

LAVORI DI COSTRUZIONE DI n° 2 PALAZZINE PER ALLOG=
GI ECONOMICI IN FASANO.-

RELAZIONE DI CALCOLO

oooooooooooooooo

P A R T E - I^a -

oooooooooooo

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

in funzione

Stazione appaltante: " LA CASA "

Direttore dei lavori: Dott.Ing. GIOVANNI VALENTINI

Impresa appaltatrice: LUIGI SARDELLA e figli

27 DIC. 1967

P A R T E I^a - CARATTERISTICHE GENERALI - INDAGINI GEOGNOSTICHE -
MATERIALI E SOLLECITAZIONI UNITARIE ADOTTATE -
ANALISI DEI CARICHI ELEMENTARI - CRITERI DI CAL=COLO -

1) Caratteristiche generali delle palazzine:

I 12 alloggi sono distribuiti in due palazzine. Le palazzine sono composte di piano terra (adibito a portico e cantinole) e tre piani superiori.

Gli appartamenti sono in numero di 6 per palazzina, per un totale di 12.

I tipi di palazzina sono due: tipo C e tipo BD.

Quella tipo C misura una superficie coperta di, piano tipo di mq. $21,30 \times 11,10 = 269$ mq.. L'altezza lorda dei piani è di metri 2,10 e 3,30 rispettivamente per il piano terra ed il piano tipo per cui l'altezza massima risulta di m. 12,00.

La copertura ha il solaio a camera d'aria di altezza di cm. 30.

Quella tipo BD misura una superficie coperta al piano di metri $25,80 \times 10,80 =$ mq. 278. L'altezza dei singoli piani è la totale è identica a quella del tipo C.

La struttura portante delle palazzine è interamente in c.a..

Le fondazioni sono del tipo diretto a plinti isolati; gli impalcati sono in numero di 4 per ogni palazzina.

Le travi sono alte ad eccezione di quelle al prospetto per il primo piano delle due palazzine, e quella 2-5-9 per la palazzina tipo C, quella centrale per la palazzina tipo BD.

La compagnatura è del tipo ad intercapedine avente spessore complessivo di 45 cm.; le tramezzature sono in forati.

Le scale sono a soletta a ginocchio.

2) Indagini geognostiche - sistema di fondazione:

I saggi ed i plinti di fondazione sono stati effettuati e calcolati dall'Ing. Augusto Romita per conto della stazione appal-

tante.

3) Caratteristiche dei materiali e delle strutture:

- Cls. pilastri, travi, solai e scale a q.li 3 di cemento 730 Classe R = 250.
- Armatura in tondini di ferro Aq. 50 ÷ 60.
- Solai tipo ALA prefabbricato H = 20 + 5 interasse travetti cm. 40.
- Zone ribassate per i WC H = 16 + 4 interasse travetti cm. 40.
- Scala a soletta a ginocchio con gradini riportati.
- Tompagnature perimetrali esterne a doppia fodera: in mattoni pieni da cm. 18 quella esterna e l'interna in tufelle da cm. 10.
- Tramezzi in laterizi da cm. 10.

4) Massime sollecitazioni unitarie:

- Max σ nella struttura (classe R = 250) Kg/cmq. 70 per flessione e pressoflessione
Kg/cmq. 60 per pressione semplice.
- Max σ (per classe R = 250) 6 in assenza di armatura, 18 in presenza di apposita armatura.
- Max σ di 1600 Kg/cmq. (acciaio in tondini Aq. 50/60).

In effetti, come si vedrà, le sollecitazioni unitarie ora riportate non vengono raggiunte se non in casi rari e comunque sono sempre inferiori alle massime (75 a flessione e 60 a pressione semplice) raggiungibili secondo il vecchio regolamento del 1939 per classe con $R_{28} = 225$ Kg/cmq.

5) Sovraccarichi accidentali:

- 250 Kg/cmq. per i solai praticabili.
- 400 Kg/cmq. per rampe, ballatoi, scale e balconi.

6) Analisi dei carichi elementari:

A) Solai praticabili:

p.p. solaio	=	320	Kg/cmq.
pavimento + massetto	=	90	" "
intonaco	=	20	" "

430 Kg/cmq.

quota tramezzi	430	Kg/cm ² <i>mq.</i>
	= 100	" "
Totale carichi permanenti	530	Kg/cm ² <i>mq.</i>
Sovraccarico accidentale	250	" "
Carico totale di calcolo	780	Kg/cm ² <i>mq.</i>

b) Balconi:

p.p. 0,12 × 1,00 × 2500	= 300	Kg/cm ² <i>mq.</i>
pavimento e massetto	= 80	" "
intonaco	= 20	" "
Totale carichi permanenti	400	Kg/cm ² <i>mq.</i>
Sovraccarico accidentale	400	" "
Carico totale di calcolo	800	Kg/cm ² <i>mq.</i>

c) Ballatoi e ripiani scala:

$$H = 20 + 5 = 25$$

p.p.	250	Kg/cm ² <i>mq.</i>
pavimento e massetto	80	" "
intonaco	20	" "
Totale carichi permanenti	350	Kg/cm ² <i>mq.</i>
Sovraccarico accidentale	400	" "
Carico totale di calcolo	750	Kg/cm ² <i>mq.</i>

d) Tompagnatura:

Curatura a doppia fodera con paramento esterno in mattoni pieni e paramento interno in tufelle.

paramento esterno	205 × 265	= 545
paramento interno	105 × 265	= 270

$$815 = 850 \text{ Kg/mq.}$$

7) Criteri e procedimenti generali di calcolo:

Per le palazzine il procedimento di calcolo è il seguente:

I telai formanti la struttura sono stati calcolati con il metodo di Cross quelli a nodi fissi, e con il metodo Cross-Pozzati, quelli a nodi spostabili.

Le travi di collegamento sono stati calcolati con lo stesso metodo. Per le travi semplici i momenti sono stati ottenuti considerando

il vincolo di semincastro. La scala, prevista con soletta a ginocchio e scalini riportati, è stata calcolata con il metodo di Cross.

