

1d

GESTIONE I.N.A. - CASA
~~~~~  
ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI  
DELLA PROVINCIA DI BRINDISI

==°°°°°==

QUARTIERE IN S.VITO DEI NORMANNI

STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

CALCOLI STATICI  
~~~~~

E

PARTICOLARI COSTRUTTIVI
~~~~~

R E L A Z I O N E  
~~~~~

IMPRESA EDILE
(L'IMPRESA)

[Handwritten signature]

IL PROGETTISTA
IL PROGETTISTA
(Dott. Ing. Pietro Carbonara)

[Handwritten signature: dott. ing. Carbonara]

P R E M E S S E

=====

Si premette che per la costruzione in esame, i calcoli sono stati condotti in previsione della utilizzazione di calcestruzzo ^{ad alta resistenza} ~~armato~~ ed acciaio dolce (ferro omogeneo) con le sollecitazioni massime previste dal regolamento vigente. =

Per i sovraccarichi si reputa opportuno di riassumerli qui di seguito :

- Sovraccarico accidentale per abit.	Kg./mq.	250
- Sovraccarico scale e balconi	"	400
- Sovraccarico terrazze	"	200

MURATURE : si adotteranno i seguenti materiali :

- Muri di tamponatura a cassa vuota a doppia cortina di tufetti da cm.10;
- Muratura di spessore fino al piano rialzato;
- Muratura a chiusura dell'ossatura in cem.arm. costituente la gabbia di scala in conci da cm.20. =

R E L A Z I O N E

Cominciamo col calcolare un solaio di un piano intermedio e dell'ultimo piano per un peso di Kg./mq. 350 salvo poi a procedere all'effettivo calcolo per la esatta determinazione delle altezze e del ferro necessario per ciascuna luce. Tale analisi di massima ci consentirà di effettuare il calcolo ed il dimensionamento delle travi portanti e successivamente dei pilastri.

A) - Piano ultimo

peso proprio solaio	Kg./mq.	250
masso a pendio e intonaco	"	100
pavimento	"	40
sovraccarico	"	<u>200</u>
T O T A L E	Kg./mq.	590 =====

B) - Piano intermedio

peso proprio solaio	Kg./mq.	200
pavimento e intonaco	"	60
divisori distribuiti	"	80
sovraccarico acc.	"	<u>250</u>
T O T A L E	Kg./mq.	590 =====

Procediamo al calcolo delle travi portanti iniziando dall'ultimo piano e tenendo conto che la muratura, tranne che per il piano terra, sarà eseguita tutta a doppia cortina e si assumeranno quindi i seguenti carichi :

- 1) Muratura a doppia cortina in tufo Kg./mq. 300
2) Muratura gabbia scala spessore 20 cm. " 300

I precedenti carichi risultano dal seguente conteg-
gio :

1) Muratura a doppia cortina :

$2 \times 0,10 \times 1.600 = 320$ Kg./mq. e tenendo conto dei tu-
fi di punta e delle dimensioni eventuali dovute ai vu-
ti delle finestre o di altri vani si assumerà un cari-
co pari a 272 Kg./mq. =

- 2) Muratura gabbia scala 300 Kg./mq.

Sbalzo balcone ml. 1,00

Sovraccarico	$400 \times 0,95$	= Kg./ml.	380
peso proprio	$0,10 \times 0,95 \times 2.400$	= "	228
pavimento e intonaco	$60 \times 0,95$	= "	57

Kg./ml. 665
=====

Rampa di scala ml. 1,05

Sovraccarico	$400 \times 1,00$	= Kg./mq.	400
peso proprio	$0,15 \times 1,00 \times 2.400$	= "	360

Kg./mq. 760
=====

ANALISI DEI CARICHI
=====

Telaio 1 - 2 - 3

Travi del piano terrazza

Trave Sez. Luce Peso prop. Solaio Kg./ml. Murat. Q Tot. Kg/ml.

1 - 2 30x50 5,65 360 590x1,95 = 1.150 " 1.510 -

2 - 3 " 4,10 " " " " -

Sbalzo Kg./ml. 1.150

Travi a copertura del piano attico

Trave Sez. Luce Peso proprio Solaio Kg./ml. Murat. Q Tot.

1 - 2 30x50 5,65 360 1.150 735 2.245

2 - 3 30x50 4,10 " " " 1.510

Sbalzo - Kg./ml. 1.150

Travi a copertura del piano 3°

1 - 2 30x50 5,65 360 975 735 2.070

2 - 3 " 4,10 " " " "

Sbalzo - Kg./ml. 975

Travi a copertura del piano 2°

1 - 2 30x50 5,65 360 975 735 2.070

2 - 3 " 4,10 " " 735 "

Sbalzo - Kg./ml. 975

Travi a copertura del piano 1°

1 - 2 30x50 5,65 360 975 735 2.070

2 - 3 " 4,10 " 975 " "

Sbalzo Kg./ml. 975

Telaio 4 - 5 - 6 (idem 7 - 8 - 9)

Travi del piano terrazza

= 5 =

Trave Sez. Luce Peso prop. Solaio Kg./ml. Murat. Q tot.

4-5 30x50 5,65 360 590x3,61 = 2.129 - 2.489

Sbalzo = 2.129 Kg./ml.

5-6 30x50 4,10 " 2.129 - 2.489

Sbalzo = Kg./ml. 2.129

Travi del piano attico

4-5 30x50 5,65 360 2.129 - 2.489

Sbalzo = 1.065 Kg./ml.

5-6 " 4,10 2.129 735 3.224

Sbalzo = Kg./ml. 2.489

Travi del piano 3°

4-5 30x50 5,65 360 2.129 2.489

Sbalzo = 1.065 Kg./ml.

5-6 " 4,10 " 2.129 "

Sbalzo = 2.129

Travi del piano 2°

4-5 30x50 5,65 360 2.129 2.489

Sbalzo = 1.065 Kg./ml.

5-6 30x50 4,10 " 2.129 "

Sbalzo = 2.129 Kg./ml.

Travi del piano 1°

4-5 30x50 5,65 360 2.129 2.489

Sbalzo = 1.065 Kg./ml.

5-6 30x50 4,10 " 2.129 "

Sbalzo = 2.129 Kg./ml.

Telaio 10 - 10' - 11 - 12 (13 - 13' - 14 - 15)

Travi del piano terrazza

Trave	Sez.	Luce	P.prop.	Solaio Kg./ml.	Murat.	Q tot.
-------	------	------	---------	----------------	--------	--------

10-10'	20x50	2,65	240	590x3,62/2=1070	690	2.000
--------	-------	------	-----	-----------------	-----	-------

Rampe scale 760 x 1,50 = 1.140 Kg./ml.

Sbalzo = 2.140 Kg./ml.

10'-11	20x50	2,97	240	590x3,62= 2.140	-	2.380
--------	-------	------	-----	-----------------	---	-------

11-12	30x50	4,10	360	590x3,62= 2.140	-	2.500
-------	-------	------	-----	-----------------	---	-------

Sbalzo = 2.500 Kg./ml.

<u>Copertura gabbia scala</u>						1.310
-------------------------------	--	--	--	--	--	-------

Travi del piano attico

10-10'	20x50	2,65	240	1.070	900	2.210
--------	-------	------	-----	-------	-----	-------

Rampa di scala - 1.140 Kg./ml.

10'-11	20x50	2,97	240	590x3,62= 2.140	-	2.380
--------	-------	------	-----	-----------------	---	-------

11-12	30x50	4,10	360	590x3,62= 2.140	-	2.500
-------	-------	------	-----	-----------------	---	-------

Sbalzo = 2.500 Kg./ml.

Travi del 3° piano

10-10'	20x50	2,65	240	1.070	900	2.210
--------	-------	------	-----	-------	-----	-------

Rampa di scala - 1.140 Kg./ml.

