GESTIONE CASE LAVORATORI (legge 14-2-1963)	Intervento N° 1312	stazione appaltante I.A.C.P.
QUARTIERE S.ELIA BRINDISI		C.A. A2 01
lotto A2	FABBRICATO N° 1-2-3-4-5-6-7-8-9 relazione di calcolo	

– Relazione di calcolo –

– Premesse, criteri generali e di calcolo –

Le strutture portanti dei fabbricati, oggetto della presente relazione, sono, nella loro generalità, costituite da un sistema di telai elastici longitudinali, sui quali scaricano direttamente i solai, aventi tessitura trasversale, solai del tipo a soletta mista con spessore totale di cm. 22 e con travetti ad interasse di cm. 48 della larghezza, questi ultimi di cm. 8 –

Le fondazioni, data la natura del terreno, costituito al piano di posa di argilla calcarea, sono realizzate a mezzo di travi rovescie continue, la cui larghezza è stata determinata in modo tale che la pressione unitaria sul terreno stesso non superi 1300 Kg/cm²; data la notevole rigidezza del sistema di fondazione adottato, tale carico si è ritenuto uniformemente ripartito su tutta la superfice di appoggio delle travi rovescie –

Il calcolo dei solai, nella generalità continui su due campate, è redatto applicando l'equazione dei tre momenti alla trave continua e, per tener conto della rigidità torsionale delle travi di estremità, si è tenuto conto, negli appoggi estremi, di momenti flettenti mai superiori a 300 Kgm – Il procedimento adottato per la determinazione delle armature metalliche resistenti è sempre quello del semiprogetto avendo prefissato per la sollecitazione nelle armature stesse il valore massimo $\sigma_z = 2000$ Kg/cm² –

Il calcolo delle travi portanti è redatto applicando il metodo di Hardy Cross alla trave continua ed, anche in questo caso, per tener conto della rigidità a flessione dei pilastri di estremità si sono applicati agli appoggi estremi, momenti che non hanno mai superato il valore di $M = \frac{ql^2}{10}$ riferito alla campata di estremità – Anche per le travi si è applicato il metodo del semiprogetto per la determinazione delle armature metalliche resistenti – Dagli schemi di calcolo riportati per le travi si desume chiaramente come, sviluppato al metodo di H. Cross, siano state poi determinate, per le sezioni interessate (mezzeria ed appoggi) di ogni trave, le caratteristiche di sollecitazione, momento flettente e sforzo di taglio, tenendo anche conto, tavolta, delle riduzioni a filo di pilastro, nel caso dei momenti flettenti di appoggio –

Il calcolo delle scale, realizzate quasi sempre, a mezzo di gradini a sbalzo dalle travi rampanti a ginocchio, è stato prudenzialmente redatto considerando le travi rampanti stesse come vincolate a semincastro nei pilastri di estremità –

Le analisi dei carichi sui pilastri, dopo quanto esposto, risultano quindi chiaramente desumibili dai calcoli riportati essendo in possesso, per ogni tipo di trave degli sforzi di taglio, che diventano sforzi normali nei pilastri stessi –

Si precisa inoltre che per tutte le strutture in elevazione, (travi, pilastri e solai) è previsto l'impiego

di calcestruzzo di cemento tipo 425 con carico di rottura a 28 gg. non inferiore a 225 kg/cm² e di armature metalliche ad aderenza migliorata con carico di sicurezza non superiore a 2000 kg/cm² –

Si riportano di seguito, quindi, tutti i carichi unitari relativi agli elementi costituenti le strutture ed i materiali impiegati nella realizzazione dei fabbricati in oggetto:

peso proprio dei solai (H = 22 cm – i = 48 cm)	= 220 kg/m²
masso ed impermeabilizzante alla copertura	= 130 "
masso e pavimento ai piani di calpestio	= 80 "
incidenza tramezzi	= 100 "
peso proprio tompagnatura esterna a camera d'aria	= 300 "
" " " gabbia scale e divisori appartamenti	= 250 "
sovraccarico accidentale sui solai di copertura e calpestio	= 250 "
" " scale e balconi	= 400 "

con la precisazione che per le travi perimetrali, onde tener conto dei vuoti vani finestre e balconi, il carico proveniente dai tompagni è stato opportunamente ridotto –

– Calcolo esecutivo –

Di seguito si riportano i calcoli esecutivi riferiti successivamente, nel loro dettaglio, ad ogni elemento strutturale costituente i fabbricati tipo, che nelle diverse configurazioni presentano notevoli similitudini –

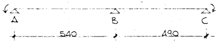
Fabbricato Tipo 1-2

– Calcolo del solaio –

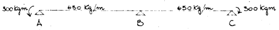
L'analisi dei carichi sul solaio di calpestio fornisce:

peso proprio	= 220 Kg/m²
massetto e pavimento	= 80 "
incidenza tramezzi	= 100 "
sovraccarico accidentale	= 250 "
	650 kg/m²

lo schema geometrico del solaio tipo risulta



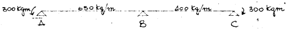
Iª ipotesi (carico totale su tutte le campate)



$$M_B = \frac{-650\times(5.4^{3}+4.9^{3})}{8(5.4+4.9)} + \frac{300}{2} = 2'030 \text{ kgm}$$

$$R_B = 650\times\frac{5.4+4.9}{2} + 1730\left(\frac{1}{5.4}+\frac{1}{4.9}\right) = 4'020 \text{ Kg}$$