TELAIO I - 4 - 8

Schema statico e caratteristiche elastiche

$J = 67.500$ $K = 205$	
$J = 540.000$ $K = 915$	$J = 540.000$ $K = 1080$
30×60 $J = 160.000$ $K = 485$ 5,90	30×40 30×30 4,80
I	4
	8

Coefficienti di ripartizione

	80	42	49	84	
20			09		16
16			09		14
	68	38	44	72	
16		09			14
			08		12
13	57	34	40	61	
		18			27
30					
I		4		8	

Analisi di carico sulle travi:

Copertura

p.p. trave	30 × 60 × 2400	=	432 Kg/ml.
solaio	700 × 2,00	=	1400 " "
muratura			150 ? " "
			<u>1932</u> Kg/ml. = 2000

Piano tipo:

p.p. trave	432 Kg/ml.
solaio	1400 " "
muratura	850 " "
	<u>2682</u> Kg/ml. = 2850

Momenti d'incastro perfetto:

Copertura: $M = I/I2 \times 2000 \times 5,90^2 = 5800 \text{ Kgm.}$
 $M = I/I2 \times 2000 \times 4,80^2 = 3850 \text{ "}$
Piani: $M = I/I2 \times 2850 \times 5,90^2 = 8300 \text{ "}$
 $M = I/I2 \times 2850 \times 4,80^2 = 5500 \text{ "}$

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

	I790	6915	6485	760
I810	¹⁰		¹¹ 440	¹² 740
I845			470	805
I870	3700	9570	8600	I685
I960	⁷		⁸ 495	⁹ 870
I775			490	870
I700	3740	9550	8585	I710
2515	⁴		⁵ 470	⁶ 850
			455	830
	4250	9400	8310	2040
	¹		²	³
			650	I220
	I	4		8

- Tagli e momenti positivi -

$$T_s = 2850 \times 2,95 - \frac{9400 + 4250}{590} = 8400 - 875 = 7525 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 4250 + \frac{6080^2}{7525} = + 2200 \text{ Kgm.}$$

8400 - 2320 = 6080 kg

$$T_s = 2850 \times 2,40 - \frac{2040 - 8310}{480} = 6850 + 1310 = 8160 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 8310 + \frac{8160^2}{5700} = + 3800 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 8400 - \frac{9570 - 3700}{590} = 8400 - 1000 = 7400 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 3700 + \frac{7400^2}{5700} = + 5900 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 6850 - \frac{1685 - 8600}{480} = 6850 + 1440 = 8290 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 8600 + \frac{8290^2}{5700} = + 3400 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2000 \times 2,95 - \frac{6915 - 1790}{590} = 5900 - 870 = 5030 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 1790 + \frac{5030^2}{4000} = + 4550 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2000 \times 2,40 - \frac{760 - 6485}{480} = 4800 + 1190 = 5990 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 6485 + \frac{5990^2}{4000} = + 2500 \text{ Kgm.}$$

- CARICO SUI PIASTRI -

<u>Pilastro</u>	I	4	8	
Trave	5900	10700	4800	
Collegamento	<u>1800</u>		<u>1200</u>	
	7700		6000	
p.p. pilastro	<u>800</u>	<u>800</u>	<u>800</u>	
	8500	11500	6800	IV
p.tipo				
Trave	8400	15250	6850	
Collegamento	<u>4500</u>		<u>3000</u>	
	21400	26750	16650	
p.p. pilastro	<u>800</u>	<u>800</u>	<u>800</u>	
	22200	27550	17450	III
Travi	<u>12900</u>	<u>15250</u>	<u>9850</u>	
	35100	42800	27300	
p.p. pilastro	<u>800</u>	<u>800</u>	<u>800</u>	
	35900	43600	28100	II
Travi	<u>12900</u>	<u>15250</u>	<u>9850</u>	
	48800	58850	37950	
p.p. pilastro	<u>1200</u>	<u>1250</u>	<u>1150</u>	
	50000	60100	39100	I

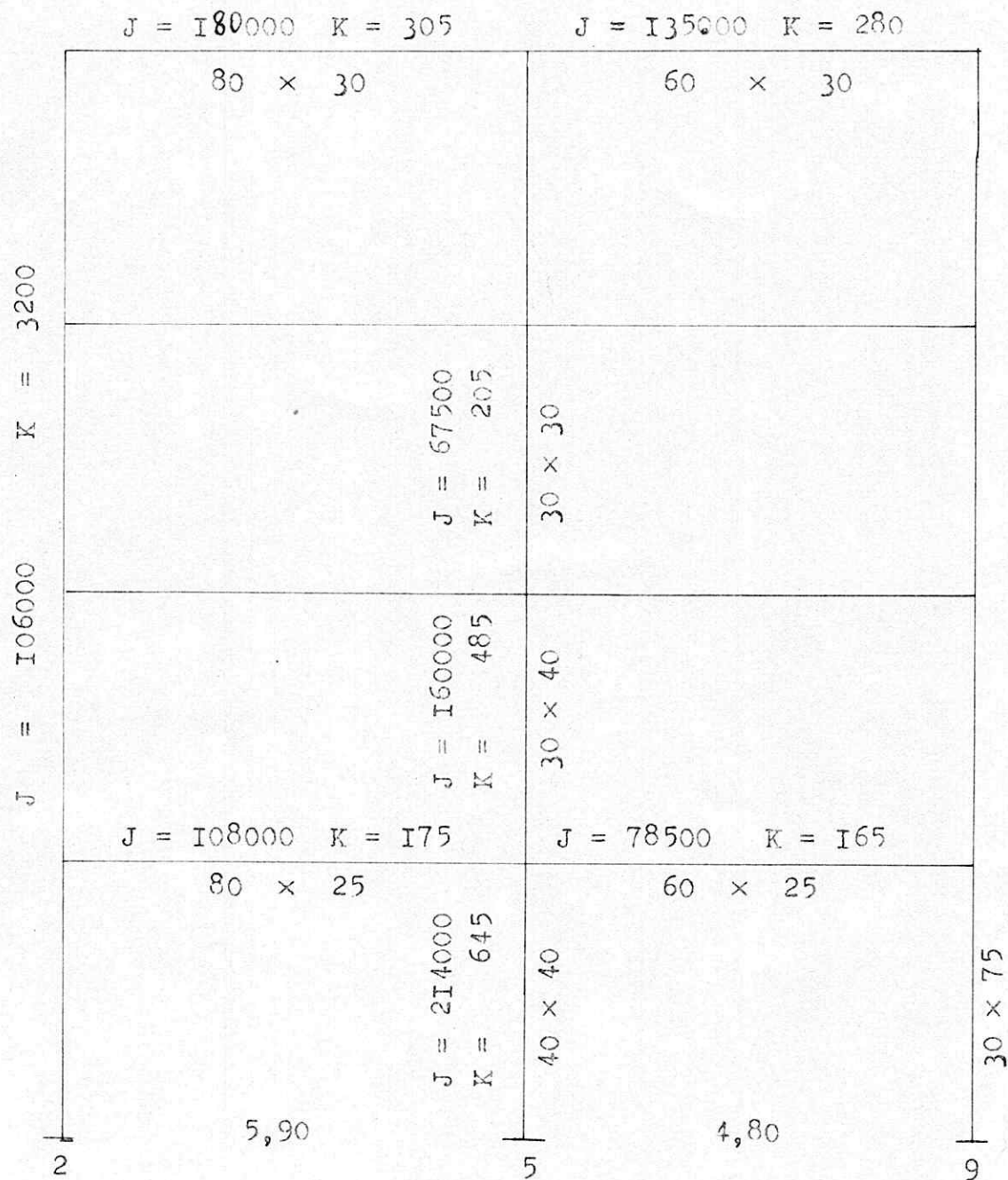
Riepilogo sollecitazioni ed armature pilastri