10'-11	20x50	2,97	240	2.140	-	2.380
--------	-------	------	-----	-------	---	-------

11-12	30x50	4,10	360	2.140	-	2.500
-------	-------	------	-----	-------	---	-------

Sbalzo = 2.500 Kg./ml.

Travi del 2° piano

10-10'	20x50	2,65	240	1.070	900	2.210
--------	-------	------	-----	-------	-----	-------

Rampa di scala - 1.140 Kg./ml.

10'-11	30x50	2,97	240	2.140	-	2.380
11-12	30x50	4,10	360	2.140	-	2.500

Sbalzo = 2.500 Kg./ml.

Travi del 1° piano

10-10'	30x50	2,65	240	1.070	900	2.210
--------	-------	------	-----	-------	-----	-------

Rampa di scala - 1.140 Kg./ml.

10'-11	30x50	2,97	240	2.140	-	2.380
11-12	30x50	4,10	360	2.140	-	2.500

Sbalzo = 2.500 Kg./ml.

Telaio 16 - 17 - 18

Travi del piano terrazza

Trave Sez. Luce P.prop. Solaio Kg./ml. Murat. Q tot.

16-17	30x50	5,65	360	590x3,61 = 2.129	-	2.489
-------	-------	------	-----	------------------	---	-------

Sbalzo = 2.129 Kg./ml.

17-18	30x50	4,10	360	2.129	-	2.489
-------	-------	------	-----	-------	---	-------

Sbalzo = 2.129 Kg./ml.

Travi del piano attico

16-17	30x50	5,65	360	2.129	-	2.489
-------	-------	------	-----	-------	---	-------

Sbalzo = 1.064 Kg./ml.

17-18	30x50	4,10	360	2.129	-	2.489
-------	-------	------	-----	-------	---	-------

Sbalzo = 2.129 Kg./ml.

Travi del piano 3°

16-17	30x50	5,65	360	2.129	-	2.489
-------	-------	------	-----	-------	---	-------

Sbalzo = 1.064 Kg./ml.

17-18	30x50 4,10	360	2.129	-	2.489
-------	------------	-----	-------	---	-------

Sbalzo = 2.129 Kg./ml.

Travi del piano 2°

16-17	30x50 5,65	360	2.129	-	2.489
-------	------------	-----	-------	---	-------

Sbalzo = 1.064 Kg./ml.

17-18	30x50 4,10	360	2.129	-	2.489
-------	------------	-----	-------	---	-------

Sbalzo = 2.129 Kg./ml.

Travi del piano 1°

16-17	30x50 5,65	360	2.129	-	2.489
-------	------------	-----	-------	---	-------

Sbalzo = 1.064 Kg./ml.

17-18	30x50 4,10	360	2.129	-	2.489
-------	------------	-----	-------	---	-------

Sbalzo = 2.129 Kg./ml.

Telaio 19 - 20 - 21

Travi del piano terrazza

Trave	Sez.	Luce	P.prop.	Solaio Kg./ml.	Murat.	Q.tot.
19-20	30x50	5,65	360	2.129	-	2.489
Sbalzo = 2.129 Kg./ml.						
20-21	30x50	4,10	360	2.129	-	2.489
Sbalzo = 2.129 Kg./ml.						

Travi del piano attico

19-20	30x50	5,65	360	2.129	-	2.489
20-21	"	4,10	"	2.129	-	2.489
Sbalzo = 2.129 Kg./ml.						

Travi del piano 3°

19-20	30x50	5,65	360	2.129	-	2.489
20-21	"	4,10	"	2.129	-	2.489

Sbalzo = 2.129 Kg./ml.

Travi del piano 2°

19-20	30x50	5,65	360	2.129	-	2.489
20-21	"	4,10	"	2.129	-	2.489

Sbalzo = 2.129 Kg./ml.

Travi del piano 1°

19-20	30x50	5,65	360	2.129	-	2.489
20-21	"	4,10	"	2.129	-	2.489

Sbalzo = 2.129 Kg./ml.

Telaio 22 - 23 - 24

Travi del piano terrazza

Trave	Sez.	Luce	P.prop.	Solaio	Kg./ml.	Murat.	Q tot.
22-23	20x50	5,65	240	590x3,62/2=	1.070	-	1.310

Sbalzo = 1.070 Kg./ml.

23-24	20x50	4,10	240		1.070	-	1.310
-------	-------	------	-----	--	-------	---	-------

Sbalzo = 1.070 Kg./ml.

Travi del piano attico

22-23	"	5,65	240		1.070	-	1.310
23-24	"	4,10	240		1.070	-	1.310

Sbalzo = 1.070 Kg./ml.

Travi del piano 3°

22-23	20x50	5,65	240	1.070	-	1.310
23-24	"	4,10	"	1.070	-	1.310

Sbalzo = 1.070 Kg./ml.

Travi del piano 2°

22-23	"	5,65	240	1.070	-	1.310
23-24	"	4,10	"	1.070	-	1.310

Sbalzo = 1.070 Kg./ml.

Travi del piano 1°

22-23	"	5,65	240	1.070	-	1.310
23-24	"	4,10	240	1.070	-	1.310

Sbalzo = 1.070 Kg./ml.

Travi di collegamento

Ultimo piano	Kg./ml.	240 =====
Piano intermedio	"	816 =====

CALCOLO DEI PILASTRI
=====

P. Carico dovuto alle travi Travi di colleg. Sez. P.P. 0

Pilastri del piano terrazza

1	1.510x3,82 = 5.770	340x3,61/2 = 432	30x30 582	6.784
2	1.510x4,87 = 7.350	- - -	" "	7.932
3	1.510x3,25 = 4.900	432	" "	5.914
4-7	2.489x3,82 = 9.500	864	" "	10.946
5-8	2.489x4,87 = 12.150	- - -	" "	12.732
6-9	2.489x3,25 = 8.100	864	" "	9.546
10-13	2.000x2,65/2+1.140x2,65/2 = = 4.160	864	" "	5.606
10-13	2.000x2,65/2+1.140x2,65/2 + + 2.380x2,97/2 = 7.700	- - -	" "	8.220
11-14	2.380x2,97/2+2.500x4,10/2 = = 8.660	- - -	" "	9.242
12-15	2.500x3,25 = 8.120	864	" "	9.566
L6	2.489x3,82 = 9.500	"	" "	10.946
17	2.489x4,87 = 12.150		" "	12.732
18	2.489x3,25 = 8.100	"	" "	9.546
19	2.489x3,82 = 9.100	"	" "	10.946
20	2.489x4,87 = 12.150	"	" "	12.732
21	2.489x3,25 = 8.100	"	" "	9.546
22	1.310x3,82 = 5.000	432	" "	6.014
23	1.310x4,87 = 6.380	"	" "	7.394
24	1.310x3,25 = 4.250	"	" "	5.264

N.B. Per i pilastri 10-10 = 13-13 si deve aggiungere al loro carico quella della copertura di gabbia scala cioè
KG. = 2,80 x 1.310 = 3.670 Kg.

