STUDIO TECNICO INGG. D. POTI' - U. MASELLI VIA SALANDRA LECCE TEL. 24832

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. 24832
LECCE
Ing Ubaldo Maselli

AGG. 23.2.70

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 della 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 del ∅6 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°/o.

PILASTRI: Sono stati raggruppati in tipi diversi a seconda delle rispettive zone 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	0,12×1,03×2500 =	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 e 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

D) Calcolo dei solai, pensiline e sbalzi

Per la copertura dei vari piani si prevedono solai a nervature parallele del tipo gettato 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 volterranee b = 40 ed altezza h = 12×4 = 16 cm

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

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

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 ∅6 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 rompitratta della larghezza di cm 20 a norma di regolamento.

- Le sollecitazioni massime adottate per il calcolo dei solai sono:

σ_c = 65 Kg/cmq
σ_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 R = 250 Kg/cmq e ferro omogeneo A_q 42 - 50

a) Solai terminali e intermedi

Si è previsto l'impiego di solai formati e gettati in opera con volterranee 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 considerate continui con un grado di incastro sugli 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 decorativi, dato che risulta inaccessibili.

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:

$$M = \frac{1350 \times 0,8^2}{2} = 432 \text{ Kgm}$$

per H = 35 cm h = 32 cm b = 100 cm σ_f = 1400 Kg/cmq, si ha: σ_c = 15 Kg/cmq A_f = 1,15 cmq
Saranno sufficienti n° 5∅6/ml

2) Solaio tipo "A"

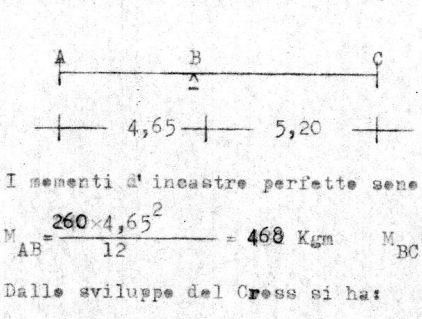
l = 4,65 ml
Q = 650 Kg/mq q = 650×0,40 = 260 Kg/ml

$$M_f = \pm \frac{1}{12} q l^2 = \pm \frac{1}{12} \times 260 \times 4,65^2 = 468 \text{ Kgm}$$

Per H = 24 cm h = 22 cm b = 40 cm σ_f = 1400 Kg/cmq si ha: σ_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:

$$M_{AB} = \frac{260 \times 4,65^2}{12} = 468 \text{ Kgm} \qquad M_{BC} = \frac{260 \times 5,20^2}{12} = 586 \text{ Kgm}$$

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	σ_f = 1400 Kg/cmq	σ_c = 19,5 Kg/cmq	A_f = 0,75	1∅10
" X_{AB}	M_x = +315	"	"	" "	σ_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

$$M = \frac{800 \times 0,6^2}{2} + 30 \times 0,6 = 144+18 = 162 \text{ Kgm}$$

H = 35 cm h = 32 cm b = 100 cm σ_f = 1400 Kg/cmq σ_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:

$$M = \frac{800 \times 0,30^2}{2} + 30 \times 0,30 = 36+9 = 45 \text{ Kgm}$$

H = 8 cm h = 6 cm b = 100 cm σ_f = 1400 Kg/cmq σ_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 "

$$M = \frac{800 \times 1,00^2}{2} + 30 \times 1,00 = 430 \text{ Kgm}$$

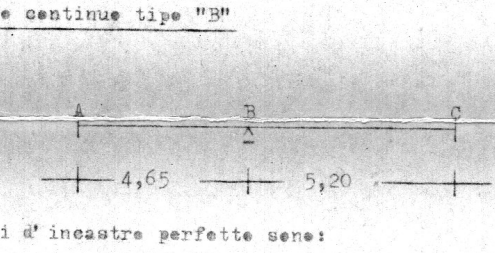
H = 35 cm h = 32 cm b = 100 cm σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = <15 Kg/cmq A_f = ~ 1,10 cmq
Sarà sufficiente l'armatura prevista nel caso precedente.

3) Solaio tipo "A"

l = 4,65 ml
Q = 680 Kg/mq q = 680 × 0,40 = 272 Kg/ml
$M_f = \pm 1/12 \times 272 \times 4,65^2 = \pm 490$
H = 24 cm h = 22 cm b = 40 cm σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 30,2 Kg/cmq A_f = 1,69 cmq 1∅10+1∅12

4) Solaio continuo tipo "B"

Schema



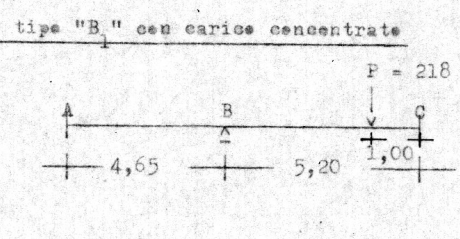
I momenti d'incastro perfetto sono:
M_{AB} = 468 Kgm M_{BC} = 585 Kgm

Dallo sviluppo del Cross si ha:
M_A = - 234
M_B = - 640
M_C = - 300

Sezione A:	M_A = - 234	h = 22	b = 40	σ_f = 1400	σ_c = 20,1	A_f = 0,80	1∅10+1∅6
" X_{AB}:	M_x = + 312	"	"	" "	23,7	" = 1,07	1∅8+1∅10
" B:	M_B = - 640	"	"	" "	35,3	" = 2,22	1∅10+1∅14
" X_{BC}:	M_x = + 683	"	"	" "	36,8	" 2,39	1∅12+1∅14
" C:	M_C = - 300	"	"	" "	23	" 1,03	1∅14

5) Solaio continuo tipo "B_1" con carico concentrato

Schema



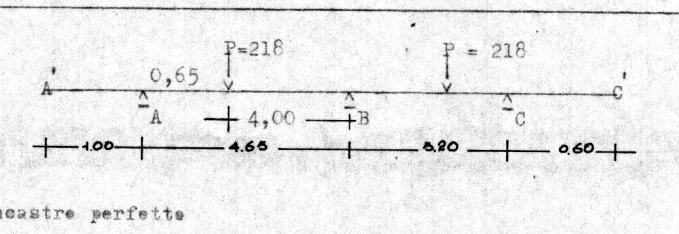
$$M_{AB} = 468 \qquad M_{BC} = 585 + \frac{218 \times 4,2 \times 1}{5,2^2} = 618 \qquad M_{BC} = 585 + \frac{218 \times 4,2^2}{5,2^2} = 727$$