Pilastro		Sezione	M	N	e	σ_c	$AF = Af'$
		b × a	Kgm.	Kg.	cm.	Kg/cm ²	φ
I	IV	30 × 30	1800	7700	23	64	3 φ 12
	III	30 × 30	1800	21400	8	56,5	3 φ 12
	II	30 × 30	1700	35100		66	3 φ 14
	I	30 × 40	2500	48800		64	3 φ 14
4	IV	30 × 30	440	10700		19	3 φ 12
	III	30 × 30	425	26750		37	3 φ 12
	II	30 × 30	470	42800		53	3 φ 14
	I	40 × 30	650	58850		53	3 φ 14

Riepilogo tensioni ed armature			
NODO x = + M	b × H	σ_c Kg/cmq.	Af cmq.
I	30 × 60	43	4,9
x(I-2)	30 × 60	51	6,7
2	30 × 60	65	II, 20 / 2,8
x(2-3)	30 × 60	40	4,4
3	30 × 60	40	4,4
IO	30 × 60	32	2,9
x(IO-II)	30 × 60	45	5,35
II	30 × 60	58	8,30
x(II-I2)	30 × 60	32,23	2,9
I2	30 × 60	32,20	2,9
N.B. I nodi 4-5-6-7-8-9 sono uguali ai corrispondenti.			

TELAIO 2 - 5 - 9

Schema statico e caratteristiche elastiche



09	39	35	08
9I		26	92
		27	
	24	22	
	29		
		20	
	17	16	
	47		
49		33	49
02	12	12	02
49	43		49
2	5		9

Analisi di carico sulle travi:

Copertura:

p.p. trave	80 × 30 × 2400	=	575	Kg/ml.
solaio	700 × 2,00	=	1400	" "
			1975	Kg/ml.

p.p. trave	60 × 30 × 2400	=	430	Kg/ml.
solaio	700 × 2,00	=	1400	" "
			1830	Kg/ml.

Piano tipo:

p.p. trave	80 × 25 × 2400	=	500	Kg/ml.
solaio	700 × 2,00	=	1400	" "
tramezzi		=	300	" "
			2200	Kg/ml.

p.p. trave	60 × 25 × 2400	=	360	Kg/ml.
solaio	700 × 2,00	=	1400	" "
tramezzi		=	300	" "
			2060	Kg/ml.

Momenti d'incastro perfetto:

Copertura:	$M = 1/12 \times 1975 \times 5,90^2 =$	Kgm.	5700
	$M = 1/12 \times 1830 \times 4,80^2 =$	"	3500
Piani:	$M = 1/12 \times 2200 \times 5,90^2 =$	"	6400
	$M = 1/12 \times 2060 \times 4,80^2 =$	"	4000

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

	5625	5130	4330	2925	
5630	¹⁰		¹¹ 800	¹²	2925
3255			800		2185
	6570	5960	4455	3740	
2625	⁷		⁸ 710	⁹	1580
2890			625		1725
	6470	6135	4315	3810	
3460	⁴		⁵ 1170	⁶	2050
3770			1080		2240
	6415	6215	4270	3810	
2720	¹		² 865	³	1620
	2	5		9	

- Tagli e momenti positivi -

$$1) T_s = 2200 \times 2,95 - \frac{5960 - 6570}{590} = 6500 + 100 = 6600 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 6570 + \frac{6600^2}{4400} = + 3330 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2060 \times 2,40 - \frac{3740 - 4455}{480} = 4950 + 150 = 5100 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 4455 + \frac{5100^2}{4120} = + 1850 \text{ Kgm.}$$

$$2-3-4) T_s = 1975 \times 2,95 - \frac{5130 - 5625}{590} = 5830 + 100 = 5930 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 5625 + \frac{5930^2}{3950} = + 3200 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 1830 \times 2,40 - \frac{2925 - 4330}{480} = 4400 + 290 = 4690 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 4330 + \frac{4690^2}{3660} = + 1670 \text{ Kgm.}$$

- CARICO SUI PILASTRI -

<u>Pilastro</u>	2 - 9	5	
Trave	5830	5830	
Collegamento	1800	4400	
Travi	<u>9100</u>	<u>5800</u>	
	16730	16030	
p.p. pilastro	<u>1770</u>	<u>770</u>	
	18500	16800	IV
P. tipo			
Trave	6500	6500	
Collegamento	3900	4950	
Travi	<u>11200</u>	<u>6000</u>	
	40100	34250	
p.p. pilastro	<u>1800</u>	<u>800</u>	
	41900	35050	III
Travi + Collegamento	<u>21400</u>	<u>17450</u>	
	63300	52500	
p.p. pilastro	<u>1800</u>	<u>1000</u>	
	65100	53500	II
Travi + Collegamento	<u>21400</u>	<u>17450</u>	
	86500	70950	
p.p. pilastro	<u>1800</u>	<u>1550</u>	
	88300	72500	I