CALCOLO DEI PILASTRI
=====

P. Carico dovuto alle Travi di colleg. Sez. P.P. 0
travi

Pilastri del piano attico

1	2245x5, 65/2 =6.350	816x3, 61/2=1.480	30x30	582	8.412
2	2245x5, 65/2 + +1510x4, 10/2 =9.410	"	"	"	11.472
3	1510x3, 25 =4.900	"	"	"	6.962
4=7	2489x5, 65/2+ + 1.065 =8.111	816x3, 61 = 2.960	"	"	11.657
5=8	2489x5, 65/2 + +3224x4, 10/2=13.572	816x3, 61/2=1.480	"	"	15.634
6=9	3224x4, 10/2 + +2489x1, 25 = 9.635	816x3, 61 = 2.960	"	"	13.177
10-13	2210x2, 65/2 + +1140x2, 65/2 =4.440	2.960	"	"	7.982
10-13	2210x2, 65/2 + +1140x2, 65/2 + +2380x2, 97/2 =7.980	---	"	"	8.562
11-14	2380x2, 97/2 + +2500x4, 10/2 =8.660	---	"	"	9.242
12-15	2500x3, 25 =8.120	2.960	"	"	11.662
16	1064+2489x5, 65/2=8.114	2.960	"	"	11.656
17	2489x4, 87 = 12.150	---	"	"	12.732
18	2489x3, 25 = 8.100	2.960	"	"	11.642
19	2489x5, 65/2= 7.050	1.480	"	"	9.112
20	2489x4, 87 = 12.150	---	"	"	12.732
21	2489x3, 25 = 8.100	2.960	"	"	11.642
22	1310x5, 65/2 =3.700	1.480	"	"	5.762
23	1310x4, 87 = 6.380	1.480	"	"	8.442
24	1310x3, 25 = 4.250	1.480	"	"	6.312

CALCOLO DEI PILASTRI
=====

P. Carico dovuto alle Travi di colleg. Sez. P.P. Q
travi

Pilastri del piano 3°-2°-1°

1	2070x5,65/2 = 5.850	816x3,62/2 = 1.480	30x40	780	8.110
2	2070x4,87 = 10.100	- - -	"	"	10.880
3	2070x2,75 = 5.700	1.480	"	"	7.960
4-7	2489x5,65 + + 1064 = 8.114	2.960	"	"	11.854
5-8	2489x4,87 = 12.150	- - -	"	"	12.930
6-9	2489x2,75 = 6.850	2.960	"	"	10.590
10-13	2210x2,65/2 + +1140x2,65/2 = 4.440	2.960	30x30	582	7.982
10'-13'	2210x2,65/2 + +1140x2,65/2 + +2380x2,97/2 = 7.980	- - -	"	"	8.562
11-14	2380x2,97/2 + +2500x4,10/2 = 8.660	- - -	"	"	9.242
12-15	2500x3,25 = 8.120	2.960	"	"	11.860
16	1064+2489x5,65/2 = 8.114	2.960	"	"	11.854
17	2489x4,87 = 12.150	- - -	"	"	12.930
18	2489x2,75 = 6.850	2.960	"	"	10.590
19	2489x5,65/2 = 7.050	2.960	"	"	10.790
20	2489x4,87 = 12.150	- - -	"	"	12.930
21	2489x3,00 = 7.470	2.960	"	"	11.210
22	1310x5,65/2 = 3.700	1.480	"	"	5.960
23	1310x4,87 = 6.380	- - -	"	"	7.160
24	1310x3,25 = 4.250	1.480	"	"	6.510

TABELLA RIASSUNTIVA PILASTRI
=====

P. terrazza P. attico P. 3° P. 2° P. 1°

P.	N	Sez.	N	Sez.	N	Sez.	N	Sez.	N	Sez.
1	6784	30x30	15196	30x30	23306	35x30	31416	35x30	39526	40x30
2	7932	"	19404	35x30	30284	40x30	41164	45x30	52044	52,5x30
3	5914	"	12886	"	20846	"	28806	"	36766	60x30
4-7	10946	"	22603	30x30	34457	35x30	46311	35x30	58165	40x30
5-8	12732	"	28366	35x30	41296	40x30	54226	45x30	67156	52,5x30
6-9	9546	"	22723	"	33313	"	43903	"	54493	60x30
10-13	9276	40x20	17258	40x20	25240	40x20	33222	40x25	41204	40x30
10'-13'	11890	"	20452	"	29014	"	37576	45x20	46138	50x30
11-14	9242	30x30	18484	35x30	27726	40x30	36968	45x30	46210	52,5x30
12-15	9566	"	21232	"	33092	"	44952	"	56812	60x30
16	10946	"	22602	30x30	34456	35x30	46310	35x30	58164	40x30
17	12732	"	25464	35x30	38394	40x30	51324	45x30	63254	52,5x30
18	9546	"	21188	"	31778	"	42368	"	52958	60x30
19	10946	"	20058	30x30	30848	35x30	41638	35x30	52428	40x30
20	12732	"	25464	35x30	38394	40x30	51324	45x30	64254	52,5x30
21	9546	"	21188	"	32398	"	43508	"	54718	60x30
22	6014	30x20	11776	30x20	17736	35x20	23696	35x20	29656	40x20 ✓
23	7394	"	15836	35x20	22996	40x20	30156	45x20	37316	52,5x20
24	5264	"	11576	"	18086	"	24596	"	31106	60x20

PILASTRI PIANO 1°
=====

P.	Sez. Calc.	Area Calc.	Arm. Long.	Area F _l	Area i deale F _i =F _c + 10 F _l	Sollecitazione unitarie σ_c
	cm.	cm. ²	Ø	cm. ²	cm. ²	Kg./cm. ²
1	40x30	1200	6Ø12	6,79	1267,9	39.526/1267,9 = 31,2
2	52,5x30	1575	5Ø14+2Ø10	9,27	1667,7	52.044/1667,7 = 31,3
3	60x30	1800	6Ø12+2Ø10	8,36	1883,6	36.766/1883,6 = 20
4-7	40x30	1200	4Ø16+2Ø12	10,30	1303	58.165/1303 = 44,5
5-8	52,5x30	1575	4Ø16+3Ø12	11,43	1689,3	67.156/1689,3 = 39,8
6-9	60x30	1800	6Ø14+2Ø10	10,81	1908,1	54.493/1908,1 = 28,5
10-13	40x30	1200	6Ø12+2Ø10	8,36	1283,6	41.204/1283,6 = 32,2
10'-13'	50x20	1000	6Ø12+2Ø10	8,36	1083,6	46.138/1083,6 = 42,5
11-14	52,5x30	1575	6Ø12+2Ø10	8,36	1658,6	46.210/1658,6 = 27,9
12-15	60x30	1800	4Ø16+2Ø12	10,30	1903	56.812/1903 = 29,9
16	40x30	1200	4Ø16+2Ø12	10,30	1303	58.164/1303 = 44,5
17	52,5x30	1575	7Ø16	14,07	1715,7	63.254/1715,7 = 37
18	60x30	1800	6Ø14+2Ø10	10,81	1908,1	52.958/1908,1 = 27,7
19	40x30	1200	6Ø14	9,24	1292,4	52.428/1292,4 = 40,5
20	52,5x30	1575	7Ø16	14,07	1715,7	64.254/1715,7 = 37,5
21	60x30	1800	6Ø14+2Ø10	10,81	1908,1	54.718/1908,1 = 28,7
22	40x20	800	6Ø12	6,79	867,9	29.656/867,9 = 34,2
23	52,5x20	1125	7Ø12	7,91	1204,1	37.316/1204,1 = 31
24	60x20	1200	8Ø10	6,28	1262,8	31.106/1262,8 = 24,6

PILASTRI PIANO 2°
 =====

P.	Sez. Calc.	Area Calc.	Arm. Long.	Area F _y	Area ideale F _i =F _c + +10 F _c	Sollecitazione unitarie <i>σ_c</i>
1	35x30	1050	40/12+20/10	6,09	1110,9	31.416/1110,9 = 28,2
2	45x30	1350	40/14+20/10	7,73	1427,3	41.164/1427,3 = 28,9
3	45x30	1350	40/12+20/10	6,09	1410,9	28.806/1410,9 = 20,5
4-7	35x30	1050	40/14+20/12	8,42	1134,2	46.311/1134,2 = 40,7
5-8	45x30	1350	40/16+20/12	10,30	1453	54.226/1453 = 37,3
6-9	45x30	1350	40/14+20/12	8,42	1434,2	43.903/1434,2 = 30,5
10-13	40x25	1000	60/12	6,72	1067,2	32.222/1067,2 = 30,3
10-13	45x20	900	60/12	6,72	967,2	37.576/967,2 = 38,8
11-14	45x30	1350	60/12	6,72	1417,2	36.968/1417,2 = 26
12-15	45x30	1350	40/14+20/12	8,42	1434,2	44.952/1434,2 = 31,3
16	35x30	1050	40/14+20/12	8,42	1134,2	46.310/1134,2 = 40,7
17	45x30	1350	60/14	9,24	1442,4	51.324/1442,4 = 35,5
18	45x30	1350	40/14+20/10	7,73	1427,3	42.368/1427,3 = 29,7
19	35x30	1050	40/14+20/12	8,42	1134,2	41.638/1134,2 = 37,4
20	45x30	1350	60/14	9,24	1442,4	51.324/1442,4 = 35,5
21	45x30	1350	60/14	9,24	1442,4	43.508/1442,4 = 30,2
22	35x20	700	40/12+20/10	6,09	760,9	23.696/760,9 = 31,2
23	45x20	900	60/12	6,72	967,2	30.156/967,2 = 31,1
24	45x20	900	60/10	4,71	947,1	24.596/947,1 = 25,9

