GESTIONE CASE LAVORATORI LEGGE 14-2-1963 Nº 60	INTERVENTO Nº 745	STAZIONE APPALTANTE : I.A.C.P.

COMUNE DI CEGLIE MESSAPICO
EDILIZIA SOVVENZIONATA
COSTRUZIONE CASE PER LAVORATORI

data	aggiornamento
aggiornamento	aggiornamento

CALCOLI STATICI DELLE STRUTTURE IN C.A.

FABBRICATI "A" E "B"

archivio

note

Dr. ing. ANTONIO E. CORRADO	PROGETTISTA	
I.A.C.P.	DIREZIONE LAVORI	

controllo	visto

RELAZIONE DI CALCOLO

I fabbricati in esame hanno strutture portanti costituite da telai elastici longitudinali su cui scaricano trasversalmente i solai misti laterо-cementizi.

Tali solai, onde consentire di incorporare in essi le travi dei telai, hanno un altezza, per il piano tipo, di 24 cm.; per il piano copertura invece si è adottato un solaio a camera d'aria dell'altezza totale di 35 cm.

Le travi dei telai, in generale, sono considerate appoggiate sui pilastri e risolte con l'equazione dei quattro momenti; in sede di distinta delle armature si è tenuto conto della non perfetta rispondenza con la realtà dello schema geometrico adottato.

La verifica dei pilastri è fatta a pressione semplice e data la prefissata loro sezione architettonica in rapporto ai carichi, specie per i piani superiori, l'armatura metallica è stata calcolata in base alla sezione strettamente necessaria di calcestruzzo.

Le fondazioni, data la natura del terreno, costituito da roccia fessurata sono previste a plinti collegati da cordoli con uno scarico sul terreno non maggiore di 3,5 Kg/cmq.

Le sollecitazioni nei materiali sono state tenute non maggiori di 60 Kg/cmq. nel calcestruzzo a flessione e 50 Kg/cmq. nel calcestruzzo a pressione, mentre per il ferro si è assunta una sollecitazione max ammissibile di 1800 Kg/cmq. Si prescrive pertanto l'uso di conglomerato almeno di classe R. 200 e l'adozione di acciaio ad aderenza migliorata con carico di snervamento minimo di 4000 Kg/cmq., carico di rottura minimo di 5800 Kg/cmq. con allungamento di rottura non inferiore al 12%.

Tutti i calcoli statici sono riferiti al fabbricato "A" ed adottati per il fabbricato "B" con opportune diversificazioni in esecutivo delle sole campate estreme dei telai principali.

Per gli appoggi estremi delle travi continue calcolate come detto sopra è stato assunto un momento d'estremità non maggiore di $q\ell^2/18$.

CARICHI UNITARI

- Peso proprio solai calpestio	260	Kg/mq.
- Peso proprio solai copertura	280	"
- Massetto ed impermeabilizzante copertura	120	"
- " e pavimento piani calpestio	90	"
- Incidenza tramezzi	100	"
- Peso proprio tamp. esterna camera d'aria	300	"
- Idem divisori appartamenti	300	"
- " tamp. scala	450	"
- Sovraccarico accid. di piano e di copert.	250	"
- " scale e balconi	400	"

Caratteristiche geometriche

- Solai $H = 20+4$; $i = 50$ cm.
- Travi di bordo piano tipo: 80×24 cm×cm
- " di spina piano tipo: 100×24 cm×cm
- " di testata: 30×40 cm×cm
- " a ginocchio: 30×60 cm×cm
- " a sbalzo portabalconi: 20×50 cm×cm
- " portamuratura divisori appart.: 50×24 cm×cm
- " copertura vano scala: 30×50 cm×cm
- " di bordo piano copertura: 45×35 cm×cm
- " di spina piano copertura: 80×35 cm×cm

Solai

A vantaggio di stabilità si calcolano come semincastrati assumendo una luce geometrica pari alla distanza tra gli assi dei pilastri.—

1) Di piano

$b = 7$ cm.

$B = 40$ cm.

$H = 20+4$

Analisi dei carichi:

peso proprio	=	260 Kg/ml
massetto e pavimento	=	90 "
tramezzi	=	100 "
sovraccarico accid.	=	250 "
Carico totale	q. =	700 Kg/ml

$$M_{max} = \frac{0.4 \times 700 \times \overline{4,5}^2}{12} = 473 \text{ Kgm.}$$

$$r = \frac{22}{\sqrt{\frac{47300}{40}}} = \frac{22}{34} = 0.647 \quad \begin{cases} \sigma_f = 1400 \text{ Kg/cmq.} \\ n = 10 \\ \sigma_c = \sim 30 \text{ Kg/cmq.} \\ t = 0.00118 \end{cases}$$

$$A_f = 0.00118 \times 40 \times 34 = 1.60 \text{ cmq.} \quad \begin{cases} 1\phi 10 = 0.79 \\ 1\phi 12 = 1.13 \\ \hline 1.92 \text{ cmq.} \end{cases}$$

2) <u>Di copertura</u>

b = 7 cm.