Riepilogo sollecitazioni ed armature pilastri

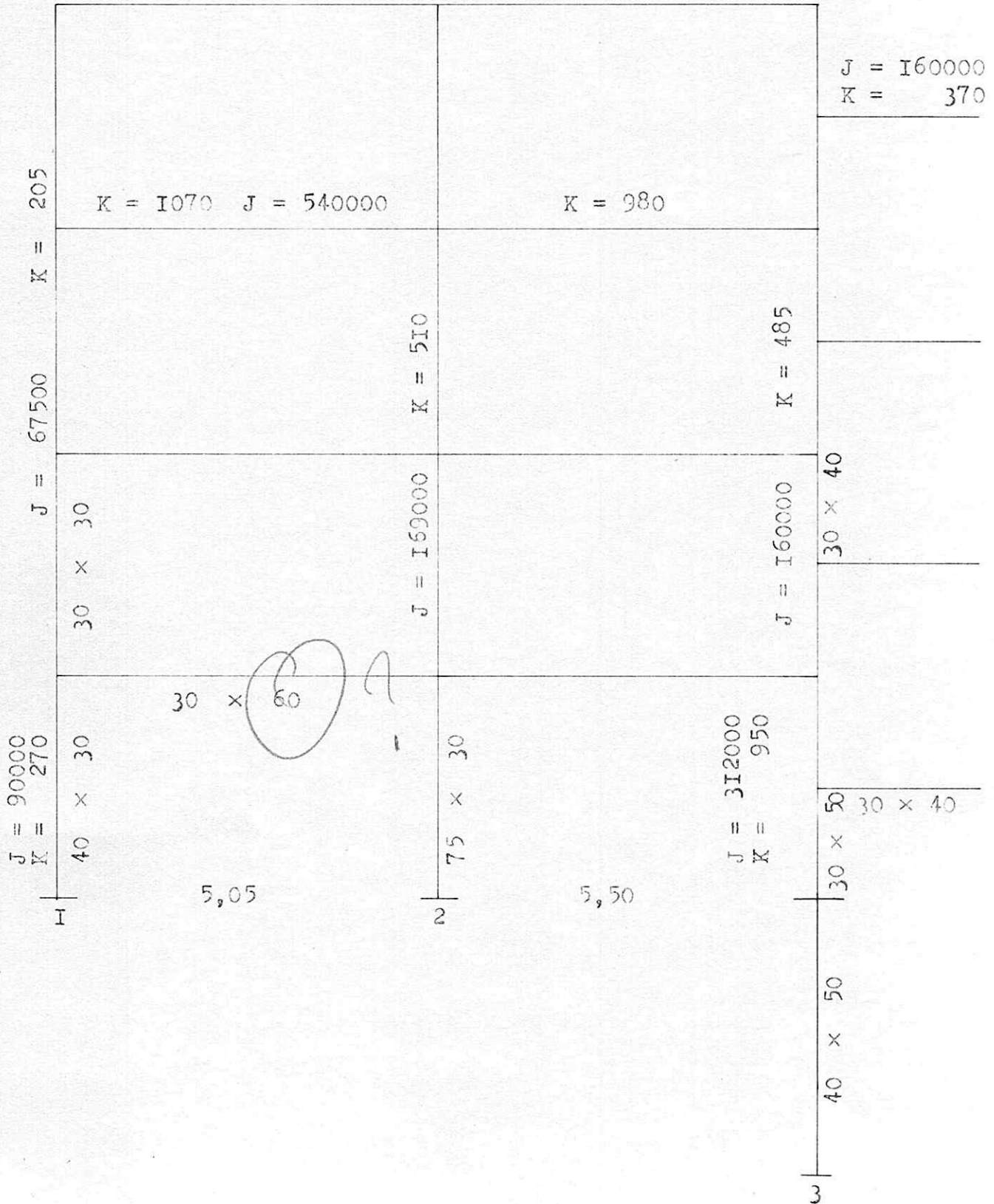
Pilastro		Sezione	M	N	e	σ_c	$A_f = A_f'$
		b x a	Kgm.	Kg.	cm.	Kg/cmq.	ϕ
2-9	IV	30 x 75	5600	16730	34	19,5	3 ϕ I4+2 ϕ I2
	III	30 x 75	2600	40000		23	3 ϕ I4+2 ϕ I2
	II	30 x 75	3400	63300		34,5	3 ϕ I4+2 ϕ I2
	I	30 x 75	2700	86500		42	3 ϕ I4+2 ϕ I2
5	IV	30 x 30	800	16000	5	30,5	4 ϕ I2
	III	30 x 30	700	34250		47,5	4 ϕ I2
	II	30 x 40	1170	52500		52	4 ϕ I4
	I	40 x 40	900	71000		49	4 ϕ I4

Riepilogo tensioni ed armature			
NODO $x = + M$	$b \times H$	σ_c Kg/cmq.	A_f cmq.
I	80 x 25	70	$A_f = A' f = 10,6$
x(I-2)	80 x 25	63	10
2	80 x 25	68	$A_f = A' f = 10$
2	60 x 25	60	$A_f = A' f = 13,30$
x(2-3)	60 x 25	55	5,0
3	60 x 25	63	$A_f = A' f = 11,20$
IO	80 x 30	68	14
x(IO-II)	80 x 30	48	7,8
II	80 x 30	65	12,7
II	60 x 30	60	10,8
x(II-12)	60 x 30	39	4,05
I2	60 x 30	55	7,30

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

TELAIO I - 2 - 3

Schema statico e caratteristiche elastiche



Coefficienti di ripartizione

	34	42	38	70	
I6			20		30 34 32
I4	75	35	I7 3I	54	34 23
I4			I7		23 34 32
I4	72	35	I7 3I	54	34 23
I4			I7		23 34 32
I3			I7		34 33
I8	69	35	3I	34	33
			I7		42 I6
					42
	I	2		3	

Analisi di carico sulle travi:

Copertura:

p.p. trave	$30 \times 60 \times 2400$	=	430	Kg/ml.
muro		=	170	" "
			600	Kg/ml.
p.p. trave	$30 \times 60 \times 2400$	=	430	Kg/ml.
solaio	$700 \times 2,60$	=	1820	" "
balcone	$600 \times 1,50$	=	900	" "
muro		=	150	" "
			3300	Kg/ml.