PILASTRI PIANO 3°
=====

P.	Sez. Calc.	Area Calc.	Arm. Long.	Area F _d	Area ideale F _i =F _c + +10 F _d	Sollecitazione unitarie σ_e
1	35x30	1050	40/12+20/10	6,09	1110,9	23.306/1110,9 = 20,8
2	40x30	1200	40/12+20/10	6,09	1260,9	30.284/1260,9 = 23,9
3	40x30	1200	60/10	4,71	1247,1	30.846/1247,1 = 16,8
4-7	35x30	1050	60/12	6,72	1117,2	34.457/1117,2 = 29,4
5-8	40x30	1200	40/14+20/10	7,73	1277,3	41.296/1277,3 = 32,4
6-9	40x30	1200	60/12	6,72	1267,2	33.313/1267,2 = 26,3
10-13	40x20	800	40/12+20/10	6,09	860,9	25.240/ 860,9 = 29,2
10'-13'	40x20	800	40/12+20/10	6,09	860,9	29.014/ 860,9 = 33,5
11-14	40x30	1200	40/12+20/10	6,09	1260,9	27.726/1260,9 = 21,90
12-15	40x30	1200	60/12	6,72	1267,2	33.092/1267,2 = 26,10
16	35x30	1050	60/12	6,72	1117,2	34.456/1117,2 = 29,4
17	40x30	1200	60/12	6,72	1267,2	38.394/1267,2 = 30,3
18	40x30	1200	40/12+20/10	6,09	1260,9	31.778/1260,9 = 25
19	35x30	1050	60/12	6,72	1117,2	30.848/1117,2 = 27,6
20	40x30	1200	60/12	6,72	1267,2	38.394/1267,2 = 30,3
21	40x30	1200	60/12	6,72	1267,2	32.398/1267,2 = 25,6
22	35x20	700	60/10	4,71	747,1	17.736/ 747,1 = 23,8
23	40x20	800	60/10	4,71	847,1	22.996/ 847,1 = 27
24	40x20	800	60/10	4,71	847,1	18.086/ 847,1 = 21,3

PILASTRI PIANO ATTICO

P.	Sez. Calc.	Area Calc.	Arm. Long.	Area F_d	Area ideale $F_i = F_c +$ $+10 F_d$	Sollecitazioni unitarie σ_e
1	30x30	900	6/10	4,71	947,1	15.196/ 947,1 = 16
2	35x30	1050	6/10	4,71	1097,1	19.404/1097,1 = 17,5
3	35x30	1050	6/10	4,71	1097,1	12.886/1097,1 = 11,7
4-7	30x30	900	4/12+2/10	6,08	960,8	22.603/ 960,8 = 23,4
5-8	35x30	1050	4/12+2/10	6,08	1110,8	28.366/1110,8 = 25,5
6-9	35x30	1050	4/12+2/10	6,08	1110,8	22.723/1110,8 = 20,4
10-13	40x20	800	6/10	4,71	847,1	17.258/ 847,1 = 20,4
10'-13'	40x20	800	4/12+2/10	6,08	860,8	20.452/ 860,8 = 23,8
11-14	35x30	1050	6/10	4,71	1097,1	18.484/1097,1 = 16,85
12-15	35x30	1050	4/12+2/10	6,08	1110,8	21.232/1110,8 = 19,15
16	30x30	900	4/12+2/10	6,08	960,8	22.602/ 960,8 = 23,4
17	35x30	1050	4/12+2/10	6,08	1110,8	25.464/1110,8 = 22,9
18	35x30	1050	4/12+2/10	6,08	1110,8	21.188/1110,8 = 19
19	30x30	900	4/12+2/10	6,08	960,8	20.058/ 960,8 = 20,8
20	35x30	1050	4/12+2/10	6,08	1110,8	25.464/1110,8 = 22,9
21	35x30	1050	4/12+2/10	6,08	1110,8	21.188/1110,8 = 19
22	30x20	600	6/10	4,71	647,1	17.736/ 647,1 = 27,4
23	35x20	700	6/10	4,71	747,1	15.836/ 747,1 = 21,2
24	35x20	700	6/10	4,71	747,1	11.156/ 747,1 = 14,9

PILASTRI PIANO TERRAZZA

Pi.	Sez. Calc.	Area Calc.	Arm. Long.	Area F _y	Area Ideale F _i =F _c + +10 F _y	Sollecitazioni unitarie σ_c
1	30x30	900	60/10	4,71	947,1	6784/947,1 = 7,15
2	30x30	900	"	"	"	7932/947,1 = 8,37
3	30x30	900	"	"	"	5914/947,1 = 6,25
4-7	30x30	900	"	"	"	10946/947,1 = 11,5
5-8	30x30	900	"	"	"	12732/947,1 = 13,45
6-9	30x30	900	"	"	"	9546/947,1 = 10,05
10-13	40x20	800	"	"	847,1	9276/847,1 = 10,95
10'-13'	"	800	"	"	"	11890/847,1 = 14,00
11-14	30x30	900	"	"	947,1	9242/947,1 = 9,75
12-15	30x30	900	"	"	"	9566/947,1 = 10,05
16	30x30	900	"	"	"	10946/947,1 = 11,5
17	30x30	900	"	"	"	12732/947,1 = 13,45
18	30x30	900	"	"	"	9546/947,1 = 10,05
19	30x30	900	"	"	"	10946/947,1 = 11,5
20	30x30	900	"	"	"	12732/947,1 = 13,45
21	30x30	900	"	"	"	9546/947,1 = 10,05
22	30x20	600	"	"	647,1	6014/647,1 = 9,30
23	30x20	600	"	"	"	7394/647,1 = 11,4
24	30x20	600	"	"	"	5264/647,1 = 8,15

TRAVATURE PORTANTE P. 1°

=====

Telaio 1 - 2 - 3

=====

Trave 1 - 2 interasse ml. 5,62

Q p = 2.070 Kg./ml.

$$M = \pm \frac{1}{12} 2070 \cdot 5,62^2 = \pm 544.000 \text{ Kgcml.}$$

Verifica di stabilità Sez. incastro

$$b = 30 \text{ cm.} \quad H = 50 \text{ cm.} \quad F_y = 4 \varnothing 16 + 2 \varnothing 12 = 10,30 \text{ cmq.}$$

$$x = 15,2 \text{ cm.} \quad ; \quad h - x/3 = 42,9 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 55,5 \text{ Kg./cmq.} \quad \sigma_y = 1230 \text{ Kg./cmq.}$$

$$2M = 1088000$$

$$b \pi (h - \frac{x}{3}) = 19,86$$

$$\sigma_c = 55$$

Verifica di stabilità Sez. mezzzeria

$$b = 50 \text{ cm.} \quad H = 50 \text{ cm.} \quad F_y = 3 \varnothing 16 + 2 \varnothing 14 = 9,11 \text{ cmq.}$$

$$x = 11,3 \text{ cm.} \quad ; \quad h - x/3 = 44,2 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 43,5 \text{ Kg./cmq.} \quad \sigma_y = 1345 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2070 \times 5,20/2 = 5390 \text{ Kg.}$

$$\tau = 5390/30 \cdot 42,9 = 4,18 \text{ Kg./cmq.}$$

L'armatura su mezza trave è costituita con 12 staffe $\varnothing 8$ a due bracci di area totale uguale a cm^2 12,08. Le staffe disposte a distanza uguale fra loro assorbono una tensione tangenziale, assunto $\sigma_y = 1100 \text{ Kg./cmq.}$; corrispondente a :

$$\tau = \frac{12,08 \times 1100}{30 \times 260} = 1,7 \text{ Kg./cmq.}$$

Il diagramma della sollecitazione tangenziale resisten te offerta dalle staffe è quello rettangolare.