B = 40 cm.

H = 30+5

Analisi dei carichi:

peso proprio	=	280 Kg/ml
massetto, imper. e lastre di Cursi	=	120 "
sovraccarico accid.	=	250 "
Carico totale	q. =	650 Kg/ml

$$M_{max} = \frac{650 \times 0.4 \times \overline{4.5}^2}{8} = 658 \text{ Kgm.}$$

$$r = \frac{33}{\sqrt{\frac{65800}{40}}} = \frac{33}{41} = 0.804 \quad \begin{cases} \sigma_f = 1400 \text{ Kg/cmq.} \\ n = 10 \\ \sigma_c = < 25 \text{ Kg/cmq.} \\ t < 0,0010 \end{cases}$$

$$A_f = 0.0010 \times 40 \times 41 = 1.65 \text{ cmq.} \quad \begin{cases} 1\phi 10 = 0.79 \\ 1\phi 12 = 1.13 \\ \hline 1.92 \text{ cmq.} \end{cases}$$

3) Zona balcone

$L = 4.00$ m.

$b = 7$ cm.

$B = 40$ cm.

$H = 20+4$

Analisi dei carichi:

peso proprio	=	260 Kg/ml
massetto e pavimento	=	90 "
sovraccarico accid.	=	400 "
Carico totale	q =	750 Kg/ml

$$M_{max} = \frac{750 \times 0.4 \times \overline{4.00}^2}{8} = 600 \text{ Kgm}$$

$$r = \frac{22}{\sqrt{\frac{60000}{40}}} = \frac{22}{39} = 0.564$$

$\sigma_f = 1400$ Kg/cmq.
$n = 10$
$\sigma_c = 34$ Kg/cmq.
$t = 0.00135$

$A_f = 0.00135 \times 40 \times 39 = 2{,}11$ cmq ($2\phi 12 = 2{,}26$ cmq.)

Scala

1) Gradini

$L = 1{,}20$ m.

Pedata 30 cm.

Alzata 16,5 cm.

Soletta 6 cm.

Analisi dei carichi:

peso proprio $\left[\frac{(0.3 \times 0.165)}{2} + 0.30 \times 0.06\right] \times 2500$	=	105 Kg/ml
rives. pedate e alzate ; intonaco	=	55 "
sovraccarico accid. 400×0.3	=	120 "
Carico totale	q =	280 Kg/ml

$$M_{max} = \frac{280 \times \overline{1.2}^2}{2} = 202 \text{ Kgm.}$$

$$r = \frac{(16{,}5/2+6) - 2.25}{\sqrt{20200/30}} = \frac{12}{26} = 0.461$$

$\sigma_f = 1800$ Kg/cmq.
$\sigma_c = 48$ "
$t = 0.00130$

$A_f = 0.00130 \times 30 \times 26 = 1.01$ cmq. ($3\phi 8 = 1.51$ cmq.)

2) Travi a ginocchio

$L_{max} = 4.50$ m.

Sezione $= 30 \times 60$

Analisi dei carichi:

trasmesso dai gradini	$\frac{280 \times 1.20}{0.30} =$	1120 Kg/ml
muratura tamp.	$450 \times 2.70 =$	1215 "
peso proprio	$0.3 \times 0.6 \times 2500 =$	450 "
	Carico totale $q =$	2725 Kg/ml

$$M_{max} = \frac{2785 \times \overline{4,5}^2}{12} = 4699 \text{ Kgm.}$$

$$T_{max} = 2785 \times \frac{4.5}{2} = 6266 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{6266}{1539} = 4,07 \text{ Kg/cmq.}$$

$$r = \frac{57}{\sqrt{\frac{469900}{30}}} = \frac{57}{125} = 0.456$$

$$\begin{cases} \sigma_f = 1800 \text{ Kg/cmq.} \\ \sigma_c = 49 \text{ "} \\ t = 0.00132 \end{cases}$$

$$A_f = 0.00132 \times 30 \times 125 = 4,95 \text{ cmq.}$$

Mensole balconi

$L = 1.20$ m.