Dallo sviluppo del Cross si ha:
M_A = 240
M_B = 690
M_C = 380

Sezione A:	M_A = - 240	h = 22	b = 40	σ_f = 1400Kg/cmq	σ_c = 20,1 Kg/cmq	A_f = 0,80 cmq	1∅6+1∅10
" X_{AB}	M_x = + 330	"	"	" "	24,3 "	" = 1,13 "	1∅10+1∅8
" B:	M_B = - 690	"	"	" "	37 "	" = 2,42 "	2∅10+1∅12
" X_{BC}	M_x = +550	"	"	" "	32,5 "	" = 1,92 "	2∅12
" C:	M_C = -380	"	"	" "	26,3 "	" = 1,31 "	1∅12+1∅8

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

Schema



Momenti d'incastro perfetto

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

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

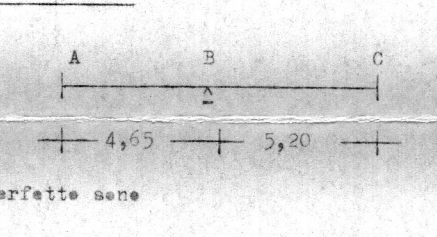
Dallo sviluppo del Cross si ricavano:
$M_{AA'}$ = -430 M_{AB} = -450 M_{BA} = - 690 M_{BC} = -630
M_{CB} = 590 $M_{CC'}$ = -430

Si escludono dalle verifiche gli sbalzi già esaminati

Sezione A:	M_A = - 450	h = 22	b = 40	σ_f = 1400Kg/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



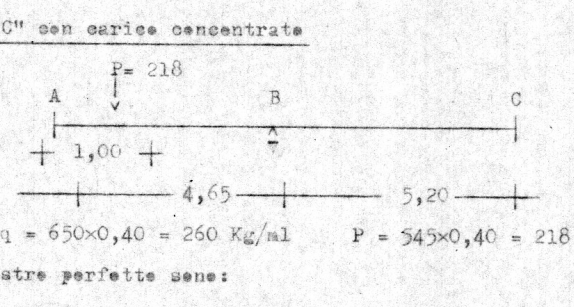
I momenti d'incastro perfetto sono
M_{AB} = 468 M_{BC} = 585

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 = 25 Kg/cmq	A_f = 1,20 cmq	1∅12+1∅8
" X_{AB}	M_x = +425	"	"	" "	" = 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

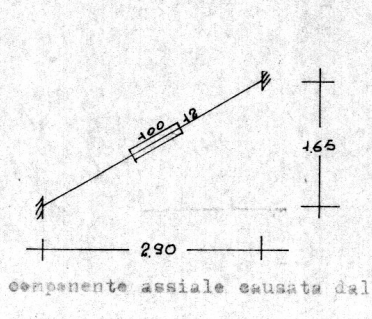
CALCOLO SCALA

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 causata dalla pendenza della rampa, e si considera la soletta perfettamente incastrata fra due pianerottoli successivi.

q = 1030 Kg/ml

$$M_f = \frac{1030 \times 2,9^2}{12} = 722 \text{ Kgm}$$

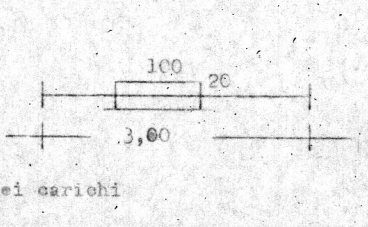
Prevedendo un'armatura asimmetrica si ha:
H = 12 cm h = 10 cm b = 100 cm σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 51 A_f = [illegible]
A'_f = 0,5 A_f = 2,82 cmq 3∅12/ml

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 primo tratto per la

Schema



Analisi dei carichi

peso proprio pian.	1000×1 =	1000	Kg/ml
" rampa	1030×1,40 =	1440	"
		2440	"

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

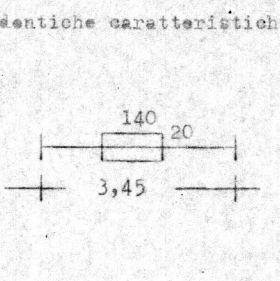
H = 20 cm h = 17 cm b = 100 cm σ_f = 1400 Kg/cmq σ_c = 51,8 Kg/cmq A_f = 8,46 cmq 8∅12

PALAZZINA "C"

La rampa presenta identiche caratteristiche a quelle 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 12∅12