Piano tipo:

p.p. trave	$30 \times 60 \times 2400$	=	430	Kg/ml.
muratura		=	800	" "
			1230	Kg/ml.
p.p. trave	$30 \times 60 \times 2400$	=	430	Kg/ml.
solaio	$700 \times 2,60$	=	1820	" "
balcone	$800 \times 1,50$	=	1200	" "
muratura		=	650	" "
			4100	Kg/ml.
p.p. trave	$30 \times 40 \times 2400$	=	300	Kg/ml.
scala		=	2600	" "
muratura		=	600	" "
			3500	Kg/ml.

Momenti d'incastro perfetto:

Copertura:	$M = 1/12 \times 600 \times 5,05^2 =$	Kgn. 1300
	$M = 1/12 \times 3300 \times 5,50^2 =$	" 8300
Piani:	$M = 1/12 \times 1230 \times 5,05^2 =$	" 2600
	$M = 1/12 \times 4100 \times 5,50^2 =$	" 10300
	$M = 1/12 \times 3500 \times 2,40^2 =$	" 1700

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

	85	5240	8185	2680
85	10		11	12
			2845	2480
				85
				255
				35
70			2600	2240
	280	6180	10965	4675
I90	7		8	9
			2350	2245
				25
				290
				20
I85			2350	2275
	370	6120	10980	4645
I95	14		5	6
			2460	2160
				225
				70
				420
260			2570	3445
	460	5745	10070	7075
200	1		2	3
			1790	3590
				705
				1140
				1450
I		2		3

- TAGLI E MOMENTI POSITIVI -

$$I) T_s = 1230 \times 2,55 - \frac{6180 - 280}{505} = 3140 - 1170 = 1970 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 280 + \frac{1970^2}{2460} = + 1300 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 4100 \times 2,75 - \frac{4675 - 10965}{550} = 11300 + 1140 = 12440 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 10965 + \frac{12440^2}{8200} = + 7920 \text{ Kgm.}$$

$$2-3-4) T_s = 600 \times 2,55 - \frac{5240 - 85}{505} = 1530 - 1050 = 480 \text{ Kg.}$$

$$M_x = + 85 + \frac{480^2}{1200} = + 280 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 3300 \times 2,75 - \frac{2680 - 8185}{550} = 9100 + 1000 = 10100 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 8185 + \frac{10100^2}{6600} = + 4300 \text{ Kgm.}$$

	CARICO	SUI	PILASTRI
<u>Pilastro</u>		3	
Trave		3000	
Travi		9000	
Collegamento		<u>7000</u>	
		19000	
p.p. pilastro		<u>1000</u>	
		20000	IV
Travi		7000	
Collegamento		<u>11300</u>	
		38300	
p.p. pilastro		<u>1000</u>	
		39300	III
Collegamenti		<u>18300</u>	
		57600	
p.p. pilastro		<u>1000</u>	
		58600	II
Collegamenti		<u>18300</u>	
		76900	
p.p. pilastro		<u>1600</u>	
		78500	I
Collegamento		<u>7000</u>	
		85500	
p.p. pilastro		<u>1500</u>	
		87000	Cantinato

Riepilogo sollecitazioni ed armature pilastri							
Pilastro		Sezione	M	N	e	σ_c	$A_f = A_f'$
		b × a	Kgm.	Kg.	cm.	Kg/cmq.	
3	IV	30 × 40	3000	19000	17	66	4 Ø 12
	III	30 × 40	2800	38000	7	58,5	4 Ø 14
	II	30 × 40	2800	57600		42,5	4 Ø 14
	I	30 × 50	3200	76900		67,5	4 Ø 14
	cant.	40 × 50	4000	85500		58	4 Ø 16

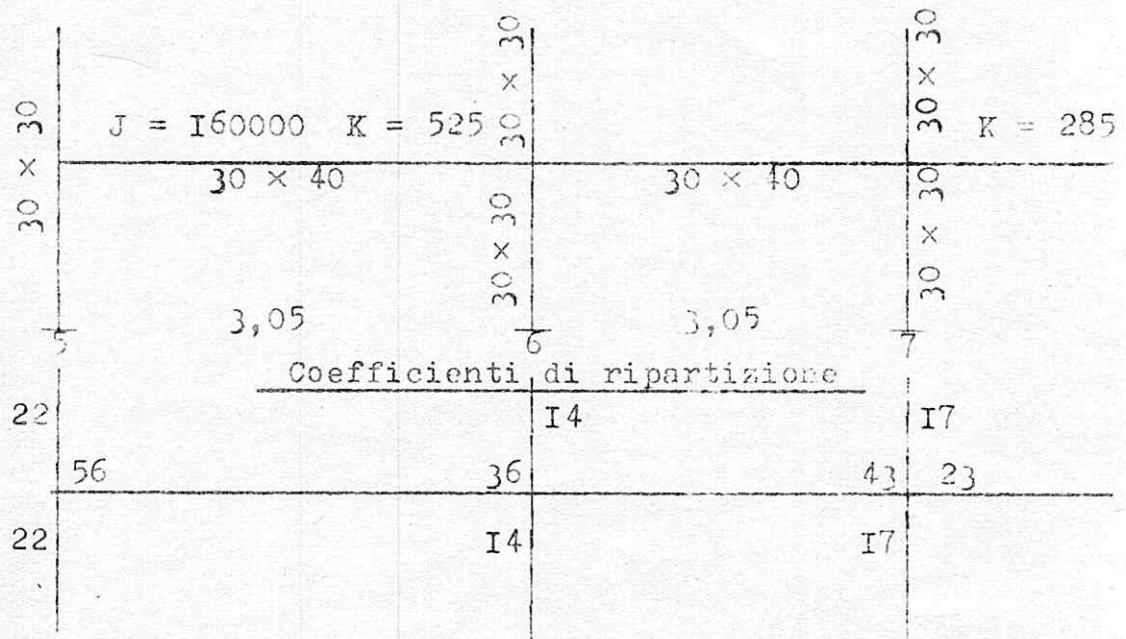
Riepilogo tensioni ed armature			
NODO x = + M	b × H	σ_c Kg/cmq.	Af cmq.
I	30 × 60	< 30	1,7
x(I-2)	" "	"	"
2	" "	55	7,7
2	" "	60	Af = A' f = 13
x(2-3)	" "	63	9,5
3	" "	63	9,5
IO	" "	49	6,20
x(IO-II)	" "	"	"
II	" "	"	"
II	" "	64	9,9
x(II-13)	" "	43	5,00
I2	" "	"	"
N.B. I nodi 4-5-6-7-8-9- sono uguali ai corrispondenti.			