Sezione 20×50

Analisi dei carichi:

Solaio	=	260 Kg/ml
massetto e pavimento	=	90 "
sovraccarico accid.	=	400 "
	$750 \times 3,9/2 =$	1463 Kg/ml
ringhiera	=	17 "
peso proprio $0.2 \times 0.5 \times 2500$	=	250 "
Carico totale	$q =$	1730 Kg/ml

$$M_{max} = \frac{1730 \times \overline{1,2}^2}{2} = 1246 \text{ Kgm.}$$

$$T_{max} = 1730 \times 1,2 = 2076 \text{ Kg}$$

$$r = \frac{47}{\sqrt{\frac{124600}{20}}} = \frac{47}{79} = 0.594$$

$$\begin{cases} \sigma_f = 1800 \text{ Kg/cmq} \\ n = 10 \\ \sigma_c = 38 \text{ Kg/cmq.} \\ t = 0.001 \end{cases}$$

$A_f = 0.001 \times 20 \times 79 = 1.58$ cmq. ($2\phi 14 = 3.08$ cmq)

$$\tau = \frac{2074}{18 \times 47} = \frac{2074}{846} = 2,45 \text{ Kg/cmq.}$$

Cornicione

$L = 0.50$ m.

Analisi dei carichi:

a) ripartiti:

sovraccarico accid.	=	250 Kg/mq.
" perm.	=	100 "
peso proprio $0.50 \times 0.15 \times 2500$	=	188 "
	q =	538 Kg/mq.

b) concentrati:

muretto $0.1 \times 1.05 \times 2500$ = 125 Kg/ml

$$M_{max} = \frac{538 \times \overline{0.5}^2}{2} + 125 \times 0.5 = 67 + 63 = 130 \text{ Kgm.}$$

$$r = \frac{17}{\sqrt{130}} = \frac{17}{12} > 1$$

$$\begin{cases} \sigma_f = 1800 \text{ Kg/cmq} \\ \sigma_c < 30 \text{ "} \\ t < 0.0008 \end{cases}$$

$T = 538 + 125 = 663$ Kg $= \sim 670$ Kg.

$A_f = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96$ cmq.

Travi

A) Di copertura

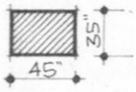
Analisi dei carichi:

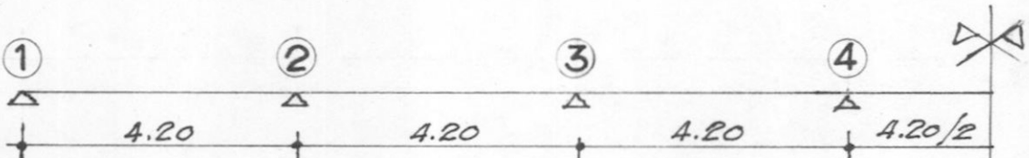
Solaio $\frac{3.85}{2} \times 650$ = 1251 Kg/ml

cornicione = 670 "

peso proprio 0.35x0.45x2500 = 394 "

q = 2315 Kg/ml.





Momenti	Kgm	2265	3172	4304	1378	3159	1794	3445	1658
Tagli	Kg	3833		5866 | 5125		4581 | 4785		4921 | 4853	
Reazioni	Kg	3833		10991		9366		9774	
$\sqrt{M/b}$		71	84	98	56	84	63	88	61
$r = h/\sqrt{M/b}$		0.450	0.380	0.326	0.571	0.380	0.507	0.363	0.524
σ_f = Kg/cmq.		1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800
σ_c = Kg/cmq.		49	60	59	39	60	43	55	41
A_f = cmq.		4.25	6.01	10.80	2.72	6.01	3.32	8.63	3.07
A'_f = cmq.		—	—	5.40	—	—	—	2.16	—
τ = Kg/cmq.		2.95		4.52 | 3.95		3.53 | 3.69		3.79 | 3.74	

Analisi dei carichi

1) Campate 5-6-7-8

Solaio $3.85 \times 650 = 2503$ Kg/ml

peso p. $0.35 \times 0.80 \times 2500 = 700$ »

$q = 3203$ Kg/ml.

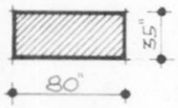
2) Campata 8-8'

Solaio $\frac{3.75 \times 650}{2} = 1251$ Kg/ml

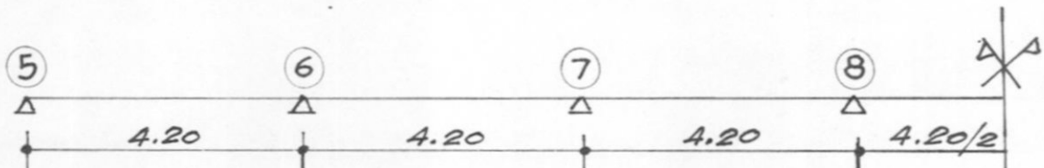
murat. $2.30 \times 450 = 1035$ »

peso proprio $= 700$ »

$q = 2986$ Kg/ml



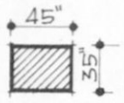
Si assume $q = 3203$ Kg/ml.

