ACG. 23.9.70

STUDIO TECNICO
INGG. D. POTI' - U. MASELLI
VIA SALANDRA LECCE TEL. 21838

GESTIONE CASE LAVORATORI
LEGGE 14-2-63 N° 60

STAZ. APP. I.A.C.P.
BRINDISI

PROGRAMMA D'INTERVENTO N°1069
PER COSTRUZIONI DI N°12 ALLOGGI
IN FRANCAVILLA FONTANA (BRINDISI)
LOCALITA' S. LORENZO

CALCOLI STATICI
RELATIVI ALLE OPERE IN C.A.

RELAZIONE DI CALCOLO

IL CALCOLATORE
Dott. Ing. Ubaldo Maselli
Via Salandra, 47 - Tel. 21838
LECCE

RELAZIONE DI CALCOLO

A) Premesse e criteri generali di calcolo

I calcoli di cui appresso interessano l'esecuzione di un complesso edilizio costituito da due fabbricati. Ogni elemento comprende generalmente un corpo di scala centrale che serve due appartamenti.

Entrambi i fabbricati in oggetto, costituiti da un piano terreno e piani superiori, hanno struttura resistente in cemento armato a scheletro indipendente e sono realizzati con pilastri, travi e solai piani, questi ultimi a struttura mista latero-ferro-cementizia, mentre le murature sia interne che esterne hanno solo funzione di tompagnatura e tramezzatura.

I telai portanti sono stati disposti nel senso della maggiore lunghezza del fabbricato, mentre quelli d'irrigidimento e di testata sono stati disposti in senso trasversale.

Il cemento previsto nella composizione del conglomerato è stato quello ad alta resistenza nella classe K 700+730 e il ferro per le armature quello omogeneo (Aq 42) sia per le fondazioni che per i pilastri, travi e solai.

Le sollecitazioni massime adottate in tutti i calcoli sono state:

σ_c = 50 – 55 Kg/cmq per sollecitazioni di pressione semplice;

σ_c = 60 – 65 " " " " composte di flessione e presso-flessione;

σ_f = 1400 Kg/cmq " di trazione nelle armature metalliche.

In particolare nella elaborazione dei calcoli allegati alla presente relazione è stato previsto quanto appresso:

SOLAI: del tipo gettati in opera con interasse di cm 40 ed altezza di cm 20+4 = cm 24, a nervature parallele costituite da travi a T con soletta superiore nelle sezioni di mezzeria e con realizzazione di fascia piena nelle zone d'incastro. Le Luci di calcolo per essi sono state desunte dagli interassi delle travature portanti e l'altezza come sopra indicata è fissa per qualsiasi luce e carico, ad eccezione delle zone bagni e servizi dove, per consentire l'installazione degli scarichi, è previsto un solaio di altezza cm 12+4 = cm 16.

Nella soletta superiore dei solai sono previsti dei ferri di ripartizione nel Ø6 ogni 40 cm in senso ortogonale all'armatura principale, per una più idonea ripartizione del carico dei tramezzi.

TELAI: Son stati considerati come sistemi costituiti da telai parziali riferiti ad un piano su appoggi rigidi a livello ed i valori dei momenti assunti per le sezioni di nodo sono quelli ricavati da calcolo condotto col metodo di Cross, considerando dei vincoli di incastro parziale all'attacco dei pilastri; per le sezioni di mezzeria i valori ottenuti dal calcolo rigoroso sono stati prudenzialmente maggiorati del 15%.

PILASTRI: Sono stati raggruppati in tipi diversi a seconda delle rispettive aree di carico.

SCALE: Sono state progettate con gradini riportati su soletta inclinata e incastrata fra due pianerottoli.

B) Relazione geotecnica e fondazioni

Il terreno a disposizione per le fondazioni è costituito da banco argilloso sufficientemente compatto che si rinviene a circa un metro dal piano di campagna, capace di sopportare con tutta tranquillità un carico di sicurezza di Kg 1,00 per mq. In conseguenza il tipo di fondazione scelto è quello a travi rovesce.

In tutta la elaborazione dei calcoli allegati sono state tenute presenti e rispettate le norme tecniche di esecuzione della Gestione Case per lavoratori verbalmente concordate con l'Ufficio Tecnico dell'I.A.C.P. di Brindisi.

C) Analisi dei carichi

Solaio terminale (terrazza praticabile) h = 20+4

peso p. solaio	150	Kg/mq
" " soletta	100	"
" " mass. a pendio ed imperm.	480	"
" " paviment. solare	70	"
sovraccarico utile	250	"
Totale	650	"

Solaio intermedio (abitazione) h = 20+4

peso p. solaio	150	Kg/mq
" " soletta	100	"
" " pavim. mass. ecc.	120	"
incidenza tramezzatura	60	"
sovraccarico utile	250	"
Totale	680	"

Solaio intermedio (ribasso per servizi) h = 12+4

peso p. solaio	100	Kg/mq
" " soletta	100	"
" " pavimento	120	"
riempimento	50	"
incidenza tramezzatura	60	"
sovraccarico utile	250	"
Totale	680	"

Balconi e verande (solaio h = 31+4)

peso p. solaio	220	Kg/mq
" " soletta	90	"
paviment. mass. ecc.	90	"
sovraccarico utile	400	"
Totale	800	"

Rampe scale

peso p. soletta	0,12×1,00 ×2500 =	300	Kg/mq
" gradino	0,09×1,00×2500 =	225	"
rivestimento e pavimento	100×1,00 =	100	"
sovraccarico utile	400×1,00 =	400	"
Totale		1025 = ≃ 1030	

Pianerottoli

peso p. soletta	0,20×1,00×2500 =	500 Kg/mq
pavimento ecc.		100 "
sovraccarico utile		400 "
	Totale	1000 "

Murature esterne di tompagno (fodera esterna in carparo da cm 20 – fodera interna in tufo da cm 8 oltre rinzaffo cementizio).

fodera interna in tufo	0,08×1,00×2,90×1400 =	325 Kg/ml
" esterna in carparo	0,20×1,00×2,90×1600 =	928 "
rinzaffo e intonaco		27 "
	Totale	1280 "

N.B. Solo per il calcolo dei pilastri e delle fondazioni, tenendo conto delle aperture per finestre e porte si può considerare un'altezza media abbondante di ml 2,00 e quindi un peso di muratura di 880 Kg/ml

Murature esterne su balconi (fodera esterna in carparo cm 15 e fodera interna in laterizio forato 8×25×25 oltre rinzaffo cementizio)

fodera interna in forato	60×2,00×1,00 =	120 Kg/ml
" esterna in carparo	0,15×2,00×1,00×1600 =	480 "
rinzaffo intonaco		30 "
	TOTALE	630 "

Ringhiere verande, balconi e scale = 30 Kg/ml

[illegible]

Per la copertura dei vari piani si prevedono solai a nervature parallele del tipo gettate in opera con interasse b = 40 cm e altezza h = 20+4 = cm 24

Per realizzare il ribassamento nei bagni e nei servizi, nella zona relativa si prevede un solaio a volterrane b = 40 ed altezza h = 12+4 = 16 cm

Per il calcolo si assume come vincolo il semincastro accettando quindi per il momento:

$$M_e = M_i = \frac{1}{12} p l^2$$

Nei casi di continuità tra due o più campate si effettuerà il calcolo relativo con il metodo di Cross dopo aver assegnato alle sezioni esterne un opportuno grado d'incastro.

– Le luci di calcolo delle varie campate sono state desunte dagli interassi delle travature portanti.

– Per l'esecuzione dei solai si prevede la formazione di una fascia semipiena in corrispondenza della zona d'incastro sulle travi di bordo e di una fascia semipiena e una successiva fascia piena in corrispondenza della zona d'incastro sulla trave di spina e la posa in opera di un'armatura di ripartizione costituita da Ø6 disposti superiormente a cm 33 in senso ortogonale all'armatura principale onde conseguire una più razionale ripartizione del carico dei tramezzi.

Inoltre, per le luci superiori a m 5 si prevede l'esecuzione di un travetto ripartitore della larghezza di cm 20 a norma di regolamento.

– Le sollecitazioni massime accettate per il calcolo dei solai sono:

$\sigma_c = 65$ Kg/cmq

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq

avendo previsto l'impiego di calcestruzzo a ql 3,5 di cemento ad alta resistenza della classe K = 700 – 730 ed Rw 250 Kg/cmq e ferro omogeneo A_q 42 – 50

a) Solai terminali e intermedi

Si è previsto l'impiego di solai fressati e gettati in opera con volterrane di altezza h = 20 cm e soletta in calcestruzzo di cm 4 per complessivi 24 cm – Si è previsto inoltre l'impiego di solai h = 12+4 = 16 cm per i solai da ribassare in corrispondenza dei servizi e solai h=16+4=20 cm per i balconi dei prospetti.

Agli effetti del vincolo i solai a due campate considerati continui con un grado di incastro negli appoggi estremi pari a $\frac{1}{24} pl^2$.

COPERTURA TERMINALE

1) Cornicione

Sarà realizzato in calcestruzzo con spessore di 44 cm ed avrà solo funzioni decorative, dato che risulta inaccessibile.