IIª ipotesi (carico totale sulla Iª campata)

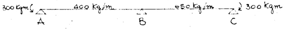


$$M_B = \frac{-650\times 5.4^{3}+400\times 4.9^{3}}{8(5.40+4.90)} + \frac{300}{2} = -1'670 \text{ kgm}$$

$$R_A = \frac{650\times 5.4}{2} - \frac{1370}{5.40} = 1'510 \text{ kg}$$

$$M_{A\text{-}B} = \frac{1510}{2\times 650} - 300 = +1'450 \text{ Kgm}$$

IIIª ipotesi (carico totale sulla seconda campata)

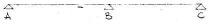


$$M_B = -\frac{400\times 5.4^{3}+650\times 4.9^{3}}{8(5.40+4.90)} + \frac{300}{2} = -1'550 \text{ Kgm}$$

$$R_C = \frac{650\times 4.9}{2} - \frac{1250}{4.90} = 1340 \text{ Kg}$$

$$M_{C\text{-}B} = \frac{1340^{2}}{2\times 650} - 300 = +1100 \text{ kgm}$$

riepilogando si hanno quindi le seguenti caratteristiche massime di sollecitazione e relative armature metalliche per travetto, avendo assunto h = 20 cm –



	A		B		C
M	-300	+1450	-2030	+1100	-300
R	1510		4020		1340
τ_c		44	52	< 40	
Af		188	2.65	1.43	

la disposizione delle armature è quella riportata nei disegni allegati alla presente relazione –

– Balcone –

L'analisi dei carichi sul balcone realizzato a mezzo dello stesso sbalzo fornisce

peso proprio = 220 Kg/m
masso e pavimento = 80 "
sovraccarico accidentale = 400 "
700 Kg/m

carico alla punta 150 Kg/ml

per la luce di m 1.30 si ha

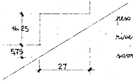
$$M = \frac{700 \times 1.3^2}{2} + 150 \times 1.30 = \sim 800 \text{ Kgm}$$

$$r = \frac{20}{\sqrt{800}} = \frac{20}{28.4} = 0.705$$

$$A_f = 0.00103 \times 48 \times 28.4 = 1.40 \text{ cm}^2$$

Calcolo della scala

Sui gradini a sbalzo dalle travi rampanti a ginocchio l'analisi dei carichi fornisce



peso proprio $\left(\frac{0.1625}{2}\right) \times 0.27 \times 2500$ = 93 Kg/ml
rivestimento ed intonaco = 44 "
sovraccarico 0.27×400 = 108 "
245 Kg/m

carico alla punta 0.27×150 = 40.5 Kg/m

per la luce di m 1.10 si ha

$$M = \frac{245 \times 1.10^2}{2} + 40.5 \times 1.10 = 193 \text{ Kgm}$$

ed essendo $h = 15$ cm $b = 27$ cm si ha

$$r = \frac{15}{\sqrt{\frac{19300}{27}}} = \frac{15}{27} = 0.561$$

e per $\sigma_f = 2000$ Kg/cm², $\sigma_c = 41$ Kg/cm² ed

$$A_f = 0.00094 \times 27 \times 27 = 0.68 \text{ cm}^2$$

Sulle travi rampanti si ha un carico ripartito

dai gradini $\frac{245 \times 1.10}{0.27} + 150$ = 1150 Kg/m

tompagni 250×285 = 710 "
p.p. $0.20 \times 0.40 \times 2500$ = 200
2060 Kg/m

per la luce di m 3.00 ed in condizione di semincastro si ha

$$M = \frac{2060 \times 3.0^2}{12} = 1550 \text{ Kgm}$$

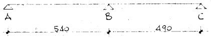
$$r = \frac{37}{\sqrt{\frac{155000}{20}}} = \frac{37}{88} = 0.42$$

$$A_f = 0.001285 \times 20 \times 88 = 2.26 \text{ cm}^2$$

armatura realizzabile in eccesso con 3 ϕ 12 superiori e 3 ϕ 12 inferiori e staffe ϕ 6/20 cm per tener conto anche delle tensioni indotte dalla tensione –

Trave A-B-C (di testata)