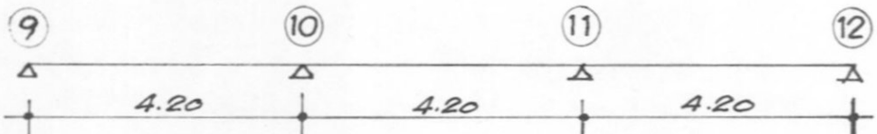


Momenti	Kgm	3139	4396	5966	1910	4379	2486	4774	2288
Tagli	Kg.	5313		8149 | 7103		6349 | 6631		6820 | 6727	
Reazioni	Kg.	5313		15252		12980		13547	
$\sqrt{M/b}$		63	74	87	49	74	56	77	54
$r = h/\sqrt{M/b}$		0,507	0.432	0.367	0.653	0.432	0.571	0.415	0.592
σ_f =	Kg/cmq.	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800
σ_c =	Kg/cmq.	43	52	60	35	52	38	54	36
A_f =	cmq.	5,90	8.23	11,41	3.92	8.23	6.72	8.87	4.35
A'_f =	cmq.	—	—	2.85	—	—	—	—	—
τ =	Kg/cmq.	2.30		3.53 | 3.08		2.75 | 2.87		2.96 | 2.91	

Per l'analisi dei carichi vedere campata 1-2-3-4 a pag. 7.—

$q = 2315$ Kg/ml



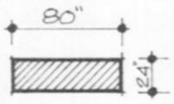


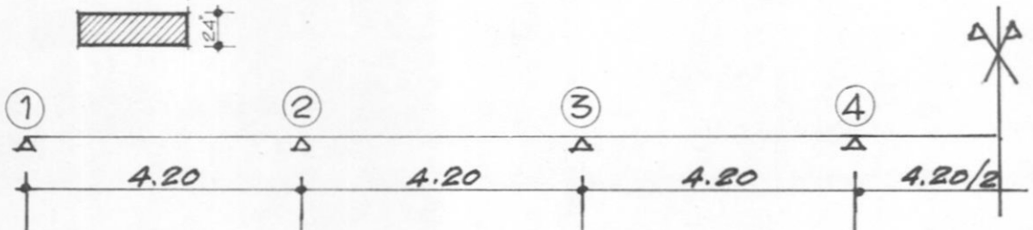
Momenti	Kgm	2221	3199	3999	1000	3999	3199	2221
Tagli	Kg.	3809		5713 | 4761		4761 | 5713		3809
Reazioni	Kg.	3809		10474		10474		3809
$\sqrt{M/b}$		70	85	94	47	94	85	70
$r = h/\sqrt{M/b}$		0.457	0.376	0.340	0.680	0.340	0.376	0.457
σ_f =	Kg/cmq.	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800
σ_c =	Kg/cmq.	48	54	59	32	59	54	48
A_f =	cmq.	4.09	8.22	9.89	1.82	9.89	8.22	4.09
A'_f =	cmq.	—	2.06	2.47	—	2.47	2.06	—
τ =	Kg/cmq.	2.93		4.40 | 3.67		3.67 | 4.40		2.93

B) Piano tipo

Analisi dei carichi

Solaio	$\frac{3.40}{2} \times 700$	= 1190 Kg/ml
muratura	300×3	= 900 "
peso proprio	0.24×0.8×2500	= 480 "
	q	= 2570 Kg/ml





Momenti	Kgm.	2518	3527	4787	1532	3513	1995	3831	1836
Taglio	Kg.	4258	6536	5700	5094	5322	5472	5397	
Reazioni	Kg.	4258	12236		10416		10869		
$\sqrt{M/b}$		57	67	77	44	66	50	69	48
$r = h/\sqrt{M/b}$		0.385	0.328	0.285	0.500	0.333	0.440	0.318	0.458
σ_f =	Kg/cmq.	1800	1800	1400	1800	1800	1800	1600	1800
σ_c =	Kg/cmq.	59	60	59	44	59	51	60	48
A_f =	cmq.	7.16	9.86	16.94	4.19	9.50	5.48	11.81	4.99
A'_f =	cmq.	–	9.86	16.94	–	9.50	–	8.86	–
τ =	Kg/cmq.	2.68	4.12	3.59	3.21	3.35	3.45	3.40	