Analisi dei carichi

peso p.	0,44×1,00×2500 =	1100 Kg/mq
" pavim.	100×1,00 =	100 "

" accidentale 150×1,00 = 150 "

1350 "

luce netta: ml 0,66

" di calcolo ml 0,80

Vincolo: incastro

sezione resistente per ogni ml di sviluppo: cm 100×35

Momento flettente:

$$M = \frac{1350\times0,8^2}{2} = 432\ Kgm$$

per H = 25 cm h = 32 cm b = 100 cm $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq, si ha: $\sigma_c = 15$ Kg/cmq $A_f = 1,15$ cmq

Saranno sufficienti n° 5∅6/ml

---

2) Solaio tipo "A"

l = 4,65 ml

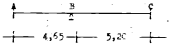
Q = 650 Kg/mq q = 650 0,40 = 260 Kg/ml

$$M_f = \pm\frac{1}{12}\ q\ l^2 = \pm\frac{1}{12}\times 260\times4,65^2 = 468\ Kgm$$

Per H = 24 cm h = 22 cm b = 40 cm $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq si ha: $\sigma_c = 29,5$ Kg/cmq $A_f = 1,61$ cmq 1∅8+1∅12

3) Solaio continuo tipo "B"

Lo schema è il seguente: Q = 600 Kg/mq q = 260 Kg/ml



I momenti d'incastro perfetto sono:

$$M_{AB} = \frac{260\times4,65^2}{12} = 468\ Kgm \qquad M_{BC} = \frac{260\times5,20^2}{12} = 586\ Kgm$$

Dallo sviluppo del Cross si ha:

$M_A = -220$

$M_B = -580$

$M_C = -270$

Sezione A: $M_A = -220$ h = 22 cm b = 40 cm $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 12,5$ Kg/cmq $A_f = 0,75$ 1∅10

" $X_{AB} = M_x = +315$ " " " " " " " " $\sigma_c = 23,6$ " " = 1,07 1∅8+1∅10

" B: $M_B = -580$ " " " " " " " " " = 2,02 " " = 2,02 1∅10+1∅12

" $X_{BC} = M_x = +449$ " " " " " " " = 30,2 " "= 1,69 1∅10+1∅12

" C: $M_C = -270$ " " " " " " " = 22 " "= 0,93 1∅12

SOLAI INTERMEDI

1) Balcone alloggio B

Sarà realizzato in calcestruzzo con spessore 35 cm per i primi 25 cm ed 8 cm per gli ultimi 30 cm.

Anche se il carico è ridotto rispetto al normale balcone si assumerà a tutto vantaggio della stabilità q = 800 Kg/mq

luce netta ml 0,55

" di calcolo ml 0,60

$$M = \frac{800\times0,6^2}{2} + 30\times0,6 = 144+18 = 162\ Kgm$$

H = 35 cm h = 32 cm b = 100 cm $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = <15$ $A_f = 0,50$ cmq

si pongono 5∅6/ml e 1∅10/40" a tutto vantaggio della stabilità a ml 0,25 dall'estremo libero:

$$M = \frac{800\times0,30^2}{2} + 30\times0,30 = 36+9 = 45\ Kgm$$

H = 8 cm h = 6 cm b = 100 cm $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 20,5$ Kg/cmq $A_f = 0,57$ cmq

Si riporta l'armatura prevista all'incastro fino all'estremo libero.

2) Balcone alloggio C –

Come per il caso precedente, solo gli ultimi 30 cm sono con spessore cm 8 .

Luce netta 0,90 ml

" di calcolo: 1,00 "

$$M = \frac{800\times1,00^2}{2} + 30\times1,00 = 430\ Kgm$$

H = 35 cm h = 32 cm b = 100 cm $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = <15$ Kg/cmq $A_f = \simeq 1,10$ cmq

Sarà sufficiente l'armatura prevista nel caso precedente.

3) Solaio tipo "A"

$l = 4{,}65$ ml

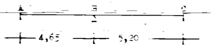
$Q = 680$ Kg/mq $q = 680 \times 0{,}40 = 272$ Kg/ml

$M_f = \pm\ 1/12 \times 272 \cdot 4{,}65^2 = \pm\ 490$

$H = 24$ cm $h = 22$ cm $b = 40$ cm $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 30{,}2$ Kg/cmq $A_f = 1{,}69$ cmq 1Ø10+1Ø12

4) Solaio continuo tipo "B"

Schema



I momenti d'incastro perfetto sono:

$M_{AB} = 465$ Kgm $M_{BC} = 585$ Kgm

Dallo sviluppo del Cross si ha:

$M_A = -\ 234$

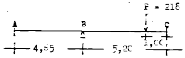
$M_B = -\ 640$

$M_C = -\ 300$

Sezione	A:	$M_A = -\ 234$	$h = 22$	$b = 40$	$\sigma_f = 1400$	$\sigma_c = 20{,}1$	$A_f = 0{,}80$	1Ø10+1Ø6
"	X_{AB}:	$M_x = +\ 312$	" "	" "	" "	" 23,7	" = 1,07	1Ø6+1Ø10
"	B:	$M_B = -\ 640$	" "	" "	" "	" 35,3	" = 2,22	1Ø10+1Ø14
"	X_{BC}:	$M_x = +\ 683$	" "	" "	" "	" 36,5	" 2,39	1Ø12+1Ø14
"	C:	$M_C = -\ 300$	" "	" "	" "	" 23	" 1,03	1Ø14

5) Solaio continuo tipo "B" con carico concentrato

Schema



$M_{AB} = 468$ $M_{BC} = 585 + \dfrac{218 \cdot 4{,}2 \times 1}{5{,}2^2} = 618$ $M_{BC} = 585 + \dfrac{218 \times 4{,}2^2}{5{,}2^2} = 727$

Dallo sviluppo del Cross si ha:

$M_A = 240$

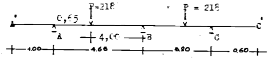
$M_B = 690$

$M_C = 380$

Sezione	A:	$M_A = -\ 240$	$h = 22$	$b = 40$	$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq	$\sigma_c = 20{,}1$ Kg/cmq	$A_f = 0{,}80$ cmq	1Ø6+1Ø10
"	X_{AB}:	$M_x = +\ 330$	" "	" "	" "	" " 24,3 "	" = 1,13 "	1Ø10+1Ø6
"	B:	$M_B = -\ 690$	" "	" "	" "	" " 37 "	" = 2,42 "	2Ø10+1Ø12
"	X_{BC} =	$M_x = +550$	" "	" "	" "	" " 32,5 "	" = 1,92 "	2Ø12
"	C:	$M_C = -380$	" "	" "	" "	" " 26,3 "	" = 1,31 "	1Ø12+1Ø8

6) Solaio continuo tipo "B_2" con doppio carico concentrato e sbalzi

Schema



Momenti d'incastro perfetto

$M_{AA'} = -\ 430$ $M_{AB} = 468 + \dfrac{218 \times 4^2 \times 0{,}65}{4{,}65^2} = 572$ $M_{BA} = 468 + \dfrac{218 \times 0{,}65^2 \times 4}{4{,}65^2} = 485$

$M_{BC} = 618$ $M_{CB} = 727$ $M_{CC'} = -\ 162$

Dallo sviluppo del Cross si ricavano:

$M_{AA'} = -430$ $M_{AB} = -430$ $M_{BA} = -\ 690$ $M_{BC} = -630$

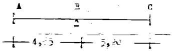
$M_{CB} = 590$ $M_{CC'} = -430$

Si escludono dalle verifiche gli sbalzi già esaminati

Sezione A:	$M_A = -450$	h = 22	b = 40	σ_f = 1400 Kg/cmq	σ_c = 28,2	A_f = 1,49 cmq	1∅8+1∅12
" X_{AB}=	$M_x = +420$	"	"	" " "	" = 28	" = 1,47 "	1∅8+1∅12
" B:	$M_B = -690$	"	"	" " "	" = 37	" = 2,42 "	2∅12+1∅6
" X_{BC}:	$M_x = +530$	"	"	" " "	" = 31,8	" = 1,84 "	1∅12+1∅10
" C:	$M_C = -420$	"	"	" " "	" = 28	" = 1,47 "	1∅12+1∅8

7) Solaio continuo tipo "C"

Schema



I momenti d'incastro perfetto sono

$M_{AB} = 468$ $M_{BC} = 585$

Dallo sviluppo del Cross si ha:

$M_A = -320$

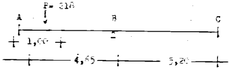
$M_B = -690$

$M_C = -400$

Sezione A:	$M_A = -320$	h = 22 cm	b = 40 cm	σ_f = 1400 Kg/cmq	σ_c = 24 Kg/cmq	A_f = 1,10 cmq	1∅8+1∅12
" X_{AB}:	$M_x = +340$	"	" " "	" " "	" = 25 "	" = 1,20 "	1∅8+1∅12
" B_A:	$M_B = -690$	"	" " "	" " "	" = 37 "	" = 2,44 "	1∅12+1∅14
" B_C:	$M_B = -690$	"	14 " "	" " "	" = 60 "	" = 3,95 "	2∅14+1∅12
						A_f' = 0,25 A_f = 0,99	1∅12
" X_{BC}:	$M_x = +455$	"	" " "	" " "	" = 49	A_f = 2,55	1∅12+1∅14
" C:	$M_C = -400$	"	" " "	" " "	" = 45,5	" = 2,23	1∅10+1∅14

.) Solaio tipo "C" con carico concentrato

Schema



q = 650 Kg/mq   q = 650×0,40 = 260 Kg/ml   P = 545×0,40 = 218 Kg

I momenti d'incastro perfetto sono:

$$M_{AB} = 468 + \frac{218 \times 1 \times 3,65^2}{4,65^2} = 602 \text{ Kgm} \qquad M_{BA} = 468 + \frac{218 \times 1^2 \times 3,65}{4,65^2} = 540 \qquad M_{BC} = 585 \text{ Kgm}$$

Dallo sviluppo del Cross si ha:

$M_A = -350$

$M_B = -700$

$M_C = -300$

Sezione A:	$M_A = -350$	h = 22 cm	b = 40 cm	σ_f = 1400 Kg/cmq	σ_c = 23 Kg/cmq	A_f = 1,20 cmq	1∅12+1∅8
" X_{AB}:	$M_x = +435$	"	" " "	" " "	" = 28 "	" = 1,47 "	1∅8+1∅12
" B_A:	$M_B = -700$	"	" " "	" " "	" = 37 "	" = 2,44 "	1∅12+1∅14
" B_C:	$M_B = -700$	"	14 " "	" " "	" = 60 "	" = 3,95 "	2∅14+1∅12
						A_f' 0,25×A_f = 0,99	1∅12
" X_{BC}:	$M_x = +455$	"	" " "	" " "	" = 49 "	A_f = 2,55	1∅12+1∅14
" C:	$M_C = -300$	"	" " "	" " "	" = 38,5	" = 1,66	1∅14+1∅8

CALCOLO SCALA

PALAZZINA "B"

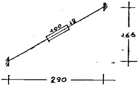
La scala presenta i gradini riportati su soletta inclinata e incastrata fra due pianerottoli (intermedi e di carico)

a) Rampa   Q = 1030 Kg/mq si riferisce il calcolo ad una fascia di 1 ml

luce netta   ml 2,72

" di calcolo " 2,90

Schema



Si trascura dal calcolo la componente assiale dovuta alla pendenza della rampa, e si considera la soletta perfettamente incastrata fra due pianerottoli successivi.

q = 1030 Kg/ml

[illegible]

[illegible]

[illegible]

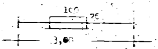
A_f' [illegible] A_f = 2,9 cmq 3Ø12 [illegible]

b) Pianerottolo

Il pianerottolo rimane incastrato fra tre travi di contorno del vano scala. A tutto vantaggio della stabilità, si considererà, invece, il pianerottolo incastrato solo fra le due travi laterali del vano scala.

