

ORDINE DEGLI INGEGNERI
della Provincia di TARANTO

Dott. Cing.
VALENTINI Aurelio
N. 102

FABBRICATO TIPO "A" e TIPO "C"

- P R E F E S S A -

I fabbricati sono a 5 piani (scantinato, p.t. e 3 piani superiori) con intelaiatura in cemento armato. Le murature di riempimento delle maglie esterne dei telai si prevedono in doppia cortina a cassa vuota, l'interna in fette di tufo spesse cm. 10 e l'esterna in fette di carparo con accantonamento delle cortine ai pilastri, in lastre di pietra calcarea da m. 26 x 0,10 x 0,26.

Tale muratura pesa per mq. di pareti :

$$p_m = 1 \times 1 \times 0,10 \times 1600 + 1 \times 1 \times 0,10 \left(1700 + \frac{2}{14} 2600 - 1700 \right) = \\ = 343 \text{ kg/mq.}$$

Le cortine munite di vani di finestre - balconi anche stipiti rivestiti delle stesse lastre di pietra calcarea. Nei calcoli che seguono si terrà conto delle aperture di vani, nei muri e nei divisori adottando il coefficiente di riduzione 0,80 ÷ 0,85.

I divisori interni sono previsti in fette di tufo zuppigno spesse generalmente cm. 10 circa. I divisori di vano scala e di separazione di diversi appartamenti sono invece previsti spessi cm. 15 circa. I divisori paralleli ai travetti dei solai sono previsti sorretti da appositi travetti rinforzati mentre quelli normali e non sorretti dalle travi, sono previsti distribuiti sui solai ove costituiscono al massimo un carico permanente di

$$\frac{0,8 \times (3,00 + 3,80) \times 0,10 \times 3,00 \times 1600}{3,80 + 5,30} = 130 \text{ kg/mq.}$$

I solai dei piani intermedi sono previsti del tipo Arena B;
H = cm. 16 + 4 cm. di caldana in calcestruzzo di c.a. alta re-

sistenza. Quelli di copertura con solaio a camera d'aria alto cm. 32.

Materiali da impiegare.

Acciaio semiduro a.Q.50 : carico rottura per trazione compreso tra 50 e 60 kg/mmq., limite di scorrimento non inferiore a 27 kg/mm.- Allungamento di rottura non inferiore al 16 %.

Pietrisco da frantumazione di calcare compatto di S.Vito dei Normanni esente da impurità e sostanze polverulenti, di composizione granulometrica compresa tra le curve limiti della pag.2. di cui all'art.7 delle norme di cui al R.R. 16-11-1.39 n.2229. mc.0,800
Sabbia di "Torre Peppe" " 0,400

Cemento ad alta resistenza con K 28gg >680 kg/cmq. kg.300

Con tali ingredienti, impastati a macchina si sono avute, su cubetti di prova da cm. 16 x 16 x 16, a 28 giorni di stagionatura carico resistenza cubica compresa tra 240 ÷ 280 kg/cmq.

Pertanto i carichi di sicurezza vengono assunti preventivamente come segue (con l'avvertenza che la determinazione della resistenza cubica a 28 gg. del conglomerato sarà costantemente controllata, con opportune prove di laboratorio, durante tutta la esecuzione dei lavori :

Carichi di sicurezza :

taglio : < di	kg/cmq.6
conglomerato: compressione semplice < di	" 60
flessione o pressoflessione < di	" 70
Acciaio semiduro: < di	" 1800

Impasto a macchina con betoniera a tamburo

Costipamento getti a mezzo vibratore

Disarmo :- sponde casseri delle travi e pilastri dopo almeno 48 ore

- armature solette e solai 5 giorni
- " solai e solette di grande portata 8 giorni

P A R T E 1^a

Calcolo delle sollecitazioni esterne-

1°) Pesi unitari :

- conglomerato di cemento armato kg/mc. 2500.=
- muratura di tufo zuppigno (compreso intonaco) " 1600.=
- " " " carparo (" ") " 1700.=
- muratura di mattoni forati di pomice-cemento (spessore cm. 8 ÷ 10) più intonaco (50 + 20) kg/cmq. 70.=
- massetto di detriti di tufo o detriti di pomice a secco, con sovrastante cappa dello spessore di cm. 2 circa spalmate di cemento e sabbia fine " 80.=
- solaio misto Arena B.16- rustico (140+100) " 240.=
- pavimento e intonaco (50+ 20) " 70.=

Sovraccarichi accidentali :

- solaio di copertura " 150.=
- solaio di piano intermedio " 250.=
- scale *balsani* " 400.=

Peso di un mq. di solaio di copertura :

- solaio rustico (a camera d'aria) (160+100)
- massetto ed asfalto (80+20)
- sovraccarico accidentale

240
260

70

150
580 560

- peso di un mq. di solaio di piano intermedio :

- solaio rustico	kg. 240
- pavimento e intonaco	70
- divisori distribuiti	130
- sovraccarico utile	250
	<u>560</u>
Totale kg/cm ² .	<u>690</u>

- F A B B R I C A T O " A " -

S i sottopone a calcolo :

Il telaio trasversale portante interno costituito dai pilastri 2 - 8 - 14 e dai traversi superiori piano per piano costituite dalle travi correnti 2 - 8 e 8 - 14.

Il telaio trasversale portante perimetrale 1 - 7 - 13

oooooooooooo

Fabbricato A

Carichi assiali sui pilastri perimetrali

Pia. no		P i l a s t r i n.					
		1	2	3	4	5	6
3°	Solaio carico accidentale: $\left(\frac{2 \times 3,80}{2} \times \frac{5,70}{2}\right) = \text{mq. } 10,83 \times 150 =$	813	1625			1625	1625
	$\left[\left(\frac{3,80}{2} \times \frac{5,70}{2}\right) + \left(\frac{5,70}{2} \times \frac{2,80}{2}\right)\right] =$ = mq. 9,41 x 150 =			1412	1412		
	Solaio carico permanente : 10,83 x 430 =	2328	4657			4657	4657
	Solaio carico permanente 9,41 x 430 =			4063	4063		
	attico $2 \times \frac{3,80}{2} \times 0,10 \times 1,37 \times$ x 2500 =		1300			1300	

	attico $(\frac{2,8}{2} + \frac{3,80}{2}) \times 0,10 \times 1,37 \times 2500 =$			1130	1130		
	" $(\frac{3,80}{2} + \frac{5,70}{2}) \times 0,10 \times 1,37 \times$ $\times 2500 =$	1648				1300	
	trave : $\frac{5,70}{2} \times 0,30 \times 0,55 \times 2500 =$	1175	1175	1175	1175	1175	
	$2 \times \frac{5,70}{2} \times 0,20 \times 0,70 \times 2500 =$						2000
	trave longit. $3,80 \times 0,30 \times 0,40 \times 2500 =$	570	1140			1140	1140
	$\frac{3,80}{2} + \frac{2,80}{2} \times 0,30 \times 0,4 \times 2500 =$			990	990		
	pilastro $0,30 \times 0,30 \times 2,80 \times 2500 =$	630	630	630	630	630	630
	Sommano kg=	7164	10527	9400	9400	10527	11352
2° piano	Solaio carico accidentale $\frac{5,40}{2} \times (\frac{3,80}{2} + \frac{2,8}{2}) \times 250 =$	1283	2565			2565	2565
	Solaio carico permanente :						
	$(\frac{5,70}{2} + 0,15) 3,8 \times 310 =$	1767	3534			3534	3534
	$(\frac{5,70}{2} + 0,15) \times (\frac{3,80}{2} + \frac{2,80}{2}) 310$ peso divisorio interno			3069	3069		
	$\frac{4,30}{2} \times 0,10 \times 3,00 \times 1600$		1032			1032	2064
	$\frac{1}{2} \frac{5,40}{2} \times 0,15 \times 3,00 \times 1600$			976	976		
	muro perimetrale $(\frac{3,8}{2} + \frac{2,80}{2}) 3,00 \times$ $\times 0,8 \times 343 =$			2718	2718		
	muro perimetrale $(3,80 \times 3,00) 0,8 \times$ $\times 343 =$		3128			3128	
	$\frac{3128}{2} + (\frac{4,30}{2} \times 2,80) 0,8 \times 343 =$	3217					
	peso travi : $\frac{5,70}{2} \times 0,30 \times 0,55 \times 2500 =$		1175	1175	1175	1175	
	$2 \times \frac{5,70}{2} \times 0,20 \times 0,70 \times 2500 =$						2000
	$\frac{5,70}{2} \times 0,30 \times 0,10 \times 2500 =$	855					

1° piano	travi longitudinali 3,80 x 0,10 x 0,70 x 2500 =	675	675	675	675	675	675
	pilastrini	630	630	630	630	630	630
	Sommano kg.	15411	23265	20871	11491	12739	22821
	Solaio carico accidentale 0,9 x precedente	1155	2309	2005	2005	2309	2309
	Solaio carico permanente c.s.	1767	3534	3069	3069	3534	3534
	Peso divisorio int.		1032	976	976	1032	2064
	" muro perimetrale	3217	3128	2718	2718	3128	=
	" travi	855	1175	1175	1175	1175	2000
	" " longitudinali	675	675	675	675	675	675
	" pilastrini	630	630	630	630	630	630
Pt.	Sommano	23710	35749	32119	12248	12483	34033
	Solaio carico accidentale 0,8 x precedente 2° piano	1026	2052	1782	1782	2052	2052
		1767	3534	3069	3069	3534	3534
			1032	976	976	1032	2064
		3217	3128	2718	2718	3128	
		855	1175	1175	1175	1175	2000
		675	675	675	675	675	675
	0,50 x 0,30 x 3,00 x 2500 =	1125	1125	1125	1125	1125	1125
	Sommano	32375	48470	43639	11520	12721	45483

Piano scan- tinato	Solaio carico accidentale 0,7 x precedente	898	1798	1560	1560	1798	1798
	Solaio carico permanente	1767	3534	3069	3069	3534	3534
	divisori		1032	976	976	1032	2064
	muro perimetrale	3217	3128	2718	2718	3128	
	Maggiore spessore 1° metro p.t.						
	3,80 x 0,20 x 1,00 x 1600 =	1400	1216	1200	1200	1216	
	travi trav.	855	1175	1175	1175	1175	2000
	" longit.	675	675	675	675	675	675
	parapetto p.t.	700	1000	1000	1000	1000	1000
	pilastrini	1125	1125	1125	1125	1125	1125
	Sommano	43012	63153	57137	57137	63153	57679
	Analisi carichi sulla pilastrata centrale -	7	8	9	10	11	12
	Solai carico accidentale e per- manente :						
	$\frac{(5,70 + 5,30)}{2} \times 3,80 \times 5,80 =$	6061	12122			12122	6061
	$\left(\frac{5,70}{2} + \frac{5,30}{2}\right) \left(\frac{3,80}{2} + \frac{2,80}{2}\right) \times 580 =$			10527	10527		
	copertura torrino scala $\frac{2,8}{2} + \frac{5,30}{2} \times 300 =$			1113	1113		
	pilastrini e travi torrino 2,20 x 0,25 x 0,25 x 2500 + $+ \left(\frac{2,20}{2} + \frac{5,00}{2}\right) 0,20 \times 0,30 \times 2500 =$			884	884		
	muri torrino $\frac{5,00}{2} \times 0,2 \times \frac{2,00}{2} \times 1600 =$			800	800		
	traversi $\frac{5,30 + 5,7}{2} \times 0,30 \times 0,35 \times 2500 =$	1444	1444	1444	1444	1444	1444
	pilastrini 3° piano	630	630	630	630	630	630
	attico $\frac{5,30 + 5,70}{2} \times 0,10 \times 1,37 \times 2500 =$	1884					
	Sommano	10019	14196	15398	15398	14196	14196

piano 2°	Solaio carico accidentale : 2 $(\frac{5,00}{2} + \frac{4,00+1,10}{2}) 3,80 \times 250 =$	2394	4798		4798	2394
	$(\frac{5,00}{2} + \frac{4,00+1,10}{2}) \times (\frac{3,80+2,80}{2}) 250 =$			4168	4168	
	Solaio carico permanente : $(\frac{5,70}{2} + \frac{5,30}{2}) 3,80 \times 310 =$	3240	6479		6479	3240
	$(\frac{5,30}{2} + \frac{5,70}{2}) \times (\frac{3,80+2,80}{2}) 310 =$			5627	5627	
	Travi trasv.: $(\frac{5,70+5,30}{2}) 0,3 \times 0,35 \times 2500 =$		1444	1444	1444	1444
	$(\frac{5,70+5,30}{2}) 0,30 \times 0,20 \times 2500 =$	828				
	$(\frac{5,70+5,30}{2}) 0,20 \times 0,30 \times 2500 =$					137
	divisori di spina $0,85 \times 3,50 \times 0,10 \times 3,00 \times 1600 =$	714	1428		1428	71
	divisorio longitudinale c.s. $\times \frac{4,20}{5,30}$	565	1130		1130	56
	" trasversali $(\frac{5,40+5,00}{2}) 0,10 \times 2,65 \times 1600 =$		2204		2204	220
	$0,8 (\frac{5,00}{2} \times 0,10 \times 3 \times 1600 \times \frac{2,50}{3,80}) =$		700		700	
	$\frac{5,40}{2 \times 2} \times 0,15 \times 3 \times 1600 =$		900	960	960	
	divisori scala $\frac{2,50}{2} \times 0,15 \times 3,00 \times 1600 =$			900	900	
	$\frac{5,00}{2} \times 0,20 \times 2,65 \times 1600 =$			2120	2120	
	Muro facciata veranda $(3,80 \times 3,00 \times 343) \times 0,8 \times \frac{1,40}{5,70} =$		770		770	385
	$0,8 \times 2,00 \times 3,00 \times 0,15 \times 1600 \times \frac{1,25}{5,30} =$		272		272	
	$\frac{3,8+2,80}{2} \times 3,00 \times 343 \times 0,8 \times \frac{1,40}{5,70} =$			670	670	
	muro facciata laterale $\frac{5,00+4,30}{2} \times 2,8 \times 343 =$	4466				
	pilastro	630	630	630	630	630
	Somma	22853	34051	31917	31917	25700