PILASTRI

PIANO	ANALISI DEI CARICHI	Peso parziale(Kg)	Peso progress.(Kg)	Sezione cm×cm	Armature	σ_c(Kg/cmq)
	PILASTRI n° 1 - 8 - 17 - 24					
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 mono. lunghi ml 1,40 all'estremità pilastro lato 25 cm st. ∅6/12"	5,50 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 =	868				
		7.130	12.180	25×25	4∅12+ staffe ∅6/12"	13,25 Kg/cmq
I	Come piano precedente	7.130	19.310	30×35	4∅14+staffe ∅6/14"	17,45 "
Piano terra	p. solaio: 650×5,00×1,80 =	2.925				
	p. muratura: 880×2,00 =	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				
		7.485	26.805	30×35	4∅14+staffe ∅6/14"	24,20 Kg/cmq
	PILASTRI n° 2- 3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 18 - 23					
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 mono. lunghi 1,40 ml all'estremità lato 25 cm staffe ∅6/12"	7,20 Kg/cmq
II	p. solaio: 650×2,50×3,00 =	4.875				
	p. muratura: 800×3,00 =	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. solaio: $600 \times \frac{5,10}{2} \times \frac{6}{2}$ =	8.190				
	p. travi 0,25×0,50×2500×3,00 =	940				
	p. pilastro 0,25×0,35×3,30×2500 =	730				
		9.860	9.860	25×35	4∅12+2∅12 mono. lunghi ml 1,40 all'estremità pilastro lato cm 25 staffe ∅6/12"	10,70 Kg/cmq
II	p. solaio $650 \times \frac{9,10}{2} \times \frac{6}{2}$ =	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"5	
I	come piano precedente	10.640	31.140	30×35	4∅14+staffe∅6/14"	28,1 kg/cmq
P.T.	come piano precedente	10.640	41.780	30×35	4∅16+staffe∅6/15"	37,1 "
	PILASTRI n° 9 - 16					
III	p. solaio terminale: 600×2,00×4,90 =	5.880				
	p. sporto 600×5,50×0,60 =	1.980				
	p. parapetto: 160×4,90 =	785				
	p. travi: 0,25×0,50×1,50×2500 =	365				
	0,35×0,30×4,80×2500 =	1.260				
	p. pilastro: 0,35×0,35×3,30×2500 =	730				
		11.000	11.000	25×35	4∅12+2∅12 mono. lunghi 1,40 all'estremità pilastro lato cm 25 staffe ∅6/12"	11,95 Kg/cmq
II	p. solaio 650×2,00×490 =	6.370				
	p. sporto 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	40.086	30×35	4∅16+staffe∅6/15"	35,6 "
P.T.	p. solaio: come sopra	6.370				
	p. sporto " "	1.104				
	p. muratura " "	4.576				
	p. travi " "	365				
		1.260				
	p. pilastro: 0,35×0,35×4,00×2500 =	1.225				
		14.900	54.986	35×35	4∅16+staffe∅6/16"	42,2 "
	PILASTRO n° 12 - 13					
termin. vano scala	p. solaio: $600 \times 1,40 \times \frac{5,30}{2}$ =	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. solaio: $600 \times \frac{4,5}{2} \times 3,00$ =	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. solaio: $650 \times \frac{4,5}{2} \times 3,00$ =	4.387				
	$650 \times 2,60 \times \frac{3,00}{2}$ =	2.535				
	p. scala: $1030 \times \frac{2,7}{2} \times \frac{20,50}{2}$ =	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	4∅16+staffe∅6/15"	31,9 Kg/cmq
I	come piano precedente	16.821				
	escluso il pilastro:0,35×0,40×3,30×2550 = 1155	145				
		16.966	52.963	35×35	4∅16+staffe∅6/16"	35,8 "
P.T.	come piano precedente escluso pilastro 0,35×0,50×4,00×2500 = 1750	16.966				
		595				
		17.561	70.524	35×35	4∅18+staffe∅6/17"5	47,1 "
	PILASTRI n° 20 - 21					
termin. vano scala	p. solaio: $600 \times 1,40 \times \frac{5,30}{2}$ =	2.226				
	p. travi: 0,20×0,50×(2,50+1,50)×2500=	1.000				
	p. pilastro: 0,25×0,25×1,00×2500 =	150				
		3.382	3.308	25×25	4∅12-staffe∅6/12"	4,95 Kg/cmq
III	p. solaio: 600×2,60×1,50 =	2.340				
	p. sporto: 600 × 0,60×3,00 =	1.080				
	p. scala: $1030 \times \frac{2,70}{2} \times \frac{3,25}{2}$ =	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	4∅14+staffe∅6/12"5	15,7 "
II	p. solaio: 650×2,6×1,50 =	2.535				
	p. balcone 800×1,80 =	1.440				
	p. scala: $1030 \times \frac{2,7}{2} \times \frac{5,25}{2}$ =	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	4∅16+staffe∅6/15"	26,30 "
I	come al piano precedente escluso pilastro 0,35×0,35×2500×3,30 = 1010	15.041				
		144				
		15.185	44.875	30×35	4∅16+staffe∅6/15"	43,2 "
P.T.	come al piano precedente escluso il pilastro 0,35×0,40×4,00×2500 = 1400	15.185				
		390				
		15.575	60.450	35×35	4∅18+staffe∅6/17"5	45,7 "
	PILASTRI n° 25 - 32 - 41 - 48					
III	p. solaio: 600× 2,30×2,60 =	3.588				
	p. parapetto: 160×5,75 =	920				
	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				
	p. pilastro: 0,25×0,30×3,30×2500 =	619				
		8.816	8.816	25×30	2∅12mono.alla testa sul lato cm 25 lunghezza cm140 4∅12+staffe∅6/12"	11,1 Kg/cmq
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	4∅14+staffe∅6/12"5	20,8 "
I	come piano precedente escluso pilastro 0,30×0,35×3,30×2500 = 868	10.670				
		138				
		10.808	30.294	30×35	4∅14+staffe∅6/14"	27,3 "
P.T.	come piano precedente escluso pilastro 0,30×0,35×4,00×2500 = 1050	10.808				
		182				
		10.990	41.284	30×35	4∅14+staffe∅6/14"	37,3 "
	PILASTRO n° 26 - 31 - 42 - 47					
III	p. solaio terminale: 600×3,45×2,60 =	5.382				
	p. sporto: 600×0,60×3,45 =	1.242				
	p. parapetto: 160×3,45 =	552				
	p. travi 0,35×0,35×3,45×2500 =	1.057				
	p. pilastri: 0,25×0,30×3,30×2500 =	619				
		8.852	8.852	25×30	2∅12mono.alla testa pilastro lato cm 25 lungh. ml 1,40+4∅12+staffe ∅6/12"	11,2 Kg/cmq
II	p. solaio: 650×3,45×2,60 =	5.830				
	p. muratura: 880×3,45 =	3.036				
	p. travi: 0,35×0,35×3,45×2500 =	1.057				
	p. pilastro: 0,25×0,35×3,30×2500 =	730				
		10.653	19.505	25×35	4∅14+staffe∅6/12"5	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	4∅14+staffe∅6/14"	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	4∅14+staffe∅6/14"	37,3 "
	PILASTRI n° 27 - 28 - 29 - 30 - 43 - 46					
III	p. solaio terminale: 600×2,60×3,45	5.382				
	p. sporto: 600×0,60×3,45	1.242				
	p. parapetto: 160×3,45 =	552				
	p. travi 0,35×0,35×3,45×2500=	1.057				
	p. pilastro 0,25×0,30×3,30×2500 =	619				
		8.852	8,852	25×30	2∅12 mono.(alla testa pilastro sul lato 25 cm lungh. 1,40 ml) 4∅12+staffe∅6/12"	11,2Kg/cmq
II	p. solaio: 650 ×2,60×3,45 =	5.830				
	p. balcone: 800×0,90×1,90 =	1.368				
	p. muratura: 880×3,45 =	3.036				
	p. travi: 0,25×0,35×3,45×2500 =	730				
		10.964	19.816	25×35	4∅14+staffe∅6/12"5	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	4∅14+staffe∅6/14"	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	4∅14+staffe∅6/14"	38 "
	PILASTRO n° 33 - 40					
III	p.solaio terminale: 600×4,90×2,15 =	6.321				
	p. sporto: 600×0,60×4,90 =	1.764				
	p. parapetto: 160×4,90=	784				
	p. travi: 0,34×0,35×4,90×2500=	1.501				
	0,25×0,50×1,75×2500=	547				
	p. pilastro: 0,25×0,30×3,30×2500 =	619				
		11.536	11.536	25×30	2∅12 mono.(alla testa pilastro sul lato cm 25 lungh. 1,40 ml)+4∅12 + staffe∅6/12"	14,5 Kg/cmq
II	p. solaio: 650×4,9×2,15 =	6.848				
	p. balcone 800×0,80×2,50 =	1.600				
	p. muratura 880×4,90 =	4.312				
	p. travi: 0,35×0,35×4,90×2500 =	1.501				
	0,25×0,50×1,75×2500 =	547				
	p. pilastro: 0,30×0,35×3,30×2500 =	868				
		15.676	27.212	30×35	4∅14+staffe∅6/14"	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	4∅14+staffe ∅6/14"	33,6 "
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	4∅16+staffe∅6/16"	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"5	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∅6/15"	35,3 "
I	come il piano precedente escluso pilastro 0,35×0,35×3,30×2500 = 1010	18.868				
		142				
		19.010	58.898	35×35	4∅16+staffe∅6/16"	45,2
P.T.	come il piano precedente escluso pilastro 0,35×0,40×4,00×2500 = 1400	19.010				
		390				
		19.400	78.298	35×40	4∅18+staffe ∅6/17"5	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"5	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"	29,30Kg/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 0,35×0,35×4,00×2500 = 1225	15.958				
		357				
		16.315	64.817	35×35	4∅18+staffe∅6/17"5	49 "
	PILASTRI n° 34 - 35 - 38 - 39					
III	p. solaio terminale: 600×3,45×4,90 =	10.143				
	p. travi: 0,25×0,50×3,45×2500 =	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"5	26,4 "
I	come il piano precedente escluso il pilastro 0,30×0,35×3,30×2500 = 868	12.796				
		138				
		12.934	37.670	30×35	4∅14+staffe∅6/14"	33,9 "
P.T.	come il piano terra escluso il pilastro 0,30×0,35×4,00×2500 = 1050	12.934				
		182				
		13.116	50.686	30×35	4∅16+staffe∅6/15"	44,9 "