Si riferisce il calcolo al [illegible] tratto per la

Schema



Analisi dei carichi

peso proprio pian. 1000 × 1 = 1000 Kg/ml

" rampa 1030×1,40 = 1440 "

2440 "

$M_f = \frac{2440 \times 9}{12} = 1830$ Kgm

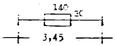
H = 20 cm h = 17 cm b = 100 cm σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 51,8 Kg/cmq A_f = 8,44 cmq 8Ø12

PALAZZINA "C"

La rampa presenta identiche caratteristiche a quella della palazzina "B"

Pianerottolo

Schema



Analisi dei carichi

peso proprio 1,40×1000 = 1400 Kg/ml

" rampa 1030×1,40 = 1440 "

2840 "

$M = \frac{2840 \times 3,45^2}{12} = 2816$

H = 20 cm h = 17 cm b = 140 cm σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 55 Kg/cmq A_f = 13,15 12Ø12

PILASTRI

PILASTRI n° 1 – 8 – 17 – 24

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	Peso parziale (Kg)	Peso progress. (Kg)	Sezione cm×cm	Armature	σ_c (Kg/cmq)
III	Solaio terminale: $600 \times \frac{5,00}{2} \times 1,80$ =	2.700				
	parapetto: 160×2,00 =	320				
	p. travi: $0,35 \times 0,40 \times \frac{4,80}{2} \times 2500$ =	840				
	$0,35 \times 0,35 \times \frac{3,00}{2} \times 2500$	460				
	p. pilastro 0,25×0,35×3,30×2500 =	730				
		5.050	5.050	25×35	4∅12+2∅12 corr. lunghe 1,40 al- l'estremità pilastro lato 25 cm st. ∅6/12"	5,[illegible] Kg/cmq
II	p. solaio: $650 \times \frac{5,00}{2} \times 1,80$ =	2.925				
	p. muratura: 880×2,00 =	1.760				
	350×2,00 =	700				
	p. travi: 0,35×0,35×1,80×2500 =	552				
	0,15 × 0,35×2,40×2500 =	315				
	p. pilastro: 0,30×0,35×3,30×2500 =	866				
		7.130	12.180	25×25	4∅12+ staffe ∅6/12"	13,35 Kg/cmq
I	Come piano precedente	7.130	19.310	30×35	4∅14+staffe ∅6/14"	17,45 "
Piano terra	p. solaio: $650 \times \frac{5,00}{2} \times 1,80$ =	2.925				
	p. muratura: $880 \times \frac{2,00}{2}$ =	1.760				
	350×2,00 =	700				
	p. travi: 0,35×0,35×1,80×2500 =	560				
	0,15×0,35×2500 =	315				
	p. pilastro: 0,35×0,35×4,00×2500 =	1.225				
		7.465	26.[illegible]5	30×35	4∅14+staffe ∅6/14"	24,20 Kg/cmq

PILASTRI n° 2 – 3 – 4 – 5 – 6 – 7 – 18 – 23

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	Peso parziale (Kg)	Peso progress. (Kg)	Sezione cm×cm	Armature	σ_c (Kg/cmq)
III	p. solaio terminale: 600×2,50×3,00 =	4.500				
	p. parapetto : 1,60×3,00 =	460				
	p. travi: 0,35×0,35×3,00×2500 =	919				
	p. pilastro 0,25×0,35 3,30×2500 =	721				
		6.620	6.620	25×35	4∅12+2∅12 corr. lunghi 1,40 al all'estremità la- to 25 cm staffe ∅6/12"	7,20 Kg/cmq
II	p. solaio: 650×2,50×3,00 =	4.875				
	p. muratura: 880×3,00 =	2.640				
	p. travi 0,35×0,35×3,00×2500 =	919				
	p. pilastro 0,30×0,35×3,30×2500 =	866				
		9.300	15.920	25×35	4∅12+ staffe ∅6/12"	17,35 Kg/cmq
I	come piano precedente	9.300	25.220	30×35	4∅14+staffe ∅6/14"	22,8 "
P.T.	p. solaio: 650×2,50×3,00 =	4.875				
	p. muratura 880×3,00	2.640				
	p. travi 0,35×0,35×3,00×2500	919				
	p. pilastro 0,30×0,35×3,30×2500 =	860				
		9.300	34.520	30×35	4∅14+staffe ∅6/14"	31,20 Kg/cmq

PILASTRI n° 10 – 11 – 14 – 15 – 19 – 22

III	p. selaio: $600\times\frac{5,10}{2}\times\frac{6}{2}=$	8.190			4∅12+2∅12 magg.	
	p. travi 0,25×0,50×2500×3,00 =	940			lunghi ml 1,40 al-	
	p. pilastro 0,25×0,35×3,30×2500 =	730			l'estremità pila-	
		9.860	9.860	25×35	stro lato cm 25	10,70 Kg/cmq
					staffe ∅6/12"	
II	p. selaio $650\times\frac{9,10}{2}\times\frac{6}{2}=$	8.879				
	p. travi: 0,25×0,50×2500×3,00 =	940				
	p. pilastro: 0,30×0,35×3,30×2500 =	868				
		10.640	20.500	25×35	4∅12+staffe ∅6/12"	
I	come piano precedente	10.640	31.140	30×35	4∅14+staffe ∅6/14"	29,1 kg/cmq
P.T.	come piano precedente	10.640	41.780	30×35	4∅16+staffe ∅6/15"	37,1 "
	PILASTRI n° [illegible]					
III	p. selaio terminale: 600×2,00×4,90 =	5.880				
	p. sporte 600×5,50×0,60 =	1.980				
	p. parapetto: 160×4,90 =	785			4∅12+2∅12 magg.	
	p. travi: 0,25×0,50×1,50×2500 =	365			lunghi 1,40 al-	
	0,35×0,30×4,80×2500 =	1.260			l'estremità pila-	
	p. pilastro: 0,25×0,35×3,30×2500 =	730			stro lato cm 25	11,95 Kg/cmq
		11.000	11.000	25×35	staffe ∅6/12"	
II	p. selaio 650×2,00×490 =	6.370				
	p. sporte 800×2,30×0,60 =	1.104				
	p. muratura: 880×5,20 =	4.576				
	p. travi: 0,25×0,50×1,50×2500 =	365				
	0,35×0,35×3,30×2500 =	1.260				
	p. pilastro: 0,30×0,35×3,30×2500 =	868				
		14.543	25.543	30×35	4∅14 +staffe ∅6/14"	23 Kg/cmq
I	come piano precedente	14.543	40.036	30×35	4∅16+staffe ∅6/15"	33,6 "
P.T.	p. selaio: come sopra	6.370				
	p. sporte " "	1.104				
	p. muratura " "	4.576				
	p. travi " "	365				
		1.260				
	p. pilastro: 0,35×0,35×4,00×2500 =	1.225				
		14.900	54.936	35×35	4∅16+staffe ∅6/16"	42,2 "
	PILASTRO n° 12 - 13					
termin.vano scala	p. selaio: $600\times1,40\times\frac{5,30}{2}=$	2.226				
	p. travi 0,20×0,50×(2,50+1,50)×2500=	1.000				
	p. travi 0,25×0,25×2,50×2500 =	390				
		3.616	3.616	25×25	4∅12+staffe ∅6/12"	5,40 Kg/cmq
III	p. selaio: $600\times\frac{4,5}{2}\times3,00=$	4.050				
	600×2,60×1,50 =	2.340				
	p. scala: $1030\times\frac{2,70}{2}\times\frac{5,05}{2}=$	3.650				
	p. travi: 0,20×0,70×2500× 2,50 =	875				
	0,20×0,50×1,50×2500 =	375				
	0,25×0,50×1,50×2500	469				
	p. muratura: 770×(2,50+1,50)=	3.080				
	p. pilastro: 0,25×0,35×3,30×2500 =	721				
		15.560	19.176	25×35	4∅14+staffe ∅6/12"5	20,50 "
II	p. selaio: $650\times\frac{4,5}{2}\times3,00=$	4.387				
	$650\times2,60\times\frac{3,00}{2}=$	2.535				
	p. scala: $1030\times\frac{2,7}{2}\times\frac{10,50}{2}=$	3.650				
	p. travi: 0,20×0,70×2,50×2500 =	875				