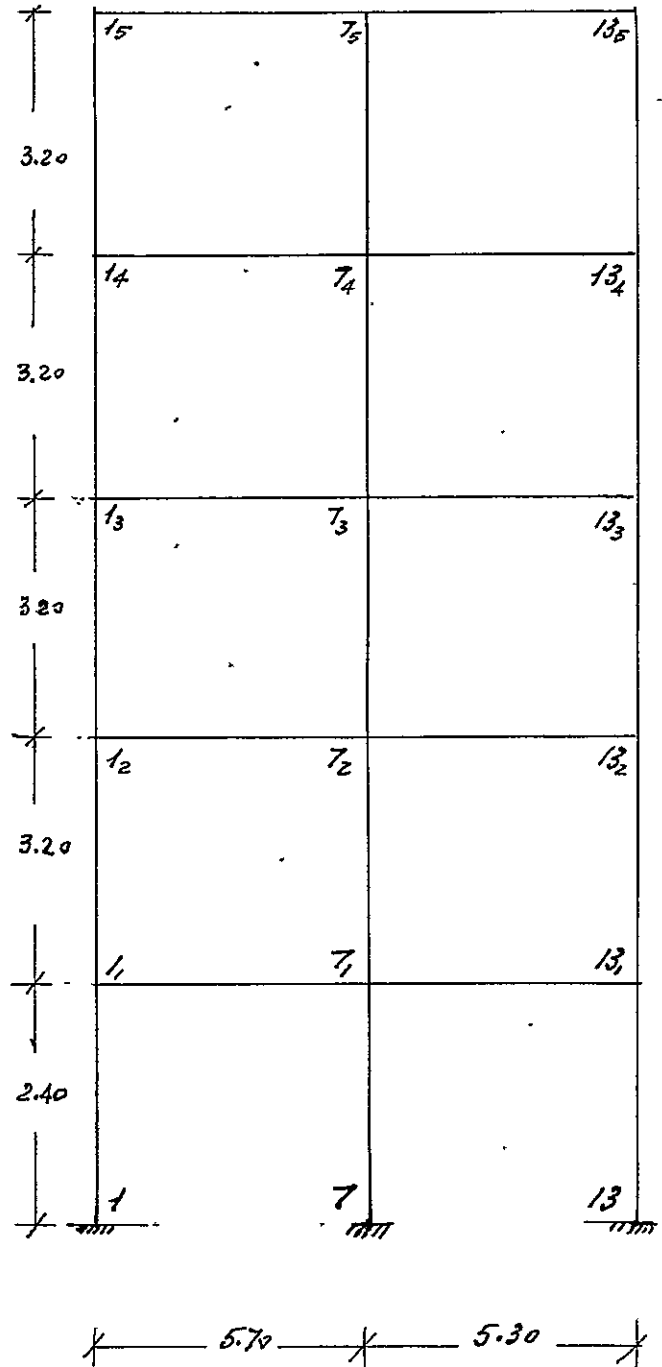
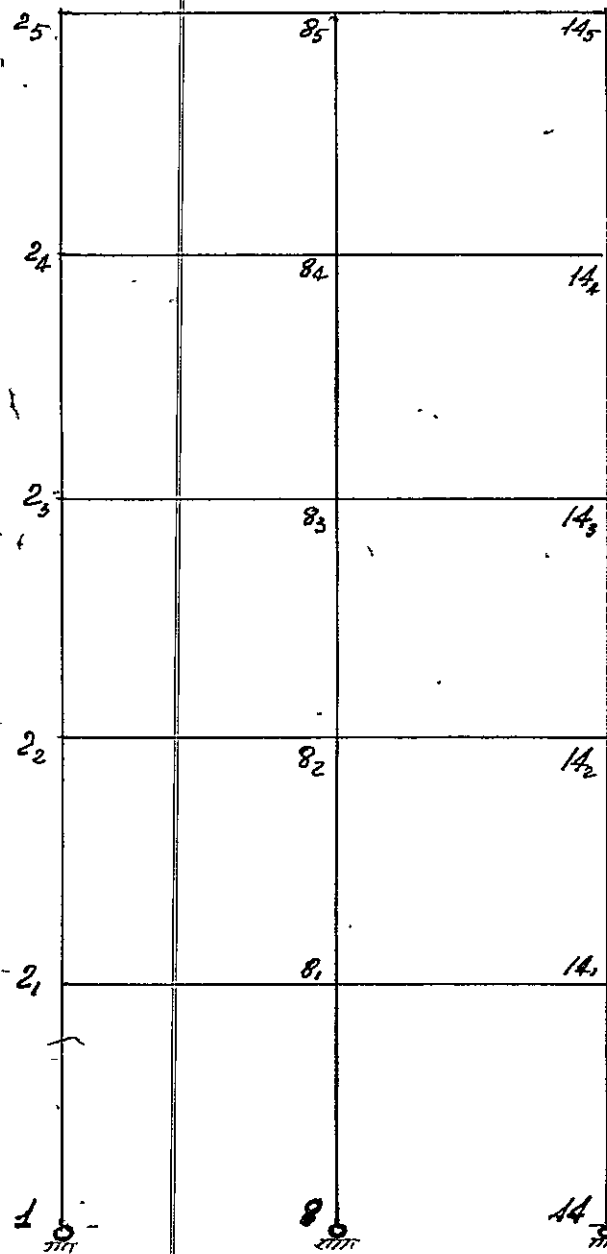
		9					
piano 1°	Solaio carico accidentale 0,9x2=	2155	4318	3751	3751	4318	2155
	" " permanente c.s.	3240	6479	5627	5627	6479	3240
	travi trasv.	825	1444	1444	1444	1444	1375
	divisori di spina	714	1428	900	900	1428	714
	" longitudinali	565	1130			1130	565
	" trasversali		2904	960	960	2904	2204
	" scala	4166		2120	2120		
	muro facciata o verande	4466	1042	670	670	1042	385
	pilastro	630	630	630	630	630	630
	Sommano	35448	73426	48019	48019	53416	36971
P.T.	Solaio carico accidentale 0,8xQ=	1915	3838	3334	3334	3838	1915
	" " permanente	3240	6479	5627	5627	6479	3240
	travi trasv.	825	1444	1444	1444	1444	1375
	divisori di spina	714	1428	900	900	1428	714
	" longirudinali	565	1130			1130	565
	" trasversali		2904	960	960	2904	2204
	" scala	4166		2120	2120		
	muro facciata o veranda	4466	1042	670	670	1042	385
	pilastri 2,65x0,30x0,50x2500 =	1660	1000	1000	1000	1000	1000
	Sommano	48173	72691	64070	64070	72691	48369
Scan- tina- to	Solaio carico accidentale 0,7xQ=	1676	3359	2918	2918	3359	1676
	" " permanente	3240	6479	5627	5627	6479	3240
		825	1444	1444	1444	1444	1375
		714	1428	900	900	1428	714
		565	1130			1130	565
			2904	960	960	2904	2204
				2120	2120		
	Muro facciata veranda preced.+ + 4,65 x0,20x 1 x 1600 =	5945	1240	800	800	1240	500
	pilastri 12 00x0 50x0 35x2500 =	875	875	875	875	875	875

Analisi dei carichi sulle travi
Momenti d'incastro perfetto

Piano	Telaio 2-8-14	carico Q sulle campate tra i pilastri		Momenti di incastro perfetto	
		2-8 kg.	8-14 kg.	μ_1 cm.	μ_2 cm.
Ultimo piano	Solaio: $5.70 \times 3.80 \times 580 =$ " $5.30 \times 3.80 \times 580 =$	12.563, = 12	11.681. =	5.97	
Piani inferiori	- Solaio: carico accidentale: $(4.00 + 1.40) \times \frac{2 \times 3.80}{2} \times 250 =$ $(5.30 - 0.10) \times \frac{2 \times 3.80}{2} \times 250 =$	5.126. =	4940 =		
	- Solaio: carico permanente: $5.70 \times \frac{3.80 \times 2}{2} \times 310 =$ $5.30 \times \frac{3.80 \times 2}{2} \times 440$	6715	8861		
	- divisori sul trave $4.00 \times 0.10 \times 2.80 \times 1600 =$ $5.00 \times 0.10 \times 2.80 \times 1600 =$	1792	2240		
	- divisori su travi rinforzati: $0.8 \left(\frac{2 \times 3.80}{2} \times 0.10 \times 3.00 \times 1.600 \right)$ $0.8 \times \left(\frac{2 \times 3.80}{2} \times 0.15 \times 3.00 \times 1600 = \right)$		1460 1870		
	- muro facciata a veranda: (coeff. per distribuzione uniforme del carico concentr. 1.23): $1.23 \left(\frac{2 \times 3.80}{2} - \frac{1.50 + 1.00}{2} \right) \times 3 \times 343 =$ trave p.p.p. $lx \ 0.3 \times 0.50 \times 2500 =$	3228 2137	1982		
		18.998	20.753. =	9.12	9.20
	Telaio 1-7-13	1-7	7-13		
	Ultimo piano solaio: $5.70 \times \frac{3.80}{2} \times 580 + \frac{5.30 \times 3.80}{2} \times 580$ trave attico: $5.7 \times 0.10 \times 1.37 \times 2500 =$	6282 1600 1950 9832	5841 1600 1950 9291	4.67	4.15
	Piani infer. Solaio: muro veranda: " perimetrale $4.30 \times 2.80 \times 343$ $5.00 \times 2.80 \times 343$ trave	2563 3357 1614 4130 1600	2480 4430 4802 1600		
		13.264	13.313	6,300	6,00