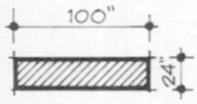
Analisi dei carichi

1) Campate 5-6-7-8

Solaio 3.40 × 700 = 2380

peso proprio 0.24 × 1.00 × 2500 = 600

q = Kg/ml 2980



2) Campata 8-8'

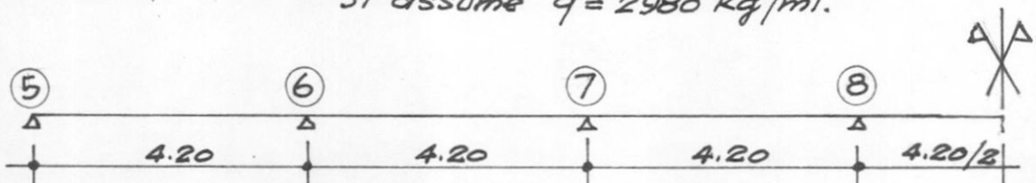
Solaio $\frac{3.40}{2}$ × 700 = 1190 Kg/ml

murat. 3 × 300 = 900 "

peso proprio = 600 "

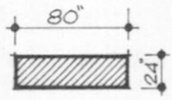
q = 2690 Kg/ml

Si assume q = 2980 Kg/ml.

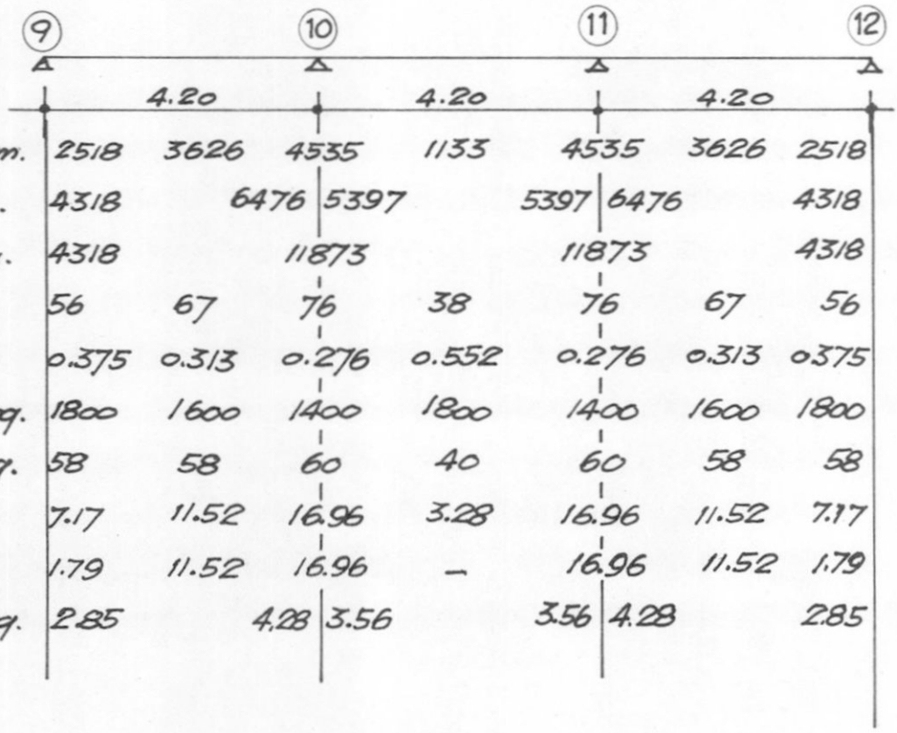


Momenti	Kgm.	2920	4090	5551	1777	4074	2313	4442	2129
Tagli	Kg.	4937		7579 | 6610		5906 | 6171		6346 | 6258	
Reazioni	Kg.	4943		14189		12077		12604	
$\sqrt{M/b}$		54	64	75	42	64	48	67	47
$r = h/\sqrt{M/b}$		0.388	0.328	0.280	0.500	0.328	0.437	0.313	0.446
σ_f =	Kg/cmq.	1800	1800	1400	1800	1800	1800	1600	1800
σ_c =	Kg/cmq.	59	60	60	44	60	51	59	50
A_f =	cmq.	8.43	11.78	20.93	5.00	11.78	6.58	14.70	6.30
A'_f =	cmq.	–	11.78	20.93	–	11.78	–	14.70	–
τ =	Kg/cmq.	2.61		4.01 | 3.49		3.12 | 3.26		3.35 | 3.31	

Per l'analisi dei carichi vedere campate 1-2-3-4 a pag. 10.—



$q = 2570$ Kg/ml.