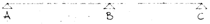
Schema geometrico



anali dei carichi

tompagno 300×3.0 = 900 Kg/m
p.p. = 400 "
1300 Kg/m

risolvendo la trave continua si ha

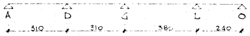


M −1000 +2700 −3890 +2000 −800
T ↑2970 4030↑ ↑3830 2570↑
σ_c 62 72 52
A_f 7.35 11.80 5.36

per assorbire le tensioni tangenziali si impiegano anche staffe ϕ 6/20 cm

Trave A-D-G-L-O

Schema geometrico

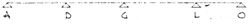


l'analisi dei carichi per le varie campate fornisce

trave A-D-G ed L-N
dal solaio = 1510 Kg/m
tompagno = 900 "
p.p. = 300 "
2710 Kg/m

trave G-L
dal solaio = 1510 Kg/m
balcone $700 \times 0.7 + 150$ = 640 "
tompagno 900×0.8 = 720 "
p.p. = 300 "
3170 Kg/m

risolta la trave continua si ha

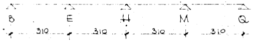


M −650 +1770 −2420 +1680 −3920 +3400 −4120 +1100 −400
T ↑3610 4810↑ ↑3700 4700↑ ↑5950 6050↑ ↑4800 1700↑
σ_c 49 58 48 72 70 73 <40
A_f 4.75 6.51 4.61 11.8 9.31 12.4 4.0

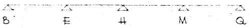
per assorbire le tensioni tangenziali si impiegano anche staffe ϕ 6/20 cm –

Trave B-E-H-M-Q

Schema geometrico



l'analisi dei carichi fornisce un carico costante per tutte le campate pari a $q = 4'300$ Kg/m, ed applicato il metodo di Cross si ha



M −1030 +2980 −3820 +2610 −3420 +2610 −3820 +2980 −1030

T ↑5760 7560↑ ↑6790 6530↑ ↑6530 6790↑ ↑7560 5760↑

τ 65 73 60 70 60 73 65

A_f 8,02 11,8 7,03 9,51 7,03 11,8 8,02

le tensioni tangenziali sono assorbite con staffe ϕ 6/20 cm –

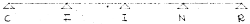
Trave C-F-I-N-R

Schema geometrico

l'analisi dei carichi per le diverse campate fornisce

trave C-F		trave F-I-N-R		
dal solaio	= 1340 Kg/m	solaio		= 1300 Kg/m
tompagno	= 900 "	sbalzo	700×1,3+150	= 1'060 "
p. p.	= 300 "	Tompagno	900×0,8	= 720 "
	2540 Kg/m	p. p.		= 300 "
				3380 Kg/m

risolvendo la trave continua si ha



M −610 +1820 −3010 +2060 −2690 +2080 −3060 +2350 −820

T ↑3170 4710↑ ↑5200 3000↑ ↑4990 5210↑ ↑5820 4380↑

τ 50 66 52 62 53 66 57

A_f 5.10 8,12 5.41 7.35 5.7 8,60 6.3

per assorbire le tensioni tangenziali si usano staffe ϕ 6/20 cm –

– Analisi dei carichi sui pilastri in fondazione e calcolo delle fondazione –

Determinate le reazioni di appoggio delle singole travi al piano tipo, si possono calcolare, assimilando il piano di copertura ad un piano tipo, i carichi per ogni pilastro e per ogni piano, assumendo per i pilastri stessi una dimensione media corrispondente ad un carico di kg 800 per piano, così come riportato nella seguente tabella:

ORDINE PILASTRI	6° ORDINE	5° ORDINE	4° ORDINE	3° ORDINE	2° ORDINE	1° ORDINE
A	7 380	14'760	22'140	29'520	36'900	44'280
B	14 420	28'840	43'260	57'680	72'100	86'520
C	6'540	13'080	19'620	26'160	32'700	39'240
D	9'360	18'720	28'080	37'440	46'800	56'160
E	15'150	30'300	45'450	60'600	75'750	90'900
F	10'710	21'420	32'130	42'840	53'550	64'260
G	11'450	22'900	34'350	45'800	57'250	68'700
H	13'860	27'720	41'580	55'440	69'300	83'160
I	10'790	21'580	32'370	43'160	53'950	64'740
L	11'650	23'300	34'950	46'600	58'250	69'900
M	15'150	30'300	45'450	60'600	75'750	90'900
N	11'830	23'660	35'490	47'320	59'150	70'980
O-P	7'000	14'000	21'000	28'000	35'000	42'000
Q	11'700	23'400	35'100	46'800	58'500	70'200
R	9'180	18'360	27'540	36'720	45'900	55'080

Il carico totale trasmesso in fondazione dai pilastri, risulta per metà fabbricato pari a

$$N_p = 1'039'020 \text{ kg}$$

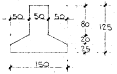
la superficie totale di appoggio delle travi rovescie è data da

$$A_t = \left[3\times14.60+2\times(10.30-3.0)\right]\times1.50+3.0 = 90.6 \text{ mq}$$

con un peso proprio della trave rovescia stessa pari a

$$N_g = (0.50\times1.25+1.00\times0.25+0.50\times0.20)\times58\,40\times2500 = 142'500 \text{ kg}$$

essendo la sezione



La pressione unitaria massima sul terreno al piano di posa, comprensiva anche del peso proprio della fondazione stessa è data, nella media, da

$$\sigma_{tm} = \frac{1'039'020+142'500}{906'000} = 1.295 \text{ Kg/cm}^2$$

verificando le condizioni di stabilità –

Nella tabella seguente sono portate le caratteristiche relative alle travi di fondazione che sono state suddivise in gruppi secondo la luce avendo assunto, a vantaggio di stabilità un carico unitario uniformemente ripartito pari a $q = 19'000$ Kg/ml e come condizione di vincolo il semincastro nella ipotesi di $\sigma_f = 1'400$ Kg/cm² –