Telaio 2-8-14

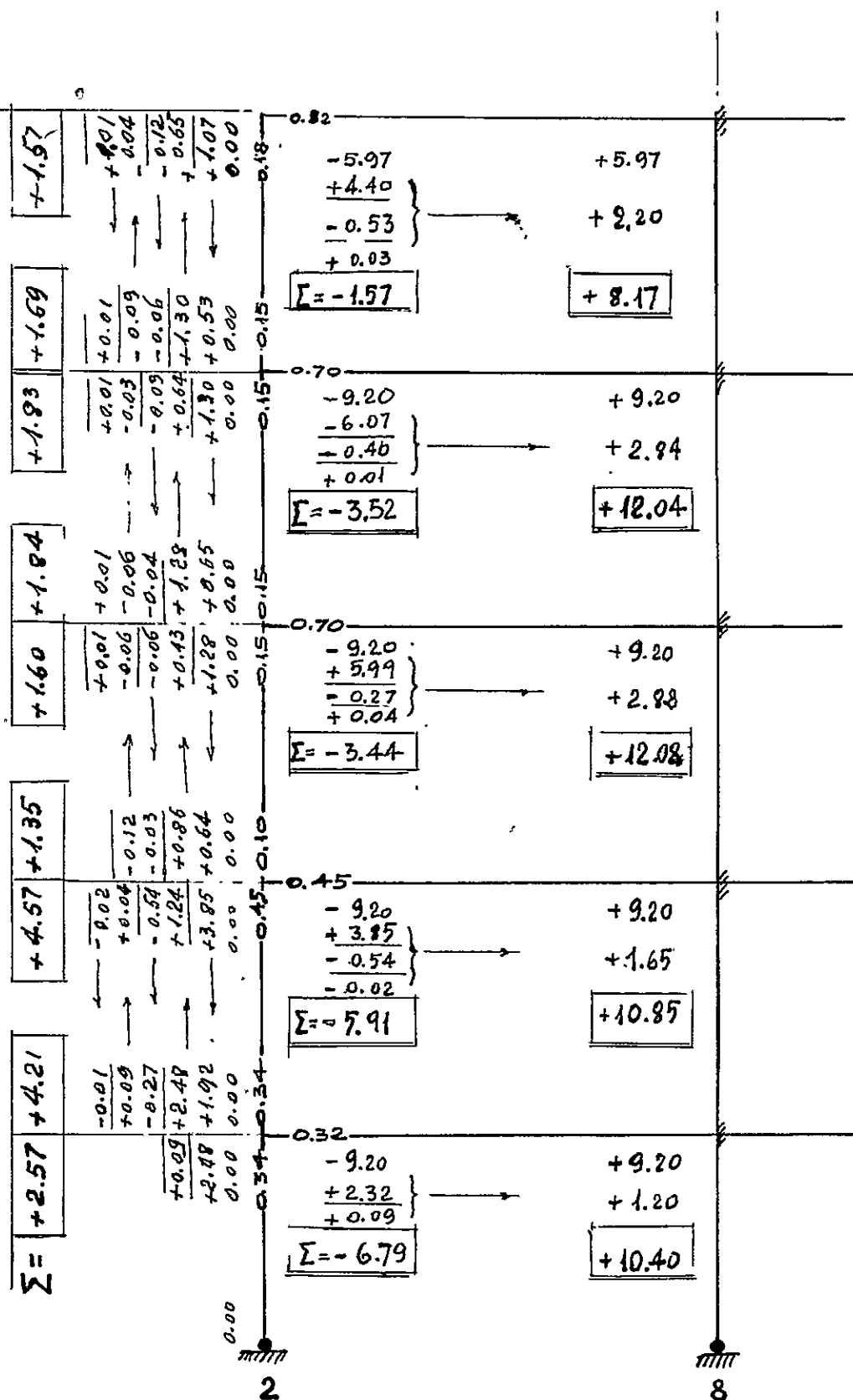
Telaio 1-7-13



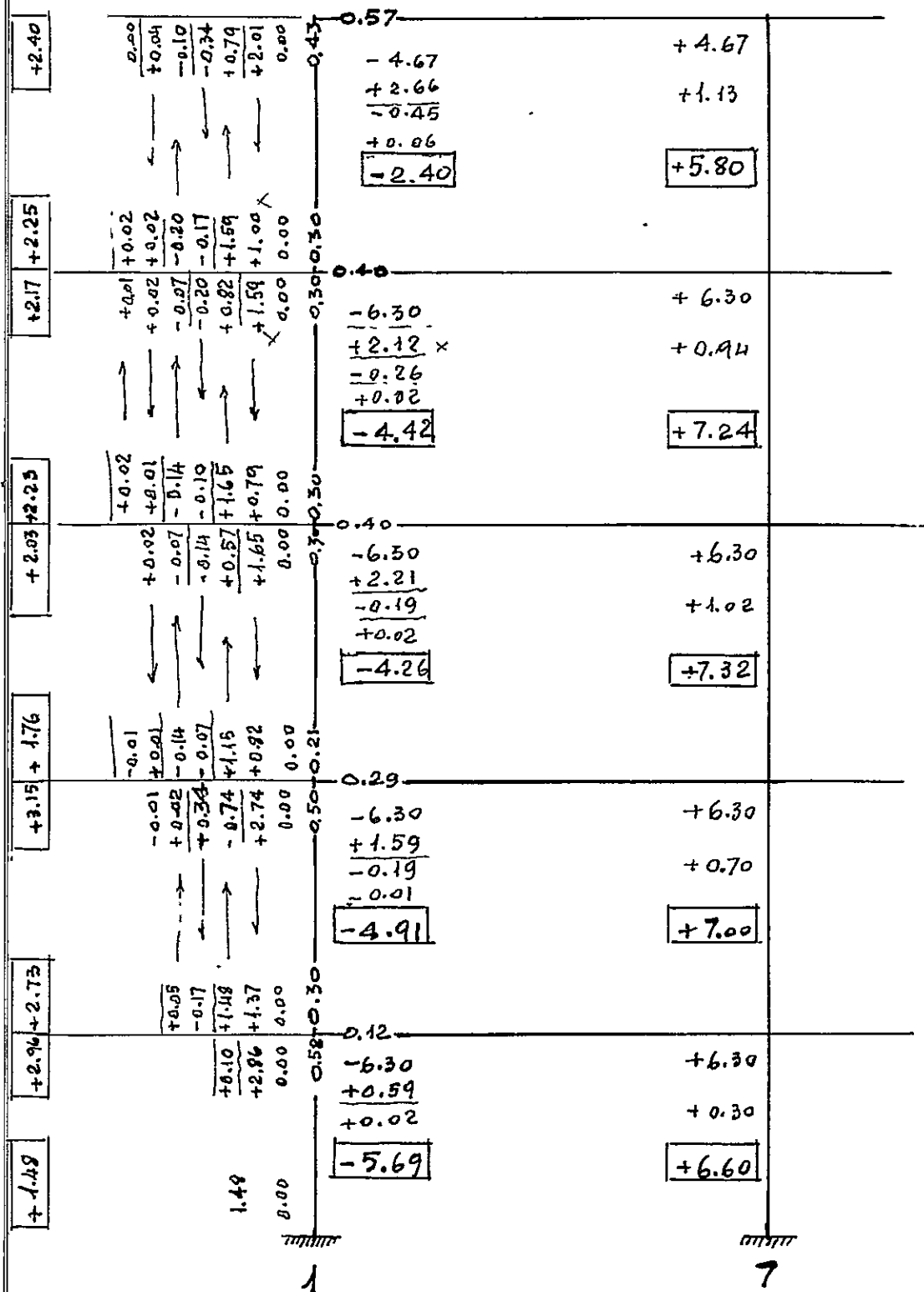
Elementi geometrici ed elastici a base del "Cross"

Piano		Telaio 2-8-14			Telaio 1-7-13		
		Nodo 2			Nodo 1		
3 ^e	Estremi asta	25-24	25-85	—	15-14	15-75	—
	dimensioni dm.	3x3	3x6		3x3	3x4	
	Momento d'inerzia	6.75	54 dm ⁴		6.75	16	
	Lunghezza m.	3.20	5.70		3.20	5.70	
	Rigidezza K	2.10	9.47		2.10	2.80	
	ΣK	11.57			4.90		
	Coeff. di ripartizione	0.18	0.82		0.43	0.57	
2 ^e e 1 ^a	Estremi	24-23	24-25	24-84	14-13	14-15	14-74
	Dimensioni dm.	3x3	3x3	3x6	3x3	3x3	3x4
	Momento d'Inerzia dm ⁴	6.75	6.75	54	6.75	6.75	16
	Lunghezza m.	3.20	3.20	5.70	3.20	3.20	5.70
	Rigidezza K	2.10	2.10	9.47	2.10	2.10	2.80
	ΣK	13.67			7.00		
	Coeff. di ripartizione	0.15	0.15	0.70	0.30	0.30	0.40
P.T.	Estremi	22-21	22-23	22-82	12-11	12-13	12-72
	Dimensioni dm.	3x5	3x3	3x6	3x4	3x3	3x4
	Momento d'inerzia	31.25	6.75	54	16	6.75	16
	Lunghezza	3.20	3.20	5.70	3.20	3.20	5.70
	Rigidezza K	9.62	2.10	9.47	5	2.10	2.80
	ΣK	21.19			9.90		
	Coeff. di ripartiz.	0.45	0.10	0.45	0.50	0.21	0.29
P.C.	Estremi	21-2	21-22	21-81	11-1	11-12	11-71
	Dimensioni	5x3	5x3	6x3	5x3	4x3	4x3
	Momento d'inerzia	31.25	31.25	54	31.25	16	16
	lunghezza	2.40	2.40	5.70	2.40	3.20	5.70
	Rigidezza K	3x 9.77	9.76	9.47	13.02	6.66	2.80
	ΣK	29.00			22.48		
	Coeff. di ripartiz.	0.34	0.34	0.32	0.58	0.30	0.12

1. ✓



Telaio 1-7-13: Diagramma di H. Cross



MOMENTO FLETTENTE POSITIVI MASSIMI

Trave	Carico Totale Q Kg.	Luce l ml.	Carico per ml. q = Q/l Kg/ml.	Taglio T T = Q/2 - (M1-M2)/l Kg.	Ascissa Taglio nullo x = T/q m.	Momento positivo Massimo Mo = M1 + q x^2/2 kgm.
Telaio 2 - 8 - 14						
2 ₅ -8 ₅	12.563	5,79	2204	T ₁ =+ 5123 T ₂ = 7440	m. 2,32	+ 4344
2 ₄ -8 ₄	19.000	5,70	3333	T ₁ =+ 8000 T ₂ =-11000	m. 2,40	+ 6079
2 ₃ -8 ₃	19.000	5,70	3333	T ₁ =+7984 T ₂ =-11016	2,40	+ 6159
2 ₂ -8 ₂	19.000	5,70	3333	T ₁ =+ 8633 T ₂ =-10367	2,59	+ 5269
2 ₁ -8 ₁	19.000	5,70	3333	T ₁ =+ 8827 T ₂ =-10173	2,64	+ 4825
Telaio 1 - 7 - 13						
1 ₅ -7 ₅	9.832	5,70	1725	T ₁ =4320 T ₂ =5542	2,50	+ 2990
1 ₄ -7 ₄	13.264	5,70	2327	T ₁ = 6138 7126	2,63	+ 3631
1 ₁ -7 ₁	13.264	5,70	2327	T ₁ = 6472 6792	2,77	+ 3234

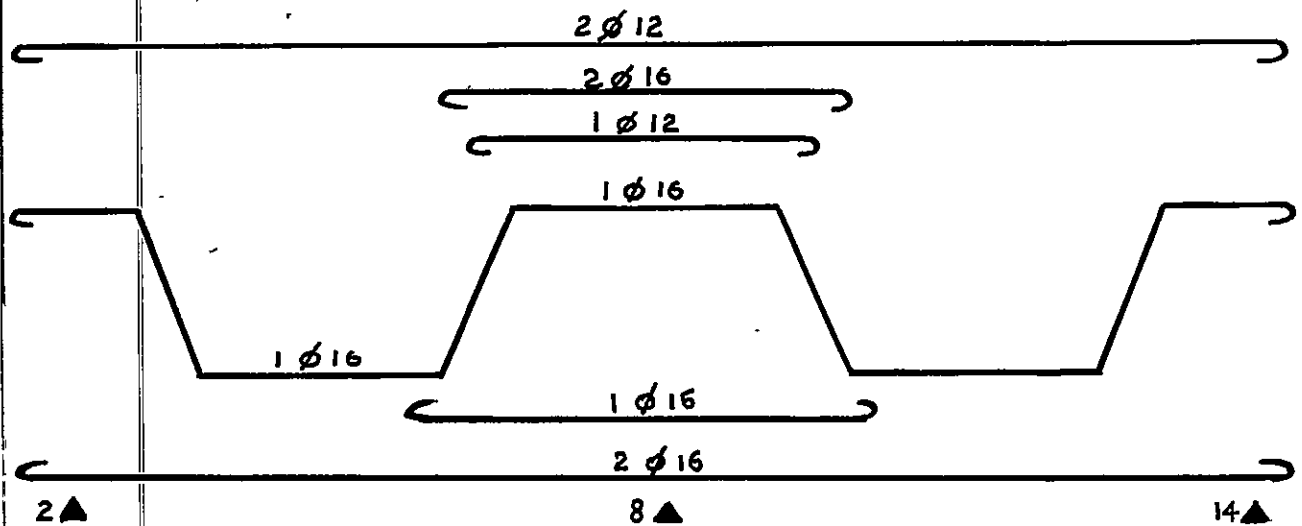
$$q = \frac{Q}{l}$$
$$T = \frac{Q}{2} - \frac{M_1 - M_2}{l}$$
$$x = \frac{T}{q} \quad + M_o = M_1 + q \frac{x^2}{2}$$

con $-M_1$ $-M_2$ negativo

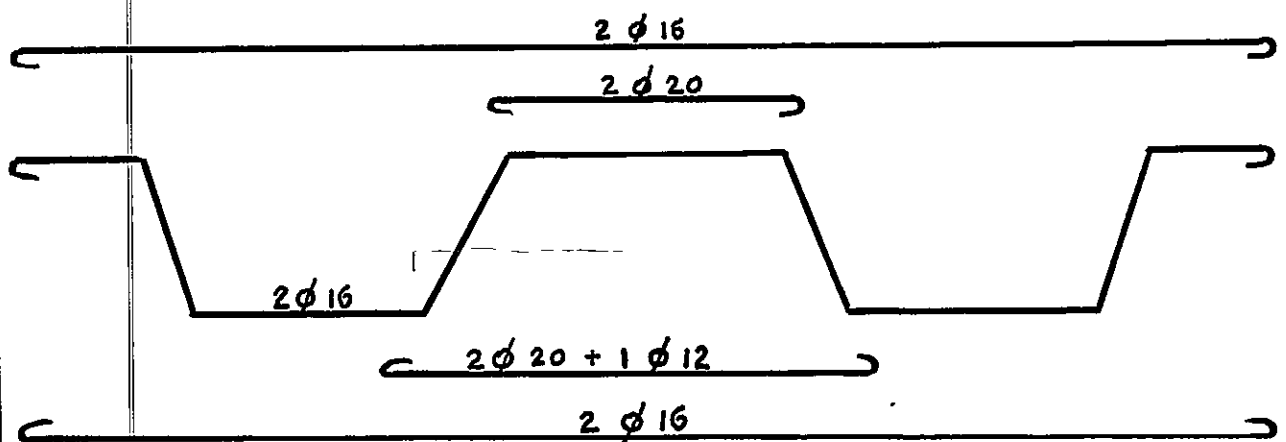
$$T = \frac{Q}{2} - \frac{-M_1 - (-M_2)}{l}$$