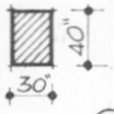
Momenti	Kgm.	2518	3626	4535	1133	4535	3626	2518
Tagli	Kg.	4318	6476	5397		5397	6476	4318
Reazioni	Kg.	4318		11873		11873		4318
$\sqrt{M/b}$		56	67	76	38	76	67	56
$r = h/\sqrt{M/b}$		0.375	0.313	0.276	0.552	0.276	0.313	0.375
σ_f =	Kg/cmq.	1800	1600	1400	1800	1400	1600	1800
σ_c =	Kg/cmq.	58	58	60	40	60	58	58
A_f =	cmq.	7.17	11.52	16.96	3.28	16.96	11.52	7.17
A'_f =	cmq.	1.79	11.52	16.96	—	16.96	11.52	1.79
τ =	Kg/cmq.	2.85	4.28	3.56		3.56	4.28	2.85

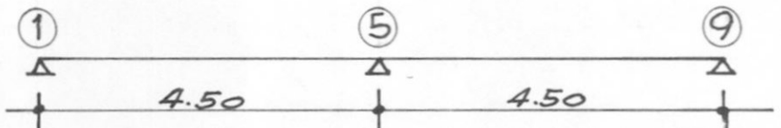
Travi di testata

1-5-9

Analisi dei carichi

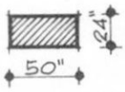
muratura	300×3	=	900 Kg/ml.
peso proprio	0.3×0.4×2500	=	300 "
	q.	=	1200 Kg/ml.





Momenti	Kgm.	1350	1700	3038	1700	1350
Tagli	Kg.	2025		3375 | 3375		2025
Reazioni	Kg.	2025		6750		2025
$\sqrt{M/b}$		67	75	101	75	67
$r = b/\sqrt{M/b}$		0.552	0.493	0.366	0.493	0.552
σ_f =	Kg/cmq.	1800	1800	1800	1800	1800
σ_c =	Kg/cmq.	38	44	60	44	38
A_f =	cmq.	2.19	2.68	4.97	2.68	2.19
A'_f =	cmq.	—	—	1.24	—	—
τ =	Kg/cmq.	2.02		3.37 | 3.37		2.02

Travi portamuratura
Divisori appartamenti



$L = 4.50$

Analisi dei carichi

muratura $300 \times 3 = 900$ Kg/ml

peso proprio $0.24 \times 0.50 \times 2500 = 300$ "

$q = 1200$ Kg/ml.

$$M_{max} = \frac{1200 \times \overline{4.5}^2}{12} = \pm 2025 \text{ Kgm.}$$

$$T_{max} = 1200 \times 4{,}5/2 = 2700 \text{ Kg.}$$

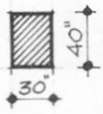
$$r = \frac{21}{\sqrt{\frac{202500}{50}}} = \frac{21}{64} = 0.328$$

$$\begin{cases} \sigma_f = 1800 \text{ Kg/cmq.} \\ n = 10 \\ A'_f = A_f \\ \sigma_c = 60 \text{ Kg/cmq.} \\ t = 0.00184 \end{cases}$$

$A_f = A'_f = 0.00184 \times 50 \times 64 =$ cmq. 5.88

$$\tau = \frac{2700}{0.9 \times 50 \times 21} = \frac{2700}{945} = \text{Kg/cmq. } 2.86$$

Travi portasolaio
Copertura vano scala



$L = 4.50$

Analisi dei carichi

Solaio $3.90 \times \frac{650}{2} = 1268$ Kg/ml

peso proprio $0.30 \times 0.50 \times 2500 = 375$ "

$q = 1643$ Kg/ml

$$M_{max} = \pm \frac{1643 \times \overline{4.5}^2}{8} = 4159 \text{ Kgm.}$$

$$T_{max} = \frac{1643 \times 4.5}{2} = 3697 \text{ Kg.}$$

$$r = \frac{47}{\sqrt{\frac{415900}{30}}} = \frac{47}{118} = 0.398$$

$$\begin{cases} \sigma_f = 1800 \text{ Kg/cmq} \\ \sigma_c = 57 \text{ Kg/cmq.} \\ t = 0.00152 \end{cases}$$

$A_f = 0.00152 \times 30 \times 118 = 5.38$ cmq.

$$\tau = \frac{3697}{0.9 \times 30 \times 47} = \frac{3697}{1269} = 2.91 \text{ Kg/cmq.}$$