La rimanente parte di diagramma ha un valore massimo all'appoggio :

$$\tau_0 - \tau_s = 4,18 - 1,7 = 2,48 \text{ Kg./cmq.}$$

e si annulla alla distanza

$$2,60 \frac{2,48}{4,18} = 1,54 \text{ ml.}$$

richiedendo una sezione di ferri piegati pari a :

$$F_p = \frac{2,48 \cdot 154 \cdot 30}{2 \cdot 1200 \cdot \sqrt{2}} = 3,4 \text{ cmq.}$$

praticamente ne piegheremo 3 Ø 16 a 45° pari a 6,03 cmq.

Trave 2 - 3 interasse ml. 4,05

$$Q = 2070 \text{ Kg./ml.}$$

$$M \pm \pm 1/12 \cdot 2070 \cdot 4,05^2 = \pm 283.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità Sez. incastro o mezzeria

$$b = 30 \text{ cm.} \quad H = 50 \text{ cm.} \quad h = 48 \text{ cm.}$$

$$F_y = 2 \text{ Ø } 10 + 2 \text{ Ø } 16 = 5,59 \text{ cmq.}$$

$$x = 10,65 \text{ cm.} \quad ; \quad h - x/3 = 44,5 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 39,9 \text{ Kg./cmq.} \quad ; \quad \sigma_y = 1142 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2070 \cdot 3,65/2 = 3780 \text{ Kg.}$

$$\tau = 3780/30 \cdot 44,5 = 2,83 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente faremo assorbire lo sforzo di taglio parte a 10 Ø 8 staffe e parte a 2 Ø 16 piegati a 45°.

Trave 2 - 6 = 3 - 5 (diagonali) ml. 5,00

$$Q = 0,50 \cdot 2489 = 1245 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = \pm 1/12 \cdot 1245 \cdot 5,00^2 = \pm 260.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità Sez. incastro o mezzeria

$$b = 21 \text{ cm.} \quad H = 50 \text{ cm.} \quad h = 48 \text{ cm.} \quad F_y = 4 \text{ Ø } 12 + 2 \text{ Ø } 8 = 5,53 \text{ cmq.}$$

$$x = 12,01 \text{ cm.} \quad ; \quad h - x/3 = 44 \text{ cm.};$$

$$\sigma_c = 46,6 \text{ Kg./cmq.} \quad ; \quad \sigma_y = 1070 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 1245 \times 5,00/2 = 3110 \text{ Kg.}$

$$\tau = 3110/21 \cdot 44 = 3,53 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente piegheremo 3 Ø 12 a 45° e porremo staffe Ø 8 a uguale distanza ogni 20 cm.

$$= 22 =$$

Telaio 4 - 5 - 6 (7 - 8 - 9)

Trave 4 - 5 interasse ml. 5,62

$$Q = 2489 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = \pm 1/12 \cdot 2489 \cdot 5,62^2 = \pm 650.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità Sez. incastro

$$b = 30 \text{ cm.} ; H = 57 \text{ cm.} ; F_y = 20/10 + 50/14 = 9,27 \text{ cmq.}$$

$$x = 15,67 \text{ cm.} ; h - x/3 = 49,75 \text{ cm.} ; h = 55 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 55,5 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_f = 1400 \text{ Kg./cmq.}$$

Verifica di stabilità Sez. mezzeria

$$b = 50 \text{ cm.} \quad H = 57 \text{ cm.} \quad F_y = 9,27 \text{ cm.}$$

$$x = 12,8 \text{ cm.} ; h - x/3 = 51.00 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 39,9 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_f = 1375 \text{ Kg./cmq.}$$

$$\text{Taglio} \quad T = 2489 \cdot 5,62/2 = 7000 \text{ Kg.}$$

$$\tau_o = 7000/30 \cdot 49,75 = 4,70 \text{ Kg./cmq.}$$

L'armatura su mezza trave è costituita a con 12 staffe $\varnothing 8$ a due bracci di area totale uguale a cmq. 12,08. Le staffe disposte a distanza uguale fra loro assorbono una tensione tangenziale, assunto $\sigma_f = 1100 \text{ Kg./cmq.}$ corrispondente a : $\tau_i = \frac{12,08 \times 1100}{30 \cdot 260} = 1,7 \text{ Kg./cmq.}$

Il diagramma della sollecitazione tangenziale resistente offerta dalle staffe è quella rettangolare. La rimanente parte di diagramma ha un valore massimo all'appoggio :

$$\tau_o - \tau_i = 4,70 - 1,70 = 3,00 \text{ Kg./cmq.}$$

e si annulla alla distanza di

$$2,60 \cdot \frac{3,00}{4,70} = 1,66 \text{ ml.}$$

richiedendo una sezione di ferri piegati pari a

$$F_p = \frac{3,00 \times 166 \times 30}{2.1200 \cdot \sqrt{2}} = 4,42 \text{ cmq.}$$

praticamente piegheremo 4 $\varnothing 14$ a 45° pari a 6,16

Trave diagonale 5 - 3 = 3 - 5

" " 5 - 9 = 2 - 6

Telaio 10-10'-11-12 (13-13'-14-15)
~~=====~~

Trave 10 - 10' interasse ml. 2,65

$$Q = 2210 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = \frac{+}{-} \frac{1}{12} \cdot 2210 \cdot 2,65^2 = \frac{+}{-} 129.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità Sezione incastro o mezzzeria

$$b = 20 \text{ cm.} ; H = 35 \text{ cm.} ; h = 33 ; F_y = \frac{3012+208}{8} = 4,46 \text{ cmq.}$$

$$x = 8,62 \text{ cm.} ; h - x/3 = 30,1 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 48,5 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_f = 975 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2210 \cdot 2,65/2 = 2900 \text{ Kg.}$

$$\tau_0 = 2900/20 \cdot 30,1 = 4,84 \text{ Kg./cmq.}$$

L'armatura su mezza trave è costituita da 12 staffe $\varnothing 8$ a due bracci di area uguale a cmq. 12,08. Le staffe disposte a distanza uguale fra loro assorbono una tensione tangenziale assunto

$$\sigma_c = 1200 \text{ Kg./cmq. corrispondente a } \tau_0 -$$

$$\frac{12,08 \cdot 1200}{20 \cdot 132} = 0,54 \text{ Kg./cmq.}$$

Il diagramma della sollecitazione tangenziale resistente offerta dalle staffe è quello rettangolare. La rimanente parte di diagramma ha un valore massimo all'appoggio

$$\tau_0 - \tau_s = 4,84 - 0,54 = 4,34 \text{ Kg./cmq.}$$

e si annulla alla distanza di

$$1,32 \cdot \frac{4,34}{4,84} = 1,18 \text{ ml.}$$

richiedendo una sezione di ferri piegati pari a

$$F_p = \frac{4,34 \cdot 20 \cdot 118}{2 \cdot 1200 \cdot \sqrt{2}} = 3,03 \text{ cmq.}$$

pari a 3 $\varnothing 12$ con una sezione di 3,39 cmq.