DIMENSIONAMENTO TRAVI

Sezione	M kgcm.	$\sqrt{\frac{M}{b}}$	$r = \sqrt{r}$	$\frac{F}{F_f}$	σ_f	σ_c	ϵ	F_f	F'_f
3° piano : traverso 2 ₅ -8 ₅ -14 ₅ ; H=cm.55; h=52; b=30; m=8; 5= 0,07									
inc. 2 ₅ - 14 ₅	80.000	52	1	-	1600	21	0,00061	0,95	-
mezzeria	434.400	121	0,43	0,2	1800	57	0,00141	5,12	1,02
incastr. 8 ₅	720.000	155	0,335	0,6	1600	66	0,00201	9,35	5,61

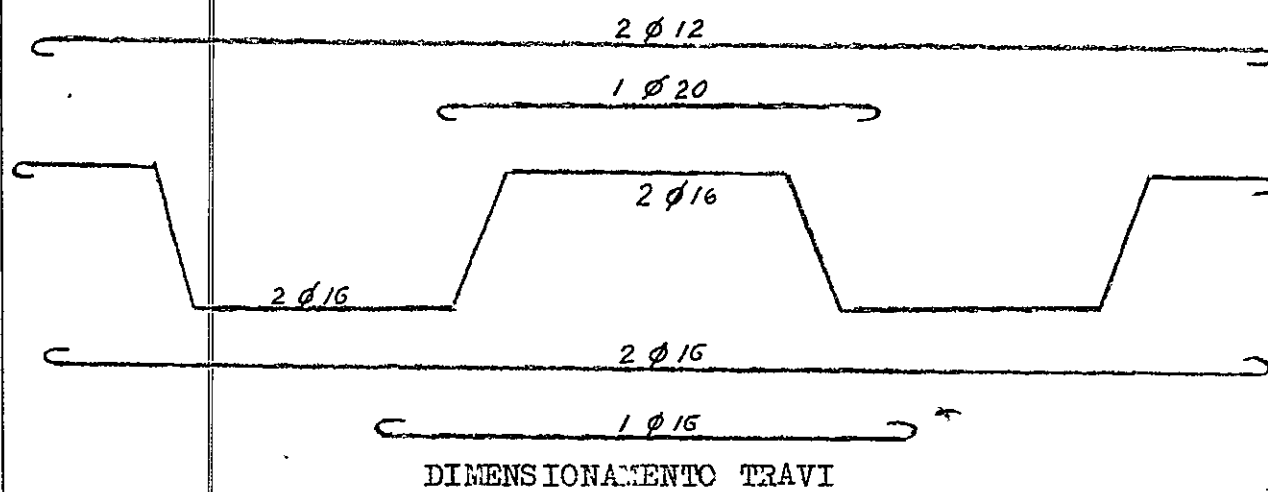


2° e 1° piano: traverso 2 ₄ -8 ₄ -14 ₄ ; H = 60 ; b = 30									
inc. 2 ₄ - 14 ₄	2000	82	0,69	1	1800	440	0,00104	2,50	2,50
mezzeria	6159	1430	0,392	0,60	1800	60	0,00153	6,57	3,94
mc. 8 ₄	10500	187	0,31	0,80	1400	65,2	0,00254	14,25	11,40



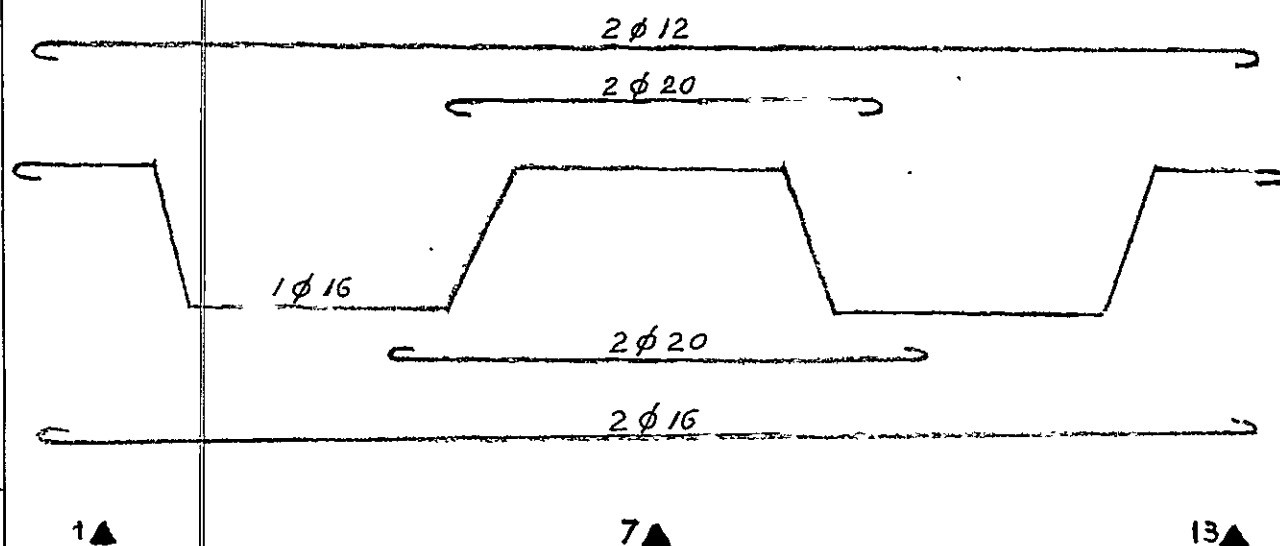
P.T. e scant. traverso $2_{2-8_{2-14_2}$; H = 60 ; b = 30

incastro 2_2	4600	124	0,45	0,80	1800	52	0,00135	5,02	4,02
mezzeria	5269	138	0,41	0,40	1800	58	0,00145	6,01	2,42
inc. 8_2	8150	165	0,345	0,60	1600	64,40	0,00197	9,75	5,85



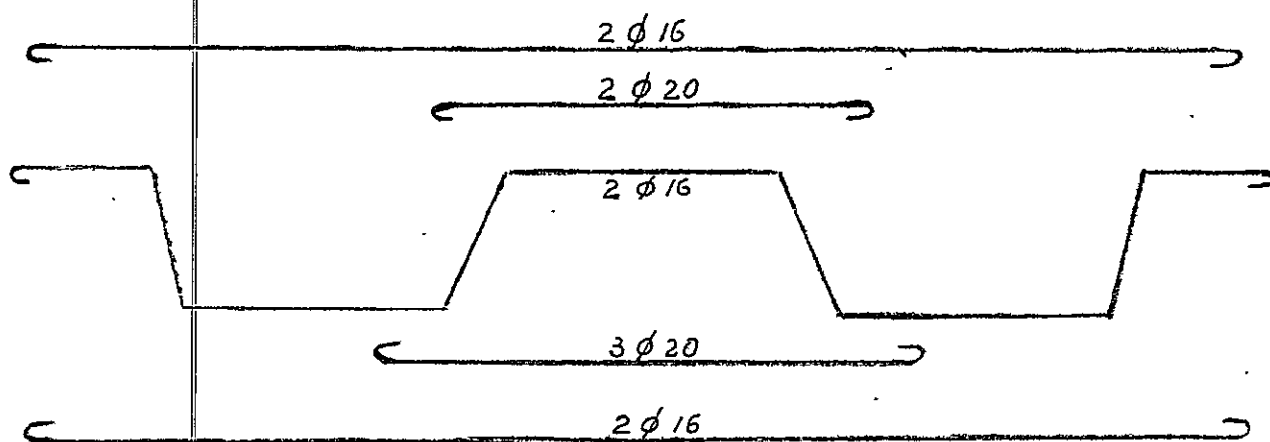
3° piano: Trave 1₅-7₅-13₅- H = cm.42; b = 30; m = 8 ; d = 0,07

incastro 15	1700	76	0,513	1	1800	44	0,00115	2,62	2,62
mezzeria	2990	99	0,404	0,4	1800	60	0,00150	4,45	1,78
incastro 75	4900	128	0,304	1	1400	64	0,00256	9,83	9,83



Piani intermedi; trave $1_4-7_4-13_4$ - $b = 30$; $H = 42$; $h = 39$; $d = 0,07$

incastrato 1_4	3300	105	0,371	0,6	1600	60	0,00183	5,76	3,46
mezzeria	3631	110	0,354	0,6	1600	62	0,00189	6,25	3,75
inc. 7_4	6200	144	0,278	1	1200	64	0,00330	14,25	14,25

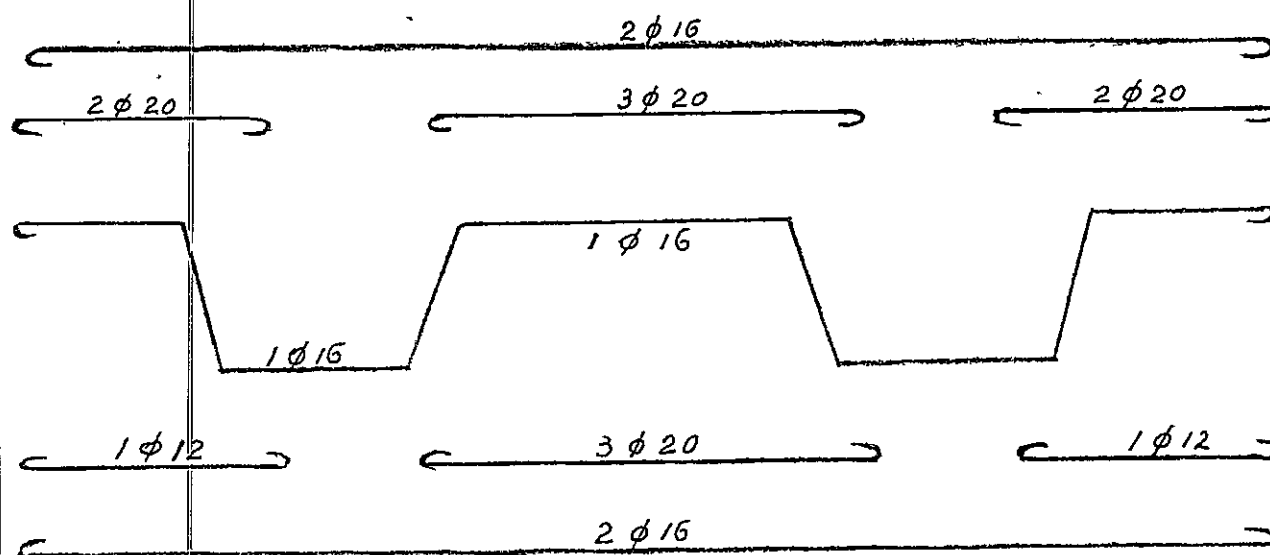


$$l_7 = 39 \times 0,9 = 35,10$$

Piano scantinato: trave $1_1-7_1-13_1$; $b = 30$; $H = 42$; $m=8$; $d = 0,07$

$l_0 =$

Incastrato 1_1	4700	125	0,312	0,40	1200	65	0,00296	11,10	4,44
Mezzeria	3234	104	0,375	0,40	1800	64	0,0016	4,99	2,00
Incastrato 7_1	5700	138	0,282	1	1200	63	0,0032	13,25	13,25



PROSPETTO DELLE SOLLECITAZIONI PILASTRI

Pia- no	Sezione	Telaio 2-8-14 (pilastri 2)				Telaio 1-7-13 (pilastro 1)			
		M	N	e	$F_f = F_f$	M	N	e	$F_f = F_f$
		kg.cm.	kg.	cmq.	cmq.	kg.cm.	kg.	cmq.	cmq.
3°	Inc.super.	1200	9897	12,12	$2\phi 12=2,26$	2100	6534	32,14	$2\phi 12+2\phi 16$
	" inf.	1450	10527	13,80	$2\phi 12=2,26$	1900	7164	26,52	$2\phi 12+2\phi 16$
2°	inc.super.	1500	22635	6,62	$2\phi 12=2,26$	1800	14781	12,20	$2\phi 12+2\phi 12$
	" inf.	1550	23265	6,66	$2\phi 12=2,26$	1450	15411	10	" "
1°	sup.	1460	35119	4,10	$2\phi 16+2\phi 14$ = cmq. 7,10	1800	23080	8	2 ϕ 14
	inf.	1100	35749	3,07	$2\phi 16+2\phi 14$	1550	23710	6,6	"
P.t.	sup.	3700	47345	7,66	$1\phi 16+1\phi 14$ = cmq. 3,55	2800	31250	9,00	2 ϕ 16
	inf.	3450	48470	7,12	$2\phi 16=4,02$	2400	32375	7,4	"
P.C.	sup.	2300	62028	3,70	$2\phi 16=4,02$	2600	41887	6,20	$2\phi 16$
	inf.	=	63153	=	$2\phi 16=4,02$	1480	43012	3,4	$2\phi 16$