FONDAZIONI

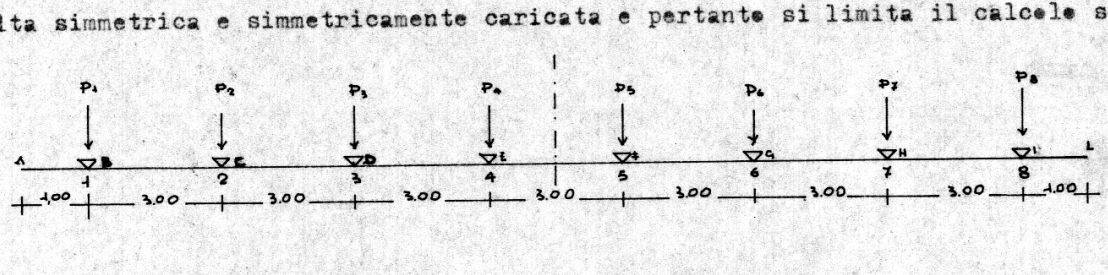
Il terreno di fondazione alla quota di posa della struttura risulta di natura argillosa mista ad altre sostanze (evidente la presenza di ossidi di ferro) migliorano notevolmente la sua resistenza a compressione (sempre superiore ai 3,5 ÷ 4 Kg/cmq) facendolo comparire notevolmente compatto.

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, dsta 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 sola a metà trave.



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

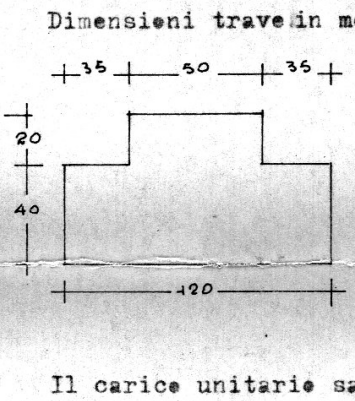
$P_2 = P_7 = 34,52$ t $L = 23,00$ ml

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

$P_4 = P_5 = 34,52$ t

$S = 11.336$ cmq $b = 113$ 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 $M_{CB} = 14384$ Kgm $M_{CD} = M_{DE} = M_{EF} = 9590$

Rigidezze

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

Coefficienti di ripartizione

Nodo C $K_{CB} = 0,43$ $K_{CD} = 0,57$ Nodo D $K_{DC} = 0,50$ $K_{DE} = 0,50$ Nodo E $K_{ED} = 0,666$ $K_{EF} = 0,334$

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 $\tau_o = 4,02$ Kg/cmq staffe 6/20"

$H = 60$ $h = 75$ $b = 50$ $\sigma_f = 1200$ $\sigma_c = 22$ $A_f = 7,70$ 4Ø12+3Ø16

* * *

Trave BC: $M_B = +6393$Kgm $M_C = 10443$ Kgm $q = 12786$ $l = 3,00$ ml

$T_B = 17829$ $T_C = 20529$ $x = 1,35$ ml $M_x = 6037$ Kgm

$\tau_{oB} = 6,95$ Kg/cmq $\tau_{oC} = 8,00$ Kg/cmq

Sezione B: $M_B = +6393$ $H = 60$ $h = 75$ $b = 50$ $\sigma_f = 1200$ $\sigma_c = 22$ $A_f = 7,70$ 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 (Ø a 2 bracci): $N_S = 12,2$ $\Delta x = 13$ 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: $M_C = +10443$ $M_D = +9365$ $q = 12786$ $l = 3,00$

$T_c = 19538$ $T_D = 18820$ $x = 1,53$ $M_x = 4484$

$\tau_{oC} = 7,62$ Kg/cmq

Sezione C: $M_C = +10443$ $h = 75$ $b = 50$ $\sigma_f = 1200$ $\sigma_c = 35,60$ $A_f = 12,70$ 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 tratto CX:

$S = 15897$ Kg

- staffe (Ø8 a 2 bracci): $N_S = 11$ $\Delta x = 14$ cm
- Ferri piegati: $F_p = 7,62$ 4Ø16 piegati staffe Ø8/14"

* * *

Trave DE: $M_D = +9365$ $M_E = +9634$ $q = 12786$ $l = 3,00$

$T_D = 19.090$ $T_E = 19268$ $x = 1,49$ $M_x = 4886$

$\tau_{oE} = 7,50$ Kg/cmq

Sezione D: $M_D = +9365$ $h = 75$ $b = 50$ $\sigma_f = 1200$ $\sigma_c = 33,0$ $A_f = 11,25$ 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): $N_S = 10,50$ $\Delta x = 14$ 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

$\tau_o = 7,48$

Sezione: E: $M_E = +9634$ $h = 75$ $b = 50$ σ_f 1200 $\sigma_c = 33,6$ $A_f = 11,56$ 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:

$\sigma_t = 1,06$ Kg/cmq $q = 10.600$ Kg/ml

$M_f = 1073$ Kgm

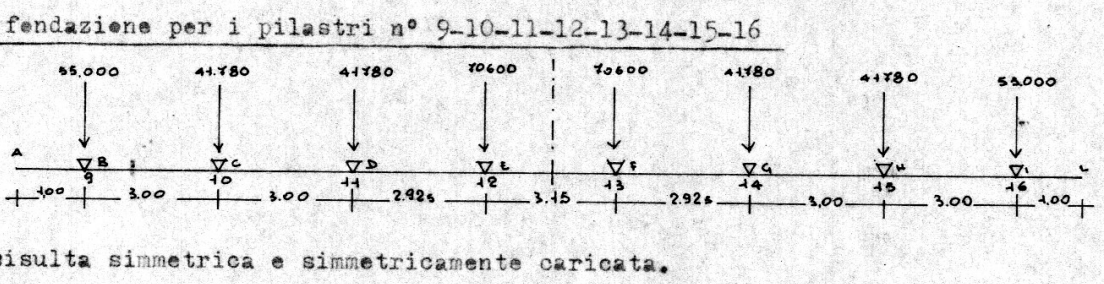
$H = 40$ $h = 35$ $b = 100$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 17$ $A_f = 2,30$ cmq

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.

