 25 \times 2500$	=	375	Kg/ml.
sovraccarico		=	125	" "
solaio	$780 \times 4,50$	=	3500	" "
tramezzi		=	300	" "
			4300	Kg/ml.

Momenti d'incastro perfetto:

$$\begin{aligned}
 M &= I/I2 \quad 4300 \times 3,00^2 = 3200 \text{ Kgm.} \\
 M &= I/I2 \quad 4300 \times 3,10^2 = 3450 \text{ " } \\
 M &= I/I2 \quad 4300 \times 2,80^2 = 2800 \text{ " } \\
 M &= I/I2 \quad 4300 \times 4,00^2 = 5750 \text{ " }
 \end{aligned}$$

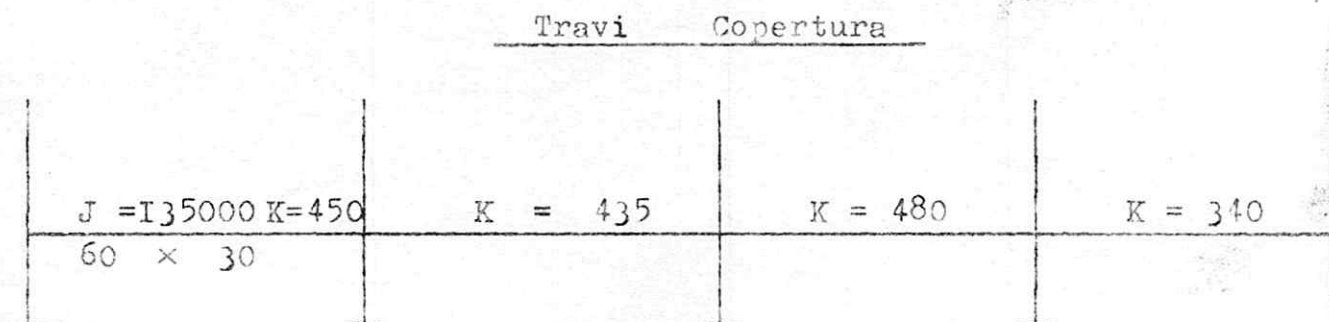
TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI



Riepilogo tensioni ed armature

NODO	b × H	σ_c	Af
x = + M		Kg/cmq.	cmq.
I	60 × 25	57	6,40
x(I-2)	60 × 25	57	6,40
2	60 × 25	62	Af = A' f = 11,5
x(2-3)	60 × 25	57	6,40
3	60 × 25	68	8,60
x(3-4)	60 × 25	57	6,40
4	60 × 25	70	Af = A' f = 20,40
x(4-5)	60 × 25	62	Af = A' f = 12,00
5	60 × 25	62	Af = A' f = 12,00

Schema statico e caratteristiche elastiche



Coefficienti di ripartizione

	81	45 44	43 47	52 37	76
I9		II	IO	II	24
	I05	I05	I05	I05	I05

Analisi di carico sulle travi:

Si verifica per 4000 Kg/ml.

Momenti d'incastro perfetto:

$$M = I/I2 \quad 4000 \times 3,00^2 = 3000 \text{ Kgm.}$$

$$M = I/I2 \quad 4000 \times 3,10^2 = 3200 \text{ "}$$

$$M = I/I2 \quad 4000 \times 2,80^2 = 2600 \text{ "}$$

$$M = I/I2 \quad 4000 \times 4,00^2 = 5350 \text{ "}$$

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

565	3915 3960	2250 2000	5065 5725	1500

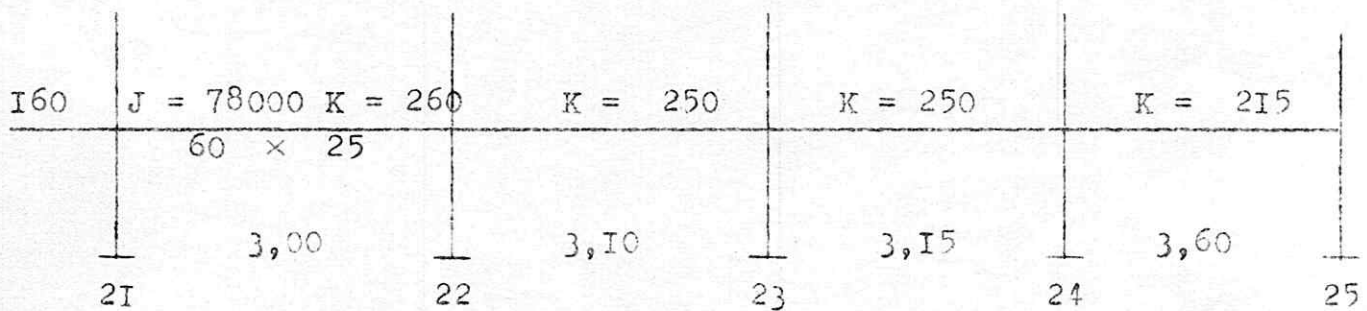
Riepilogo tensioni ed armature

NODO		σC	Af
	$b \times H$		
$x = + M$		Kg/cmq.	cmq.
I	60×30	46	5,50
$x(I-2)$	60×30	, 46	5,50

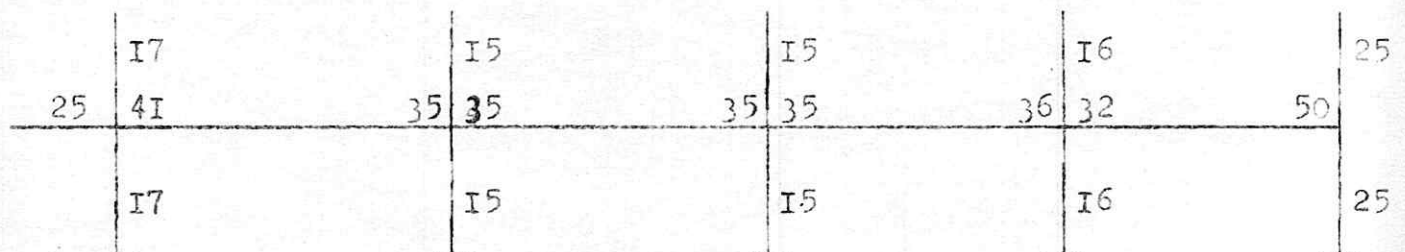
2	60 × 30	66	9,90
x(2-3)	60 × 30	46	5,50
3	60 × 30	46	5,50
x(3-4)	60 × 30	46	5,50
4	60 × 30	62	Af = A' f = 13,50
x(4-5)	60 × 30	69	
5	60 × 30	69	11,00

Il telaio 21 - 22 - 23 - 24 - 25 -, data la sua simmetria è stato calcolato come trave solidale con i piedritti e risolto con il metodo di Cross.

Schema statico e caratteristiche elastiche



Coefficienti di ripartizione



Analisi di carico sulle travi:

p.p. trave	60 × 25 × 2500	=	375	Kg/ml.
balcone		=	1000	" "
			1375	Kg/ml.
p.p. trave	60 × 25 × 2500	=	375	Kg/ml.
balcone		=	1000	" "
solaio		=	1560	" "
muratura		=	800	" "
			3735	Kg/ml.
p.p. trave	60 × 25 × 2500	=	375	Kg/ml.
solaio		=	1560	" "
muratura		=	800	" "
			2735	Kg/ml.
p.p. trave	60 × 25 × 2500	=	375	Kg/ml.
solaio		=	1560	" "
balcone		=	400	" "
			2335	Kg/ml.