Pilastro 2

3° piano (25)

Sezione incastro inferiore

$$F_f = F_f = \text{cmq. } 6,16$$

$$A_0 = 900 + 8 \times 2 \times 6,16 = \text{cmq. } 998$$

$$I = \frac{30^4}{12} + 2 \times 8 \times 6,16 \times 12^2 = \text{cm}^4 \quad 81.635.$$

$$r^2 = \frac{81635}{998} = 81,80 ;$$

$$x^3 - 3x^2 \left(\frac{30}{2} - 12,12 \right) + 12 \times 8 \times 12,12 \frac{2,26}{30} x - 6 \times 8 \frac{2,26}{30} (2 \times 12^2 + 30 \times 12,12) =$$

$$= x^3 - 8,64 x^2 + 87,65 x = 2350$$

$$x = \text{cm. } 14,40$$

$$\sigma_c = \frac{9897}{30 \times \frac{14,4}{2} + [8 \times 2,26 (2 - \frac{30}{14,40})]} = 46,10 \text{ kg/cmq.}$$

$$\sigma_f = \frac{8 \times 46,10}{14,20} \left(12 + \frac{30}{2} - 14,2\right) = 333 \text{ kg/cmq.}$$

=====

PIANO SECONDO : Incastro inferiore

$$F_f = F'_f = 3,05$$

$$A_0 = 900 + 8 \times 2 \times 2,26 = \text{cmq. } 936$$

$$I = \frac{30^4}{12} + 2 \times 8 \times 2,26 \times 12^2 = \text{cm.}^4 72.707$$

$$\mu = \frac{72.707}{936 \times 15} = \text{cm. } 5,11$$

e > μ appena fusi dal nocciolo ma in prossimità del vertice

avremo pertanto

$$\sigma_1 = \frac{23 \times 265}{936} + \frac{155.000 \times 15}{72.707} = 56,80 \text{ kg/cmq.}$$

=====

PIANO 1° - INCASTRO SUPERIORE :

$$F_f = F'_f = 7,10$$

$$A_0 = 900 + 8 \times 2 \times 7,10 = \text{cmq. } 1013$$

$$I = \frac{30^4}{12} + 2 \times 8 \times 7,10 \times 12^2 = \text{cm}^4 83.858$$

$$\mu = \frac{83.858}{1013 \times 15} = \text{cm. } 5,28 > 4,10$$

$$\sigma_c = \frac{35.119}{1013} + \frac{146.000 \times 15}{83.858} = 60,77 \text{ kg/cmq.}$$

PIANO TERRENO : (INCASTRO SUPERIORE)

$$A_0 = 50 \times 30 + 8 \times 2 \times 3,55 = \text{cmq. } 1556$$

$$I = \frac{30 \times 50^3}{12} + 2 \times 8 \times 3,55 \times 22^2 = \text{cm.}^4 330.000$$

$$\mu = \frac{333.000}{1536 \times 22} = 10,8 > c$$

$$\sigma_c = \frac{47.345}{1564} + \frac{370.000}{330.000} = 32 \text{ kg/cmq.}$$

=====

PIANO CANTINATO (inc.sommata')

$$A_0 = 50 \times 30 \times 8 \times 2 \times 4,02 = 1564$$

$$I = \frac{30 \times 50^3}{12} + 2 \times 8 \times 4,02 \times 22^2 = 343.476$$

$$\sigma_c = \frac{62.028}{1564} + \frac{230.000}{343.476} = 40,8 \text{ kg/cm}^2.$$

=====

P I L A S T R O 8

Pia- no	Sezio- ne strett. neces- saria	Sezione effettiva		Armature longi- tudinali		Area A _i	Sollecitazione unitaria kg/cm ² .
		dimen- sioni cmxcm	Area cm ² .	N.ϕ mm	Area A _f cm ² .		
3°		30x30	900	4 ϕ 12	4,52	945	$\frac{14.196}{945} = 15$
2°	568	30x30	900	4 ϕ 12	4,52	956	$\frac{34.051}{956} = 36$
1°	890	30x35	1050	4 ϕ 16	8,04	1130	$\frac{53.426}{1130} = 48$
P.t.	1212	35x40	1400	2ϕ20+2ϕ16	10,30	1503	$\frac{72.691}{1503} = 48$
P.C.	1526	40x40	1600	4 ϕ 20	12,57	1725	$\frac{91.550}{1725} = 53$
<u>P I L A S T R O 7</u>							
3°		30x30	900	4 ϕ 14	6,16	961	$\frac{10.019}{961} = 10$
2°		30x90	900	4 ϕ 14	6,16	961	$\frac{22.853}{961} = 23,80$
1°	591	30x30	900	4 ϕ 14	6,16	961	$\frac{35.448}{961} = 36,80$
P.T.	800	30x40	1200	2ϕ16+2ϕ14	7,10	1271	$\frac{48.173}{1271} = 37,90$
P.C.	1033	30x40	1200	4 ϕ 16	8,04	1280	$\frac{62.013}{1280} = 48,40$

P I L A S T R O 1

Piano 3°

Sezione incastro sup.

$$A_f = A'_f = 2\phi 12 + 2 \phi 16 = 628 \text{ cmq.}$$

$$x^3 - 3 x^2 \left(\frac{30}{2} - 32,14 \right) + 12 \times 8 \times 32,14 \times \frac{6,28}{30} x - 6 \times 8 \times \frac{6,28}{30} (2 \times 12^2 + 30 \times 32,14) = 0$$

$$x^3 + 51,42 x^2 + 646,84 x = 12.560$$

da cui :

$$x = 10$$

$$\sigma_c = \frac{6534}{30 \times \frac{10}{2} + 8 \times 6,28 \left(2 - \frac{30}{10} \right)} = 65,50$$

$$\sigma_f = \frac{8 \times 65,5}{10} \left(12 + \frac{30}{2} - 10 \right) = 891$$

Piano secondo : Sezione incastro superiore

$$F_f = F'_f \neq 2\phi 12 + 2\phi 12 \text{ mone.}$$

$$x^3 - 3 x^2 \left(\frac{30}{2} - 12,20 \right) + 12 \times 8 \times 12,2 \times \frac{4,52}{30} x - 6 \times 8 \times \frac{4,52}{30} (2 \times 12^2 + 30 \times 12,20) = 0$$

$$x^3 - 8,4 x^2 + 176,46 x = 4722 \text{ della quale } x = \text{cm.} 16$$

$$\sigma_c = \frac{14.781}{30 \times \frac{16}{2} + 8 \times 4,52 \left(2 - \frac{30}{16} \right)} = 60 \text{ kg/cmq.}$$

$$\sigma_f = \frac{8 \times 60}{16} \left(12 - \frac{30}{2} + 16 \right) = 390$$

Piano primo : Sezione incastro superiore

$$F_f = F'_f = 2 \phi 14 = \text{cmq. } 3,08$$

$$A_o = 900 + 8 \times 2 \times 3,08 = \text{cmq. } 949$$

$$I_o = \frac{30^4}{12} + 2 \times 8 \times 3,8 \times 12^2 = \text{cm.}^4 \quad 74596$$

$$h = \frac{74596}{949 \times 15} = \text{cm. } 5,24 < 8$$

centro di pressione fuori dal nocciolo centrale ma in prossimità del vertice :

$$\sigma_c = \frac{29.080}{949} + \frac{180.000 \times 15}{74.590} = 60,50 \text{ kg/cmq.}$$

Piano terreno -

$$A_0 = 40 \times 30 + 8 \times 2 \times 4,02 = \text{cmq. } 1265$$

$$I = \frac{30 \times 40^3}{12} + 2 \times 8 \times 4,02 \times 17^2 = \text{cm.}^4 \quad 178.500$$

$$i = \frac{178.500}{1265 \times 20} = \text{cm. } 7,05 > 9$$

centro di pressione in prossimità del nocciolo centrale

$$\sigma_c = \frac{31.250}{1265} + \frac{280.000 \times 20}{178.500} = 56,7 \text{ kg/cmq.}$$

Piano cantinato -

$$F_f = F_f = 2 \phi 16 = \text{cmq. } 4,02$$

Sezione 30 x 40 $i = \text{cm. } 7,05 > 6,2$

centro di pressione interno al nocciolo centrale

$$\sigma_c = \frac{41.887}{1265} + \frac{260.000 \times 20}{178.500} = 63 \text{ kg/cmq.}$$

=====

S O L A I

Campata massima m.3,50 : teorica (interasse sostegno m. 3,80

Adopereremo solai Arena B con soletta in c.a. superiore di cm.4

Carico per mq. kg.

" " ml. di travetto $560 \times 0,60 = \text{kg/ml. } 336$

altezza solai $H = 16 + 4 = \text{cm. } 20$

" utile " $18,5$

interasse travetto " 60

Momento max $M_f = \frac{1}{12} 336 \times 3,8^2 \times 100 = \text{kgcm. } 40.432$

$$r = \frac{18.5}{\sqrt{40.432 : 60}} = 0,71$$

cui corrisponde per $n = 8$ $\sigma_f = 1800$

$$\sigma_c = 33$$

$$A_f = 0.00082 \sqrt{40432 \times 60} = \text{cmq. } 1,28$$

che realizzeremo ponendo n. 2 ϕ 6 = cmq. 0,57 nel travetto prefabbricato

$$1 \phi 6 + 1 \phi 8 = \quad \quad \quad " \quad 0,78 \quad \text{nelle nervature cementizi}$$

$$\text{e complessivamente cmq. } \underline{\underline{1,35}}$$

Solai locale bagni e cucine -

I tavolati insistono su trave trasversale (divisori di spina) o su apposito travetto rinforzato (tavolati con direzione parallela ai travetti) o (divisori tra bagno e cucine) direttamente sul solaio ove, per tener conto della diversa azione del carico concentrato a circa $1/3$ della luce, esso carico e' ragguagliabile (con coeff. 1,80) esclusivamente ai fini del calcolo del momento massimo nel solaio, ad un carico distribuito uniformemente di :

$$\frac{1,8 \cdot [(5,20 \times 0,10 \times 3,00) - (2 \times 0,70 \times 2,00)] 1600}{5,20 \times 3,80} = 186 \text{ kg/mq.}$$

Occorrera' pertanto calcolare il max momento per un maggior carico (rispetto a quello analizzato per il calcolo della sollecitazione complessiva nel traverso del telaio = 130 kg/mq.) di kg. $186 - 130 = 56$

Avremo pertanto :

$$\text{per un travetto : Momento max : } H_f = \frac{1}{12} (690 + 56) 0,6 \times 3,8^2 \times 100 =$$

$$= \text{kg/cm. } 53.861$$

$$r = \frac{18,5}{\sqrt{53.861 : 60}} = 0,61$$

$$n = 10$$

$$\sigma_f = 180$$

$$\sigma_c = 39 \text{ kg/cmq.}$$

$$A_f = 0,00091 \sqrt{53861 \times 60} = \text{cmq. } 1,75$$

porremo n. 2 ϕ 6 = 0,57 nel travetto prefabbricato

1 ϕ 10 + ϕ 8 = 1,29 nella nervatura cementizia

1,86
=====

Travetti rinforzati per sostegno divisorio in fette di tufo (corridoio
o muro di spina)

Si prevede di rinforzare per ogni divisorio una coppia di travetti
(striscia larga m.1,20).

=====

Analisi del carico per ml. di travetto :

precedente (690x56) x 0,6 = kg/ml. 448

muro 0,8 x $\frac{1,00 \times 0,10 \times 3 \times 1600}{2}$ = $\frac{192}{640}$

$$M_f = \frac{1}{12} 640 \times 3,80^2 \times 1,00 = \text{kgcm. } 77.014$$

$$r = \frac{18,5}{\sqrt{77.014 : 60}} = 0,513$$

$$\sigma_c = 47$$

$$A_f = 0,00115 \sqrt{77.014 \times 60} = \text{cmq. } 2,47$$

porremo n. 2 ϕ 6 = 0,57

1 ϕ 12 + 1 ϕ 10 = 1,91

2,48
x=====

Trave a sostegno muro prospetto veranda -

Carico totale :

muro : (3,8 - 1,00) x 3,00 x 343 = kg. 2881,=

infissi e mascherino

1,00x0,70x0,05x2500+40 = " 128

p.p. presunto : 3,8 x 0,30 x 0,20 x 2500 = 520

Totale Q = kg. 3579

x=====

$$M_f = \frac{1}{12} 3579 \times 380 = 113.335$$

Si teme il Max momento in mezzzeria 113.335 che si mantiene anche all'incastro (senza cioè eseguire le spuntature per tener conto del maggior momento d'incastro dovuto alla posizione laterale dei carichi)

$$n = 8 \quad \sigma_f = 1000 \quad b = 30 \quad \frac{F_f}{F_f} = 0,6$$

$$d = 0,10$$

$$r = \frac{18}{\sqrt{113.335 : 30}} = 0,293$$

$$\sigma_c = 62$$

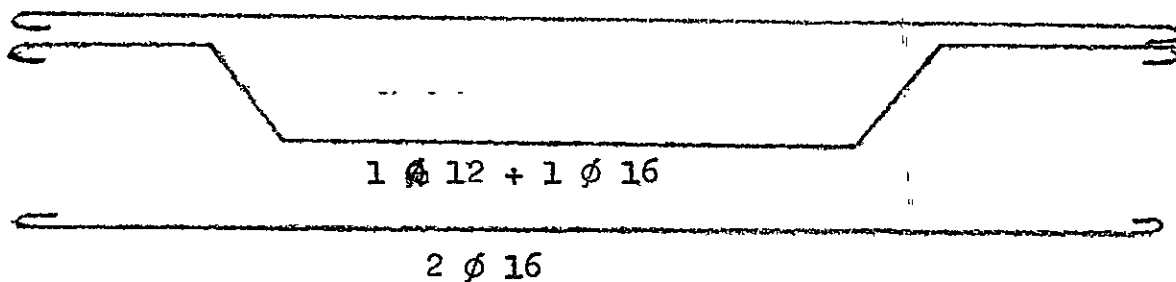
$$A_f = 0,00381 \sqrt{113.335 \times 30} = \text{cmq. } 7,03$$

$$F_f = 0,6 \times 7,03 = 4,22$$

porremo F_f 3 ϕ 16 + 1 ϕ 12 = cmq. 7,16 inferiormente

$$F_f = n. 4 \phi 12 \quad 4,52 \quad \text{superiormente}$$

4 ϕ 12



S C A L A

E' prevista con ballatoi impostati trasversalmente e con rampe sempre impostate sulle travi terminali dei ballatoi.