VERIFICA PILASTRI

	PILASTRO N°	DIMENS. cm×cm	A_c cm²	A_f cm²	$A_c + n A_f$ cm²	REAZIONI TRAVI Kg.	PESO PROPRIO Kg.	CARICO TOTALE Kg.	σ_c Kg/cm²
4° ORDINE	1/9	30×50	1500	4φ10 3.14	1531,4	5858	1125	6983	4.55
	2/10	30×50	1500	3.14	1531,4	10991	1125	12116	7.91
	3/11	30×50	1500	3.14	1531,4	11442	1125	12567	8.20
	4	30×50	1500	3.14	1531,4	14550	1125	15675	10.23
	5	30×50	1500	3.14	1531,4	10713	1125	11838	7.73
	6/7	30×50	1500	3.14	1531,4	15252	1125	16377	10,69
	8	30×50	1500	4φ14 6.16	1561,6	26210	1875	28085	17.98
	12	30×50	1500	4φ14 6,16	1561,6	22738	1875	24613	15.76
3° ORDINE	1/9	30×50	1500	4φ14 6,16	1561,6	13176	1125	14301	9.15
	2/10	30×50	1500	4φ14 6,16	1561,6	24452	1125	25577	16.37
	3/11	30×50	1500	4φ14 6.16	1561,6	25059	1125	26184	16,76
	4	30×50	1500	6φ14 9.24	1592,4	31320	1125	32445	20.37
	5	30×50	1500	4φ14 6,16	1561,6	22175	1125	23300	14,92
	6/7	30×50	1500	6φ14 9.24	1592,4	30566	1125	31691	19.90
	8	30×50	1500	6φ14 9.24	1623,2	49655	1125	50780	31,88
	12	30×50	1500	6φ14 9.24	1592,4	39845	1125	40970	25,72

	PILASTRO N°	DIMENS. cm×cm	A_c cm^2	A_f cm^2	A_c+nA_f cm^2	REAZIONI TRAVI Kg.	PESO PROPRIO Kg.	CARICO TOTALE Kg.	σ_c Kg/cm^2
2° ORDINE	1/9	30×50	1500	6 ϕ14 9,24	1592,4	20584	1125	21709	13,63
	2/10	30×50	1500	6 ϕ14 9,24	1592.4	37813	1125	38938	24.45
	3/11	30×50	1500	6ϕ14 9,24	1592.4	38676	1125	39801	24.39
	4	30×50	1500	6 ϕ16 12.06	1620,6	50790	1125	51915	32.03
	5	30×50	1500	6 ϕ14 9.24	1592.4	33637	1125	34762	21.82
	6/7	30×50	1500	6 ϕ16 12.06	1620.6	45880	1125	47005	29.00
	8	30×50	1500	8ϕ16 16.08	1660,8	72350	1125	73475	44.24
	12	30×50	1500	6ϕ16 12.06	1620,6	56202	1125	57327	35.37

1° ORDINE	1/9	30×50	1500	6ϕ16 12,06	1620,6	27992	1125	29117	17.96
	2/10	30×50	1500	6ϕ16 12,06	1620,6	51174	1125	52299	32,27
	3/11	30×50	1500	6ϕ16 12,06	1620,6	52293	1125	53418	32,96
	4	30×50	1500	6ϕ18 15,27	1652,7	70260	1125	71385	43,19
	5	30×50	1500	6ϕ16 12,06	1620,6	45119	1125	46244	28,53
	6/7	30×50	1500	6ϕ18 15,27	1652,7	61194	1125	62319	37,70
	8	30×50	1800	8ϕ18 20,36	2003,6	95045	1350	96395	48,11
	12	30×50	1500	6ϕ18 15,27	1652,7	72559	1125	73684	44,58

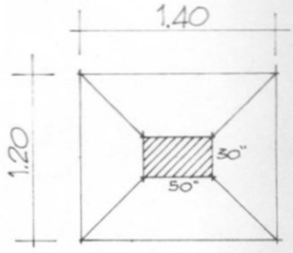
PLINTI

1) Tipo 1 (per i pilastri 1-2-3-9-10-11-5)

Scarico max al piede pil. 3 e 11 = 53418 Kg.

peso proprio $\left[(0.15\times1.20\times1.40)+\right.$
$\left.+\left(1.40\times1.20\times\frac{0.65}{3}\right)\right]\times2500=1540$ Kg.

$P = 54958$ Kg.