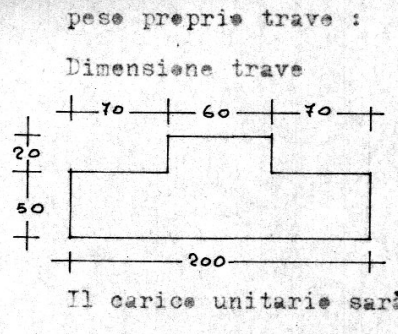
$\Sigma P = 418320$ Kg $L = 23,00$ ml

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

Si assume $b = 200$ cm

peso proprio trave: $(2,00\times0,5)+(0,60\times0,20)\times1\times2500 =$ 2800 Kg/ml

Dimensione trave



$\sigma_t = 1,05$ 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: $M_B = +10.494$ $q = 20.987$ $l = 1,00$ $T = 20.987$ $\tau_o = 5,81$ staffe Ø8/20"

$M_B = +10.494$ $H = 90$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 29,5$ $A_f = 9,40$ 4Ø12+4Ø18

Trave BC: $M_B = +10494$ $M_C = 17437$ $q = 20987$ $l = 3,00$

$T_B = 29166$ $T_C = 33794$ $x = 1,39$ $M_x = 9772$

$\tau_{oC} = 9,35$ Kg/cmq

Sez. B: $M_B = +10494$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 29,5$ $A_f = 9,40$ 4Ø12+4Ø18

" X: $M_x = -11.200$ " 65 " = 200 " " " = 21,2 $A_f = 12,92$ 3Ø12+4Ø18

" C: $M_c = +17437$ " 85 " 60 " " " =40 " = 16,10 4Ø12+7Ø18

Verifica al taglio - tratto XC:

$\frac{S}{2} = 23.251$

- staffe (Ø8 a 2 bracci): $N_S = 17$ $\Delta x = 9$ cm
- ferri piegati $F_p = 11,77$ 5Ø18 piegati staffe Ø8/9"

* * *

Trave CD: $M_C = -17437$ $M_D = 14163$ $q = 20.987$ $l = 3,00$

$T_C = 32571$ $T_D = 30.389$ $x = 1,55$ $M_x = -7837$

$\tau_{oC} = 9,02$

Sezione C: $M_C = +17437$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 40$ $A_f = 16,10$ 4Ø12+7Ø18

" X: $M_x = +9000$ " 65 " 200 " " "= 19 " = 10,35 3Ø12+3Ø18

" D: $M_D = +14163$ " 85 " 60 " " " = 35,5 " = 13,10 4Ø12+6Ø18

Verifica al taglio - tratto CX:

$\frac{S}{2} = 21.575$

- staffe (Ø8 a 2 bracci) $N_S = 15,5$ $\Delta x = 10$ cm
- ferri piegati $F_p = 10,90$ 5Ø18 piegati staffe Ø8/10"

* * *

Trave DE: $M_D = +14.163$ $M_E = 16433$ $q = 20.987$ $l = 2,925$

$T_D = 29918$ $T_E = 31470$ $x = 1,42$ $M_x = 7161$

$\tau_{oE} = 8,72$

Sezione D: $M_D = +14163$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 35,5$ $A_f = 13,10$ 4Ø12+6Ø18

" X: $M_x = -8250$ " 65 " 200 " " " = 18 $A_f = 9,46$ 3Ø12+3Ø18

" E: $M_E = +16433$ " 85 " 60 " " " = 38,2 $A_f = 15,00$ 4Ø12+7Ø18

Verifica al taglio - tratto XE:

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

- staffe (Ø a 2 bracci) $N_S = 15,2$ $x = 10$ cm
- ferri piegati $F_p = 10,72$ 5Ø18 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: $M_E = +16433$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 38,2$ $A_f = 15,00$ 4Ø12+7Ø18

" X: $M_x = -11.000$ " 65 " 200 " " "= 21 $A_f = 12,70$ 3Ø12+4Ø18

" F: $M_F = +16433$ " 85 " 60 " " "= 38,2 $A_f = 15,00$ 4Ø12+7Ø18

Verifica al taglio

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

- staffe (Ø8 a 2 bracci) $N_S = 16$ $\Delta x = 9$ cm
- ferri piegati $F_p = 11,22$ 5Ø18 piegati staffe Ø8/9"

Verifica trasversale sezione trave

$\sigma_t = 1,0)$ Kg/cmq $q = 10.500$ Kg/ml

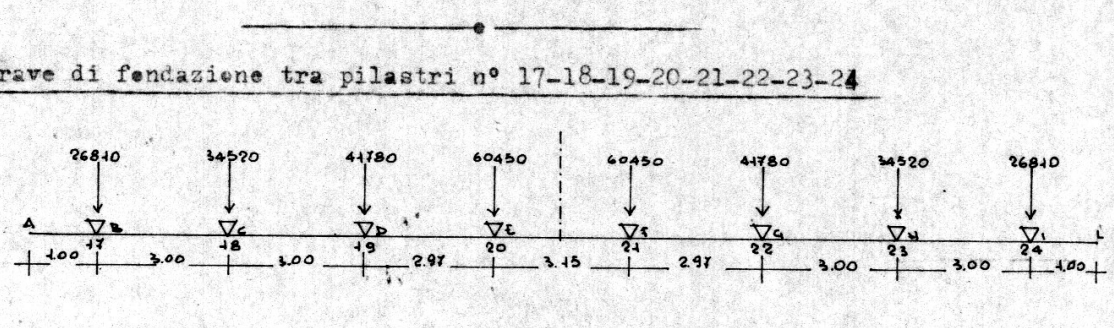
$M_f = 3360$

$H = 50$ $h = 45$ $b = 100$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 24$ $A_f = 5,46$ 7Ø10/ml

* * *

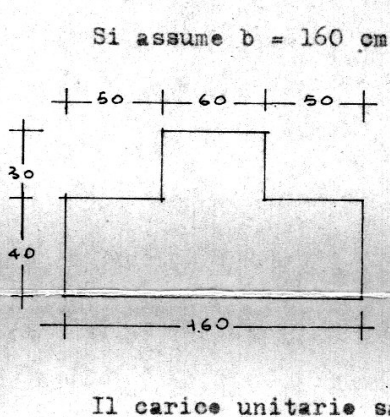
Trave di fondazione tra pilastri n° 17-18-19-20-21-22-23-24