Ballatoi - Analisi del carico per mq.

sovraccarico utile	400
p. p. p. 1x1 x 0,012x2500=	300
pavimento e intonaco	= 100
Totale	800
	xxx

$$M_f = \frac{1}{12} 800 \times 2,80^2 \text{ kgcm. } 52.267$$

$$r = \frac{10,5}{\sqrt{52.267 : 100}} = 0,45$$

$$n = 10 ; \sigma_f = 1800$$

$$\sigma_c = 55 \text{ kg/cmq.}$$

$$A_f = 0,00134 \sqrt{52.267 \times 100} = \text{cmq. } 3,06$$

porremo quindi, ogni metro, n.4 ϕ 10 = cmq. 3,14

(2 dritte + 2 sagomate + 2 monc., superiormente all'incaastro)

Rampa luce m.2,80 (H = cm. 12 + 4 = 16; h' = cm. 14

analisi dei carichi per ml.

sovraccarico	kg. 400
rivestimento (1x1x0,03+ 3x0,13x0,02)2800 =	110
ringhiera e intonaco	40
peso proprio $0,12 + \frac{0,16}{2} \times 2500 =$	500
	1050

$$p = 1050 \times 0,6 = 630$$

$$M_f = \frac{630 \times 2,80^2}{12} \times 100 = \text{kg/cm. } 41.200$$

$$r = \frac{14}{\sqrt{41.200 : 60}} = 0,49$$

$$n. = 8 ; \sigma_f = 1800$$

$$\sigma_c = 50$$

$$A_f = 0,00122 \sqrt{68.600 \times 60} = \text{cmq. } 1,98$$

porremo : n. 2 ϕ 6 = 0,57 nel travetto prefabbricato

" 2 ϕ 10 = 1,54 nella nervatura cementizia

In totale mq. 2,11
~~=====~~

Fondazione :

Saranno a trave rovescia continua.

Il carico sul pilastro di sotterraneo e' stato precedentemente analizzato in kg.91.550. Possiamo ritenere che con il peso della fondazione il carico totale sul terreno si aggiri intorno a kg. 93.000.

Tenendo la fondazione larga inferiormente cm.130 si ha per la pressione unitaria sul terreno :

$$\sigma_f = \frac{93.000}{380 \times 130} = 1,88 \text{ kg/cmq.}$$

La trave di fondazione, considerata quale trave continua su appoggi fissi costituiti dai pilastri dell'ossatura, e' caricata verso l'alto dalla reazione utile del terreno supposta uniformemente ripartita.

a) Calcolo trave rovescia -

Momento flettente max :

$$M = \frac{+1}{-12} \times 91.550 \times 380 = \text{kgcm. } 2.900.000$$

Essendo :

$$\text{cm.100 ; } h = \text{cm.97 ; } F_f'' = 0,02 F_f'$$

$$n = 8 ; \sigma_f = 1800 ; d = 0,07$$

$$r = \frac{97}{\sqrt{2.900.000 : 50}} = 0,402$$

$$\sigma_c = 54 \text{ kg/cmq.}$$

$$A_f = 0,00151 \sqrt{2.900.000 \times 50} = \text{cmq. } 18,19$$

$$A'_f = 0,2 \quad F_f = 3,64$$

porremo pertanto in zona tesa n.6 ϕ 20 = cmq. 18,85

ed in zona compressa n.2 ϕ 20 = cmq. 6,25

Taglio max :

$$T = \frac{91.500}{3,80} \times \frac{3,30}{2} = \text{kg. } 39732$$

sollecitazione $\frac{1}{2}$ kg. max :

$$\tau_o = \frac{39.732}{50(97 - \frac{0,231}{3} \times 97)} = 9,00 \text{ kg/cmq.}$$

scorrimento su 1/2 trave :

$$S = \frac{9,00}{2} \cdot 50 \times \frac{380}{2} = \text{kg. } 39375,=$$

le 3 ϕ 20 sagomate + 1 moncone ϕ 20 sagomato assorbono uno sforzo

$$R_p = 4 \times 3,14 \times \sqrt{2} \times 1444 = \text{kg. } 25.513$$

faremo assorbire il rimanente sforzo a staffe ϕ 10 ne occor-
re su 1/2 trave :

$$n = \frac{39.375 - 25.573}{2 \times 0,79 \times 1444} = 10$$

b) Ala a sbalzo :

$$\text{Luce sbalzo : } l_1 = \frac{130 - 50}{2} = \text{cm. } 40$$

carico per m. di ala

$$Q = 40 \times 100 \times 1,88 = 7520 \text{ kg.}$$

Momento d'incastro :

$$M_i = \frac{7520 \times 40}{2} = 150.400 \text{ kg.cm.}$$

per m. = 8 ; $\sigma_c = 50$; $\sigma_f = 1800$; b = 100 si ha :

$$h = 0.484 \sqrt{150.400 : 100} = \text{cm. } 19$$

terremo perciò più il copriferro

$$H = \text{cm. } 25$$

l'(armatura di trazione occorrente risulta di sezione :

$$A_f = 0,00122 \sqrt{150.400 \times 100} = \text{cmq. } 4,76$$

e la realizzeremo ponendo n. 5 $\emptyset$ 12 = cmq. 5,66

taglio max :

$$T = 7520 \text{ kg.}$$

sollecitazione tangenziale max :

$$\tau_o = \frac{7520}{0,9 \times 100 \times 22} < 4 \text{ kg/cmq.}$$

non occorre armatura di taglio.

===

N.B. - La riduzione dei momenti delle travi e dei pilastri dei telai a filo d'incastro (o come si dice la loro "spuntatura") e' stata fatta graficamente costruendo i diagrammi delle travi e pilastri delle unite tavole.

Trave perimetrale longitudinale e sostegno muro a prospetto

luce $t = m. 3,80$

Analisi del carico totale :

$$\begin{array}{rcl} - \text{muro} : (3,50 \times 2,80 \times 343) & = & 3361 \\ - \text{p. p. p. } 3,50 \times 0,30 \times 0,40 \times 2500 & = & \frac{1050}{4411} \\ & & ===== \end{array}$$

$$M_F = \frac{4441 \times 380}{12} = 140.715$$

$$n = 8 ; \quad \sigma_F = 1800 ; \quad b = 30 ; \quad \frac{F_F}{F_F} = 0,4 ; \quad \sigma_C = 60$$

$$h = 0,398 \sqrt{140715 : 30} = \text{cm. } 27$$

$$H = \text{cm. } 30$$

$$F_F = 0,0015 \sqrt{140715 \times 30} = \text{cmq. } 3,11$$

$$F_F = 0,4 \times 3,11 = 1,22$$

porremo pertanto in zona tesa n. 3 $\phi 12 = 3,39$

" " compressa 2 $\phi 12 = 2,26$



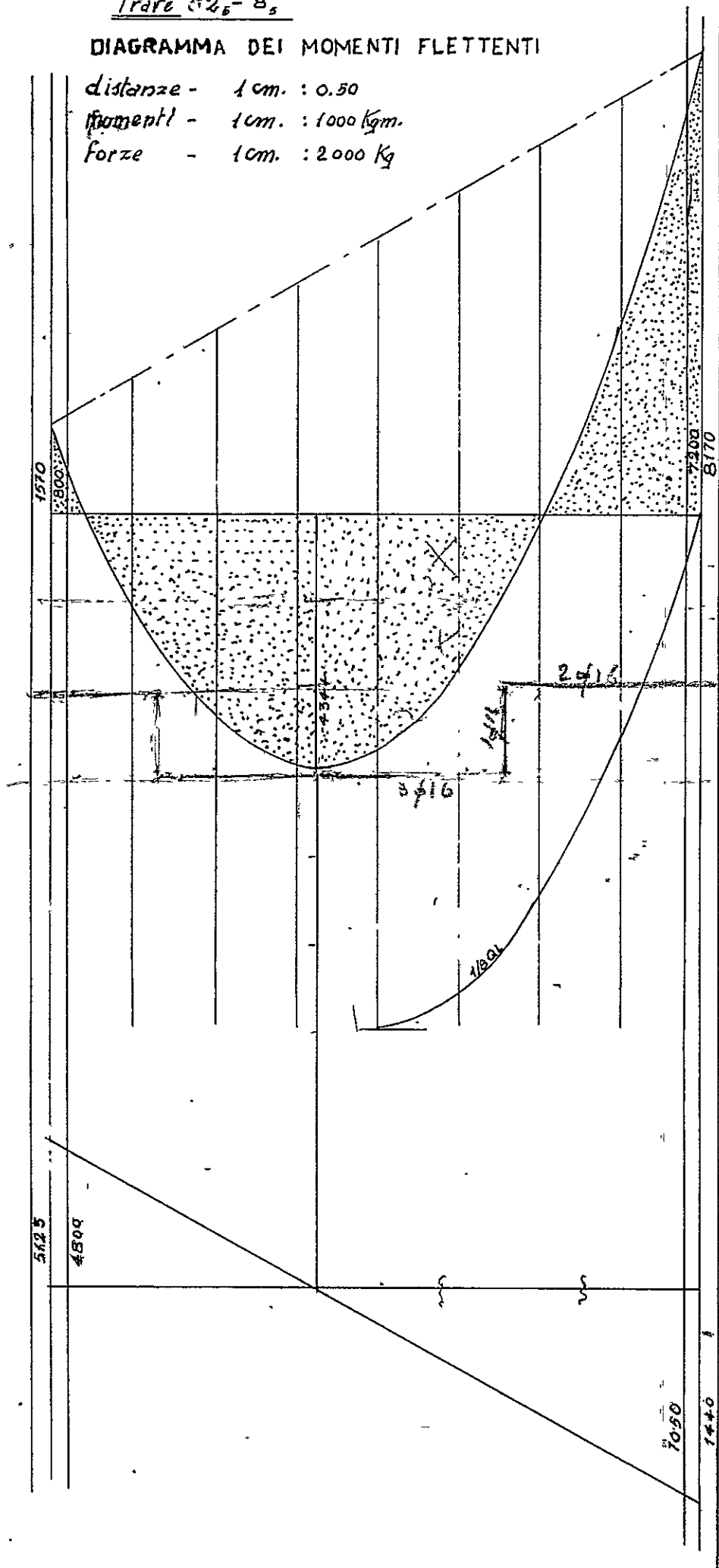
L'Ingegnere Calcolatore:
(Ing. Aurelio Valentini)

Aurelio Valentini
- L'IMPRESA -
(BENTONELLI ALBERTO - TARANTO -)