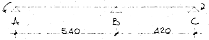
luce	M	σ_c	Af
350	19'400	41	14.10
400	25'400	42	16.50
450	32'000	48	21.00
500	39'600	54	25.80
550	48'000	61	31.80

Tutti i particolari riguardanti la disposizione delle armature negli elementi facenti parte del fabbricato tipo 1-2 sono riportati nei disegni allegati alla presente relazione –

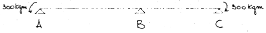
– Fabbricato tipo 3-4 –

Calcolo del solaio

Ferma restando l'analisi dei carichi relativa al solaio del fabbricato tipo 1-2 lo schema risulta invece



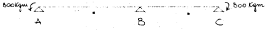
I^a ipotesi (carico totale su tutte le campate)



$$M_B = \frac{-650\times(5.2^3+4.2^3)}{8(5.20+4.20)} + \frac{300}{2} = -1'720 \text{ Kgm}$$

$$R_B = 650\times\frac{5.20+4.2}{2} + 1'420\left(\frac{1}{5.2}+\frac{1}{4.2}\right) = 3'670 \text{ Kg}$$

II^a ipotesi (carico totale sulla 1^a campata)

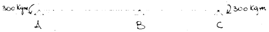


$$M_B = \frac{-650\times5.2^3+400\times4.2^3}{8(5.20+4.20)} + \frac{300}{2} = -1'470 \text{ Kgm}$$

$$R_A = \frac{650\times5.2}{2} - \frac{1'170}{5.20} = \qquad = 1'470 \text{ Kg}$$

$$M_{AB} = \frac{1'470}{2\times650} - 300 = \qquad = +1'670 \text{ Kgm}$$

III^a ipotesi (carico totale sulla seconda campata)

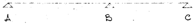


$$M_B = \frac{-400\times5.2^3+650\times4.2^3}{8(5.20+4.20)} + \frac{300}{2} = -1'240 \text{ Kgm}$$

$$R_C = \frac{650\times4.2}{2} - \frac{940}{4.20} = \qquad = 1'150 \text{ Kg}$$

$$M_{C-B} = \frac{+1'150}{2\times650} - 300 = \qquad = +720 \text{ Kgm}$$

riepilogando si hanno quindi le seguenti caratteristiche massime di sollecitazione e relative armature metalliche per travetto, avendo assunto $\bar{n} = 20$ cm



	A		B		C
M	-300	+1670	-1720	+720	-300
R	1'470		3'670		1'150
σ_c		47	48	<30	
Af		2.13	2.23	0.93	

la disposizione delle armature per travetto risulta dai disegni allegati alla presente relazione –

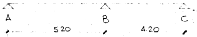
– Balcone e scale –

Per quanto riguarda balconi e scale si rimanda a tutto

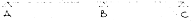
quanto definito per gli analoghi elementi del fabbricato 1-2 data la similitudine –

– Trave A-B-C (di testata)

Schema geometrico



essendo q = 1300 kg/m, risolvendo si ha

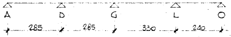


	A		B		C
M	-900	+2500	-3400	+1300	-600
T	↑2900		3860↑ ↑3400		2060↑
σ_c		59	71	41	
Af		6,75	9,34	3,46	

per assorbire le tensioni tangenziali si impiegano staffe ɸ 6/20 cm –

Trave A-D-G-L-O

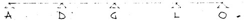
Schema geometrico



l'analisi dei carichi sulle diverse campate fornisce

trave A-D-G ed L-O		trave G-L	
dal solaio	= 1150 Kg/m	dal solaio	= 1150 Kg/m
timpagno	= 900 "	balcone 700×0,7+150	= 640 "
p.p.	= 300 "	timpagno 900×0,80	= 720 "
	2350 Kg/m	p.p.	= 300 "
			2810 Kg/m

risolvendo la trave continua, si ha



M −600 +1500 −2000 +1400 −2600 +2300 −2400 +100 −400

T 2900 3820 3150 3570 1690 4570 3600 2050

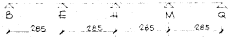
τ_c 44 52 43 61 57 58 35

A_f 4,0 5,37 3,90 7,15 6,26 6,50 2,65

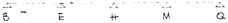
per assorbire le tensioni tangenziali si impiegano staffe ϕ 6/20 cm –

Trave B-E-H-M-Q

Schema geometrico



l'analisi dei carichi fornisce un carico costante per tutte le campate pari a q = 4000 Kg/m, e risolvendo la trave continua si ha



M −900 +2300 −2900 +2000 −2500 +2000 −2900 +2300 −900

T 5000 6400 5840 5560 5560 5840 6400 5000

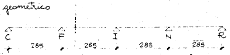
τ_c 57 65 52 59 65 57

A_f 6.26 8,0 5.37 6,75 8.0 6.26

le tensioni tangenziali sono assorbite con staffe ϕ 6/20 cm –

trave C-F-I-N-R

Schema geometrico



l'analisi dei carichi per le varie campate fornisce:

trave C-F

dal solaio = 1150 Kg/m

tompagno = 900 "

p. p. = 300 "