Schema



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

Si assume $b = 160$ cm



peso proprio $0,40\times1,60\times1,00\times2500 =$ 1600 Kg/ml

$0,30\times0,60\times1,00\times2500 =$ 450 "

2050 "

$q =$ 14220 "

16270 "

$\sigma_t = 1,01$ Kg/cmq

Il carico unitario sarà $q_t =$ 1627P 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: $M_B = +8135$ $q = 16270$ $l = 1,00$ $T_B = 16270$ $\tau_{7B} = 4,64$ staffe Ø8/20"

$M_B = +8135$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 26$ $A_f = 7,35$ 4Ø12+3Ø16

* * *

Trave BC: $M_B = +8135$ $M_C = +13379$ $q = 16.270$ $l = 3,00$

$T_b =$ 22π57 $T_C = 26.153$ $x = 1,39$ $M_x = -7640$

$\tau_o C = 7,24$ Kg/cmq

Sezione B: $M_B = +8135$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 26$ $A_f = 7,35$ 4Ø12+3Ø16

" X: $M_x = -8800$ " 65 " 160 " " 21 $A_f = 10,12$ 3Ø12+4Ø16

" C: $M_C = +13379$ " 85 " 60 " " " 34 $A_f = 12,10$ 4Ø12+6Ø16

Verifica al taglio - tratto XC:

$\frac{S}{2} = 18{\cdot}62$

- staffe (Ø8 a 2 bracci): $N_S = 13$ $x = 12$ cm
- ferri piegati: $F_p = 9,13$ 5Ø16 piegati staffe Ø6/12"

* * *

Trave CD: $M_C = +13379$ $M_D = +11536$ $q = 16270$ $l = 3,00$

$T_c = 25019$ $T_D = 23.791$ $x = 1,54$ $M_x = 5857$

$\tau_{oC} = 6,93$

Sezione C: $M_C = +13379$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 34,0$ $A_f = 18,10$ 4Ø12+6Ø16

" X: $M_x = M_x = -6750$ " 65 " 160 " " = 18,2 $A_f = 7,75$ 3Ø12+3Ø16

" D: $M_D = +11536$ " 85 " 60 " " = 31,5 $A_f = 10,50$ 4Ø12+5Ø16

Verifica al taglio - tratto CX:

$\frac{S}{2} = 16.465$

- staffe (Ø8 a 2 bracci) $N_S = 11,8$ $\Delta x = 13$ cm

ferri piegati $F_p = 8,32$ staffe Ø8/13"

* * *

Trave DE: $M_D = +11.536$ $M_E = 12.962$ $q = 16.270$ $l = 2,97$

$T_D = 23.681$ $T_E = 24641$ $x = 1,45$ $M_x = -5697$

$\tau_{oE} = 6,83$

Sezione D: $M_D = 11.536$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 31,5$ $A_f = 10,50$ 4Ø12+5Ø16

" X: $M_x = +6550$ " 65 " 160 " " 18 $A_f = 7,55$ 3Ø12+3Ø16

" E: $M_E = +12962$ " 85 " 60 " " 33,5 $A_f = 11,80$ 4Ø12+6Ø16

Verifica al taglio - tratto XE:

$\frac{S}{2} = 16.006$

- staffe (Ø8 a 2 bracci) $N_S = 11,5$ $x = 14$cm
- ferri piegati $F_p = 8,10$ staffe Ø8/13"

* * *

Trave EF: $M_E = M_F = +12.962$ $q = 16.270$ $l = 3,15$

$T_E = T_F =$ 25π25 $x = 1.575$ $M_x = 7217$

$\tau_o = 7,10$

Sezione E ed F: $M = +12962$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 33,5$ $A_f = 15,30$ 4Ø12 +6Ø16

" X: $M_x = -8300$ " 65 " 160 " " 20,4 $A_f = 9,60$ 3Ø12+4Ø16

Verifica al taglio - tratto EX:

$\frac{S}{2} = 17.247$

- staffe (Ø8 a 2 bracci) $N_S = 13$ $\Delta x = 12$ cm
- ferri piegati $F_p = 8,72$ staffe Ø6/12"

* * *

Verifica trasversale sezione trave

$\sigma_t = 1,01$ Kg/cmq $q = 10.100$ Kg/ml

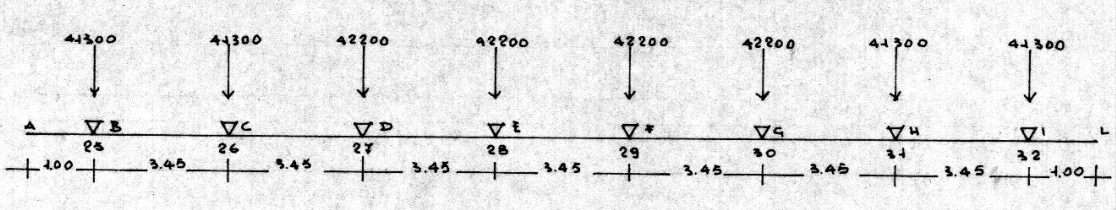
$M_f = 1818$ Kgm

$H = 40$ $h = 35$ $b = 100$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 22,6$ $A_f = 3,91$ cmq 8Ø8/ml

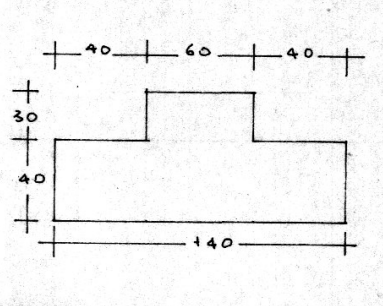
* * *

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 $0,40\times1,40\times2500 =$ 1400

$0,30\times0,60\times2500 =$ 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 $T_B = 14622$ τ_o 4,04 staffe Ø6/20"

$H = 70$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 24,3$ $A_F = 6,60$ 4Ø12+3Ø16

* * *

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

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

$\tau_o = 7,70$

Sezione B: $M_B = +7311$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 24,3$ $A_f = 6,60$ 4Ø12+3Ø16

" X: $M_x = 11600$ " 65 " 140 " " "=26,3 $A_f = 13,50$ 3Ø12+6Ø16

" C: $M_C = 16426$ " 85 " 60 " " "= 38,3 $A_f = 15,10$ 4Ø12+8Ø16

Verifica al taglio - tratto XC:

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

- staffe (Ø8 a 2 bracci): $N_S = 17$ $x = 11$ cm
- Ferri piegati $F_p = 11,50$ 5Ø16 piegati staffe Ø8/11"

* * *

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

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

$\tau_{oC} = 7,18$

Sezione C: $M_C = +16426$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 38,3$ $A_f = 15,10$ 4Ø12+8Ø16