Trave 025-85

DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI

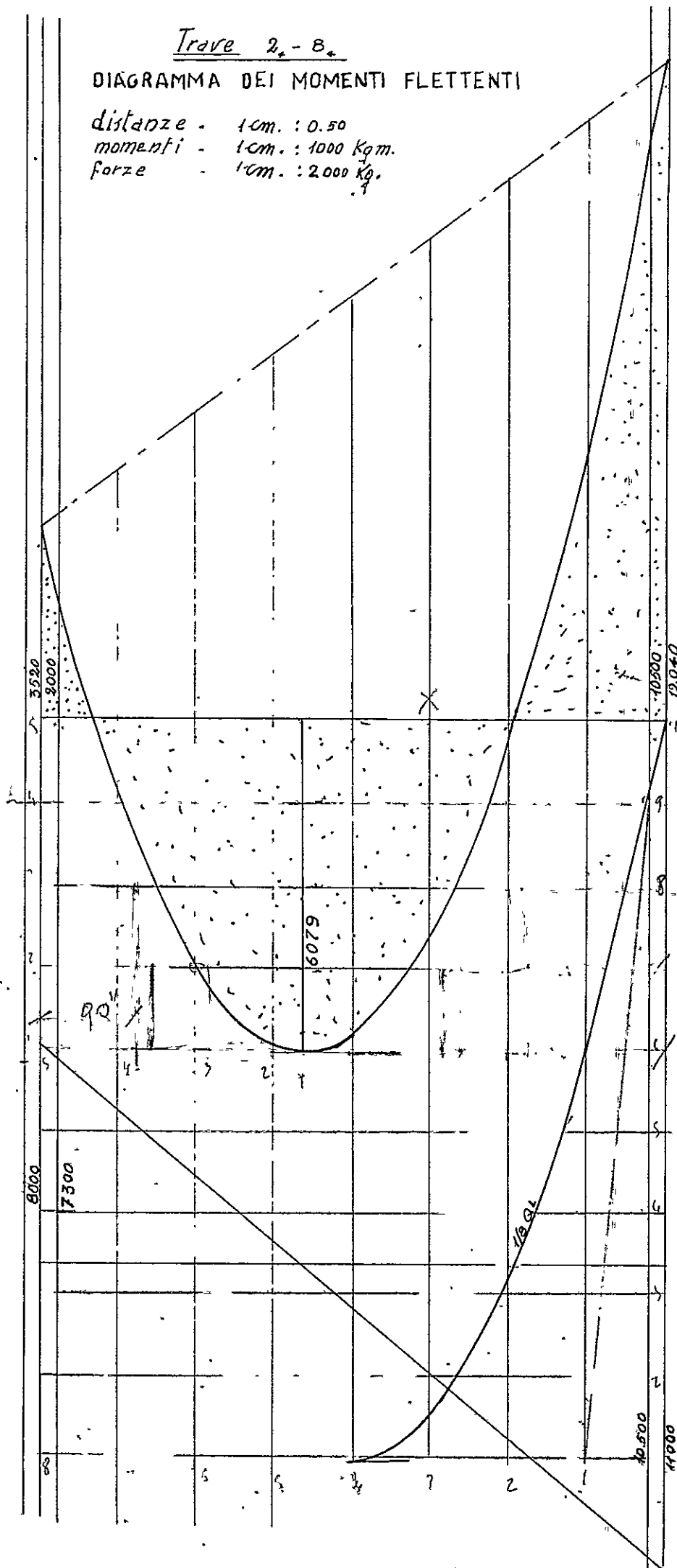
distanze - 1 cm. : 0.50
 momenti - 1 cm. : 1000 Kg.m.
 forze - 1 cm. : 2000 Kg



Trave 2_s - B_s

DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI

distanze - 1cm. : 0.50
momenti - 1cm. : 1000 Kgm.
forze - 1cm. : 2000 Kg.



$$\bar{z}_0 = \frac{10500}{90 \times 51.30} = 6.82$$

$$l = 0.9 \times 57 = \text{cm. } 51.30$$

$$R_{t2} = \frac{1}{2} \times 10500 \times 3.80 \times 10^{-2} = \text{Kgm. } 1732.500$$

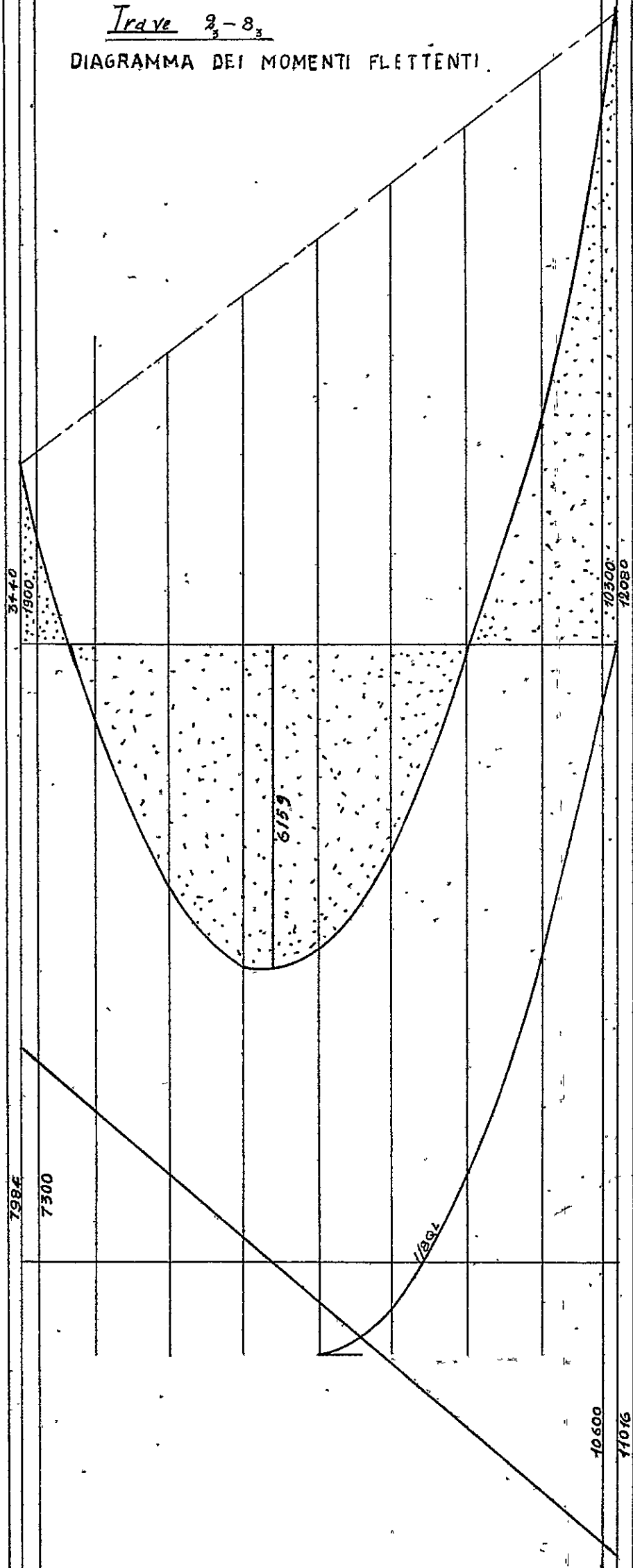
$$R_{t2} = \sqrt{2} \times 3 \times 2.01 \times 1800 \times 51.30 = \text{Kgm. } 785.252$$

$$B = \frac{1.732.500 - 785.252}{2 \times 0.28 \times 1800 \times 51.30}$$

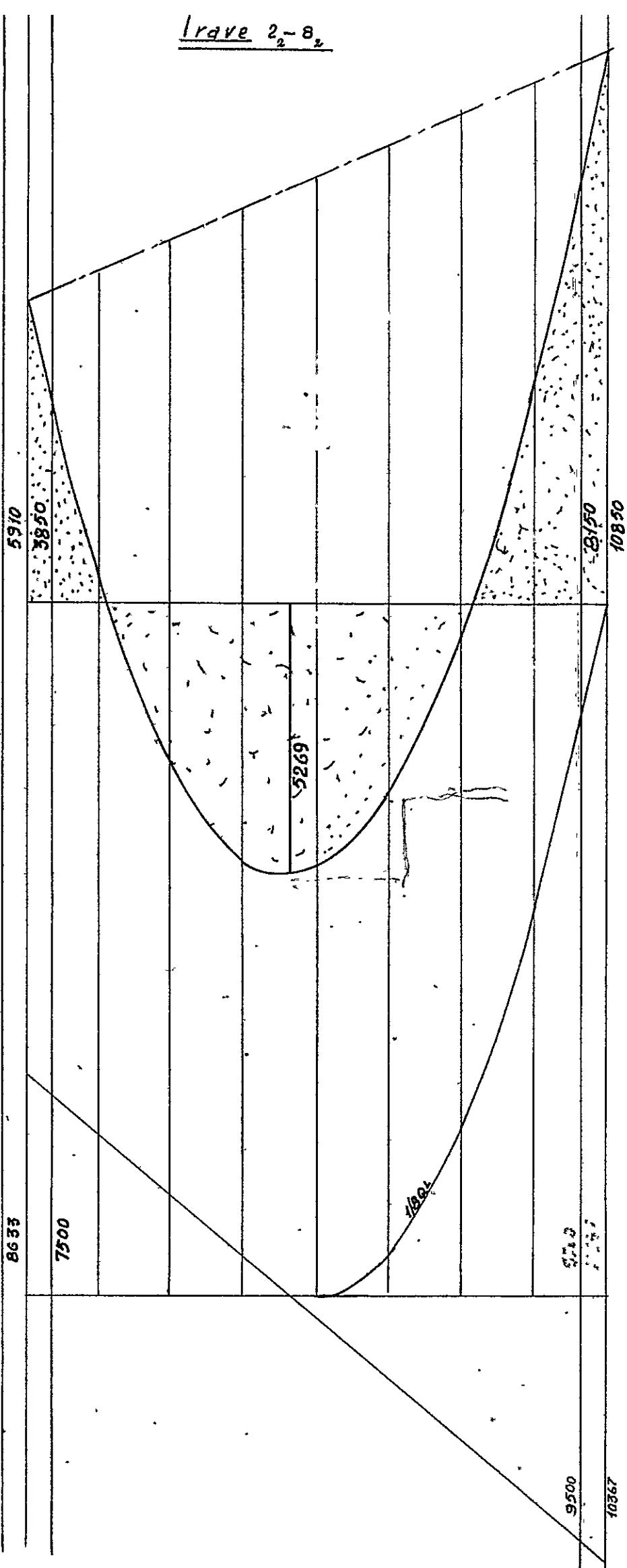
$$= \frac{947.248}{517.104} = \sim 1.8$$

a distanza da cm. 20 ~

Trave 2-8
 DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI.