T E L A I O 5 - 6 - 7 -

Il telaio 5-6-7- 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



Analisi di carico sulle travi:

Copertura:

p.p. trave	$30 \times 40 \times 2500$	=	300	Kg/ml.
solaio		=	3260	" "
tramezzi		=	340	" "
			3900	Kg/ml.

Piano tipo:

p.p. trave	$30 \times 40 \times 2500$	=	300	Kg/ml.
solaio		=	1400	" "
sala		=	2600	" "
tramezzi		=	300	" "
			4600	Kg/ml.

Momenti d'incastro perfetto:

Copertura: $M = I/I2 \quad 3900 \times 3,25^2 = \text{Kgm. } 3000$

Piano: $M = I/I2 \quad 4600 \times 2,30^2 = \text{Kgm. } 3000$

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

690	I385	I20 3500	3270	2915	25 2965
690		I20			25

Tagli e momenti positivi

$$Ts = 3900 \times 1,55 - \frac{3500 - I385}{305} = 6000 - 690 = 5310 \text{ Kg.}$$

$$Mx = - I385 + \frac{5310^2}{7800} = + 2235 \text{ Kgm.}$$

$$Ts = 6000 - \frac{2915 - 3270}{305} = 6000 + 115 = 6115 \text{ Kg.}$$

$$Mx = - 3270 + \frac{6115^2}{7800} = + 1530 \text{ Kgm.}$$

Trave di copertura

Adottando le stesse sezioni di travi si hanno i seguenti Coefficienti di ripartizione:

			I7
72	42	42	43
28	I6		I7

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

			45
935	3650	3450	2855
905		I90	45

Tagli e momenti positivi

$$T_s = 6000 - \frac{3650 - 935}{305} = 6000 - 890 = 5110 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 935 + \frac{5110^2}{7800} = + 2415 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 6000 - \frac{3450 - 3650}{305} = 6000 + 65 = 6065 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 3650 + \frac{6065^2}{7800} = + 870 \text{ Kgm.}$$

CARICO SUI PILASTRI

<u>Pilastro</u>	6	
Collegamenti + travi	12000	
p.p. pilastro	<u>300</u>	
	12300	IV
Collegamenti + travi	<u>12000</u>	
	24300	
p.p. pilastro	<u>300</u>	
	25600	III
Collegamenti + travi	<u>12000</u>	
	37600	
p.p. pilastro	<u>300</u>	
	38400	II
Collegamenti + travi	<u>12000</u>	
	50400	
p.p. pilastro	<u>1600</u>	
	52000	I

Sollecitazioni ed armature pilastri

Poichè non ci sono momenti, si verifica il ritto alla quarta te=sa e quello alla prima.

$$P_{IV} = 12000 \quad 30 \times 30 \quad \sigma_c = 16 \text{ Kg/cm}^2 \quad 3 \quad \emptyset \quad 12$$

$$P_I = 50000 \quad 30 \times 30 \quad \sigma_c = 54 \text{ Kg/cm}^2 \quad 3 \quad \emptyset \quad 12$$