" X: $M_x = -7540$ " 65 " 140 " " "=21 $A_f = 8,76$ 3Ø12+3Ø16

" D: $M_D = +13.995$ " 85 " 60 " " 35 $A_f = 12,70$ 4Ø12+7Ø16

Verifica al taglio: - tratto CX:

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

- staffe (Ø8 a 2 bracci): $N_S = 14$ $\Delta x = 12$ cm
- ferri piegati: $F_p = 9,90$ 5Ø16 piegati staffe Ø8/12"

* * *

Trave DE: $M_D = +13.995$ $M_E = +14.604$ $l = 3,45$ $q = 14.622$

$T_D = 25750$ $T_E = 24.694$ $x = 1,76$ $M_x = -6247$

$\tau_{oD} = 7,10$

Sezione D: $M_D = +13995$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ σ_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: $M_E = M_F = +14604$ $q = 14.622$ $l = 3,45$

$T_E = T_F = 25.222$ $x = 1,775$ $M_x = -7149$

$\tau_o = 6,98$

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

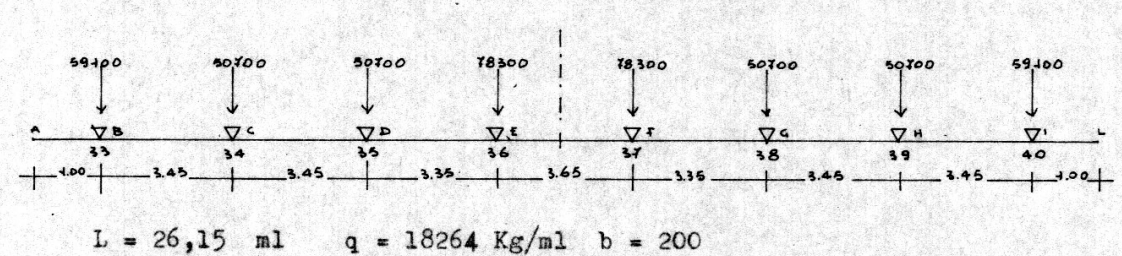
$H = 40$ cm $h = 35$ cm $B = 100$ cm $\sigma_f = 1400$ Kg/cmq $\sigma_c = 18,8$ Kg/cmq $A_f = 2,78$ cmq

saranno sufficienti 6Ø8/ml

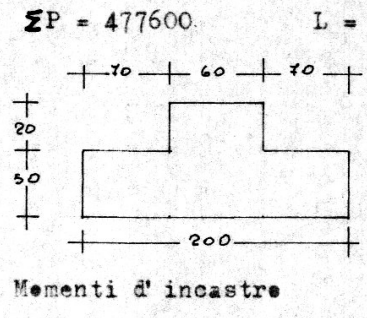
* * *

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 $(0,50\times2,00)+(0,60\times0,20)\times1,00\times2500 =$ 2800 Kg/ml

$\sigma_t = 1,05$ Kg/cmq

$q_t = 18264\times2800 =$ 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 $\tau_o = 5,92$ Kg/cmq

$H = 95$ $h = 90$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 28,0$ $A_f = 9,00$ 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 $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 28,0$ $A_f = 19,00$ 4Ø12+4Ø18

" X: $M_x = -16620$ " 65 " 200 " " " 26 $A_f = 18,88$ 3Ø12+7Ø18

" C: $M_C = +23966$ " 90 " 60 " " " 44,5 $A_f = 29,80$ 4Ø12+10Ø18

Verifica al taglio: tratto BX.

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

- staffe(Ø10 a 2 bracci) $N_S = 10$ $\Delta x = 15$ cm
- ferri piegati: $F_p = 10,80$ 5Ø18 piegati

tratto XC:

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

- staffe (Ø10 a 2 bracci) $N_S = 15$ $\Delta x = 12$ cm
- ferri piegati: $F_p = 16,60$ 7Ø18 piegati staffe Ø10/12"

* * *

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: $M_C = +23.966$ $h = 90$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 44,5$ $A_f = 20,80$ 4Ø12+10Ø18

" X: $M_x = -11.430$ " 65 " 200 " " " = 21,5 $A_f = 13,25$ 3Ø12+4Ø18

" D: $M_D = +18.925$ " 90 " 60 " " " = 39,0 $A_f = 16,40$ 4Ø12+8Ø18

Verifica al taglio: tratto CX:

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

- staffe (Ø10 a 2 bracci): $N_S = 13$ $\Delta x = 13$ cm
- ferri piegati: $F_p = 14,62$ 6Ø18 piegati staffe Ø10/13"

* * *

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 $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 39$ $A_f = 16,40$ 4Ø12+8Ø18

" X: $M_x = 10.950$ " 65 " 200 " " " = 21 $A_f = 12,70$ 3Ø12+4Ø18

" E: $M_E = +21.151$ " 90 " 60 " " " 41,5 $A_f = 18,30$ 4Ø18+9Ø18

Verifica al taglio - tratto XE:

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

- staffe (Ø10 a 2 bracci) $N_s = 12$ $\Delta x = 14$
- ferri piegati $F_p = 13,30$ 6Ø18 piegati staffe Ø10/14"

* * *

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: $M_E = +21.151$ $h = 90$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 41,5$ $A_f = 18,30$ 4Ø12+9Ø18

" X: $M_x = 16.000$ " 65 " 200 " " "= 26 $A_f = 18,65$ 3Ø12+6Ø18

Verifica al taglio

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

- staffe (Ø10 a 2 bracci) $N_S = 14$ $\Delta x = 13$ cm
- ferri piegati: $F_p = 19,45$ 8Ø18 piegati staffe Ø10/13"

* * *

Verifica sezione tarsversale trave:

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

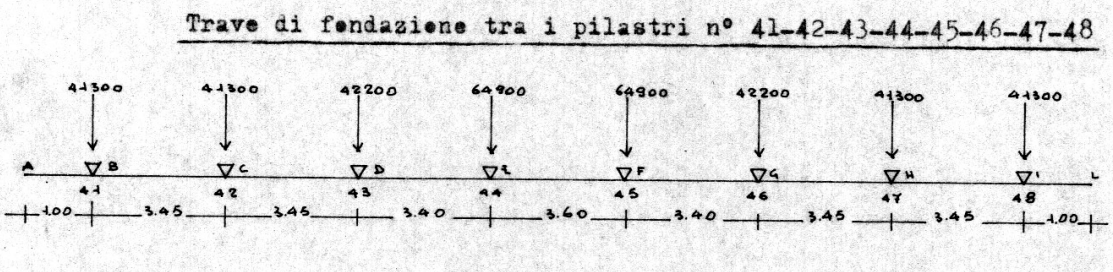
$M_f = 3.360$ Kgm

$H = 50$ $h = 45$ $b = 100$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 24$ $A_f = 5,64$ 8Ø10/ml

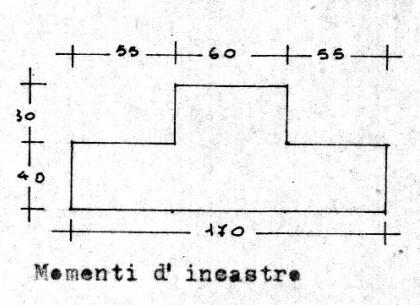
* * *

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

Schema



$\Sigma P = 379400$ $L = 26,15$ $q = 14508$



peso trave $1,70\times0,40\times1,00\times2500 =$ 1700

" " $0,30\times0,60\times1,00\times2500 =$ 450

$q =$ 14508

16658

$\sigma_t = 0,98$ 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_o 2,30 staffe Ø6/20".