Trave 10' - 11 con interasse di 2,97 ml.

$$Q = 2380 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = 1/12 \cdot 2380 \cdot 2,97^2 = \pm 174.500 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità

Sez. incastro o mezzeria

$$b = 20 \text{ cm.} ; H = 42 \text{ cm.} ; F_y = 4,40 \text{ cmq.} = 3 \emptyset 12 + 2 \emptyset 8$$

$$x = 10,1 \text{ cm.} ; h - x/3 = 36,7 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 47 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_y = 1080 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2380 \cdot 2,97/2 = 3530 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 3530/20 \cdot 36,7 = 4,80 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente faremo assorbire parte dello sforzo di taglio a 12 staffe $\emptyset 8$ disposte a distanza uguale e parte a 3 $\emptyset 12$ piegati a 45° .

Travi diagonali 11 - 9 $\neq$ 11 - 15 (5-3 $\neq$ 5-9)

Trave ad asse spezzato (10-10')

$$Q = 1040 \text{ Kg./ml.} \quad \text{interasse ml. 2,65}$$

$$M = \pm 1/12 \cdot 1040 \cdot 2,65^2 = \pm 60.600 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità

Sez. mezz. e incastro

$$b = 20 \text{ cm.} ; H = 35 \text{ cm.} ; h = 33 \text{ cm.}$$

$$F_y = 3,14 = 4 \emptyset 12$$

$$x = 5,97 \text{ cm.} ; h - x/3 = 31,0 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 32,8 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_y = 622 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 1040 \cdot 2,65/2 = 1380 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 1380/20 \cdot 31 = 2,23 \text{ Kg./cmq.}$$

Praticamente piegheranno 3 $\emptyset 12$ a 45° e staffe $\emptyset 8$ ogni 15 cm.

Torsione $b = 20 \text{ cm.} ; a = 35 \text{ cm.}$

$$M_t = 800 \times 62,5 = 50.000 \text{ Kg./cm.}$$

$$\tau_{\max} = \frac{3 M_t}{(a - 0,63b) x b^3} = \frac{3 \cdot 50000}{(35 - 0,63 \cdot 20) 20^3} = 0,83 \text{ Kg./cmq.} < 4$$

quindi non è necessaria l'armatura a spirale.

Trave ad asse spezzato (10 - 13)

$$Q = 1422 \text{ Kg./ml.} \quad \text{interasse di ml. } 3,70$$

$$M = 1/12 \cdot 1422 \cdot 3,70^2 = 162.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità

Sez. mezzeria o incastro

$$b = 10 \text{ cm.} \quad ; \quad H = 50 \text{ cm.} \quad ; \quad h = 48 \text{ cm.}$$

$$F_y = 3 \varnothing 14 = 4,62 \text{ cmq.}$$

$$x = 13,5 \text{ cm.} \quad ; \quad h - x/3 = 43,5 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 55 \text{ Kg./cmq.} \quad ; \quad \sigma_f = 805 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 1422 \cdot 3,70/2 = 2630 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 2630/10 \cdot 43,5 = 6,05 \text{ Kg./cmq.}$$

L'armatura su mezza trave è costituita con 12 staffe $\varnothing 8$ a due bracci di area totale uguale a cmq. 12,08. Le staffe disposte a distanza uguale fra loro assorbono una tensione tangenziale, assunto $\sigma_f = 1200 \text{ Kg./cmq.}$ corrispondente a $\tau_o = \frac{12,08 \cdot 1000}{10 \cdot 185} = 6,52 \text{ Kg./cmq.}$

Sono sufficiente le staffe per assorbire lo sforzo di taglio, comunque piegheremo 2 $\varnothing 14$ a 45° .

Torsione $b = 10 \text{ cm.} \quad a = 50 \text{ cm.}$

$$M = 800 \cdot 55 = 44.000 \text{ Kg./cm.}$$

$$\tau_{\max} = \frac{3 \cdot 44000}{(50-0,63 \cdot 10) 10^3} = 3,00 < 4 \text{ Kg./cmq.}$$

quindi non è necessaria l'armatura a spirale.

CALCOLO DI UNO SCALINO A SBALZO PER RAMPA TIPO

Dimensione minime

$$H = 15 \text{ cm.} \quad ; \quad l = 1,05$$

Analisi dei carichi per ml. di scalino

peso proprio	$0,30 \times 0,15/2 \times 2.400$	= Kg. 54
peso soletta	$0,30 \times 1,41 \times 0,05 \times 2.400$	= " 50
peso rivestimento	$\text{Kg. } 100 \times 0,33$	= " 33
sovraccarico	$\text{Kg. } 400 \times 0,30$	= " 120
C a r i c o		= Kg. 257 /ml.

Riporto

Kg. 257 /ml.

Peso delle ringhiere alla estremità libera
dello scalino

" 14

p = Kg. 271 ml.

per arrotondamento 275 Kg./ml.

Altezza utile di calcolo dello scalino

H = 15 cm. ; h' = 13,5 cm.

M = 0,5 · 275 · 1,05 x 1,05 = - 15.200 Kg./cm.

F_g = 3 Ø 8 = cmq. 1,51

Verifiche di stabilità Sez. incastro

per b = 30 cm. ; h' = 13,5 ; F_f = 1,51/cmq.

x = 3,21 cm. ; h - x/3 = 12,43 cm.

$\sigma_c = \frac{2 \cdot 15200}{30 \cdot 3,21 \cdot 12,43} = 25,3$; $\sigma_f = \frac{15200}{1,51 \cdot 12,43} = 809 \text{ Kg./cmq.}$

Taglio T = 275 · 1,05 = 289 Kg.

$\tau_o = 289/30 \cdot 12,43 = 0,77 \text{ Kg./cmq.} < 4$

Telaio 16 - 17 - 18 (19 - 20 - 21)

Trave 16 - 17 con interasse di ml. 5,62

Q = 1/12 · 2489 · 5,62² = + 650.000 Kg./cm.

Verifica di stabilità Sez. incastro

b = 30 cm. ; H = 57 cm. ; F_g = 2 Ø 10 + 5 Ø 14 = 9,27 cmq.

x = 15,67 cm. ; h - x/3 = 49,75 cm.

$\sigma_c = 55,5 \text{ Kg./cmq.}$; $\sigma_f = 1400 \text{ Kg./cmq.}$

Verifica di stabilità Sez. mezzeria

b = 50 cm. ; H = 57 cm. ; F_g = 9,27 cmq.

x = 12,8 cm. ; h - x/3 = 51,00 cm.

$\sigma_c = 39,9 \text{ Kg./cmq.}$ $\sigma_f = 1375 \text{ Kg./cmq.}$

Taglio T = 2489 · 5,62/2 = 7.000 Kg.

$\tau_o = 7000/30 \cdot 49,75 = 4,70 \text{ Kg./cmq.}$

Lo sforzo di taglio sarà assorbito da 12 staffe Ø 8 e da
4 Ø 14 a 45°.

$$= 27 =$$

Trave diagonale 17 - 15 = 17 - 21 (5-3 = 5-9)

Telaio 22 - 23 - 24

Trave 22 - 23 con interasse di ml. 5,62

$$Q Z \pm 1/12 \cdot 1310 \cdot 5,62^2 \cdot Z \pm 345.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità Sez. mezzeria o incastro

$$b = 30 \text{ cm.} ; H = 57 \text{ cm.} ; h = 55 \text{ cm.} ; F_y = 2 \emptyset 10 + 3 \emptyset 12 = 4,96 \text{ cmq.}$$

$$x = 14,25 \text{ cm.} ; h - x/3 = 50,4 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 48 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_f = 1380 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 1310 \cdot 5,62/2 = 3680 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 3680/20 \cdot 50,4 = 3,68 \text{ Kg./cmq.}$$

Lo sforzo di taglio sarà assorbito da 12 $\emptyset$ 8 staffe disposte a distanza uguale fra loro e da 3 $\emptyset$ 12 piegati a 45°.