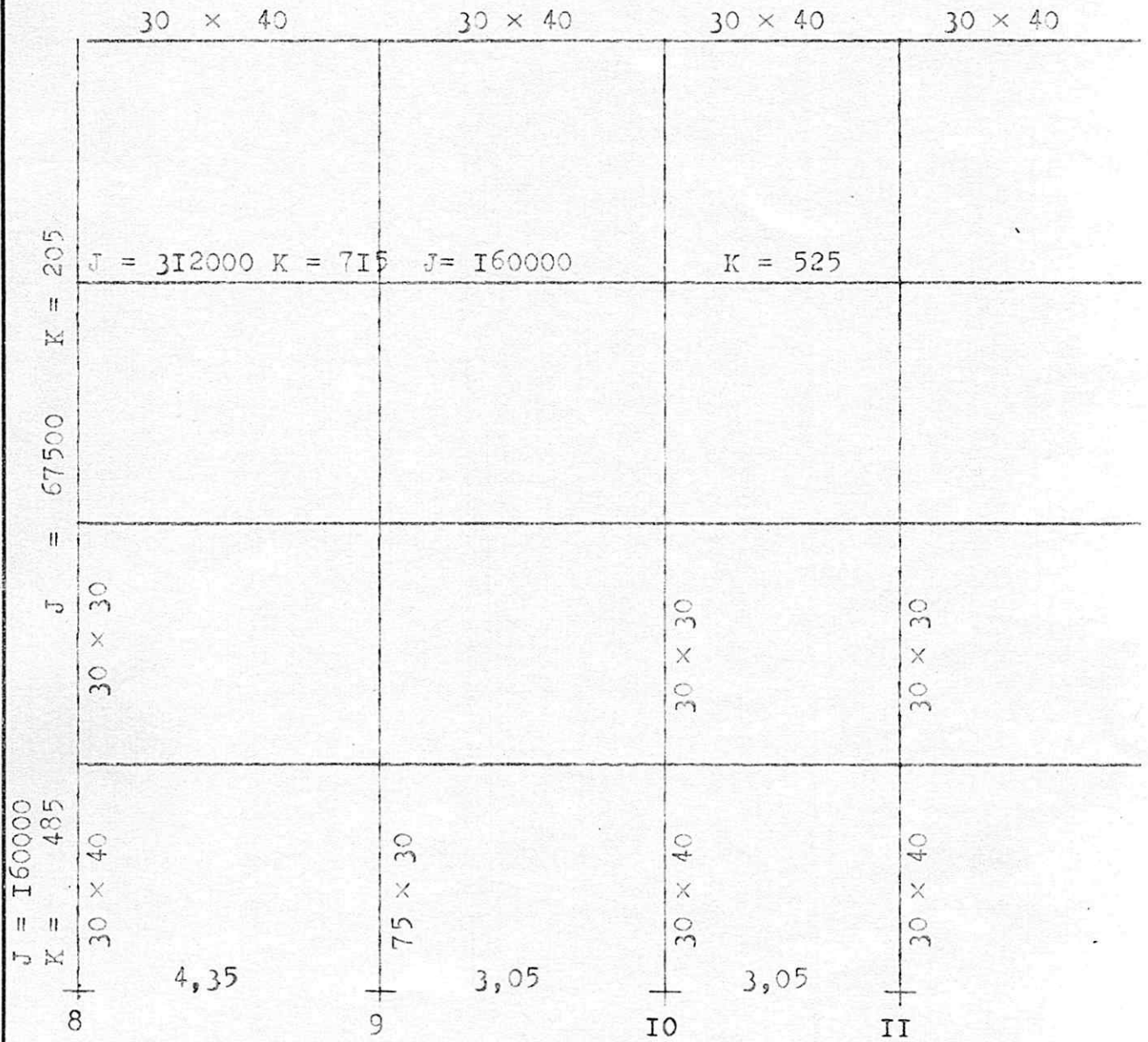
Riepilogo tensioni ed armature

Si sono verificati i momenti maggiori di tutti i nodi e precisamente quelli della trave intermedia.

NODO	b x H	$\sigma_c = \text{Kg/cm}^2$		Af =
I	30 x 40	52		4,5
x	" x "	"		"
2	30 x 40	64		6,30
x	30 x 40	40		2,9
3	30 x 40	58		5,4

TELAIO 8 - 9 - 10 - 11

Schema statico e caratteristiche elastiche



Coefficienti di ripartizione

	78	41 30	42 42	52 27
22		29	16	21
18			14	17
	64		36 36	43 23
18			14	17
14		23	12	14
	51	31 23	30 30	36 17
35		23	28	33

Analisi di carico sulle travi:

Coperture:

p.p. trave	30 × 40 × 2400	=	290	Kg/ml.	
muratura		=	160	" "	
			450	Kg/ml.	500

p.p. trave	30 × 40 × 2400	=	290	Kg/ml.	
solaio	700 × 2,00	=	1400	" "	
pensilina	600 × 1,50	=	900	" "	
muratura		=	160	" "	
			2750	Kg/ml.	

p.p. trave	30 × 40 × 2400	=	290	Kg/ml.	
solaio	700 × 2,00	=	1400	" "	
muratura		=	160	" "	
pensilina		=	600	" "	
			2450	Kg/ml.	

Piano tipo:

p.p. trave	30 × 40 × 2400	=	290	Kg/ml.	
tramezzi		=	840	" "	
			1200	Kg/ml.	
p.p. trave	30 × 40 × 2400	=	290	Kg/ml.	
balcone	800 × 1,50	=	1200	" "	
solaio	700 × 2,00	=	1400	" "	
tramezzi		=	600	" "	
			3490	Kg/ml.	3500
p.p. trave	30 × 40 × 2400	=	290	Kg/ml.	
solaio	700 × 2,00	=	1400	" "	
muratura		=	1250	" "	
			2940	Kg/ml.	3100

Momenti d'incastro perfetto:

<u>Copertura:</u>	I/I2	$500 \times 4,35^2$	=	Kgm. 800
	I/I2	$2750 \times 3,05^2$	=	" 2150
	I/I2	$2450 \times 3,05^2$	=	" 1800
 piano:	I/I2	$1200 \times 4,35^2$	=	Kgm. 1900
	I/I2	$3500 \times 3,05^2$	=	" 2700
	I/I2	$3100 \times 3,00^2$	=	" 2300

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

	200	I485	I865	2160	2080	I800	I800
200	13	14	370	15	80	16	6
305			200		65		10
	730	2500	2725	2620	2500	2335	2310
385	9	10	45	11	55	12	15
385			65		55		15
	755	2525	2700	2625	2510	2330	2310
375	5	6	100	7	55	8	15
370			115		60		10
	960	2465	2660	2645	2500	2345	2300
600	1	2	90	3	95	4	5

Tagli e momenti positivi

$$T_s = 1200 \times 2,20 - \frac{2500 - 730}{435} = 2550 - 400 = 2150 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 730 + \frac{2150^2}{2400} = + 1200 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 3500 \times 3,55 - \frac{2620 - 2720}{305} = 5400 + 30 = 5430 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 2720 + \frac{5430^2}{7000} = 1500 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 3100 \times 1,55 - \frac{2335 - 2500}{305} = 4800 + 540 = 5340 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 2500 + \frac{5340^2}{6200} = 2100 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 3100 \times 1,50 - \frac{2310 - 2310}{300} = 4650 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 2300 + \frac{4650^2}{6200} = + 1300 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 500 \times 2,20 - \frac{1485 - 200}{435} = 1100 - 300 = 800 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 200 + \frac{800^2}{1000} = 440 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2750 \times 1,55 - \frac{2160 - 1860}{305} = 4250 - 100 = 4150 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 1860 + \frac{4150^2}{5500} = 1300 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2450 \times 1,55 - \frac{1800 - 2080}{305} = 3800 + 80 = 3880 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 2080 + \frac{3880^2}{4900} = 1000 \text{ Kgm.}$$

$$T_s = 2450 \times 1,50 - \frac{1800 - 1800}{300} = 3700 \text{ Kg.}$$

$$M_x = - 1800 + \frac{3700^2}{4900} = 1000 \text{ Kgm.}$$

CARICO SUI PILASTRI

<u>Pilastro</u>	IO	
Collegamenti + Travi	8000	
p.p. pilastro	<u>800</u>	
	8800	IV
Collegamenti + Travi	<u>10200</u>	
	19000	
p.p. pilastro	<u>800</u>	
	19800	III
Collegamenti + Travi	<u>10200</u>	
	30000	
p.p. pilastro	<u>800</u>	
	30800	II
Collegamenti + Travi	<u>10200</u>	
	40000	
p.p. pilastro	<u>1000</u>	
	41000	I