$H = 90$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 26$ $A_f = 7,45$ 4Ø12+3Ø18

* * *

Trave BC: $M_B = +8329$ $M_C = 18.765$ $q = 16.658$ $L = 3,45$

$T_b = 25711$ $T_C = 31.579$ $x = 1,54$ $M_x = -11512$

$\tau_{oC} = 8,75$

Sezione B: $M_B = +8329$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ σ_c 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) $N_S = 18,41$ $\Delta x = 10$ cm
- ferri piegati: $F_p = 13,05$ cmq 6Ø8 piegati

* * *

Trave CD: $M_C = +18765$ $M_D = +15697$ $q = 16.658$ $l = 3,45$

$T_C = 29.624$ $T_D = 27.846$ $x = 1,78$ $M_x = 7576$

$\tau_{oe} = 7,38$

Sezione C: $M_C = +18765$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 41,5$ $A_f = 17,25$ 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): $N_S = 16,10$ $\Delta x = 11$ cm
- ferri piegati $F_p = 11,40$ 5Ø18 piegati

* * *

Trave DE: $M_D = +15.697$ $M_E = +17.589$ $q = 16.658$ $l = 3,40$

$T_D = 27.762$ $T_E = 28.874$ $x = 1,67$ $M_x = -7436$

$\tau_{oE} = 7,98$

Sezione D: $M_D = +15697$ h 85 $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ σ_c 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 (Ø8 a 2 bracci) $N_S = 15,25$ $\Delta x = 11$ cm
- ferri piegati $F_p = 10,80$ 5Ø18 piegati

* * *

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

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

$\tau_o = 8,30$

Sezione E: $M_E = +17.589$ $h = 85$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 39,8$ $A_f = 16,00$ 4Ø12+8Ø18

" X: $M_x = -10800$ " 65 " 170 " " 22,8 $A_f = 12,52$ 3Ø12+4Ø18

Verifica al taglio:

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

- staffe (Ø8 a 2 bracci) $N_S = 1648$ $\Delta x = 11$ cm
- ferri piegati $F_p = 11,70$ 5Ø18 piegati

* * *

Verifica sezione trasversale trave

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

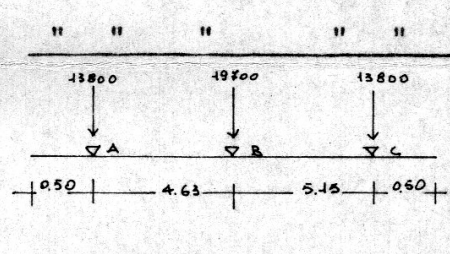
$M_f = 2070$ Kgm

$H = 40$ $h = 35$ $b = 100$ $\sigma_f = 1400$ σ_e 24,2 $A_f = 4,45$ 9Ø8/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: $M_A + 7426$ $h = 55$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 38,5$ $A_f = 10,20$ 4Ø12+5Ø18

" $X_{AB} = M_x = 5198$ " " " " " " " = 32,5 $A_f = 7,23$ 4Ø12+3Ø18

" B: $M_B = +10720$ " " " " " " " = 4,20 $\left\{\begin{array}{l} A_f = 15,50 \\ A'_f = 15,50 \end{array}\right.$ 4Ø12+8Ø18 / 4Ø12+8Ø18

" $X_{BC} = M_x = 7146$ " " " " " " " = 39 $A_f = 10,10$ 4Ø12+5Ø18

" C: $M_C = +8040$ " " " " " " " = 39 $A_f = 11,30$ 4Ø12+5Ø18

$A'_f = 5,65$ 4Ø12+2Ø18

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

Pertanto si disporranno staffe Ø6 /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: $1\times0,20\times2,60\times1400 =$ 730 Kg/ml

" soletta scala : $3500\times1 =$ 3500 "

4230 "

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

.) verifica alla flessione longitudinale

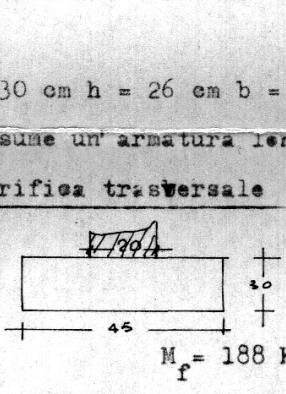
vano max: l = ml 1,00

$M_f = 423$ 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 3Ø12 superiori e 3Ø12 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 Ø6/20".

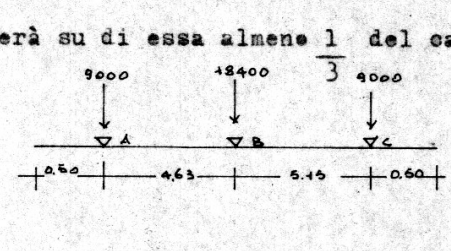
* * *

Trave di fondazione tra i pilastri 1-9-17
e " " " 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.

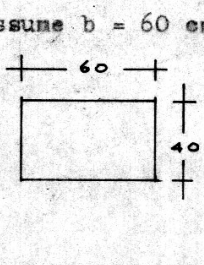
Schema



$P = 36.400$ 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: $M_A = +6650$ $h = 55$ $b = 60$ $\sigma_f = 1400$ $\sigma_c = 37,5$ $A_f = 9,40$ 3Ø12+5Ø18

" $X_{AB} = M_x = -4000$ " " " " " " " = 28 $A_f = 5,52$ 3Ø12+2Ø18

" B: $M_B = +8230$ " " " " " " " = 40 $\left\{\begin{array}{l} A_f = 11,70 \\ A'_f = 5,85 \end{array}\right.$ 3Ø12+6Ø18 / 3Ø12+3Ø18

" $X_{BC} = M_x = -4940$ " " " " " " " = 32 $A_f = 7,00$ 3Ø12+3Ø18

" C: $M_C = +7050$ " " " " " " " = 39 $A_f = 10,00$ 3Ø12+6Ø18

$T_{max} = T_B = 9579$ staffe Ø6/20".

* * *

Lecce,

IL CALCOLATORE