Travi diagonali 23-21-24-20 (5-3- 5-9) piano 1 - 2 - 3 -
attico e terrazza

Trave di collegamento 1-4-7-10 = 13-16-19-22

$$3-6-9-12 = 15-18-21-24$$

interasse di ml. 3,61 $Q = 816 \text{ Kg./ml.}$

$$M = \pm 1/12 \cdot 816 \cdot 3,61^2 = 88.500 \text{ Kg./cm.}$$

$$F_y = 2 \emptyset 10 + 3 \emptyset 12 = 4,96 \text{ cmq.}$$

Verifica di stabilità Sez. incastro o mezzeria

$$b = 30 \text{ cm.} ; H = 20 \text{ cm.} ; h = 18,5 \text{ cm.}$$

$$x = 6,1 \text{ cm.} ; h - x/3 = 16,45 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 58,5 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_f = 1080 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 816 \cdot 3,61/2 = 1475 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 1475/30 \cdot 16,45 = 0,29 \text{ Kg./cmq.} < 4$$

praticamente adotteremo 10 $\emptyset$ 8 staffe disposte a distanza uguale e piegheremo 3 $\emptyset$ 12 a 45°.

TRAVATURE PIANO 2° - 3° - ATTICO e TERRAZZA
=====

Telaio 1 - 2 - 3

Trave 1-2 con interasse di ml. 5,62

$$Q = 2070 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = \pm \frac{1}{12} \cdot 2070 \cdot 5,62^2 = \pm 544.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità Sez. incastro

$$b = 30 \text{ cm.} ; H = 50 \text{ cm.} ; F_f = 4\emptyset 16 + 2\emptyset 12 = 10,30 \text{ cmq.}$$

$$x = 15,2 \text{ cm.} ; h - x/3 = 42,9 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 55,5 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_f = 1230 \text{ Kg./cmq.}$$

Verifica di stabilità Sez. mezzeria

$$b = 50 \text{ cm.} ; H = 50 \text{ cm.} ; F_f = 3\emptyset 16 + 2\emptyset 14 = 9,11 \text{ cmq.}$$

$$x = 11,3 \text{ cm.} ; h - x/3 = 44,2 \text{ Kg./cmq.}$$

$$\sigma_c = 43,5 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_f = 1345 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2070 \times 5,20/2 = 5390 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 5390/30 \cdot 42,9 = 4,18 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente faremo assorbire parte dello sforzo di taglio a 12 $\emptyset$ 8 staffe e parte a 3 $\emptyset$ 16 piegati a 45°.

Trave 2 - 3 interasse di ml. 4,05

$$Q = 2070 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = \pm \frac{1}{12} \cdot 2070 \cdot 4,05^2 = \pm 283.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità Sez. incastro o mezzeria

$$b = 30 \text{ cm.} ; H = 50 \text{ cm.} ; h = 48 \text{ cm.}$$

$$F_f = 2\emptyset 10 + 2\emptyset 16 = 5,59 \text{ cmq.}$$

$$x = 10,65 \text{ cmq.} ; h - x/3 = 44,5 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 39,9 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_f = 1142 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2070 \cdot 3,65/2 = 3780 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 3780/30 \cdot 44,5 = 2,83 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente faremo assorbire lo sforzo di taglio parte a 10 $\emptyset$ 8 staffe e parte a 2 $\emptyset$ 16 piegati a 45°.

PIANO ATTICO E TERRAZZA
=====

Sbalzo della trave 2 - 3 di ml. 1,22

$$Q = 2070 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = 0,50 \cdot 2070 \cdot \frac{1,22^2}{2} = - 153.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità

$$b = 30 \text{ cm.}; H = 50 \text{ cm.}; h = 48 \text{ cm.}; F_y = 5,59 = \frac{20}{10} + \frac{20}{16}$$

$$x = 10,65 \text{ cm.}; \quad h - x/3 = 44,5 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 21,6 \text{ Kg./cmq.}; \quad \sigma_f = 617 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2070 \times 1,22 = 2520 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 2520 / 30 \times 44,5 = 1,88 \text{ Kg./cmq.} < 4 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente adotteremo soltanto 5 Ø 8 staffe. =

Telaio 4-5-6 (7-8-9 ; 16-17-18; 19-20-21)

Trave 4 - 5 interasse di ml. 5,62

$$Q = 2489 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = \pm \frac{1}{12} \cdot 2489 \cdot 5,62^2 = \pm 650.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità Sez. incastro

$$b = 30 \text{ cm.}; H = 57 \text{ cm.}; F_y = \frac{20}{10} + \frac{50}{14} = 9,27 \text{ cmq.}$$

$$x = 15,67 \text{ cm.}; \quad h - x/3 = 49,75 \text{ cm.}; \quad h = 55 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 55,5 \text{ Kg./cmq.}; \quad \sigma_f = 1400 \text{ Kg./cmq.}$$

Verifica di stabilità Sez. mezzeria

$$b = 50 \text{ cm.}; \quad H = 57 \text{ cm.}; \quad F_y = 9,27 \text{ cm.}$$

$$x = 12,8 \text{ cm.}; \quad h - x/3 = 51,00 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 39,9 \text{ Kg./cmq.}; \quad \sigma_f = 1375 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2489 \times 5,62/2 = 7000 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 7000 / 30 \times 49,75 = 4,70 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente adotteremo 12 staffe Ø 8 a uguale distanza
e 4 Ø 14 piegati a 45° =

Trave 5 - 6 interasse di ml. 4,05

$$Q = 2489 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = \pm \frac{1}{12} \cdot 2489 \cdot 4,05^2 = \pm 340.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità

Sez. mezzzeria o incastro

$$b = 30 \text{ cm.} ; H = 57 \text{ cm.} ; F_y = 2 \emptyset 10 + 3 \emptyset 12 = 4,96 \text{ cmq.}$$

$$x = 11,7 \text{ cm.} ; h - x/3 = 51 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 37,9 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_y = 1345 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2489 \cdot 4,05/2 = 5.000 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 5000/30 \cdot 51 = 3,27 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente adotteremo 10 $\emptyset$ 8 staffe a uguale distanza e 3 $\emptyset$ 12 piegati a 45°.

Sbalzo della trave 5-6 Piano attico e terrazza.

$$Q = 2.489 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = - 0,50 \cdot 2489 \cdot 1,22^2 = - 185.500 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità

$$b = 30 \text{ cm.} ; H = 57 \text{ cm.} ; h = 55 \text{ cm.}$$

$$F_y = 2 \emptyset 10 + 3 \emptyset 12 = 4,96 \text{ cmq.}$$

$$x = 11,7 \text{ cm.} ; h - x/3 = 51 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 20,7 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_y = 735 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2489 \cdot 1,22 = 3040 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 3040/30 \cdot 51 = 2,03 \text{ Kg./cmq.} < 4 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente adotteremo 5 staffe $\emptyset$ 8.

Telaio 10 - 10' - 11 - 12 (13 - 13' - 14 - 15)

Trave 10 - 10' interasse ml. 2,65

$$Q = 2210 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = \pm 1/12 \cdot 2210 \cdot 2,65^2 = \pm 129.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità

Sez. incastro o mezzzeria

$$b = 20 \text{ cm.} ; H = 35 \text{ cm.} ; h = 33 \text{ cm.}$$

$$F_y = 3 \emptyset 12 + 2 \emptyset 8 = 4,40 \text{ cmq.}$$

$$x = 8,82 \text{ cm.} ; h - x/3 = 30,1 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 48,5 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_y = 975 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2210 \cdot 2,65/2 = 2930 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 2930/20 \cdot 30,1 = 4,84 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente adotteremo 12 staffe $\emptyset$ 8 a distanza uguale e piegheremo 3 $\emptyset$ 12 a 45°.