2350 Kg/m

trave F-I-N-R

dal solaio = 1150 Kg/m

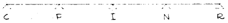
stalzo 700 × 1,30 + 150 = 1060 "

tompagno 900 × 0,8 = 720 "

p. p. = 300 "

3230 Kg/m

applicando il metodo di Cross si ha:



M −550 +1400 −2280 +1660 −2020 +1630 −2340 +1860 −730

T 2750 3950 4690 4510 4490 4710 5160 4050

τ_c 43 57 47 52 47 58 50

A_f 3.90 6,26 4,45 5,37 4,42 6,45 5,0

per assorbire le tensioni tangenziali si impiegano staffe ϕ 6/20 cm –

– Analisi dei carichi sui pilastri in fondazione e calcolo della fondazione –

Anche per il fabbricato tipo 3-4, si riportano nella seguente tabella per ogni pilastro e per ogni piano il relativo carico precisando ancora una volta che per tener conto del peso proprio dei pilastri si è tenuta una sezione media corrispondente ad un carico di 800 Kg per piano –

ORDINE PILASTRI	5° ORDINE	4° ORDINE	3° ORDINE	2° ORDINE	1° ORDINE
A	6'600	13'200	19'800	26'400	33'000
B	13'060	26'120	39'180	52'240	65'300
C	5'610	11'220	16'830	22'240	28'050
D	7'770	15'540	23'310	31'080	38'850
E	13'040	26'080	39'120	52'160	65'200
F	9'440	18'880	28'320	37'760	47'200
G	9'060	18'120	27'180	36'240	45'300
H	11'920	23'840	35'760	47'680	59'600
I	9'800	19'600	29'400	39'200	49'000
L	8'970	17'940	26'910	35'880	44'850
M	13'040	26'080	39'120	52'160	65'200
N	10'660	21'320	31'980	42'640	53'300
O-P	7'500	15'000	22'500	30'000	37'500
Q	10'900	21'800	32'700	43'600	54'500
R	7'000	14'000	21'000	28'000	35'000

il carico totale trasmesso in fondazione dai pilastri, risulta per metà fabbricato pari ad

$$N_p = 759'350 \text{ Kg}$$

la superficie totale di appoggio delle travi rovescie è data da

$$A_t = [3 \times 13,60 + 2 \times (9,60 - 3,0)] \times 1,50 + 3,0 = 84,00 \text{ mq.}$$

ed essendo la sezione della trave rovescia identica a quella della trave del fabbricato tipo 1-2, il peso della fondazione vale

$$N_f = (0,50 \times 1,25 + 1,0 \times 0,25 + 0,50 \times 0,20) \times 54,0 \times 2500 = 131'000 \text{ Kg}$$

La pressione unitaraia massima nel terreno, al piano di

posa, comprensiva anche del peso proprio della fondazione stessa, è data, nella media, da

$$\sigma_{tm} = \frac{759'350 + 131'000}{840'000} = 1.060\ \mathrm{Kg/cm^2}$$

verificando in tal modo le condizioni di stabilità —
Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche relative alle travi di fondazione che sono state suddivise in gruppi secondo la luce, avendo assunto, a vantaggio di stabilità, un carico unitario uniformemente ripartito pari a q = 16'000 Kg/ml e come condizione di vincolo il semincastro, nella ipotesi di σ_f = 1400 Kg/cm² —

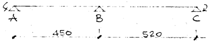
luce	M	σ_c	Af
350	16'325	32	10.60
400	21'350	38	13.81
450	27'000	43	17.35
500	33'300	49	21.65
550	40'250	55	25.70

Tutti i particolari riguardanti la disposizione delle armature sono riportate nei disegni allegati alla presente relazione e relativi al fabbricato tipo 3-4 —

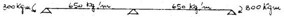
Fabbricato tipo 5-89

Calcolo dei solai

Ferma restando l'analisi dei carichi sul solaio di calpestio con q = 650 Kg/m, lo schema geometrico è



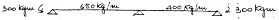
I^a^ ipotesi (carico totale sulle campate)



$$M_B = \frac{-650 \times (\overset{-3}{4{,}5} + \overset{-3}{5{,}2})}{8 \times (4{,}5+5{,}2)} + \frac{300}{2} = -1800\ \mathrm{Kgm}$$

$$R_B = 650 \times \frac{4.5+5.2}{2} + 1500\left(\frac{1}{4.5} + \frac{1}{5.2}\right) = 3'780\ \mathrm{Kg}$$

II^a^ ipotesi (carico totale sulla prima campata)

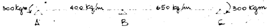


$$M_B = \frac{-650 \times \overset{-3}{4{,}5} + 400 \times \overset{-3}{5{,}2}}{8(4{,}5+5{,}2)} + \frac{300}{2} = 1'350\ \mathrm{Kgm}$$

$$R_A = \frac{650 \times 4{,}5}{2} - \frac{1'050}{450} = \quad = 1'230\ \mathrm{Kg}$$

$$M_{A\text{-}B} = \frac{\overset{-2}{1'230}}{2 \times 650} - 300 = \quad = +880\ \mathrm{Kgm}$$