Momenti d'incastro perfetto:

$$\begin{aligned}
 M &= 1/12 \quad 1375 \times 2,40^2 = 550 \text{ Kg.m.} \\
 M &= 1/12 \quad 3735 \times 3,00^2 = 2800 \text{ " } \\
 M &= 1/12 \quad 2735 \times 3,10^2 = 2200 \text{ " } \\
 M &= 1/12 \quad 2735 \times 3,15^2 = 2250 \text{ " } \\
 M &= 1/12 \quad 2335 \times 3,60^2 = 2500 \text{ " }
 \end{aligned}$$

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

1165	2000	2900	2560	2085	2025	2590	2885	1320
------	------	------	------	------	------	------	------	------

Riepilogo tensioni ed armature

Si verifica per $M = 3000$

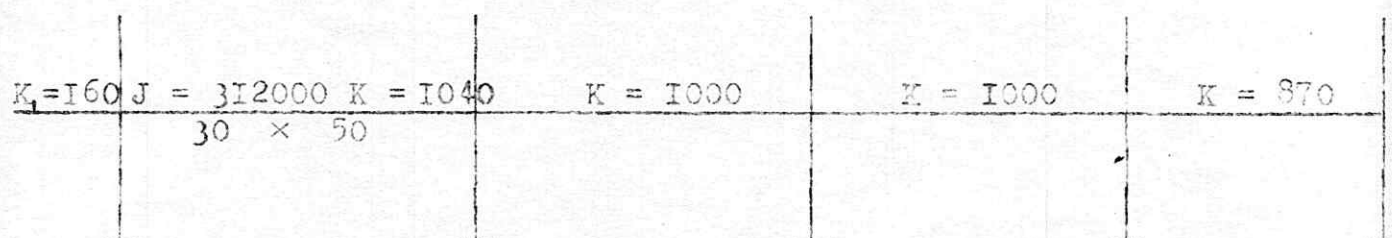
$$60 \times 25$$

$$\sigma_c = 70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_f = 9,20 \text{ cm}^2$$

Schema e caratteristiche elastiche

Primo tipo



Coefficienti di ripartizione

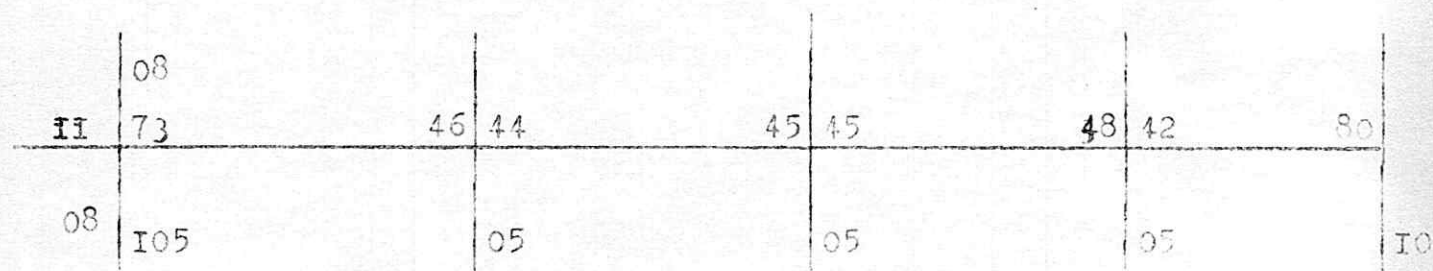
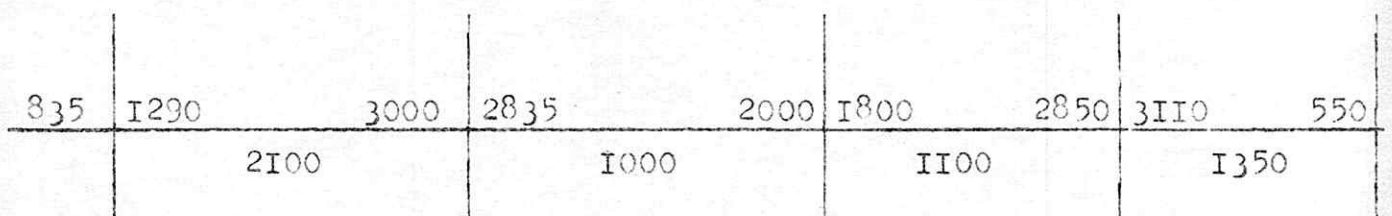


TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI



Si verifica per $M = 3000 \text{ Kg} \cdot \text{m}$ e si ha

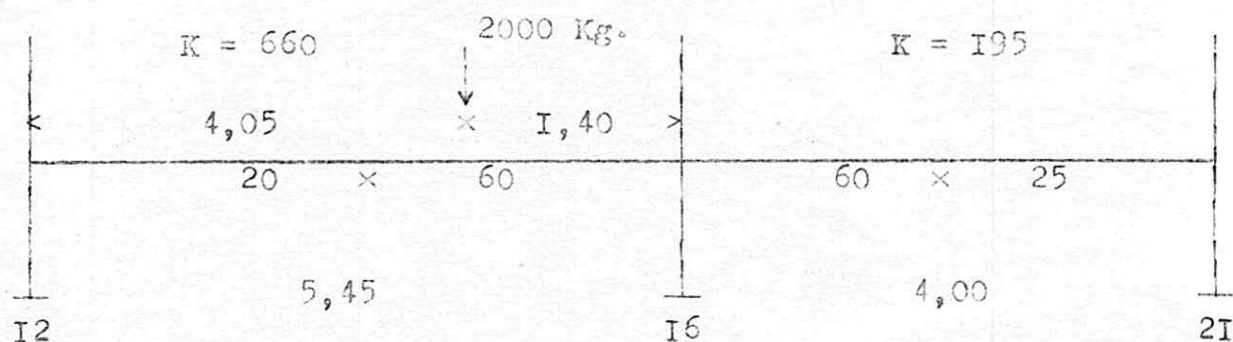
$$\sigma_c = 43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_f = 4,25 \text{ cm}^2$$

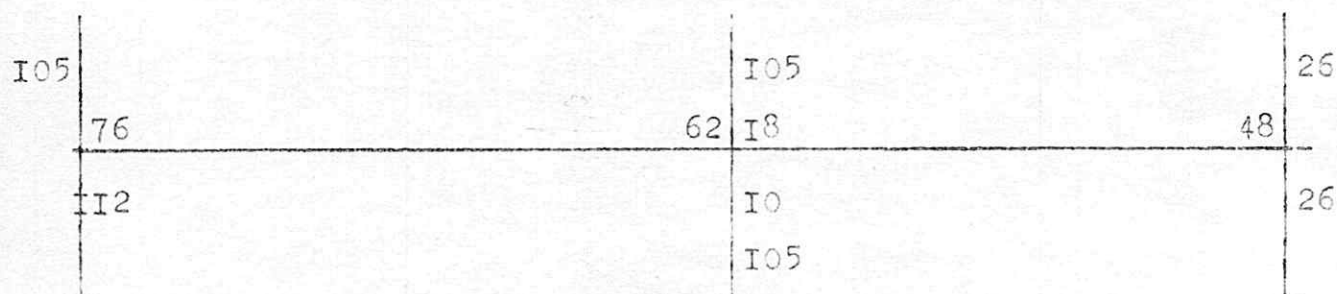
T R A V I S C A L A

Telai I2 - I6 - 2I e 3 - 7 - II - Si calcola
il telaio I2 + I6 - 2I -.

Schema statico e caratteristiche elastiche



Coefficienti di ripartizione



Analisi di carico sulle travi:

p.p. trave	$20 \times 60 \times 2500$	=	300	Kg/ml.
muratura		=	500	" "
			800	Kg/ml.
p.p. trave	$60 \times 25 \times 2500$	=	375	Kg/ml.
scala		=	840	" "
muratura		=	500	" "
			1715	Kg/ml. 1750

Momenti d'incastro perfetto:

$$M = I/I2 \quad 800 \times 5,35^2 = \text{Kgm. } 2000$$

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

110	550	3585	3175	2300	550
110			220		550

Riepilogo tensioni ed armature

Si verifica a 3600

20 x 60

$\sigma_c = 50 \text{ Kg/cm}^2$

$A_f = 4,25 \text{ cm}^2 = 2 \phi 10 + 3 \phi 12$

60 x 25

$\sigma_c = 62 \text{ Kg/cm}^2$

$A_f = A' f = 11 \text{ cm}^2 = 2 \phi 12 + 6 \phi 14$

dott. ing. Giuseppe Cafesati
in *Giuseppe Cafesati*