Riepilogo sollecitazioni ed armature pilastri

Poichè non ci sono momenti, si verifica il ritto alla quarta tesa.

$$P = 41000 \quad 30 \times 30 \quad \sigma_c = 44,5 \text{ Kg/cm}^2. \quad A_f = A_f' = 3 \phi 12$$

Sollecitazioni ed armature

Si sono verificati i due nodi 2-6- perchè sono quelli maggiormente sollecitati e quindi si è usata la stessa armatura in tutti gli altri nodi.

$$\begin{array}{llll} \text{NODO 2} & 30 \times 40 & \sigma_c = 55 \text{ Kg/cm}^2. & A_f = 4,9 \text{ cm}^2. \\ \text{" 6} & \text{" " " "} & \text{" = 47 " " " "} & \text{" = 3,7 " " " "} \end{array}$$

N.B. La trave a piano terra 8-9-10-II- è stata ricalcolata con le seguenti dimensioni e come trave solidale con i piedritti.

Schema e caratteristiche elastiche

50 × 25	60	× 25
4,45	2,90	3,10

Coefficienti di ripartizione

29	I7	I4	I7
42	23 43	37 35	42 23
29	I7	I4	I7

TABELLA DEI MOMENTI RISULTANTI

550	65	50	65
1055	2390 2600	2645 2535	2335 2300
550	65	50	65

Sollecitazioni ed armature

NODO	SEZIONE	$\sigma_c = \text{Kg/cm}^2$	$A_f = \text{cm}^2$
I	50 × 25	61	4,40
x	" "	"	"
2	60 × 25	65	8,00

T R A V I S C A L A

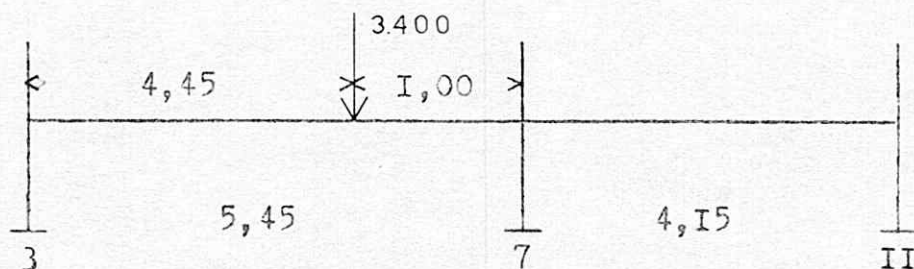
Trave a - b

$$l = m. 3,00 \quad b = cm. 20 \quad h = cm. 60$$

$$P = Kg/ml. 2250 \quad M = I/10 \quad 2250 \times 3,00^2 = Kg. 2000$$

$$r = 0,312 \quad \sigma_c = 65 \text{ Kg/cm}^2. \quad A'f = 0,5 = Af = 7,70 \text{ cm}^2.$$

$$2 \quad \phi \quad 10 \quad + \quad 6 \quad \phi \quad 12.$$



per carico concentrato:

$$M_I = \frac{3400 \times 4,45 \times 1,00}{5,45^2} = 510 \text{ Kg.}$$

$$M_2 = \frac{3400 \times 4,45^2 \times 1,00}{5,45^2} = 2300 \text{ Kg.}$$

per carico ripartito

$$M_I = I/12 \ 1000 \times 4,45^2 = 1650 \text{ Kg.}$$

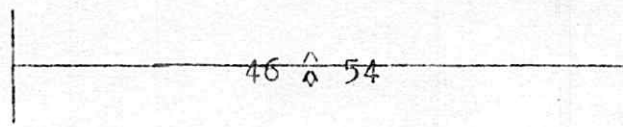
$$M_2 = I/12 \ 1000 \times 5,45^2 = 2500 \text{ "}$$

per carico totale:

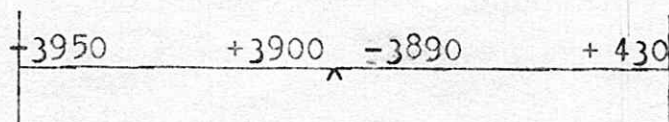
$$M_I = 510 + 1650 = 2160 \text{ Kg.}$$

$$M_2 = 2300 + 2500 = 4800 \text{ Kg.}$$

si risolve con il metodo di Cross.



Momenti risultanti



Si verifica tutto per $M = 4000 \text{ Kgm.}$ da cui

$$\sigma_c = 53 \text{ Kg/cm}^2. \quad A_f = 4,7 \text{ cm}^2. = 2 \phi 10 + 3 \phi 12$$

Trave c - d

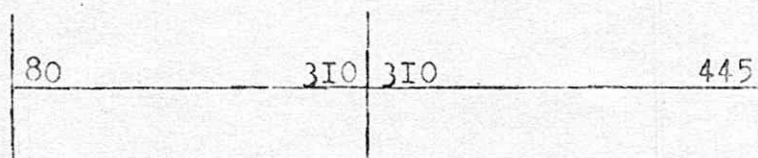
$$M = I/10 \times 2800 \times 3,00^2 = 2500 \text{ Kgm.} \quad \text{da cui}$$

$$\sigma_c = 55 \text{ Kg/cm}^2. \quad A_f = A_f' = 5 \text{ cm}^2. = 2 \phi 12 + 3 \phi 12$$

RAMPANTI SCALA

Da realizzarsi con soletta alleggerita avente l'interasse di cm.30 ed altezza di cm.17

Momenti risultanti



Si verifica tutto per $M = 450 \text{ Kgm.}$ da cui

$$\sigma_c = 57 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{ed} \quad A_f = 2,05 \text{ cm}^2. = 1 \phi 12 + 1 \phi 12 \text{ per travetto.}$$

coll. ing. Giuseppe Calefatti

infirmi Calefatti