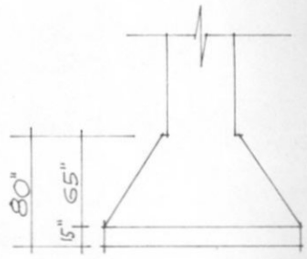


$$\sigma_t = \frac{54958}{120\times140} = \frac{54958}{16800} = 3.27 \text{ Kg/cmq.}$$

$$M_1 = 53418\left(\frac{1.40}{12}-\frac{0.50}{8}\right) = 2893 \text{ Kgm.}$$

$$M_2 = 53418\left(\frac{1.20}{12}-\frac{0.30}{8}\right) = 3338 \text{ Kgm.}$$

Si arma a momento flettente maggiore:



$$r = \frac{75}{\sqrt{\frac{333800}{30}}} = \frac{75}{106} = 0.700 \qquad \begin{cases} \sigma_f = 1200 \text{ Kg/cmq.} \\ n = 10 \\ \sigma_c = 25 \text{ Kg/cmq.} \\ t = 0.00126 \end{cases}$$

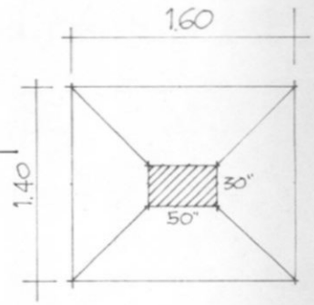
$$A_f = 0.00126\times30\times106 = 4.04 \text{ cmq.}$$

2) Tipo 2 (per i pilastri 4-6-7-12)

Scarico max al piede pil. 12 = 73684 Kg.

peso proprio $\left[(1.6\times1.4\times0.15)+\left(\frac{0.7}{3}\times1.6\times1.4\right)\right]\times$
$\times2500$ = 2147 Kg.

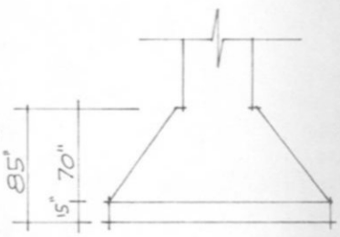
$P = 75831$ Kg.



$$\sigma_t = \frac{75831}{160\times140} = \frac{75831}{22400} = 3.38 \text{ Kg/cmq.}$$

$$M_1 = 73684\left(\frac{1.60}{12}-\frac{0.50}{8}\right) = 5219 \text{ Kgm.}$$

$$M_2 = 73684\left(\frac{1.40}{12}-\frac{0.30}{8}\right) = 5833 \text{ Kgm.}$$



$$r = \frac{80}{\sqrt{\frac{583300}{30}}} = \frac{80}{139} = 0.575 \qquad \begin{cases} \sigma_f = 1200 \text{ Kg/cmq.} \\ n = 10 \\ \sigma_c = 32 \text{ Kg/cmq.} \\ t = 0.00159 \end{cases}$$

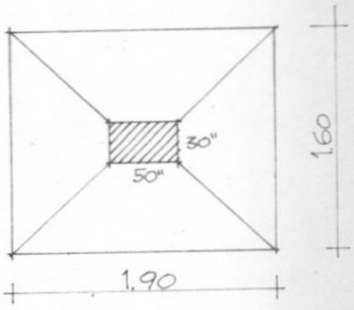
$$A_f = 0.00159\times30\times139 = 6.63 \text{ cmq.}$$

3) <u>Tipo 3</u> (per pilastro 8)

Scarico max al piede $= 96395\ Kg.$

peso proprio $\left[(0.15\times1.90\times1.60)+\left(\frac{0.85}{3}\times1.90\times1.60\right)\right]\times2500 = \underline{3293\ Kg.}$

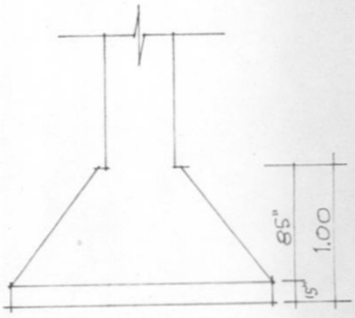
$P = 99688\ Kg.$



$$\sigma_t = \frac{99688}{160\times190} = \frac{99688}{30400} = 3.28\ Kg/cmq.$$

$$M_1 = 96395\left(\frac{1.60}{12}-\frac{0.30}{8}\right) = 9238\ Kgm.$$

$$M_2 = 96395\left(\frac{1.90}{12}-\frac{0.60}{8}\right) = 8032\ Kgm.$$



$$r = \frac{95}{\sqrt{\frac{923800}{30}}} = \frac{95}{176} = 0.539$$

$$\begin{cases} \sigma_f = 1200\ Kg/cmq. \\ n = 10 \\ \sigma_c = 34\ Kg/cmq. \\ t = 0.00168 \end{cases}$$

$$A_f = 0.00168\times30\times176 = 8.87\ cmq.$$