Irave 2-82



$$t = 0.91 h = 0.91 \times 57 = \text{cm } 51.87$$

$$Z_0 = \frac{9500}{30 \times 51.87} = 6.10 \text{ m/m}$$

$$R_t = \frac{1}{2} 9500 \times 330 = 1567.500$$

$$R_{pb}^2 = \sqrt{1.7 \times 2.01 \times 1800 \times 51} = 529.217$$

leyle 6 a. Erav

$$\delta = 1.567.500 - 529.217$$

cruc la 2m 84

Trave 2, - 8,

4

6790

4600

8100

10400

1/2

$$t_1 = 0.91 \quad h = 24.51.87$$

$$z_0 = \frac{9302}{30 \times 51.87} < 6.00$$

8100

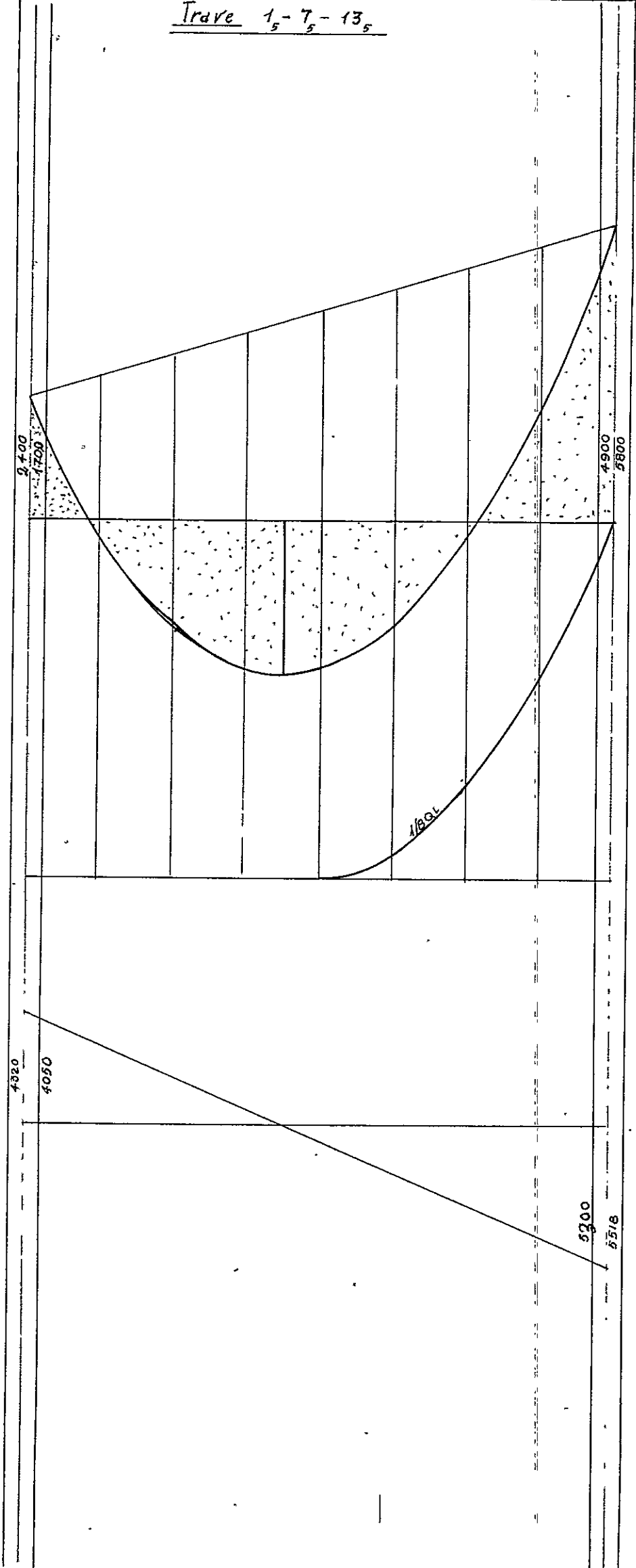
8827

4600

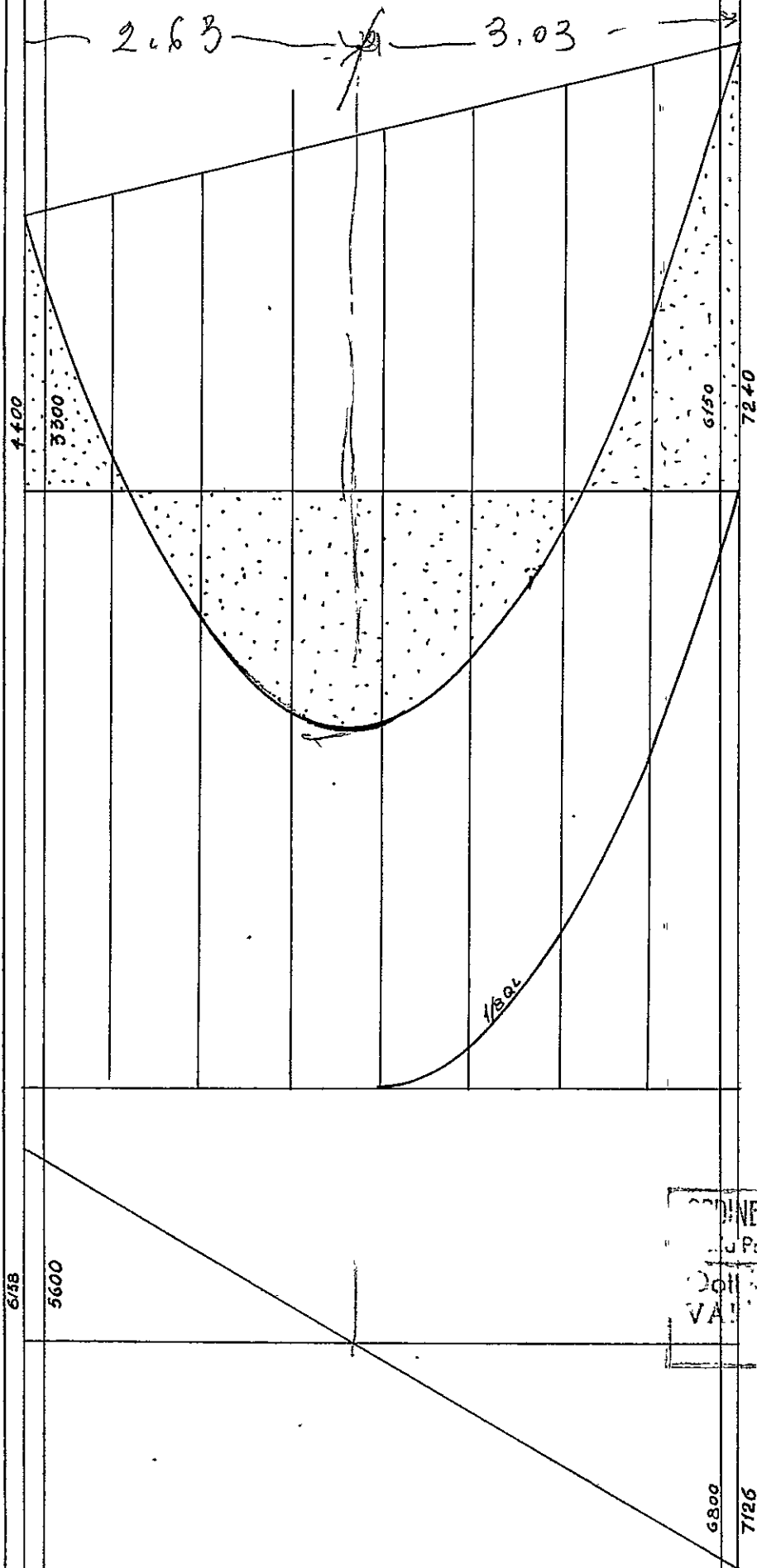
9300

10173

Trave 1₅-7₅-13₅



Trave 1-7-13



$$t_2 = 39 \times 0.9 \sin 35.10$$

$$z_0 = \frac{6800}{30 \times 35.10} = 6.46$$

$$\Omega_{t_2} = \frac{1}{2} 6800 \times 3.03 = 10302.00$$

$$A_p = 4.02 + 3.14 = 7.16$$

$$\Omega_{pL}^2 = \sqrt{2} \times 7.16 \times 1800 \times 35$$

$$= 637.486 \text{ kg/cm}^2$$

Wp 6

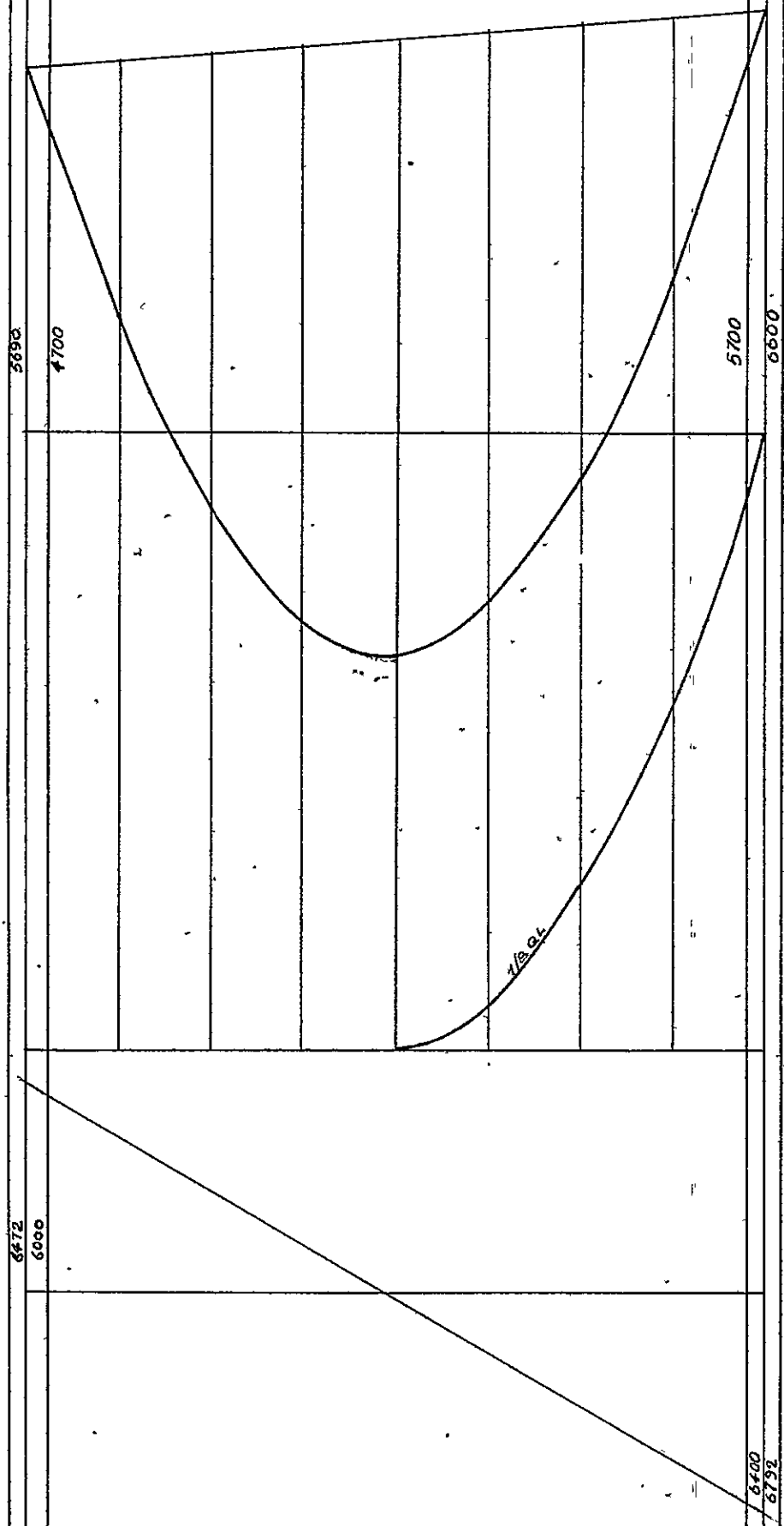
$$S = \frac{10302.00 - 637.486}{2 \times 0.8 \times 1200 \times 35.1}$$

$$= 15 \sim$$

$\Delta t \sim \text{open } 20 \text{ cm}$

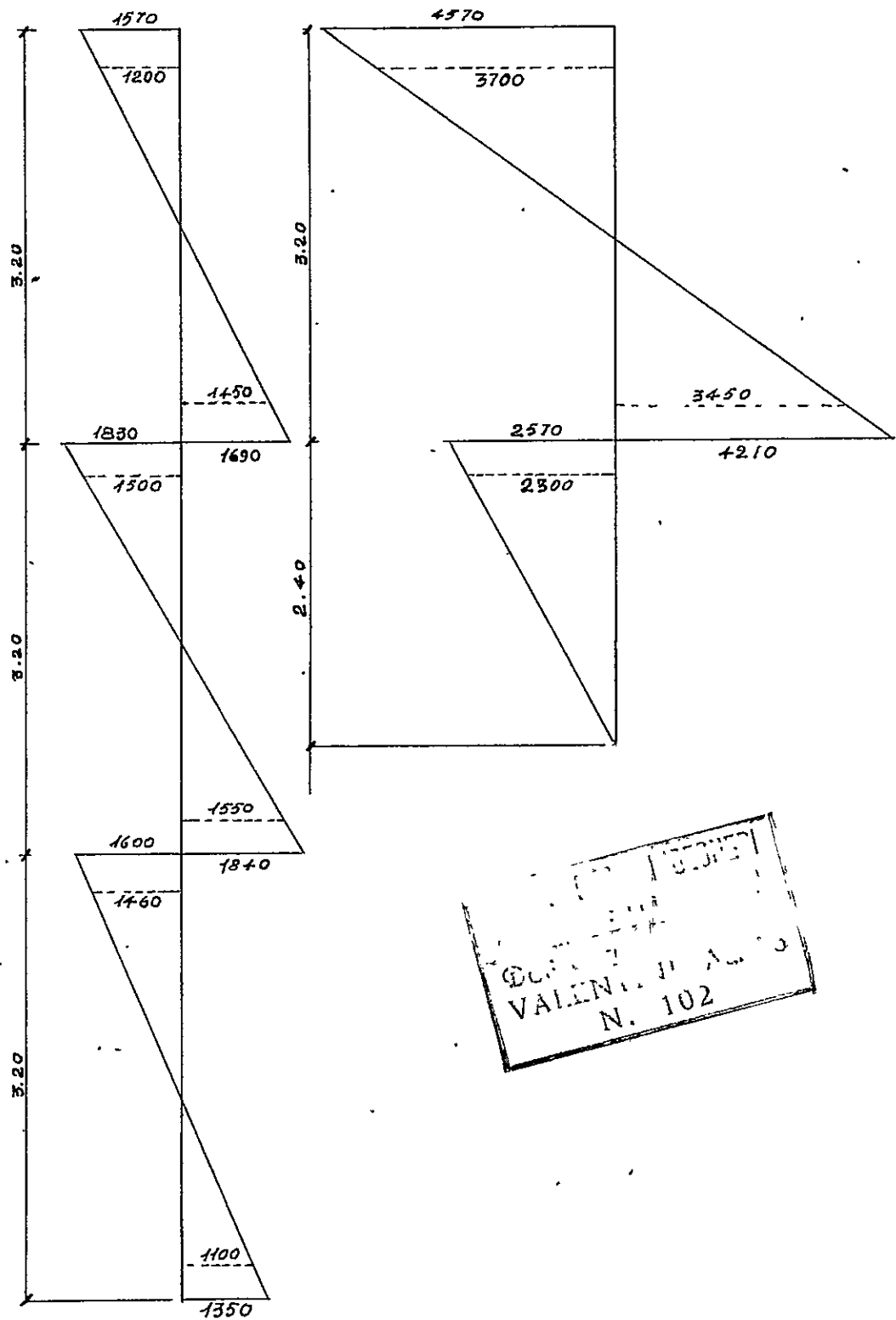
ENGINE D-11 IN
J.P. 1-13
Dott. 7.
VAL. NTI
N.

Irave 1-7-13,



6400
6792

Fabbricato A - Pilastro 2 e 14 -



Fabbricato A - Pilastro 1 e 13:

