



I.S.E.S. - BRINDISI

Costruzione di n.3 fabbricati per
complessivi n.58 alloggi economico-
popolari -
Fabbricato A

Impresa: Consorzio Ravennate Cooperative
di Produzione e Lavoro

CALCOLI STATICI DELLE STRUTTURE

PORTANTI
—

ORDINE DEGLI INGEGNERI		
Provincia di Ravenna		
Dott. Ing. Pelzoni Ivo	N.194	

[Handwritten signature: Ivo Pelzoni]

ANALISI DEI CARICHISolaio di copertura

peso proprio (H= 12+2)	150 kg/mq
lastre di eternit	30 "
sovraccarico	<u>150</u> "
	330 kg/mq

Soffitto

100 kg/mq

Solaio piano tipo

Peso proprio (H= 16+4)	230 kg/mq
Pavimento e intonaco"	100 " -
tramezzi	90 "
sovraccarico accidentale	<u>250</u> "
	670 kg/mq

In corrispondenza dei tramezzi tutti i solai vengono rinforzati tenendo conto del maggior carico indipendentemente dal sovraccarico accidentale.

Balconi

Peso proprio (H=16+2)	180 kg/mq
pavimento e intonaco	100 "
sovraccarico accidentale	<u>400</u> "
	680 kg/mq

Scale

peso proprio	300 kg/mq
pavimentazione	100 "
Sovraccarico accidentale	<u>400</u> "
	800 kg/mq

Muratura esterna

Pannello in calcestruzzo cm.7	525 kg/m
Muratura cm.15	300 "
	825 kg/m

Tramezzi da cm.6

Per piano 90x3,00	270 kg/m
-------------------	----------

In tutte le strutture in elevazione si prevede impiego di cemento ad alta resistenza. Per i conglomerati si è fissato una $\sigma_{\max}$ 70 kg/cm² imponendo una σ_R maggiore o uguale a 210 kg/cm². Per le strutture di fondazione si prevede l'impiego di cemento normale con una $\sigma_{\max}$ inferiore a 45 kg/cm²

In tutte le strutture, travi e pilastri, si prevede l'uso di ferro Aq.50-60 con sollecitazioni massime di 1600 kg/cm²

ESAME DEI CARICHI SUI FILASTRIPilastri I-28-57-84

Copertura: solaio e soffitto 430x2,55x2,50	=	2750 kg	
trave e cornicione 500x5,05	=	2500 "	
pilastro	=	600 "	
		5850 kg.	5850 kg

Piano quinto: solaio 670x2,55x2,50	≅	4250 kg/m	
trave 300x5,05	=	1500 "	
muratura 825x5x0,9	=	3700 "	
pilastro	=	600 "	
		10050 kg	15900 kg
Piano quarto		10050 "	25950 "
Piano terzo		10200 "	36150 "



Piano secondo	10200 kg	46350 kg
Piano primo	10400 "	56750 "

Filastri 2...13, 16.....27, 58.....69, 72.....83,

Copertura: solaio e soffitto	430x2,55x3,00	=3300	
trave e cornicione	500x3	1500	
pilastro		<u>600</u>	
		5400	5400 kg
Piano quinto: solaio	670x2,55x300	5100	
trave	300x3	900	
muratura	825x0,8x2,75=	1800	
pilastro		<u>600</u>	
		8400	13800 kg
Piano quarto		8400	22400 "
Piano terzo		8550	30950 "
Piano secondo		8550	39500 "
Piano primo		8750	48250 "

Filastri 14-15, 70-71

Copertura:solaio e soffitto			
430x2,55x1,50	=	1650	
trave rovescia	500x1,50=	750	
pilastro		<u>600</u>	
		3000	3000 kg
Piano quinto: solaio	670x2,55x1,5=	2550	
trave	300x1,5	450	
muratura	825x1,5	1250	
pilastro		<u>600</u>	
		4850	7850 kg
Piano quarto		4850	12700 "
Piano terzo		5000	17700 "
Piano secondo		5000	22700 "
Piano primo		5200	27900 "

Pilastri 29-56

copertura: solaio e soffitto: 430x5,10x2,50=	5500 kg	
trave e cornicione 500x5,10	= 2500 "	
pilastro	600 "	
	<u>8600 kg</u>	8600 kg
Piano quinto: solaio 670x5,10x2,50 =	8500 kg	
trave 300x7,60	2300 "	
muratura 825x5x0,9	3700 "	
pilastro	600 "	
	<u>15100 kg</u>	23700 kg
Piano quarto	15100 "	38800 "
Piano terzo	15250 "	54050 "
Piano secondo	15250 "	69300 "
Piano primo	15450 "	84750 "

Pilastro 30....41, 44....55

Copertura:solaio e soffitto 430x5,10x3,00=	6600 kg	
trave 300x3	900 "	
pilastro	600 "	
	<u>8100 kg</u>	8100 kg
Piano quinto: solaio 6,70x5,10x3,00=	10300 kg	
trave 300x3	= 900 "	
pilastro	600 "	
	<u>11800 kg</u>	19990 kg
Piano quarto	11800 "	31700 "
Piano terzo	11950 "	43650 "
Piano secondo	11950 "	55600 "
Piano primo	12150 "	67750 "

Pilastri 42-43

Copertura: solaio e soffitto:430x5,10x1,50=	3300 kg	
trave 300x1,50	450 "	
pilastro	600 "	
	<u>4350 kg</u>	4350 kg



Piano quinto: solaio e soffitto: 670x5,10x1,50=	5150 kg	
trave 300x1,5	450 "	
pilastro	<u>600 "</u>	
	6100	10450 kg
Piano quarto	6100	16550 "
Piano terzo	6250	22800 "
Piano secondo	6250	29050 "
Piano primo	6450	35500 "

Pilastri 85-86-89-90-93-94-97-98

Copertura: solaio 400x2,50x1,5=	1000 kg	
pilastro	<u>600</u>	
	1600 kg	1600 kg
Piano terreno: muratura 4x1800x2x0,45=	6500 "	
trave 300x4 =	1200 "	
rampa scala 4x0,55x800=	<u>1700 "</u>	
pilastro	<u>600 "</u>	
	10000 kg	11600 kg
Piano quinto: muratura 4x1800x3x0,45=	9700 "	
trave 300x4 =	1200 "	
Rampa scala 4x0,55x800=	1700 "	
pilastro =	<u>600 "</u>	
	13200 kg	24800 kg
Piano quarto	13200 "	38000 "
Piano terzo	13200 "	51200 "
Piano secondo	13200 "	64400 "
Piano primo	13200 "	77600 "

Pilastri 87-88-91-92-95-96-99-100

Copertura solaio 400x2,50x1,5=	1000 kg	
pilastro	<u>600 "</u>	
	1600 kg	1600 kg
Piano terreno: muratura 1,5x1800x2x0,45=	2400 kg	
trave 300x1,5 =	450 "	
rampa scala 1,5x0,55x800=	650 "	
pilastro	<u>600 "</u>	
	4100 kg	5700 kg
Piano quinto	5300 "	11000 "
Piano quarto	5300 "	16300 "
Piano terzo	5300 "	21600 "
Piano secondo	5300 "	26900 "
Piano primo	5300 "	32200 "

Muri ascensori

Sala macchine: solaio 5000x1x2 =	10000 kg	
rampa scala 3x0,55x800=	1300 "	
peso muro 0,25x3x2x2500=	<u>3750 "</u>	
	15050 kg	15050 kg
Piano quinto: Rampa scale	1300 kg	
peso muro	<u>3750 "</u>	
	5050 kg	20100 kg
Piano quarto	5050 kg	25150 "
Piano terzo	5050 "	30200 "
Piano secondo	5050	35250 "
Piano primo	5050 "	40300 "

Verifica pilastri piano terra

Pilastri	Carico (kg)	Sezione (cm)	Armatura	σ_c
I-28-57-84	56.750	50x25	6 ϕ I6	4I
2....I3,I6...27, 58...69,72...83	48.250	50x25	6 ϕ I4	36
I4-I5-70-7I	27.900	50x25	6 ϕ I4	2I
29-56	84.750	60x25	6 ϕ I6	52
30....4I, 44....55	67.750	50x25	6 ϕ I4	50
42.....43	35.500	50x25	6 ϕ I4	26
85-86-89-90 93-94-97-98	77.800	60x25	6 ϕ I6	48
87-88-9I-92 t 95-96-99-I00	32.200	50x25	6 ϕ I4	24



Verifica pilastri piano terzo

Verifica pilastri piano primo

Pilastri	Carico (kg)	Sezione (cm)	Armatura	σ_c
I-28-57-84	46.350	40x25	4 ϕ I6	43
2...I3,I6....27, 58...69,72...83	39.500	40x25	4 ϕ I4	37
I4-I5,70-71	22.700	40x25	4 ϕ I4	21
29-56 30.....41,	69.300	50x25	6 ϕ I6	50
30.....41, 44.....45	55.600	40x25	4 ϕ I4	52
42-43	29.050	40x25	4 ϕ I4	27
85-86-89-90 93-94-97-98	64.400	50x25	6 ϕ I6	47
87-88-91-92 95-96-99-100	26.900	40x25	4 ϕ I4	25

Verifica pilastri piano terzo

Pilastri	Carico (kg)	Sezione (cm)	Armatura	σ_c
I-28-57-84	25950	30x25	4 ϕ I6	31
2....I3,I6....27, 58...69,72....83	22.400	30x25	4 ϕ I4	27
I4-I5-70-71	127700	30x25	4 ϕ I4	16
29-56	38.800	40x25	4 ϕ I6	36
30.....41, 44.....55	43.650	30x25	4 ϕ I4	52
42.....43	16.550	30x25	4 ϕ I4	20
85-86-89-90 93-94-97-98	38.000	40x25	4 ϕ I6	35
87-88-91-92 95-96-99-100	16.300	30x25	4 ϕ I4	18

TRAVI ROVESCIE DI FONDAZIONETravi longitudinali esterne

Per determinare il carico unitario sul terreno si suppone **cune** uniforme distribuzione del carico trasmesso dai pilastri.

$$\text{Carico trasmesso dai pilastri } p_I = \frac{48250}{3} = 16100 \text{ kg/m}$$

$$\text{Trave di fondazione } p_2 = \frac{2250}{1} = 18350 \text{ kg/m}$$

Assumendo una larghezza di fondazione pari a m.1,80 la pressione sul terreno risulta pari a $\sigma_f = 1,02 \text{ kg/cm}^2$.
La trave è calcolata come continua su appoggi rigidi rappresentati dai pilastri e soggette ad un carico pari a

$$p_I = 16100 \text{ kg/m}$$

$$M_i = \frac{q l^2}{12} = 12000 \text{ kgm}$$

$$H = 95 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h_o = 90$$

$$\sigma_c = 32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_f = 10 \text{ cm}^2$$

$$M_m = \frac{q l^2}{15} = 9600 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_f = 8 \text{ cm}^2$$

Verifica al punzonamento dei pilastri

$$P = 48250$$

$$\tau = \frac{P}{A} = 2,7 \text{ kg/cm}^2$$

Calcolo dell'ala di fondazione

$$M_i = \frac{q l^2}{2} = 2100 \text{ kgm}$$

$$H = 45$$

$$b = 100$$

$$h_o = 40$$

$$\sigma_c = 23$$

$$\sigma_f = 1400$$

$$A_f = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Trave centrale

Trave I-57
 Carico trasmesso dai pilastri $p_I = \frac{67750}{3} = 22500 \text{ kg/m}$

Carico trasmesso dai pilastri $p_I = \frac{15000 + 2 \cdot 22500}{12,5} = 15000 \text{ kg/m}$

Trave di fondazione $p_2 = \frac{2500}{25000} \text{ kg/m}$

larghezza fondazione $L = 2,50 \text{ m}$

carico sul terreno $\sigma_t = 1,00 \text{ kg/cm}^2$

Carico sul terreno $\sigma_f = 0,96 \text{ kg/cm}^2$

La trave viene calcolata per un carico pari a $p_I = 22500 \text{ kg/m}$

La trave viene calcolata per un carico pari a $p_I = 15000 \text{ kg/m}$

$M_i = \frac{q l^2}{12} = 17000 \text{ kgm}$

$M_i = \frac{q l^2}{10} = 25000 \text{ kgm}$

$H = 95 \text{ cm}$

$b = 50 \text{ cm}$

$h = 90 \text{ cm}$

$\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$A_f = 14,5 \text{ cm}^2$

$M_m = \frac{q l^2}{15} = 13500 \text{ kgm}$

$M_m = \frac{q l^2}{13} = 27000 \text{ kgm}$

$\sigma_c = 33 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}^2$

$A_f = 11,5 \text{ cm}^2$

$\sigma_c = 48$

$\sigma_f = 1400$

$A_f = 11,5$

Verifica al punzonamento dei pilastri

$P = 67250 \text{ kg}$

$\tau = \frac{P}{A} = 3 \text{ kg/cm}^2$

Calcolo dell'ala di fondazione

$M_i = \frac{q l^2}{2} = 5000 \text{ kgm}$

$H = 45$

$h = 100$

$h_o = 40$

$\sigma_c = 32$

$\sigma_f = 1400$

$A_f = 9,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Trave I-57

Carico trasmesso dai pilastri $p_I = \frac{113500+84750}{13,3} = 15000 \text{ kg/m}$

Trave di fondazione $p_2 = \frac{2250}{17250} \text{ kg/m}$

Larghezza fondazione $L = 1,80 \text{ m}$

Carico sul terreno $\sigma_f = 0,96 \text{ kg/cm}^2$

La trave viene calcolata per un carico pari a $p_I = 15000 \text{ kg/m}$

$$M_i = \frac{q l^2}{10} = 35000 \text{ kgm}$$

$$H = 95 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h_o = 90 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 55$$

$$\sigma_f = 1400$$

$$A_f = 30 \text{ cm}^2$$

$$M_m = \frac{q l^2}{13} = 27000 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c = 48$$

$$\sigma_f = 1400$$

$$A_f = 23 \text{ cm}^2$$

$$T_{\max} = 32000 \text{ kg}$$

$$S_t = \frac{32000 \times 215}{2 \times 83} = 41500 \text{ kg}$$

$$S_s = 8 \times 1 \times 1400 = 11200 \text{ kg}$$

$$S_p = 1,4 \times 1400 \times 15,7 = 31000 \text{ kg}$$

Fondazione vano ascensore

Carico trasmesso dai pilastri	77600 kg
	77600 "
	32200 "
	32200 "
	40300 "
	<u>40300 "</u>
totale	300200 kg

Carico sull'unita' di supercicie $p_I = \frac{300200}{6,6 \times 4,85} = 9350 \text{ kg/mq}$

Peso della fondazione p_2 $\frac{1250}{10600} \text{ kg/mq}$

Carico sul terreno $\sigma_f = 1,06 \text{ kg/mq}$

. —

TRAVI PIANO TIPO

Calcolo delle sollecitazioni nel pilastro e travi terminali del telaio centrale.

Carichi

La mensola esterna è soggetta al carico della muratura, del solaio e al peso proprio. Il momento di incastro della mensola si ottiene sommando i singoli effetti:

Muratura	$m_1 = 825 \times 2,25 \times 2 \times 0,95 =$	3450 kgm
solaio	$M_2 = 670 \times 4,20 \times 1,07 \times 1,07 \times 0,5 =$	1600 "
Trave	$M_3 = 300 \times 1,07 \times 1,07 \times 0,5 =$	<u>170 "</u>
	$M_t =$	5310 kgm

Il carico sulla trave della copertura terminale è

solaio	$4,50 \times 670$	$= 3020$	kg/m
trave		<u>150</u>	"
		3170	kg/m

Momento di incastro perfetto $M = \frac{3170 \times 9}{12} = 2370$ kgm

Risolvere il telaio con il metodo di Gross- (vedi pagina seguente)

$M_{i \max} = 3070$ kgm

$H = 20$ cm	$b = 80$ cm	$h_o = 18$ cm
$\sigma_c = 70$	$\sigma_f = 1600$	$A_f = 11,5$ cmq

M_i (campate intermedie) $= 2370$ kgm

$H = 20$	$b = 60$ cm	$h = 18$
$\sigma_c = 70$	$\sigma_f = 1600$	$A_f = 9$ cmq

M_m (campate intermedia) $\frac{q l^2}{16} = 1770$ kgm



$$\sigma_c = 60$$

$$\sigma_f = 1600$$

$$A_f = 6,5 \text{ cmq}$$

$$T_{\max} = 4400 \text{ kg}$$

$$\tau_{\max} = 4,4 \times 1,7 = 7,5 \text{ kg/cmq}$$

$$M_i (\text{mensole}) = 5310 \text{ kgm}$$

$$H = 45 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h_0 = 38 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 62 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 8 \text{ cmq}$$

TELAIO CENTRALE			
-1230	I - 23	II - 1080	R = 2
	III + 66	IV - 29	
-1240	I - 11	II - 1080	R = 2
	III + 132	IV - 29	
-1080	I - 135	II - 1080	R = 1,6
	III + 61	IV - 29	
-1110	I - 122	II - 1080	R = 1,3
	III + 122	IV - 29	
-880	I - 160	II - 1080	R = 1
	III + 160	IV - 29	
-440	I - 440	II - 1080	R = 1,3
	III + 440	IV - 29	
-3070	I - 3070	II - 1080	R = 1
	III + 3070	IV - 29	
+2020	I + 2020	II - 1080	R = 1
	III + 60	IV - 29	
+2080	I + 2080	II - 1080	R = 1
	III - 330	IV - 29	
+2100	I + 2100	II - 1080	R = 1
	III + 51	IV - 29	
+2125	I + 2125	II - 1080	R = 1
	III - 285	IV - 29	
+2100	I + 2100	II - 1080	R = 1
	III - 7	IV - 29	
+2370	I + 2370	II - 1080	R = 1
	III - 270	IV - 29	
-550	I - 540	II - 1080	R = 2
	III - 14	IV - 29	

Telaio esterno

Mensola terminale

Carico:

$$\text{Muratura } M_I = 825 \times 2,5 \times 0,95 = 1950 \text{ kgm}$$

$$M_I = 825 \times 1,07 \times 1,07 \times 0,5 = 470 \text{ "}$$

$$\text{Solaio } M_2 = 670 \times 2,2 \times 1,07 \times 1,07 \times 0,5 = 850 \text{ "}$$

$$\text{Trave } M_3 = 300 \times 1,07 \times 1,07 \times 0,5 = 170 \text{ "}$$

$$M_t = 3440 \text{ kgm}$$

$$H = 45$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h_o = 43$$

$$\sigma_c = 61$$

$$\sigma_f = 1600$$

$$A_f = 5,5 \text{ cmq}$$

$$\text{Trave: carico: solaio: } 670 \times 2,15 = 1450 \text{ kg/m}$$

$$\text{trave } 300 \text{ "}$$

$$\text{muratura } 825 \times 0,8 = 660 \text{ "}$$

$$2410 \text{ kg/m}$$

$$M_i = \frac{q l^2}{12} = 1800 \text{ kgm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h_o = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 67 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 7 \text{ cmq}$$

$$H = 18 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h_o = 16$$

$$\sigma_c = 67 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_f = 1200 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 10,5 \text{ cmq}$$

$$M_m = \frac{q l^2}{16} = 1350 \text{ kgm}$$

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$h_o = 18$$

$$\sigma_c = 57 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cmq}$$

$$A_f = 5 \text{ cmq}$$

Solaio piano tipo

Zona a

carico 630 kg/cm

Due campate continue di interassi uguali a $\phi.4,85$ Il momento all'appoggio centrale viene calcolato considerando all'estremità un momento pari a $\frac{1}{20} q l^2$

$$M_i = \frac{q l^2}{10} - \frac{q l}{2} \times 0,3 \times 0,5 = 1250 \text{ kgm}$$

H = 20 cm

b = 100 cm

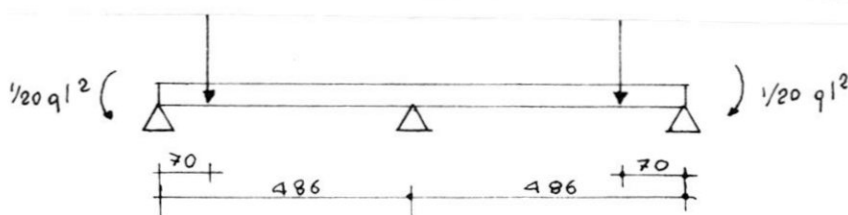
h_o = 18 cm $\sigma_c = 43 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_f = 1800 \text{ kg/cm}^2$ A_f = 4,15 cm²/ml

$$M_m = \frac{q l^2}{13,5} = 1100 \text{ kgm}$$

 $\sigma_c = 40 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_f = 1800 \text{ kg/cm}^2$ A_f = 3,65 cm²/mlZona b

Carico distribuito 630 kg/m

Carico concentrato 660 kg.



$$M_i = \frac{q l^2}{10} + \frac{P a b}{2 l^2} (a+1) - \frac{q l}{2} \times 0,3 \times 0,5 = 1500 \text{ kgm}$$

H = 20 cm

b = 100 cm

h_o = 18 cm $\sigma_c = 48 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_f = 1800''$ A_f = 5 cm²/mlZona c

carico distribuito 850 kg/m

$$M_i = \frac{q l^2}{10} - \frac{q l}{2} \times 0,3 \times 0,5 = 1700 \text{ kgm}$$

H = 20 cm

b = 100 cm

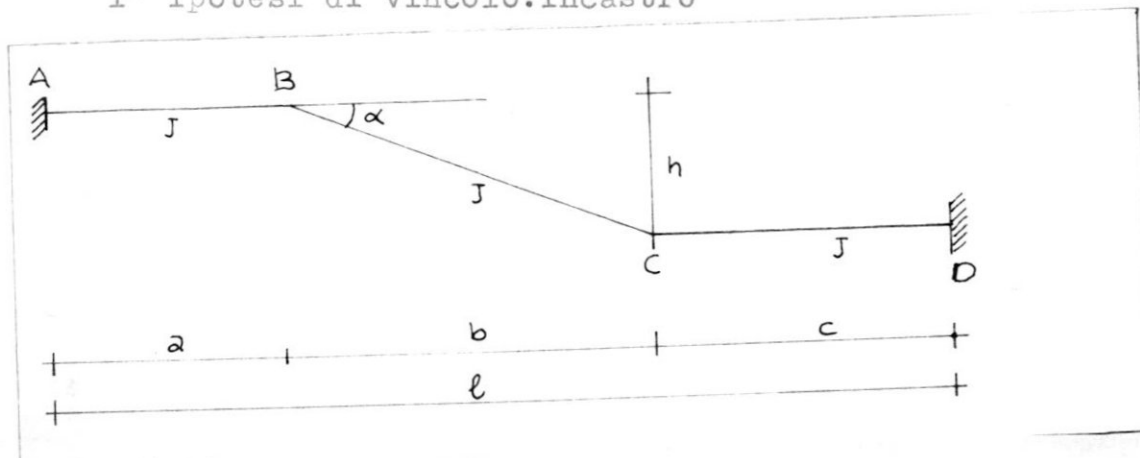
h_o = 18 cm $\sigma_c = 52$ $\sigma_f = 1800$ A_f = 5,8 cm²/ml



Trave a doppio ginocchio scala ascensore

Carico: rampa	800xI,20 =	960 kg/m
muratura	3,4x0,45xI800=	2400 "
peso proprio		<u>240 "</u>
		3400 kg/m

I° Ipotesi di vincolo:incastro



$$a = 1,30 \text{ m}$$

$$b = 1,80 \text{ m}$$

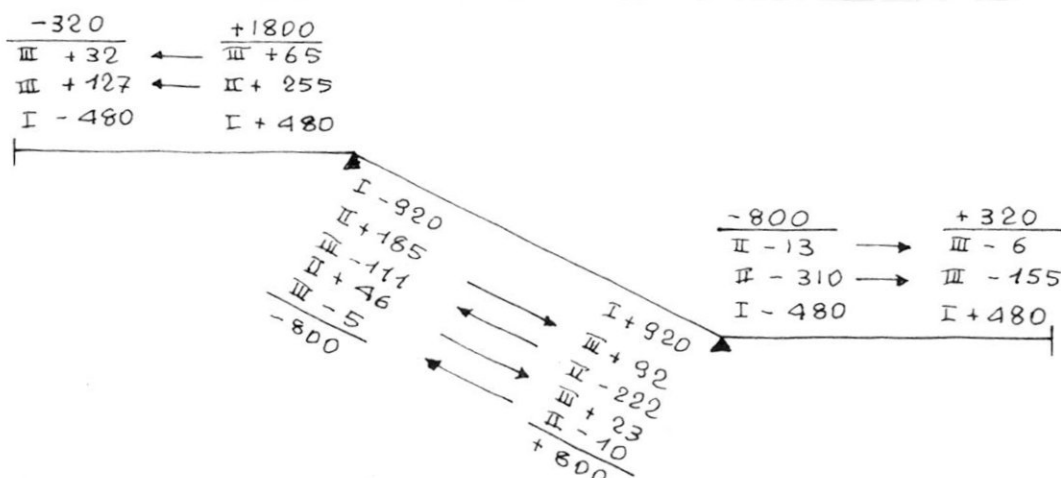
$$c = 4,40 \text{ m}$$

$$h = 0,972 \text{ m}$$

$$= 28^\circ 25'$$

Supponiamo provvisoriamente i nodi B e C impediti di spostarsi e applichiamo il metodo di Cross.

$$W_{ab} = W_{cd} = \frac{4}{1,30} = 3,08 \quad W_{bc} = \frac{4}{1,8} = 2,22$$





Si calcolano poi le reazioni degli appoggi fittizi

$$R_b = R_c = 3400 \times 1,30 / 2 + \frac{800 - 320}{1,30} + 3400 \times 1,80 / 2 = 5640 \text{ kg}$$

$$R_b + R_c = 11,280 \text{ kg}$$

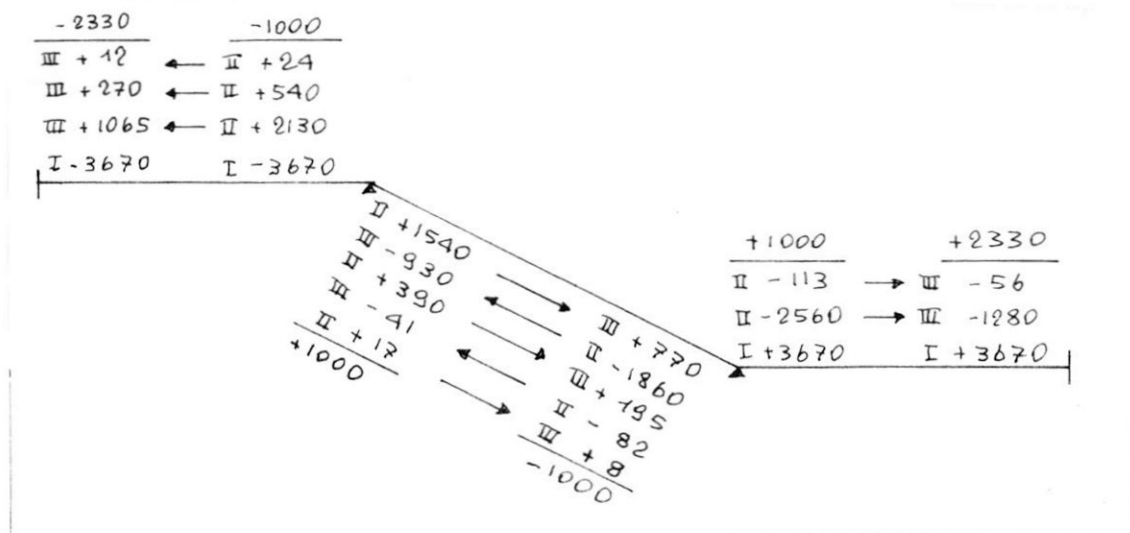
Queste reazioni devono essere aggiunte verso il basso

Si calcolano gli effetti provocati dalle forze $R_b + R_c$

$$\overline{M}_{cd} = - \overline{M}_{ba} = + \frac{1 \times 1,30}{4} \times 11280 = 3670 \text{ kgm}$$

S= I

Si applica il metodo di Cross utilizzando gli stessi coefficienti di ripartizione



$$M_{ba} = -1000 \text{ kgm}$$

$$M_{cd} = +1000 \text{ kgm}$$

$$M_{ab} = -2330$$

$$M_{dc} = +2330 \text{ kgm}$$

Le reazioni in corrispondenza degli appoggi C e B sono:

$$R_b = R_c = \frac{4040}{1,30} = 3100 \text{ kg}$$



$$R_b + R_c = 6200 \text{ kg}$$

Quindi si ha:

$$C = \frac{6200}{11280} = 0,55$$

$$K = \frac{I}{I-C} = 2,22$$

I momenti finali valgono:

$$M_{bc} = -M_{cd} = -1000 \times 2,22 = -2220 \text{ kgm}$$

$$M_{ab} = -M_{dc} = -2330 \times 2,22 = -5160 \text{ kgm}$$

Sovrapponendo gli effetti si hanno i momenti definitivi

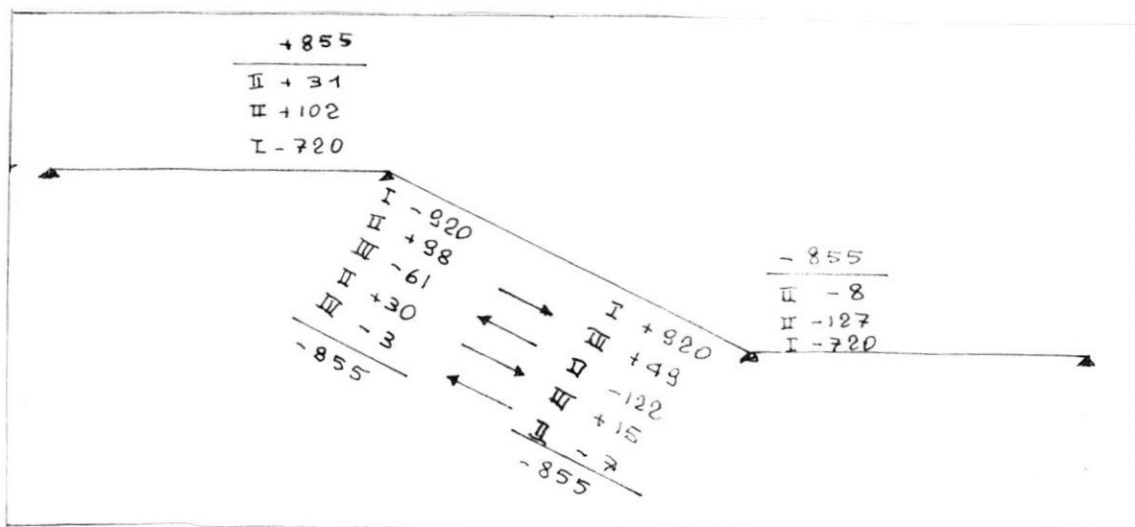
$$M_{bc} = 800 - 2220 = -1420 \text{ kgm}$$

$$M_{ab} = -320 - 5160 = -5480 \text{ kgm}$$

II° Ipotesi di vincolo: cerniera

$$W_{ab} = W_{cd} = \frac{3}{1,30} = 2,30$$

$$W_{bc} = \frac{4}{1,8} = 2,22$$



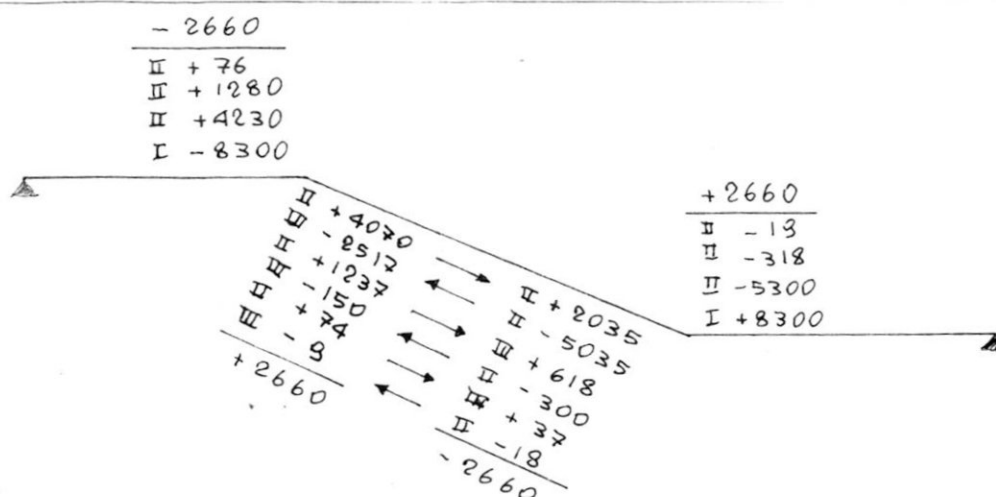


$$R_b = R_c = 3400 \times 0,65 + \frac{855}{1,30} + 3400 \times 0,9 = 6380 \text{ kg}$$

$$R_b + R_c = 12760 \text{ kg}$$

$$S = I$$

$$\overline{M}_{cd} = -M_{ba} = + \frac{I \times I,30}{2} \times 12760 = 8300 \text{ kgm}$$



$$M_{ba} = -M_{cd} = -2660 \text{ kgm}$$

Le reazioni in corrispondenza degli appoggi C e B sono:

$$R_b = R_c = \frac{5640}{1,30} = 4350 \text{ kg} \quad R_b + R_c = 8700 \text{ kg}$$

Quindi si ha:

$$C = \frac{8700}{12760} = 0,685 \quad A = \frac{I}{I-C} = 3,17$$

I momenti finali valgono

$$M_{ba} = -M_{cd} = -2660 \times 3,17 = -8440 \text{ kgm}$$

Sovrapponendo gli effetti si hanno i momenti definitivi

$$-M_{cd} = M_{ba} = 835 - 8440 = 7605 \text{ kgm}$$

$$M_m = 7605 + 1380 = 8985 \text{ kgm}$$



La struttura non presenta in nessuno dei due casi considerati reazioni orizzontali in quanto essendo i tratti orizzontali identici e il carico simmetrico gli spostamenti verso il basso dei punti B e C sono identici e quindi non contrastati dal tratto B C. Lo stesso ragionamento vale per sovraccarichi disimmetrici.

Calcolo dell'armatura metallica.

Ipotesi di vincolo incastro.

$$M_{ab} = -5480 \text{ kgm}$$

$$H = 50 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 48 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_f = 7,8 \text{ cm}^2$$

Ipotesi di vincolo: cerniere

$$M_{bc} = -7605 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c = 75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_f = 12 \text{ cm}^2$$

$$M_m = 8985 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_f = 13 \text{ cm}^2$$

—

TRAVI DI COPERTURATrave longitudinale esterna - $l = 3,00$ m

Carico: Copertura $4,8 \times 330 =$	1600 kg/m
soffitto $2,5 \times 100 =$	500 "
Peso proprio	<u>600 "</u>
	2700 kg/m

$$M_i = \frac{ql^2}{12} = 2000 \text{ kgm}$$

 $H = 70$ cm $b = 15$ cm $h_o = 65$ $\sigma_c = 35$ kg/cm² $\sigma_f = 1600$ kg/cm² $A_f = 2$ cm²Trave longitudinale centrale $l = 3,00$ m

Carico: soffitto $4,8 \times 100 =$	480 kg/m
peso proprio	<u>150 "</u>
	630 kg/m

$$M_i = \frac{ql^2}{12} = 480 \text{ kgm}$$

 $H = 12$ cm $b = 50$ cm $h_o = 10$ $\sigma_c = 62$ kg/cm² $\sigma_f = 1600$ kg/cm² $A_f = 3,3$ cm²Trave longitudinale esterna: $l = 4,95$ m

Carico: copertura =	1650 kg/m	(carico triangolare)
trave	600 "	(carico uniforme)





Momento all'appoggio centrale: $M = 4540 \text{ kgm}$

$H = 70 \text{ cm}$

$b = 15 \text{ cm}$

$h_o = 65 \text{ cm}$

$\sigma_c = 50 \text{ kg/m}$

$\sigma_f = 1600 \text{ kg/mq}$

$A_f = 4,5 \text{ cmq}$

Il calcolo dei solai del soffitto e di copertura è identico a quello del fabbricato B C.

CALCOLO SOLETTA ASCENSORE

Il calcolo viene effettuato schematizzando la soletta in due zone, nella prima si hanno due campate continue di luce m.1,30 ciascuna e si trascurano vantaggi della stabilità la continuità con la seconda zona la quale presenta una campata di luce m.1,30 considerata appoggiata alle estremità

Carico: $6300 + 500 = 6800 \text{ kg/mq}$

$$M_i = M_m = \frac{ql^2}{12} = \frac{1,3 \times 1,3 \times 6300}{12} = 900 \text{ kgm}$$

$H = 20$

$b = 100$

$h_o = 18$

$\sigma_c = 19 \text{ kg/cmq}$

$\sigma_f = 1000 \text{ kg/cmq}$

$A_f = 5,65 \text{ cmq/ml}$

Trave T_4

Due campate continue di luce m.1,30

Carico: $6800 \times 0,65 = 4400 \text{ kg/m}$

peso proprio $\frac{600}{5000} = 0,12 \text{ kg/m}$

$$M_i = M_m = \frac{ql^2}{12} = 700 \text{ kgm}$$

$H = 20$

$b = 25$

$h_o = 18$

$\sigma_c = 42 \text{ kg/cmq}$

$\sigma_f = 1000 \text{ kg/cmq}$

$A_f = 4,3 \text{ cmq}$

Trave 86-88

luce m.2,70

Carico: 2900 kg concentrati in mezzaria

4400 kg/m distribuito in meta' ~~grave~~

$$M_i \neq M_m \quad \frac{ql}{6} + \frac{I}{20} \quad pl^2 = 2500 \text{ kgm}$$

$$H = 40 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h_o = 28 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 55$$

$$\sigma_f = 1400$$

$$A_f = 6,10 \text{ cmq}$$

Trave 85-86

luce m.4,40

carico: soletta 0,65x6800= 4400 kg/m

peso proprio 300 "

muratura 600 "

$$M_m = 1250 + 7000 = 8250 \text{ kgm}$$

$$H = 50$$

$$b = 25$$

$$h_o = 48$$

$$\sigma_c = 62$$

$$\sigma_f = 1000$$

$$A_f = 19,5 \text{ cmq}$$