III^a^ ipotesi (carico totale sulla seconda campata)

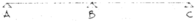


$$M_B = -\frac{400 \times \overset{-3}{4{,}5} + 650 \times \overset{-3}{5{,}2}}{8 \times (4{,}5+5{,}2)} + \frac{300}{2} = -1520\ \mathrm{Kgm}$$

$$R_C = \frac{650 \times 5{,}2}{2} - \frac{1'220}{5{,}2} = \quad = 1'460\ \mathrm{Kg}$$

$$M_{C\text{-}B} = \frac{\overset{-2}{1'460}}{2 \times 650} - 300 = \quad = +1340\ \mathrm{Kgm}$$

riepilogando si ottiene quindi:



M	-300	+880	-1800	+1340	-300
R	1230		3780		1460
σ_c		34	49	42	
Af		1,15	2.32	1.72	

con la disposizione delle armature riportate nei disegni allegati alla presente relazione —

— Balcone —

Per i balconi, vale quanto determinato per quelli relativi ai fabbricati tipo 1-2-3-4 —

— Scala —

Fermo restando quanto determinato per i gradini delle scale dei fabbricati 1-2-3-4, ed il carico di 2'060 Kg/ml per le travi rampanti, essendo la luce di questo pari ml. 350 si ha

$$M = \frac{2060 \times \overset{-2}{3{,}5}}{12} = 2100\ \mathrm{Kgm}$$

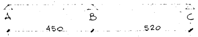
$$r = \frac{37}{\sqrt{\frac{210000}{20}}} = \frac{37}{103} = 0{,}360$$

$A_f = 0{,}00152 \times 20 \times 103 = 3{,}14\ cm^2$

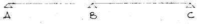
armatura realizzabile in leggero eccesso con 3ϕ12 superiori e 3ϕ12 inferiori e con staffe ϕ 6/20 cm per tener conto anche delle tensioni indotte dalla torsione –

Trave A-B-C (di testata)

Schema geometrico



essendo q = 1300 Kg/m si ha



M -600 +1600 -3500 +2400 -800

T ↑2300 3560↑ ↑3900 2860↑

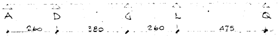
τ_c 46 72 58

A_f 4,30 9,46 6,50

le tensioni tangenziali sono assorbite con staffe ϕ 6/20 cm –

Trave A-D-G-L-Q

Schema geometrico



l'analisi dei carichi per le diverse campate fornisce:

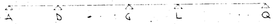
trave A-D-G

dal solaio = 1230 Kg/m
tompagno 900 x 0,85 = 765 "
p. p. = 335 "
2330 Kg/m

trave G-L-Q

dal solaio = 1230 Kg/m
balcone 700 x 1,2 + 150 = 990 "
tompagno = 720 "
p. p. = 310 "
3250 Kg/m

risolta la trave continua si ha



M -800 +800 -2860 +2020 -2810 +1200 -6100 +4500 -6200

T ↑2260 3800↑ ↑4410 4410↑ ↑3000 5400↑ ↑7750 7750↑

τ_c 34 65 52 64 40 73 69 73

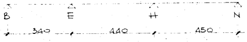
A_f 2,50 8,0 5,40 7,8 3,50 17,0 13,0 17,0

A'_f: 8,5 A'_f: 6,5 A'_f = 8,5

per assorbire le tensioni tangenziali si impiegano staffe ϕ 6/20 cm –

Trave B-E-H-N

Schema geometrico



il carico uniformemente ripartito su tutte le campate è dato da q = 4000 Kg/m e risolvendo la trave continua si ottiene:

M -1100 +3260 -5800 +4300 -7150 +5550 -1800

T ↑5420 8180↑ ↑8500 9100↑ ↑10200 7800↑

τ_c 69 74 74 75 74,0

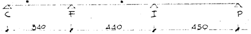
A_f 11,2 17,6 14,4 27,4 16,2

A'_f = 8,8 A'_f = 11,2 A''_f = 8,1

per assorbire le tensioni tangenziali si impiegano staffe ϕ6/20 cm –

Trave C-F-I-P

Schema geometrico



l'analisi dei carichi per tutte le campate fornisce:

dal solaio = 1460 Kg/m
balcone 700 x 1,10 + 150 = 920 "
tompagno = 720 "
p. p. = 300 "
3400 Kg/m

e risolvendo si ha

M -940 +2770 -4930 +3650 -6070 +4720 -1530

T ↑4600 6950↑ ↑7210 7710↑ ↑8660 6620↑

τ_c 61 74 72 75 73

A_f 7,38 14,8 9,80 18 12,6

A'_f = 7,4 A'_f = 9,0 A'_f = 6,3

per assorbire le tensioni tangenziali si impiegano staffe ϕ 6/20 cm –

– Analisi dei carichi sui pilastri in fondazione e calcolo della fondazione –

Riportiamo di seguito nella tabella i carichi relativi ad ogni pilastro e ad ogni piano precisando che anche in questo caso si è tenuta una sezione media per il pilastro corrispondente ad un carico di 800 Kg per piano –

ORDINE PILASTRI	6° ORDINE	5° ORDINE	4° ORDINE	3° ORDINE	2° ORDINE	1° ORDINE
A	5360	10720	16080	21440	26800	32160
B	13680	27360	41040	54720	68400	82080
C	9260	18520	27780	37040	46300	55560
D	9010	18020	27030	36040	45050	54060
E	17480	34960	52440	69920	87400	104880
F	14950	29910	44860	59820	74780	89740
G	8210	16420	24630	32840	41050	49260
H	20100	40200	60300	80400	100500	120600
I	17200	34400	51600	68800	86000	103200
L	13950	27900	41850	55800	69750	83700
M	6100	12200	18300	24400	30500	36600
N	15800	31600	47400	63200	79000	94800
O	6000	12000	18000	24000	30000	36000
P	12220	24440	36660	48880	61100	73320
Q	16300	32600	48900	65200	81500	97800

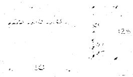
il carico totale trasmesso in fondazione vale, per metà fabbricato

N_t = [illegible]

essendo la superficie di appoggio della trave rovescia pari a

A_f = [illegible] = 93.55 mq

con la sezione si trova [illegible]



il peso proprio della fondazione è dato da

$$N_f = (0.50\times1.25+0.20\times0.50+0.25\times1.0)\times2500\times56.9 = 139'000 \text{ Kg}$$

e quindi la pressione massima al piano di posa, tenuto conto anche, del peso proprio della fondazione è dato mediante da

$$\sigma_{tm} = \frac{1'064'860+139'000}{933'500} = 1'292 \text{ Kg/cm}^2$$

verificando le condizioni di stabilità —

Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche relative alle travi di fondazione che sono state suddivise in gruppi secondo la luce avendo assunto, a vantaggio di stabilità un carico unitario uniformemente ripartito pari a q = 19'000 Kg/m e come condizione di vincolo, il semincastro nelle ipotesi di σ_f = 1400 Kg/cm² —

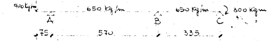
luce	M	h	Af
350	19400	41	14.10
400	25400	42	16.50
450	32000	48	21.00
500	39600	54	25.80
550	48000	61	31.80

Tutti i particolari riguardanti la disposizione delle armature negli elementi facenti parte dei fabbricati 5-8-9 sono riportati nei disegni allegati alla presente relazione —

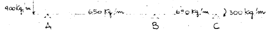
– Fabbricato tipo 6-7 –

– Calcolo del solaio –

Ferma restando l'analisi dei carichi sul solaio, lo schema geometrico



Iª ipotesi (carico totale su tutte le campate)

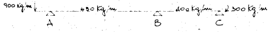


$$M_A = -(900\times0.75+\frac{0.75^2}{2}\times650) = -860 \text{ Kgm}$$

$$M_B = -\frac{\frac{650}{4}\times(5.7^3+3.35^3)+860\times5.70+300\times3.35}{2\times(5.70+3.35)} = -1670 \text{ Kgm}$$

$$R_B = 650\times\frac{(5.70+3.35)}{2}+\frac{810}{5.70}+\frac{1370}{3.35} = 3'500 \text{ Kg}$$

IIª ipotesi (carico totale sulla prima campata)



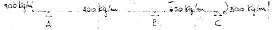
$$M_A - 900\times0.75+\frac{0.75^2}{2}\times400 = -785 \text{ Kgm}$$

$$M_B = -\frac{650\times\frac{5.7^3}{4}+400\times\frac{3.35^3}{4}-785\times5.7-300\times3.35}{2(5.70+3.35)} = -1510 \text{ Kgm}$$

$$T_{AB} = \frac{650\times5.7}{2}-\frac{1510-785}{5.70} = \qquad = 1730 \text{ Kg}$$

$$M_{AB} = \frac{1730^2}{2\times650}-785 = \qquad = +1515 \text{ Kgm}$$

IIIª ipotesi (carico totale sulla seconda campata)



$M_A = -860$ Kgm

$M_B = -\frac{400\times 5.7^{3}}{4} + \frac{650\times 3.35^{3}}{4} - 860\times 5.70 - 300\times 3.35 = -1020$ Kgm

$R_C = \frac{650\times 3.35}{2} - \frac{7.20}{3.35} = \qquad = 880$ Kg

$M_{C-B} = \frac{880^{2}}{2\times 650} - 300 = \qquad = +300$ Kgm

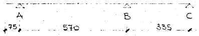
riepilogando si ottiene quindi :

	A		B		C
M	-860	+1515	-1670	+300	-300
R	3120		3500		860
τ_c	<35	45	47	<30	<30
Af	1.10	1.97	2.16	~0.7	~0.70

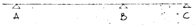
la disposizione delle armature è quella riportata nei disegni allegati alla presente relazione –

Trave A-B-C (di testata)

Schema geometrico



ed essendo q = 1300 kg/ml si ha

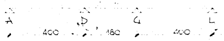


	A		B		C
M	-400	+3400	-3820	±1000	-400
T	970↑ ↑3110		4310↑ ↑3180		1180↑
τ_c		71	75	35	
Af		9.30	11.10	2.70 A'f: 2.70	

per assorbire le tensioni tangenziali si impiegano staffe ϕ 6/20 cm –

– Trave A-D-G-L –

Schema geometrico



l'analisi dei carichi nelle diverse campate fornisce

trave A-D-G

dal solaio e tompagno = 3120 Kg/m

p. p. = 280 "

3400 Kg/m

Trave G-L

dal solaio e tompagno = 3120 Kg/m

balcone 0.50×700+150 = 500 "

p. p. = 280 "

3900 Kg/m

risolvendo la trave continua si ha

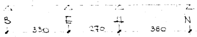
	A		D		G		L
M	-1500	+3580	-5060	±3000	-578	+4110	-1600
T	↑5410		7690↑ ↑2560		3560↑ ↑8850		5750↑
τ_c		72	71	66	75	73	
Af		9.8	15.0	8.0	17.6	14.1	

Af = 7.5 Af: 8.0 Af: 8.8

per assorbire le tensioni tangenziali si impiegano staffe ϕ 6/20 cm

Trave B-E-H-N

Schema geometrico :



risolvendo la trave continua per q = 3700 Kg/m si ha

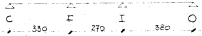
	B		E		H		N
M	-1200	+2870	-3740	±2000	-1860	+3760	-1400
T	↑5350		6850↑ ↑3600		5400↑ ↑7920		6120↑
τ_c		63	72	52	73	72	
Af		8.20	11.2	5.4	14.2	11.2	

A'f = 5.40 A'f = 7.10

le tensioni tangenziali sono assorbite con staffe ϕ 6/20 cm –

Trave C-F-I-O

Schema geometrico



l'analisi dei carichi per le diverse campate fornisce

trave C-F-I		trave I-O	
dal solaio	= 880 Kg/m	dal solaio	= 880 Kg/m
balcone 700×1.20+150	= 990 "	tompagno	= 900 "
tompagno	= 720 "	p. p.	= 320 " 2100 Kg/m
p. p.	= 310 " 2900 Kg/m		

applicato il metodo di Cross e risolvendo si ha

M	-940	+2250	-2930	±1400	-2760	+2140	-800
T	4200	5400	398	3860	4520	3480	
σ	57	65	47	62	53		
A_f	6,26	8,0	4,40	7,2	5,90		

$A_f' = 4{,}40$

per assorbire le tensioni tangenziali si impiegano staffe ϕ 6/20 cm –

– Analisi dei carichi sui pilastri in fondazione e calcolo della fondazione –

Nella tabella seguente si riportano per ogni pilastro e per ogni piano i relativi carichi precisando ancora una volta che per tener conto del peso proprio dei pilastri stessi si è tenuta una sezione media corrispondente ad un carico di 800 Kg per piano –

ORDINE PILASTRI	5° ORDINE	4° ORDINE	3° ORDINE	2° ORDINE	1° ORDINE
A	10790	21'580	32'370	43'160	53'950
B	13'640	27'280	40'920	54'560	68'200
C	6'200	12'400	18'600	24'800	31'000
D	11'050	22'100	33'150	44'200	55'250
E	11'250	22'500	33'750	45'000	56'250
F	10'180	20'360	30'540	40'720	50'900
G	13'210	26'420	39'630	52'840	66'050
H	14'120	28'240	42'360	56'480	70'600
I	9'180	18'360	27'540	36'720	45'900
L	12'350	24'700	37'050	49'400	61'750
M	6'300	12'600	18'900	25'200	31'500
N	10'520	21'040	31'560	42'080	52'600
O	6'600	13'200	19'800	26'400	33'000

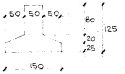
Il carico totale trasmesso in fondazione dalla struttura, vale, per metà fabbricato

$N_p = 676'950$ Kg

essendo la superfice di appoggio della trave rovescia pari a

$A_t = 3\times12.10 + 2\times(9.05-3.0)\times1.50 = 72.60$ mq

ed essendo tale trave una sezione



il peso proprio della trave di fondazione, per metà fabbricato, è dato da

$N_f = (0{,}50\times1.25+0{,}50\times0{,}20+0{,}25\times100)\times48{,}4\times2500 = 118'000$ Kg

La pressione massima sul piano di posa, tenuto conto anche del peso proprio della fondazione è quindi, mediamente.

$$\sigma_{tm} = \frac{676'950+118'000}{726'000} = 1'095 \text{ Kg/cm}^2$$

Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche relative alle travi di fondazione che sono state suddivise in gruppi secondo la luce avendo assunto, a q. 16'000 kg/ml e come condizione di vincolo il semincastro nella ipotesi di $\sigma_f = 1'400$ kg/cm²

luce	M	σ_c	Af
3.50	16325	32	10.60
4.00	21350	38	13.81
4.50	27000	43	17.35
5.00	33300	49	21,65
5.50	40'250	55	25.70

Tutti i particolari riguardanti la disposizione delle armature negli elementi facenti parte dei fabbricati 6-7 sono riportati nei disegni allegati alla presente relazione –

Brindisi settembre 1971