	0,20×0,50×1,50×2500 =	375				
	0,25×0,50×1,50×2500 =	469				
	p. muratura: 800×(2,50+1,50) =	3.520				
	p. pilastro: 0,35×0,35×3,30×2500 =	1.010				
		16.821	35.997	30×35	4ø16+staffe ø6/15"	31,9 Kg/cmq
I	come piano precedente	16.821	-			
	esclusa il pilastro: 0,35×0,40×3,30××2550 = 1155	145				
		16.966	52.963	35×35	4ø16+staffe ø6/16"	35,9 "
P.T.	come piano precedente esclusa pilastro	16.966				
	0,35×0,50×4,00×2500 = 1750	595				
		17.561	70.524	35×35	4ø18+staffe ø6/17"	47,1 "
	PILASTRI n° [illegible]					
[illegible]	p. solaio: 500×1,40×$\frac{5,20}{2}$ =	[illegible]				
	p. travi: 0,20×0,50×(2,50+1,50)×2500=	1.000				
	p. pilastro: 0,25×0,25×1,00×2500 =	150				
		3.362	3.368	25×25	4ø12+staffe ø6/12"	4,[illegible] Kg/cmq
III	p. solaio: 600×2,60×1,50 =	2.340				
	p. sporto: 500 × 0,60×3,60 =	1.080				
	p. scala: 1030×$\frac{2,70}{2}$×$\frac{5,25}{2}$ =	3.650				
	p. travi 0,35×0,35×1,50×2500 =	460				
	0,20×0,70×2,50×2500 =	875				
	0,20×0,50×2500×1,50 =	375				
	p. muratura: 460×(2,50+1,50) =	1.840				
	p. pilastro: 0,25×0,35×3,30×2500 =	721				
		14.341	14.649	25×35	4ø14+staffe ø6/12"	15,7 "
II	p. solaio: 650×2,60×1,50 =	2.535				
	p. balcone 800×1,80 =	1.440				
	p. scala: 1030×$\frac{2,7}{2}$×$\frac{5,25}{2}$ =	3.650				
	p. travi: 0,35×0,35×1,50×2500 =	460				
	0,20×0,70×2,50×2500 =	875				
	0,20×0,50×1,50×2500 =	375				
	p. muratura 880×(3,00+2,50) =	4.840				
	p. pilastro 0,35×0,30×3,30×2500 =	866				
		15.041	29.690	30×35	4ø16+staffe ø6/15"	26,30 "
I	come al piano precedente esclusa pilastro	15.041				
	0,35×0,35×2500×3,30 = 1010	144				
		15.185	44.875	30×35	4ø16+staffe ø6/15"	43,2 "
P.T.	come al piano precedente esclusa il pilastro 0,35×0,40×4,00×2500 = 1400	15.185				
		390				
		15.575	60.450	35×35	4ø18+staffe ø6/17"	45,7 "
	PILASTRI n° 25 – 32 – 41 – 48					
III	p. solaio: 600× 2,30×2,60 =	3.588				
	p. parapetto: 160×5,75 =	920			3ø12 conc. alla testa sul lato cm 25 lunghezza cm 140	
	p. travi: 0,35×0,40×2,30×2500 =	805				
	0,35×0,35×2,60×2500 =	796				
	p. sporto: 0,60×600× 5,80 =	2.088			4ø12+staffe ø6/12"	11,1 Kg/cmq
	p. pilastro: 0,25×0,30×3,30×2500 =	619				
		8.816	8.816	25×30		
II	p. solaio: 650×2,30×2,60 =	3.887				
	p. muratura 880×(2,30+2,60)=	4.312				
	p. travi 0,35×0,35×(2,30+2,60)×2500=	1.501				
	p. balcone: 0,50×800×0,60 =	240				
	p. pilastro 0,25×0,35×3,30×2500 =	730				
		10.670	19.486	25×35	4ø14+staffe ø6/12"	20,9 "
I	come piano precedente esclusa pilastro	10.670				
	0,30×0,35×3,30×2500 = 868	138				
		10.808	30.294	30×35	4ø14+staffe ø6/14"	27,3 "
P.T.	come piano precedente esclusa pilastro	10.808				
	0,30×0,35×4,00×2500 = 1050	182				
		10.990	41.284	30×35	4ø14+staffe ø6/14"	37,3 "
	PILASTRO n° 26 – 31 – 42 – 47					

III	p. solaio terminale: 600×3,45×2,60 = p. sporto: 600×0,60×3,45 = p. parapetto: 160×3,45 = p. travi 0,35×0,35×3,45×2500 = p. pilastri: 0,25×0,30×3,30×2500 =	5.382 1.242 552 1.057 619 8.852	8.852	25×30	2Ø12 sosp. alla testa pilastro lato cm 25 lungh. ml 1,40+4Ø12+staffe Ø6/12"	11,2 Kg/cmq
II	p. solaio: 650×3,45×2,60 = p. muratura: 880×3,45 = p. travi: 0,35×0,35×3,45×2500 = p. pilastro: 0,25×0,35×3,30×2500 =	5.830 3.036 1.057 730 10.653	19.505	25×35	4Ø14+staffe Ø6/12"	20,8 "
I	come piano precedente escluso pilastro 0,30×0,35×3,30×2500 = 868	10.653 138 10.791	30.296	30×35	4Ø14+staffe Ø6/14"	22,3 "
P.T.	come piano precedente escluso pilastro 0,30×0,35×4,00×2500 = 1050	10.791 182 10.973	41.269	30×35	4Ø14+staffe Ø6/14"	37,3 "
	PILASTRI n° 27 - 28 - 29 - 30 - 43 - 46					
III	p. solaio terminale: 600×2,60×3,45 p. sporto: 600×0,60×3,45 p. parapetto: 160×3,45 = p. travi 0,35×0,35×3,45×2500 = p. pilastro 0,25×0,30×3,30×2500 =	5.382 1.242 552 1.057 619 8.852	8.852	25×30	2Ø12 sosp.(alla testa pilastro sul lato 25 cm lungh. 1,40 ml) 4Ø12+staffe Ø6/12"	11,2Kg/cmq
II	p. solaio: 650 ×2,60×3,45 = p. balcone: 800×0,90×1,90 = p. muratura: 880×3,45 = p. travi: 0,25×0,35×3,45×2500 =	5.830 1.368 3.036 730 10.964	19.816	25×35	4Ø14+staffe Ø6/12"	21,2 "
I	come il piano precedente escluso il pilastro: 0,30×0,35×3,30×2500 = 868	10.964 138 11.102	30.918	30×35	4Ø14+staffe Ø6/14"	27,9 "
P.T.	come il piano precedente escluso il pilastro 0,30×0,35×4,00×2500 = 1050	11.102 182 11.284	42.202	30×35	4Ø14+staffe Ø6/14"	38 "
	PILASTRO n° 33 - 40					
III	p. solaio terminale: 600×4,90×2,15 = p. sporto: 600×0,60×4,90 = p. parapetto: 160×4,90= p. travi: 0,34×0,35×4,90×2500= 0,25×0,50×1,75×2500= p. pilastro: 0,25×0,30×3,30×2500 =	6.321 1.764 784 1.501 547 619 11.536	11.536	25×30	2Ø12 sosp.(alla testa pilastro sul lato cm 25 lungh. 1,40 ml)+4Ø12 + +staffe Ø6/12"	14,5 Kg/cmq
II	p. solaio: 650×4,9×2,15 = p. balcone 800×0,80×2,50 = p. muratura 880×4,90 = p. travi: 0,35×0,35×4,90×2500 = 0,25×0,50×1,75×2500 = p. pilastro: 0,30×0,35×3,30×2500 =	6.848 1.600 4.312 1.501 547 868 15.676	27.212	30×35	4Ø14+staffe Ø6/14"	24,6 "
I	come il piano precedente escluso pilastro 0,35×0,35×3,30×2500 = 1010	15.676 142 15.818	43.030	35×35	4Ø14+staffe Ø6/14"	31,6 "
P.T.	come il piano precedente escluso il pilastro 0,35×0,35×4,00×2500 = 1225	15.818 215 16.033	59.063	35×35	4Ø16+staffe Ø6/16"	45,5 "

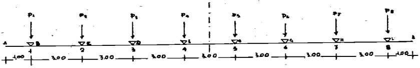
	PILASTRI n° 36 - 27					
terminale vano scala	p. solaio: 600×1,80×2,60 =	2.808				
	p. travi 0,20×0,50×(2,50+1,70)×2500=	1.050				
	p. pilastro: 0,25×0,25×2,50×2500=	390				
		4.248	4.248	25×25	4∅12+staffe ∅6/12"	6,7 Kg/cmq
III	p. solaio: 600×3,45×2,30 =	4.761				
	p. 600×1,75×2,60 =	2.730				
	0,20×0,70×2,60×2500 =	910				
	p. travi: 0,20×0,50×3,45×2500 =	862				
	p. muratura: 770×3,25 =	2.502				
	p. scala: 1030×1,60×2,60 =	4.285				
	p. pilastro: 0,25×0,35×3,30×2500 =	722				
		16.772	21.020	25×35	4∅14+staffe ∅6/12"	21,5 "
II	p. solaio 650×3,45×2,30 =	5.157				
	p. 650×1,75×2,60 =	2.958				
	p. travi: 0,30×0,70×2,60×2500=	910				
	0,20×0,50×3,45×2500 =	862				
	p. muratura: 880×4,35 =	3.828				
	p. scala: 1030×1,60×2,60 =	4.285				
	p. pilastro 0,30×0,35×3,30×2500=	868				
		18.868	39.888	30×35	4∅16+staffe ∅6/1[illegible]"	35,3 "
I	come il piano precedente escluso pilastro	18.868				
	0,35×0,35×3,30×2500 = 1010	142				
		19.010	58.898	30×35	4∅16+staffe ∅6/16"	43,2
P.T.	come il piano precedente escluso pilastro	19.010				
	0,35×0,40×4,00×2500 = 1400	390				
		19.4[illegible]	78.[illegible]	35×40	4∅18+staffe ∅6/17"	52,2 "
	PILASTRI n° 44- 45					
terminale vano scala	p. solaio: 600×1,80×2,60	2.808				
	p. travi 0,20×0,50×(2,50+1,70)/2500	1.050				
	p. pilastro: 0,25×0,25×1,00×2500 =	156				
		4.014	4014	25×25	4∅12+Staffe ∅6/12"	6 Kg/cmq
III	p. solaio terminale: 1,75×2,60 =	2.730				
	p. sporto: 600×0,60×3,45 =	1.242				
	p. parapetto: 160×1,75 =	280				
	p. travi: 0,35×0,35×1,75×2500 =	536				
	0,20×0,50×1,75×2500 =	438				
	0,20×0,70×2,60×2500=	910				
	p. muratura 550×2,60	1.430				
	p. scala: 1030×2,60×1,60	4.284				
	p. pilastro 0,25×0,35×3,30×2500 =	722				
		12.572	16.586	25×35	4∅14+staffe ∅6/12"	17,75Kg/cmq
II	p. solaio: 650×1,75×2,60 =	2.958				
	p. balcone: 0,80×800 =	640				
	p. muratura: 880×(3,45+2,60)=	5.324				
	p. scala 1030×2,60×1,60 =	4.284				
	p. trave: 0,35×0,35×1,75×2500=	536				
	0,20×0,50×1,75×2500 =	438				
	0,20×0,70×2,60×2500 =	910				
	p. pilastro: 0,30×0,35×3,30×2500 =	868				
		15.958	32.544	30×35	4∅14+staffe ∅6/14"	2[illegible],30Kg/cmq
I	come il piano precedente	15.958	48.502	30×35	4∅16+staffe ∅6/15"	43 "
P.T.	come il piano precedente escluso il pilastro	15.958				
	0,35×0,35×4,00×2500 = 1225	357				
		16.3[illegible]	64.817	35×35	4∅18+staffe ∅6/17"	4[illegible] "
	PILASTRI n° 34 - 35 - [illegible] - 39					
III	p. solaio terminale: [illegible]×3,45×4,50 =	10.143				
	p. travi: 0,[illegible]×3,45×2500 =	1.078				
	p. pilastro: 0,25×0,30×3,30×2500 =	619				
		11.840	11.840	25×30	4∅12+staffe ∅6/12"	14,9 Kg/cmq
II	p. solaio: 650×3,45×4,90 =	10.988				
	p. travi 0,25×0,50×3,45×2500=	1.078				
	p. pilastro: 0,25×0,35×3,30×2500=	730				
		12.796	24.636	25×35	4∅14+staffe ∅6/12"	2[illegible],4 "
I	come il piano precedente escluso il pilastro	12.796				
	0,30×0,35×3,30×2500 = 865	138				
		12.934	37.670	30×35	4∅14+staffe ∅6/14"	33,[illegible] "
P.T.	come il piano terra escluso il pilastro	12.934				
	0,[illegible]×4,00×2500 = 1050	182				
		13.116	50.686	30×35	4∅16+staffe ∅6/15"	44,9 "

FONDAZIONI

Il terreno di fondazione alla quota di posa della struttura risulta di natura argillosa mista ad altre sostanze (evidente la presenza di ossidi di ferro) migliorano notevolmente la sua resistenza a compressione (sempre superiore ai 3,5 ÷ 4 Kg/cmq) facendolo comparire notevolmente compatto.
Si assume quindi una pressione massima trasmissibile al terreno di 1 Kg/cmq e si predispone come struttura di fondazione una serie di travi rovesce che seguono lo sviluppo principale dei telai dell'ossatura del fabbricato e che sono collegate fra loro opportunamente onde creare quasi delle maglie che irrobustiscono fondazione e conseguentemente struttura in elevato.
Nel calcolo delle travi di fondazione si tiene presente innanzitutto la modesta dimensione delle campate (ml 3,00 ÷ 3,45) che comporta una notevole rigidezza delle stesse e la natura del terreno scarsamente deformabile e comunque dotato di un coefficiente K di difficile determinazione; si può quindi con buona approssimazione limitare il calcolo al caso di spostamento rigidi comuni ai punti della trave e del terreno, data la notevole snellezza delle strutture superiori previsti in progetto.

Travi di fondazione per i pilastri n° 1-2-3-4-5-6-7-8

La struttura risulta simmetrica e simmetricamente caricata e pertanto si limita il calcolo solo a metà trave.



$P_1 = P_8 = 26,81$ t $\qquad \Sigma P = 260,74$ t

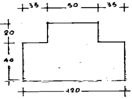
$P_2 = P_7 = 34,52$ t $\qquad L = 23,00$ ml

$P_3 = P_6 = 34,52$ t $\qquad q = 11.336$ Kg/ml $\qquad \sigma_t = 1$ Kg/mcq

$P_4 = P_5 = 34,52$ t

S = 11.336 cmq $\qquad$ b = 113 cm si assume B = 120 cm

Dimensioni trave in mezzeria



Peso proprio trave $0,40\times(1,20)\times1,00\times2500 =$ 1200 Kg/ml

$0,20\times0,50\times1,00\times2500 =$ 250 "

1450 "

$\sigma_t = 1,06$ Kg/cmq

sollecitazione totale sul terreno senz'altro accettabile

Il carico unitario sarà: $q = 12.786$ Kg/ml

I momenti d'incastro perfetto sono:

$M_{BA} = 6393$ Kgm $\quad M_{CB} = 14384$ Kgm $\quad M_{CD} = M_{DE} = M_{EF} = 9590$

Rigidezze

$W_{CB} = 1 \quad W_{CD} = 1,333 \quad W_{DC} = W_{DE} = W_{ED} = 1,333 \quad W_{EF} = 0,666$

Coefficienti di ripartizione

Nodo C $\quad K_{CB} = 0,43 \quad K_{CD} = 0,57$

Nodo D $\quad K_{DC} = 0,50 \quad K_{DE} = 0,50$

Nodo E $\quad K_{ED} = 0,666 \quad K_{EF} = 0,334$

Dallo sviluppo del Cross si ricavano i seguenti momenti flettenti

M_B = + 6393; M_C = + 10443; M_D = + 9365; M_E = + 9634

Armature e verifiche

Mensola AB: M_B = + 6393 q = 12786 Kg/ml l = 1.00 ml
T_b = 12786 Kg τ_o = 4,02 Kg/cmq staffe 6/20"
H = 60 h = 75 b = 50 σ_f = 1200 σ_c = 22 A_f = 7,70 4ø12+3ø16

Trave BC: M_B = + 6393Kgm M_C = 10443 Kgm q = 12786 l = 3,00 ml
T_B = 17829 T_C = 20529 x = 1,35 ml M_x = 6037 Kgm
τ_{oB} = 6,95 Kg/cmq τ_{oC} = 8,00 Kg/cmq

Sezione B: M_B = +6393 H = 60 h = 75 b = 50 σ_f = 1200 σ_c = 22 A_f = 7,70 4ø12+3ø16
 " X: M_x = – 69000 " " " 55 " = 120 " " " = 26 A_f = 9,55 3ø12+3ø16
 " C: M_C = + 10443 " " " 75 " = 50 " " " = 35,6 A_f = 12,70 4ø12+6ø16

Verifica al taglio: – tratto AX –

S = 17107 Kg

– staffe (ø8 a 2 bracci): N_S = 12,2 Δx = 13 cm

– ferri piegati: F_p = 8,65 cmq 5ø16 piegati staffe ø8/13"

per il tratto BX:

S = 12156 Kg

– ferri piegati: F_p = 6,15 cmq 4ø16 piegati

Trave CD: M_C = + 10443 M_D = + 9365 q = 12786 l = 3,00
T_C = 19538 T_D = 18820 x = 1,53 M_x = 4484
τ_{oC} = 7,62 Kg/cmq

Sezione C: M_C = + 10443 h = 75 b = 50 σ_f = 1200 σ_c = 35,60 A_f = 12,70 4ø12+6ø16
 " X: M_x = –5150 " 55 " 120 " " " = 22 " = 7,02 3ø12+2ø16
 " D: M_D = + 9365 " 75 " 50 " " " = 33,0 " = 11,26 4ø12+5ø16

Verifica al taglio etratto CX:

S = 15897 Kg

– staffe (ø8 a 2 bracci): N_S = 11 Δx = 14 cm

– Ferri piegati: F_p = 7,62 4ø16 piegati staffe ø8/14"

Trave DE: M_D = + 9365 M_E = + 9634 q = 12786 l = 3,00
T_D = 19.090 T_E = 19268 x = 1,49 M_x = 4886
τ_{oE} = 7,50 Kg/cmq

Sezione D: M_D = + 9365 h = 75 b = 50 σ_f = 1200 σ_c = 33,0 A_f = 11,25 4ø12+5ø16
 " X: M_x –5650 " 55 " =120 " " " = 23 A_f = 7,70 3ø12+3ø16
 " E: M_E = + 9634 " 75 " 50 " " " 33,6 A_f = 11,56 4ø12+5ø16

Verifica al taglio – tratto XD:

S = 14694

– staffe (ø8 a 2 bracci): N_S = 10,50 Δx = 14 cm

– Ferri piegati: F_p = 7,42 4ø16 piegati staffe ø8/14"

Trave EF: M_E = M_F = + 9634 q = 12786 l = 3,00
T = 19179 x = 1,50 ml M_x = 4750 Kgm
τ_o = 7,48

Sezione: E: M_E = +9634 h = 75 b = 50 σ_f 1200 σ_c = 33,6 A_f = 11,56 4ø12+5ø16
 " X: M_x = – 5500 " 55 " 120 " " = 23 A_f = 7,53 3ø12+3ø16,
 " F: M_F = + 9634 " 75 " 50 " " = 33,6 A_f = 11,56 4ø12+5ø16

$\frac{S}{2}$ = 14.530

– staffe (ø8 bracci) N_S = 10,38 x = 14 cm

– ferri piegati F_p = 7,35 4ø16 piegati staffe ø8/14"

Verifica trasversale sezione trave:

σ_t = 1,06 Kg/cmq q = 10.600 Kg/ml

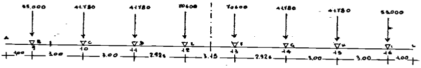
M_f = 1073 Kgm

H = 40 h = 35 b = 100 σ_f = 1400 σ_c = 17 A_f = 2,30 cmq

Saranno sufficienti 5ø8/ml da sagomare a staffe onde contenere per intero il blocco trave stessa.

Travi di fondazione per i pilastri n° 9-10-11-12-13-14-15-16

Schema



La struttura risulta simmetrica e simmetricamente caricata.

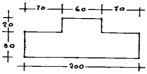
ΣP = 418320 Kg   L = 23,00 ml

q = 18187 Kg/ml   b = 181,87 cm

Si assume b = 200 cm

peso proprio trave : (2,00×0,5)+(0,60×0,20)×1×2500 =   2800 Kg/ml

Dimensione trave



σ_t = 1,05 Kg/cmq

Sollecitazione totale sul terreno senz'altro accettabile

Il carico unitario sarà: q = 20987 Kg/ml

I momenti d' incastro perfetto sono:

M_{BA} = 10494 Kgm M_{CB} = 23610 Kgm M_{CD} = 15740 M_{DE} = 14963 Kgm M_{EF} = 17353 Kgm

Rigidezze

W_{CB} = 1 W_{CD} = 1,333 W_{DE} = 1,367 W_{EF} = 0,634

Coefficienti di ripartizione

Nodo C K_{CB} = 0,43 K_{CD} = 0,57

Nodo D K_{DC} = 0,49 K_{DE} = 0,51

Nodo E K_{ED} = 0,68 K_{EF} = 0,32

Dallo sviluppo del Cross si ricavano i seguenti momenti flettenti:

M_B=+10494 Kgm M_C=+17437 KgM M_D=+14163 Kgm M_E=+ M_F=+16433

Armature e verifiche

Mensola BA: M_B=+10.494 q = 20.987 l = 1,00 T = 20.987 τ_e = 5,81 staffe ∅8/20"
M_b=+10.494 H = 90 h = 85 b = 60 σ_f = 1400 σ_c = 29,5 A_f = 9,40 4∅12+4∅18

Trave BC: M_B=+10494 M_C = 17437 q = 20987 l = 3,00
T_B = 29166 T_C = 33794 x = 1,39 M_x = 9772
τ_{e_C} = 9,35 Kg/cmq

Sez. B: M_B=+ 10494 h = 85 b = 60 σ_f = 1400 σ_c = 29,5 A_f = 9,40 4∅12+4∅18
" X: M_x=–11.200 " 65 " = 200 " " " = 21,2 A_f = 12,92 3∅12+4∅18
" C: M_c=+17437 " 55 " 60 " " " = 40 " = 16,10 4∅12+7∅18

Verifica al taglio – tratto XC:

$\frac{S}{2}$ = 23.251
– staffe (∅8 a 2 bracci): N_S = 17 Δx = 9 cm
– ferri piegati F_p = 11,77 5∅18 piegati staffe ∅8/9"

———— • ————

Trave CD: M_C=–17437 M_D = 14163 q = 20.987 l = 3,00
T_C = 32571 T_D = 30.389 x = 1,55 M_x = – 7837
τ_{e_C} = 9,02

Sezione C: M_C=+ 17437 h = 85 b = 60 σ_f = 1400 σ_c = 40 A_f = 16,10 4∅12+7∅18
" X: M_x=+ 9000 " 65 " 200 " " " = 19 " = 10,35 3∅12+3∅18
" D: M_D=+14163 " 85 " 60 " " " = 35,5 " = 13,10 4∅12+6∅18

Verifica al taglio – tratto CX:

$\frac{S}{2}$ = 21.575
– staffe (∅8 a 2 bracci) N_S = 15,5 Δx = 10 cm
– ferri piegati F_p = 10,90 5∅18 piegati staffe ∅8/10"

———— • ————

Trave DE: M_D=+14.163 M_E = 16433 q = 20.987 l = 2,925
T_D = 29918 T_E = 31470 x = 1,42 M_x = 7161
τ_{e_E} = 8,72

Sezione D: M_D=+14163 h = 85 b = 60 σ_f = 1400 σ_c = 35,5 A_f = 13,10 4∅12+6∅18
" X: M_x=–8250 " 65 " 200 " " " = 18 A_f = 9,46 3∅12+3∅18
" E: M_E=+16433 " 85 " 60 " " " = 38,2 A_f = 15,00 4∅12+7∅18

Verifica al taglio – tratto XE:

$\frac{S}{2}$ = 21.248

- staffe (∅– a 2 bracci) N_S = 15,2 x = 10 cm
- ferri piegati F_p = 10,72 5∅18 piegati

Trave EF: $M_E = M_F = + 16.433$ q = 20.987 l = 3,15

$T_E = T_F = 33.054$ x = 1,575 $M_x = -9596$

$\tau_o = 8,72$

Sezione E:	M_E=+16433	h = 85	b = 60	σ_f = 1400	σ_c = 38,25	A_f = 15,00	4∅12+7∅18
" X:	M_x=–11.000	" 65	" 200	"	" = 21	A_f = 12,70	3∅12+4∅18
" F:	M_F=+ 16433	" 85	" 60	"	" = 38,25	A_f = 15,00	4∅12+7∅18

Verifica al taglio

$\frac{S}{2}$ = 22.247

- staffe (∅8 a 2 bracci) N_S = 16 Δx = 9 cm
- ferri piegati F_p = 11,22 5∅18 piegati staffe ∅8/9"

Verifica trasversale sezione trave

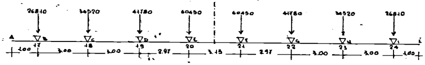
σ_t = 1,0 Kg/cmq q = 10.500 Kg/ml

M_f = 3360

H = 50 h = 45 b = 100 σ_f = 1400 σ_c = 24 A_f = 5,46 7∅10/ml

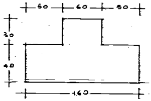
Trave di fondazione tra pilastri n° 17–18–19–20–21–22–23–24

Schema



p = 327.180 L = 23,00 ml q = 14220 Kg/ml b = 142,20 cm

Si assume b = 160 cm



peso proprio	0,40×1,60×1,00×2500 =	1600 Kg/ml
	0,30×0,60×1,00×2500 =	450 "
		2050 "
	q =	14220 "
		16270 "

σ_t = 1,01 Kg/cmq

Il carico unitario sarà q_t = 16270 Kg/ml

Momenti d' incastro

M_{BA} = 8135 Kgm M_{BC} = 18303 M_{CD} = 12202 M_{DE} = 11960 M_{EF} = 13453

Rigidezze

W_{CB} = 1 W_{CD} = 1,333 W_{DE} = 1,346 W_{EF} = 0,634

Coefficienti di ripartizione

Nodo C K_{CB} = 0,43 K_{CD} = 0,57

Nodo D K_{DC} = 0,5 K_{DE} = 0,5

Nodo E K_{ED} = 0,68 K_{EF} = 0,32

Dallo sviluppo del Cross si ricavano i seguenti momenti flettenti:

M_B=+8135 Kgm M_C = + L"739 Kgm M_D=+11536 $M_E = M_F$ = 12.962

Armatura e verifiche

Mensola BA: M_B=+8135 q = 16270 l = 1,00 T_B = 16270 τ_{7B} = 4,64 staffe ∅8/20"

M_B = + 8135 h = 85 b = 60 σ_f = 1400 σ_c = 26 A_f = 7,35 4∅12+3∅16

Trave BC: $M_B = +8135$ $M_C = +13379$ q = 16.270 l = 3,00
$T_b = 22x57$ $T_C = 26.153$ x = 1,39 $M_x = -7640$
$\tau_e C = 7,24$ Kg/cmq

Sezione B: $M_B = +8135$ h = 85 b = 60 $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 26$ $A_f = 7,35$ 4∅12+3∅16
" X: $M_x = -8800$ " 65 " 160 " " 21 $A_f = 10,12$ 3∅12+4∅16
" C: $M_C = +13379$ " 85 " 60 " " " 34 $A_f = 12,10$ 4∅12+6∅16

Verifica al taglio – tratto XC:

$\frac{S}{2} = 18.62$
- staffe (∅8 a 2 bracci): $N_S = 13$ x = 12 cm
- ferri piegati: $F_p = 9,13$ 5∅16 piegati staffe ∅6/12"

Trave CD: $M_C = +13379$ $M_D = +11536$ q = 16270 l = 3,00
$T_c = 25019$ $T_D = 23.791$ x = 1,54 $M_x = 5857$
$\tau_{eC} = 6,93$

Sezione C: $M_C = +13379$ h = 85 b = 60 $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 34,0$ $A_f = 18,10$ 4∅12+6∅16
" X: $M_x = M_x = -6750$ " 65 " 160 " " = 18,2 $A_f = 7,75$ 3∅12+3∅16
" D: $M_D = +11536$ " 85 " 60 " " = 31,5 $A_f = 10,50$ 4∅12+5∅16

Verifica al taglio – tratto CX:

$\frac{S}{2} = 16.465$
- staffe (∅8 a 2 bracci) $N_S = 11,8$ Δx = 13 cm

ferri piegati $F_p = 8,32$ staffe ∅8/13"

Trave DE: $M_D = +11.536$ $M_E = 12.962$ q = 16.270 l = 2,97
$T_D = 23.681$ $T_E = 24641$ x = 1,45 $M_x = -5697$
$\tau_{eE} = 6,83$

Sezione D: $M_D = 11.536$ h = 85 b = 60 $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 31,5$ $A_f = 10,50$ 4∅12+5∅16
" X: $M_x = +6550$ " 65 " 160 " " 18 $A_f = 7,55$ 3∅12+3∅16
" E: $M_E = +12962$ " 85 " 60 " " 33,5 $A_f = 11,80$ 4∅12+6∅16

Verifica al taglio – tratto XE:

$\frac{S}{2} = 16.006$
- staffe (∅8 a 2 bracci) $N_S = 11,5$ x = 14cm
- ferri piegati $F_p = 8,10$ staffe ∅8/13"

Trave EF: $M_E = M_F = +12.962$ q = 16.270 l = 3,15
~~$T_E = T_F = 25x25$ x = 1,575 $M_x = 7217$~~
$\tau_e = 7,10$

Sezione E ed F: M = +12962 h 85 b = 60 $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 33,5$ $A_f = 15,30$ 4∅12 +6∅16
" X: $M_x = -8300$ " 65 " 160 " " " 20,4 $A_f = 9,60$ 3∅12+4∅16

Verifica al taglio – tratto EX:

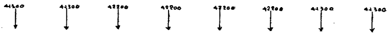
$\frac{S}{2} = 17.247$
- staffe (∅8 a 2 bracci) $N_S = 13$ Δx = 12 cm
- ferri piegati $F_p = 8,72$ staffe ∅6/12"

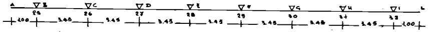
Verifica trasversale sezione trave
$\sigma_t = 1,01$ Kg/cmq q = 10.100 Kg/ml

$M_f = 1818$ Kgm
H = 40 h = 35 b = 100 $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 22,6$ $A_f = 3,91$ cmq 8∅8/ml

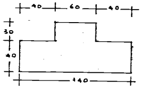
Travi di fondazione tra pilastri n° 25-26-27-28-29-30-31-23

Schema





$\Sigma P = 334.000$ $L = 26{,}15$ $q = 12772$ Kg/ml $b = 140$



peso proprio trave $0{,}40 \times 1{,}40 \times 2500 =$ 1400

$0{,}30 \times 0{,}60 \times 2500 =$ 450

$Q =$ 12772

14622

$\sigma_t = 1{,}04$ Kg/cmq

Momento d' incastro

$M_{BA} = 7311$ $M_{BE} = 21755$ $M_{EF} = M_{CD} = M_{DE} = 14503$

Rigidezze

$W_{CB} = 0{,}869$ $W_{CD} = W_{DE} = 1{,}159$ $W_{EF} = 0{,}579$

Coefficienti di ripartizione

Nodo C $K_{CB} = 0{,}43$ $K_{CD} = 0{,}57$

Nodo D $K_{DC} = 0{,}5$ $K_{DE} = 0{,}5$

Nodo E $K_{ED} = 0{,}67$ $K_{EF} = 0{,}33$

Dallo sviluppo del Cross si ricavano i seguenti momenti flettenti:

$M_C = +16426$ $M_D = -13995$ $M_{DE} = +13995$ $M_{ED} = -14604$

Armature e verifiche

Mensola AB: $M_{AB} = 7311$ $q = 14622$ $l = 1.00$ ml $T_B = 14622$ $\tau_o\ 4{,}04$ staffe ∅6/20"

$H = 70$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_e = 24{,}3$ $A_F = 6{,}60$ 4∅12+3∅16

Trave BC: $M_B = +7311$ $M_C = +16426$ $q = 14622$ Kg/ml $l = 3{,}45$ ml

$T_B = 22581$ $T_C = 27863$ $x = 1{,}54$ $M_x = -10125$

$\tau_e = 7{,}70$

Sezione B: $M_B = +7311$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_e = 24{,}3$ $A_f = 6{,}60$ 4∅12+3∅16

" X: $M_x = 11600$ " 65 " 140 " " "$= 26{,}3$ $A_f = 13{,}50$ 3∅12+6∅16

" C: $M_C = 16426$ " 85 " 60 " " "$= 38{,}3$ $A_f = 15{,}10$ 4∅12+8∅16

Verifica al taglio – tratto XC:

$\frac{S}{2} = 22.742$

- staffe (∅8 a 2 bracci): $N_S = 17$ $x = 11$ cm
- Ferri piegati $F_p = 11{,}50$ 5∅16 piegati staffe ∅8/11"

Trave CD: $M_C = +16.426$ $M_D = 13.995$ $q = 14.622$ $l = 3{,}45$

$T_C = 25.926$ $T_D = 24.518$ $x = 1{,}77$ $M_x = 6558$

$\tau_{eC} = 7{,}18$

Sezione C: $M_C = +16426$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_e = 38{,}3$ $A_f = 15{,}10$ 4∅12+8∅16

" X: $M_x = -7540$ " 65 " 140 " " "$= 21$ $A_f = 6{,}76$ 3∅12+3∅16

" D: $M_D = +13.995$ " 85 " 60 " " $= 35$ $A_f = 12{,}70$ 4∅12+7∅16

Verifica al taglio: – tratto CX:

$\frac{S}{2} = 19610$

- staffe (∅8 a 2 bracci): $N_S = 14$ $\Delta x = 12$ cm
- ferri piegati: $F_p = 9{,}90$ 5∅16 piegati staffe ∅8/12"

* * *

Trave DE: $M_D = +13.995$ $M_E = +14.604$ $l = 3,45$ $q = 14.622$
$T_D = 25750$ $T_E = 24.694$ $x = 1,76$ $M_x = -6247$
$\tau_{cD} = 7,10$

Sezione D: $M_D = +13995$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 35$ $A_f = 12,70$ 4Ø12+7Ø16
" X: $M_x = -7200$ " 65 " 140 " " " $= 20,5$ " $= 8,60$ 3Ø12+3Ø16
" E: $M_E = +14604$ " 85" " 60 " " " $= 36$ $A_f = 13,3$ 4Ø12+7Ø16

Verifica al taglio – tratto DX

$\frac{S}{2} = 19367$

– staffe (Ø8 a 2 bracci) $N_S = 14$ $\Delta x = 12$ cm

– Ferri piegati $F_p = 9,80$ 5Ø16 piegati

* * *

Trave EF: $M_E = M_F = +14604$ $q = 14.622$ $l = 3,45$
$T_E = T_F = 25.222$ $x = 1,375$ $M_x = -7149$
$\tau_c = 6,98$

Sezione E,F: $M_E = +14604$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 36$ $A_f = 13,3$ 4Ø12+7Ø16
" X: $M_x = -8250$ " 65 " 140 " " " 21,8 $A_f = 9,56$ 3Ø12+4Ø16

Verifica al taglio

$\frac{S}{2} = 19.132$

– staffe (Ø8 a 2 bracci) : $N_S = 14$ $\Delta x = 12$ cm

Ferri piegati $F_p = 9,68$ cmq 5Ø16 piegati

Verifica trasversale sezione trave

$\sigma_t = 1,04$ Kg/cmq $q = 10.400$ Kg/ml

$M_f = 1300$ Kgm

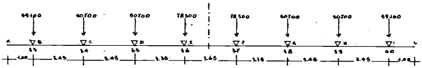
$H = 40$ cm $h = 35$ cm $B = 100$ cm $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 18,8$ Kg/cmq $A_f = 2,78$ cmq

saranno sufficienti 6Ø8/ml

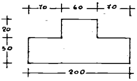
* * *

Trave di fondazione tra i pilastri n° 33-34-35-36-37-38-39-40

Schema



$\Sigma P = 477600$ $L = 26,15$ ml $q = 18264$ Kg/ml $b = 200$



Peso proprio trave $(0,50 \times 2,00) + (0,60 \times 0,20) \times 1,00 \times 2500 =$ 2800 Kg/ml

$\sigma_t = 1,05$ Kg/cmq

$q_t = 18264 \times 2800 =$ 21064

Momenti d'incastro

$M_{BA} = 10532$ $M_{CD} = 20883$ $M_{BC} = 31340$ $M_{DE} = 19700$ $M_{EF} = 23385$

Rigidezze

$W_{BC} = 0,869$ $W_{CD} = 1,159$ $W_{DE} = 1,194$ $W_{EF} = 0,547$

Coefficienti di ripartizione

Nodo C $K_{CB} = 0,43$ $K_{CD} = 0,57$

Nodo D $K_{DC} = 0,49$ $K_{DE} = 0,51$

Nodo E $K_{ED} = 0,69$ $K_{EF} = 0,31$

Dallo sviluppo del Cross si ricavano i seguenti momenti flettenti

$M_C = +23966$ $M_D = -18925$ $M_{ED} = +18925$ $M_E = -21151$

Armature e verifiche

Mensola AB: $M_B = +10523$ $q = 21064$ Kg/ml $l = 1,00$ ml
$T_B = 21064$ Kg $\tau_c = 5,92$ Kg/cmq
$H = 95$ $h = 90$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 22,0$ $A_f = 9,00$ 4Ø12+4Ø18

* * *

Trave BC: $M_B = + 10532$ Kgm $M_C = + 23966$ $q = 21064$ Kg/ml $l = 3,45$

$T_B = 32442$ $T_C = 40228$ $x = 1,54$ $M_x = -14450$

$\tau_{oB} = 9,00$ $\tau_{oC} = 11,10$

Sezione B: $M_B = + 10532$ $h = 90$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 28,0$ $A_f = -9,00$ $4\phi 12+4\phi 18$

" X: $M_x = -16620$ " 65 " 200 " " " 26 $A_f = 18,88$ $3\phi 12+7\phi 18$

" C: $M_C = +23966$ " 90 " 60 " " " $44,5$ $A_f = 29,80$ $4\phi 12+10\phi 18$

Verifica al taglio: tratto BX.

$\frac{S}{2} = 21.350$

- staffe(ϕ10 a 2 bracci) $N_S = 10$ $\Delta x = 15$ cm
- ferri piegati: $F_p = 10,80$ $5\phi 18$ piegati

tratto XC:

$\frac{S}{2} = 32.835$

- staffe (ϕ10 a 2 bracci) $N_S = 15$ $\Delta x = 12$ cm
- ferri piegati: $F_p = 16,60$ $7\phi 18$ piegati staffe $\phi 10/12$"

—————— • ——————

Trave CD: $M_C = + 23966$ $M_D = 18.925$ $q = 21064$ $l = 3,45$

$T_C = 37.796$ $T_D = 34.874$ $x = 1,79$ $M_x = 9943$

$\tau_{oC} = 10,45$

Sezione C: $M_C = +23.966$ $h = 90$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 44,5$ $A_f = 20,80$ $4\phi 12+10\phi 18$

" X: $M_x = - 11.430$ " 65 " 200 " " " $= 21,5$ $A_f = 13,25$ $3\phi 12+4\phi 18$

" D: $M_D = +18.925$ " 90 " 60 " " " $= 39,0$ $A_f = 16,48$ $4\phi 12+8\phi 18$

Verifica al taglio: tratto CX:

$\frac{S}{2} = 28.912$

- staffe (ϕ10 a 2 bracci): $N_S = 13$ $\Delta x = 13$ cm
- ferri piegati: $F_p = 14,62$ $6\phi 18$ piegati staffe $\phi 10/13$"

—————— • ——————

Trave DE: $M_D = + 18.925$ $M_E = +21.151$ $q = 21.064$ $l = 3,35$

$T_D = 34.618$ $T_E = 35.946$ $x = 1,64$ $M_x = 9521$

$\tau_{oE} = 9,95$

Sezione D: $M_D = +18.925$ $h = 90$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 39$ $A_f = 16,40$ $4\phi 12+8\phi 18$

" X: $M_x = 10.950$ " 65 " 200 " " " $= 21$ $A_f = 12,70$ $3\phi 12+4\phi 18$

" E: $M_E = + 21.151$ " 90 " 60 " " " $= 41,5$ $A_f = 18,30$ $4\phi 18+9\phi 18$

Verifica al taglio - tratto XE:

$\frac{S}{2} = 26.268$

- staffe (ϕ10 a 2 bracci) $N_s = 12$ $\Delta x = 14$
- ferri piegati $F_p = 13,30$ $6\phi 18$ piegati staffe $\phi 10/14$"

—————— • ——————

Trave EF: $M_E = - 21.151$ $q = 21.064$ $l = 3,65$

$T_E = T_F = 38.442$ $x = 1,875$ $M_x = 13.927$

$\tau_o = 10,62$

Sezione E: $M_E = +21.151$ $h = 90$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 41,5$ $A_f = 18,30$ $4\phi 12+9\phi 18$

" X: $M_x = 16.000$ " 65 " 200 " " " $= 26$ $A_f = 18,65$ $3\phi 12+6\phi 18$

Verifica al taglio

$\frac{S}{2} = 30.802$ Kg

- staffe (ϕ10 a 2 bracci) $N_S = 14$ $\Delta x = 13$ cm
- ferri piegati: $F_p = 19,45$ $8\phi 18$ piegati staffe $\phi 10/13$"

—————— • ——————

Verifica sezione tarsversale trave:

$\sigma_t = 1,05$ Kg/cmq $q = 10.500$ Kg/ml

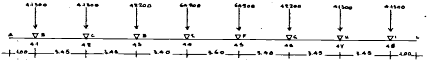
$M_f = 3.360$ Kgm

$H = 50$ $h = 45$ $b = 100$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 24$ $A_f = 5,64$ $8\phi 10$/ml

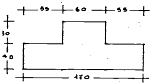
—————— • ——————

Trave di fondazione tra i pilastri n° 41-42-43-44-45-46-47-48

Schema



ΣP = 379400   L = 26,15   q = 14508



peso trave 1,70×0,40×1,00×2500 = 1700
" " 0,30×0,60×1,00×2500 = 450
q = 14508
16658

σ_t= 0,98 Kg/cmq

Momenti d' incastro

M_{BA}= 8329 Kgm M_{CD}= 16.522 M_{DE}= 16522 M_{BC}= 24784 M_{EF}= 17990

Rigidezze

W_{CB}= 0,869 W_{CD}= W_{DE}= 1,159 W_{EF}= 0,555

Coefficienti di ripartizione

Nodo C K_{CB}= 0,431 K_{CD}= 0,57

Nodo D K_{DC}= 0,5 K_{DE}= 0,5

Nodo E K_{ED}= 0,68 K_{EF}= 0,32

Dallo sviluppo del Cross si ricavano i seguenti momenti flettenti:

M_B=+8329 Kgm M_C=+18765 M_D= +15697 M_E= 17589

Armature e verifiche

Mensola AB: M_B= 8.329 Kgm   q = 16658   l = 1.00   T =8329 τ_e 2,30   staffe ø6/20".
H = 90   h = 85   b = 60 σ_f= 1400 σ_e= 26 A_f= 7,45   4ø12+3ø18

Trave BC: M_B=+8329 M_C= 18.765   q = 16.658   L = 3,45
T_b= 25711 T_C= 31.579   x = 1,54 M_x= – 11512
τ_{eC}= 8,75

Sezione B: M_B= +8329   h = 85   b = 60 σ_f= 1400 σ_e= 26 A_f= 7,45   4ø12+3ø18
" X: M_x=–13.750   " 65   " 170   " "   " =26 A_f= 16,05   3ø12+5ø18
" C: M_C=+18765   " 85   " 60   "   " 41,5 A_f= 17,25   4ø12+8ø18

Verifica al taglio: tratto XC:

$$\frac{S}{2} = 25.776$$

- staffe (ø8 a 2 bracci) N_S= 18,41 Δx = 10 cm
- ferri piegati: F_p= 13,05 cmq   6ø8 piegati

Trave CD: M_C=+18765 M_D=+15697   q = 16.658   l = 3,45
T_C= 29.624 T_D= 27.846   x = 1,78 M_x= 7576
τ_{eC}= 7,38

Sezione C: M_C=+18765   h = 85   b = 60 σ_f= 1400 σ_e= 41,5 A_f= 17,25   4ø12+8ø18
" X: M_x= – 8700   " 65   " 170   " "   " = 20,2 A_f= 10,05   3ø12+3ø18
" D: M_D=+15.679   " 85   " 60   " "   " = 37,5 A_f= 14,25   4ø12+7ø18

Verifica al taglio: tratto CX:

$$\frac{S}{2} = 22.534$$

- staffe (ø8 a 2 bracci): N_S= 16,10 Δx = 11 cm
- ferri piegati F_p= 11,40   5ø18 piegati

Trave DE: M_D=+15.697 M_E=+ 17.589   q = 16.658   l = 3,40
T_D= 27.762 T_E= 28.874   x = 1,67 M_x=–7436
τ_{eE}= 7,98

Sezione D: M_D=+15697   h = 85   b = 60 σ_f= 1400 σ_e= 37,5 A_f= 14,25   4ø12+7ø18
" X: M_X=–8550   " 65   " 170   " "   " = 20 A_f= 9,80   3ø12+3ø18
" E: M_E=+17.589   " 85   " 60   " "   " 39,8 A_f= 16,00   4ø12+8ø18

Verifica al taglio: tratto XE:

$\frac{S}{2} = 21.347$

- staffe (∅8 a 2 bracci) $N_S = 15,25$ $\Delta x = 11$ cm
- ferri piegati $F_p = 10,80$ 5∅18 piegati

Trave EF: $M_E = M_F = +17.589$ $q = 16.658$ $l = 3,60$

$T_E = T_F = 29.984$ $x = 1,80$ $M_x = -9396$

$\tau_0 = 8,30$

Sezione E:	$M_E = +17.589$	$h = 85$	$b = 60$	$\sigma_f = 1400$	$\sigma_c = 39,8$	$A_f = 16,00$	4∅12+8∅18
" X:	$M_x = -10800$	" 65	" 170	" "	" 22,8	$A_f = 12,52$	3∅12+4∅18

Verifica al taglio:

$\frac{S}{2} = 23.064$

- staffe (∅8 a 2 bracci) $N_S = 1648$ $\Delta x = 11$ cm
- ferri piegati $F_p = 11,70$ 5∅18 piegati

Verifica sezione trasversale trave

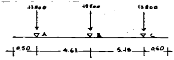
$\sigma_t = 0,98$ Kg/cmq $q = 9800$ Kg/ml

$M_f = 2070$ Kgm

$H = 40$ $h = 35$ $b = 100$ $\sigma_f = 1400$ σ_c 24,2 $A_f = 4,45$ 9∅8/ml

Travi di fondazione tra i pilastri n° 25-33-41
" " " " " " 32-40-48

Schema



$\Sigma P = 47300$ $q = 4850$ Kg/ml

$b = 48,5$ cm si assume $b = 60$ cm ed $H = 40$ cm

Momenti flettenti

$M_A = +7426$ $M_{XAB} = -5198$ $M_B = +10.720$ $M_{xBC} = 7146$ $M_C = 8040$

Sezione A:	$M_A + 7426$	$h = 55$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$	$\sigma_c = 38,5$	$A_f = 10,20$	4∅12+5∅18
" X_{AB} =	$M_x = 5198$	" " " " " "	" = 32,5	$A_f = 7,23$	4∅12+3∅18
" B:	$M_B = +10720$	" " " " " "	" = 4,20	$A_f = 15,50$ $A_f' = 15,50$	4∅12+8∅18 4∅12+8∅18
" X_{BC} =	$M_x = 7146$	" " " " " "	" = 39	$A_f = 10,10$	4∅12+5∅18
" C:	$M_C = +8040$	" " " " " "	" = 39	$A_f = 11,30$ $A_f' = 5,65$	4∅12+5∅18 4∅12+2∅18

Il taglio risulta sempre di valore piuttosto basso e comunque tale da contenere sempre il $\tau_c < 6$ Kg/cmq

Pertanto si disporranno staffe ∅6 /20" a 4 bracci.

Soletta di fondazione muratura scala e muratura varie al piano terra

Analisi dei carichi riferita a 1 ml

peso proprio muratura:	1×0,20×2,60×1400	=	730 Kg/ml
" soletta scala :	3500×1	=	3500 "
			4230 "

$b = 42,3$ cm si assume $b = 45$ cm $H = 30$ cm

.) verifica alla flessione longitudinale

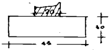
vano max: l = ml 1,00

$M_f = 423$ Kgm

$H = 30$ cm $h = 26$ cm $b = 45$ cm $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 22$ $A_f = 1,23$ cmq

si assume un armatura longitudinale di 3∅12 superiori e 3∅12 inferiori a tutto vantaggio della stabilità

.) **verifica trasversale**



$\sigma_t = 0,94$ Kg/cmq

$q = 9400$ Kg/ml

$M_f = 188$ Kgm

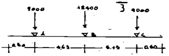
$H = 30$ $h = 26$ $b = 45$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c < 15$ $A_f = 0,80$ cmq/ml

si disporranno staffe ∅6/20" .

Trave di fondazione tra i pilastri 1-9-17
" " " " 8-16-24

La trave di fondazione ha sufficientemente la funzione di collegamento delle travi principali di fondazione. Tuttavia si scaricherà su di essa almeno $\frac{1}{3}$ del carico di ciascun pilastro.

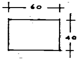
Schema



$P = 36.400$ Kg $\sigma_t = 1$ Kg/cmq $q = 3720$ Kg/ml

$b = 37,2$ cm si assume $b = 60$ cm

Sezione



Momenti flettenti

$M_A = +6650$ Kgm $M_{xAB} = -4000$ Kgm $M_B = +8230$ Kgm $M_{XBC} = 4940$ Kgm $M_C = +7050$ Kgm

Sezione A:	$M_A = +6650$	$h = 55$	$b = 60$	$\sigma_f = 1400$	$\sigma_c = 37,5$	$A_f = 9,40$	3⌀12+5⌀18
" $X_{AB} =$	$M_x = -4000$	" "	" "	" "	" = 28	$A_f = 5,52$	3⌀12+2⌀18
" B:	$M_B = +8230$	" "	" "	" "	" = 40	$A_f = 11,70$ $A_f' = 5,85$	3⌀12+6⌀18 3⌀12+3⌀18
" $X_{BC} =$	$M_X = -4940$	" "	" "	" "	" = 32	$A_f = 7,00$	3⌀12+3⌀18
" C:	$M_C = +7050$	" "	" "	" "	" = 39	$A_f = 10,00$	3⌀12+6⌀18

$T_{max} = T_B = 9579$ staffe ⌀6/20".

Lecce,

IL CALCOLATORE