Trave 10' - 11 interasse di 2,97 ml.

$$Q = 2380 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = \pm \frac{1}{12} \cdot 2380 \cdot 2,97^2 = \pm 174.500 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità Sez. incastro o mezzeria

$$b = 20 \text{ cm.} ; H = 42 \text{ cm.} ; F_y = 3\emptyset 12 + 2\emptyset 8 = 4,40 \text{ cmq.}$$

$$x = 10,1 \text{ cm.} ; h - x/3 = 36,7 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 47 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_y = 1080 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2380 \cdot 2,97/2 = 3530 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 3530/20 \cdot 36,7 = 4,80 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente faremo assorbire parte dello sforzo di taglio a 12 staffe $\emptyset 8$ disposte a distanza uguale e parte a 3 $\emptyset 12$ piegati a 45°.

Trave 11 - 12 interasse di 4,05 ml.

$$Q = 2500 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = \pm \frac{1}{12} \cdot 2500 \cdot 4,05^2 = \pm 342.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità Sez. mezzeria o incastro

$$b = 30 \text{ cm.} ; H = 57 \text{ cm.} ; h \approx 55 \text{ cm.}$$

$$F_y = 2\emptyset 10 + 3\emptyset 12 = 4,96 \text{ cmq.}$$

$$x = 11,7 \text{ cm.} ; h - x/3 = 51 \text{ cmq.}$$

$$\sigma_c = 38 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_y = 1345 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 2500 \cdot 4,05/2 = 5050 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 5050/30 \cdot 51 = 3,30 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente faremo assorbire parte dello sforzo di taglio a 12 staffe $\emptyset 8$ disposte a distanza uguale e parte a 3 $\emptyset 12$ piegati a 45°.

Telaio 22 - 23 - 24

Trave 22-23 interasse di ml. 5,62

$$Q = 1310 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = \pm \frac{1}{12} \cdot 1310 \cdot 5,62^2 = \pm 345.000 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità Sez. mezzeria o incastro

$$b = 20 \text{ cm.} ; H = 57 \text{ cm.} ; h = 55 \text{ cm.}$$

$$= \frac{32}{2} =$$

$$F_y = 2 \varnothing 10 + 3 \varnothing 12 = 4,96 \text{ cmq.}$$

$$x = 14,25 \text{ cm.} ; h - x/3 = 50,4 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 48 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_f = 1380 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 1310 \cdot 5,62/2 = 3680 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 3680/20 \cdot 50,4 = 3,68 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente faremo assorbire parte dello sforzo di taglio a 12 staffe $\varnothing 8$ disposte a distanza uguale e parte a 3 $\varnothing 12$ piegati a 45° .=

Trave 23 - 24 interasse 4,05 ml.

$$Q = 1310 \text{ Kg./ml.}$$

$$M = \pm 1/12 \cdot 1310 \cdot 4,05^2 = \pm 178.500 \text{ Kg./cm.}$$

Verifica di stabilità Sez. mezzeria o incastro

$$b = 20 \text{ cm.} ; H = 57 \text{ cm.} ; h = 55 \text{ cm.}$$

$$F_y = 5 \varnothing 10 = 3,93 \text{ cmq.}$$

$$x = 10,4 \text{ cm.} ; h - x/3 = 51,5 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 33,4 \text{ Kg./cmq.} ; \sigma_f = 885 \text{ Kg./cmq.}$$

Taglio $T = 1310 \cdot 4,05/2 = 2650 \text{ Kg.}$

$$\tau_o = 2650/20 \cdot 51,5 = 2,57 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente faremo assorbire parte dello sforzo di taglio a 12 $\varnothing 8$ staffe disposte a distanza uguale e parte a 3 $\varnothing 10$ piegati a 45° .=

FONDAZIONI (PLINTI)

Il calcolo dei plinti di fondazione viene eseguito per i carichi massimi di ciascuna pilastrata.=

Nella prima pilastrata il carico massimo è di Kg.58.165

Nella seconda è di Kg. 67.156

Nella terza è " " 46.200

PLINTO N° 1

Carico trasmesso dal pilastro Kg. 58.165

Carico di sicurezza del terreno Kg.3,00/cmq. poichè in presenza di roccia fessurata.=

Superficie di appoggio del sottopinto

$$= 135 \times 145 = 1960 \text{ cmq.}$$

Superficie di appoggio del pinto, per una resistenza del terreno = 4 Kg./cmq., risulta eguale 120 x 125 ossia 1500 cmq. =

Dimensioni del pilastro 30 x 40 cm.

Gli sbalzi risulteranno di

$$\frac{125 - 30}{2} = 47,5 \text{ cm.}$$

La piastra si calcola quale una soletta di sbalzo sollecitata dal basso in alto dalla reazione del suolo che nel nostro caso risulta :

Superficie trapezia

$$\frac{125^2 - 30^2}{4} = 3681 \text{ cmq.}$$

Reazione del suolo sulla superficie trapezia

$$3681 \times 4,00 = 14.724 \text{ Kg.}$$

Distanza del baricentro

$$x = \frac{\frac{47,5}{3} (2 \times 125 + 30)}{125 + 30} = 28,6 \text{ cm.}$$

Larghezza b di soletta che interessa al momento flettente

$$b = 65 \text{ cm.}$$

Momento flettente

$$M_x = 14.724 \times 28,6 = - 422.000 \text{ Kg./cm.}$$

$$F_f = 5 \varnothing 14 = 7,70 \text{ cmq.}$$

Verifica di stabilità

$$b = 65 \text{ cm.} ; H = 60 \text{ cm.} ; h = 55 \text{ cm.}$$

$$F_f = 5 \varnothing 14 = 7,70 \text{ cmq.}$$

$$x = 9,14 \text{ cm.} ; h - x/3 = 52 \text{ cm.}$$

$$\sigma_c = 27,4 \text{ Kg./cmq.}$$

$$\sigma_f = 1050 \text{ "}$$

$$= 34 =$$

$$\text{Taglio } Q = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{1}{L} \right) = \frac{58200}{2} \left(1 - \frac{30}{125} \right) =$$

$$= 22.100 \text{ Kg.}$$

$$\tau_o = 22.100 / 125 \cdot 52 = 3,4 \text{ Kg./cmq.}$$

Non occorrono staffe; praticamente adatteremo 3 staffe
 Ø 8 in ciascun senso e ripartitori 8 Ø 10 nei due sensi. =

PLINTO N° 2

=====

Carico trasmesso dal pilastro Kg. 67.156
 =====

Superficie d'appoggio del sottoplinto = 2240
 cmq. 140 x 160. =

Superficie d'appoggio del plinto : 120 x 140 = 1680 cmq.

Dimensioni del pilastro 30 x 60 cm.

Gli sbalzi risulteranno di :

$$\frac{140 - 60}{2} = 40 \text{ cm.}$$

Superficie trapezia :

$$\frac{140^2 - 60^2}{4} = 4.000 \text{ cmq.}$$

$$R_f = 4.000 \times 4,00 = 16.000 \text{ Kg.}$$

Distanza del baricentro

$$x = \frac{\frac{40}{3} (2 \times 140 + 60)}{140 + 60} = 22,7 \text{ cm.}$$

Larghezza b di soletta che interessa il momento flettente

$$b = 60 \text{ cm.}$$

Momento flettente

$$M_x = 16.000 \times 22,7 = - 363.000 \text{ Kg./cm.}$$

$$F_f = 5 \text{ Ø } 14 = 7,70 \text{ cmq.}$$

Verifica di stabilità

$$b = 60 \text{ cm.} ; H = 60 \text{ cm.} ; h = 55 \text{ cm.}$$

$$x = 9,14 \text{ cm.} ; h - x/3 = 52 \text{ cm.};$$

$$\sigma_c = 25,5 \text{ Kg./cmq.}$$

$$\sigma_j = 910 \quad "$$

$$\text{Taglio } Q = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{1}{L} \right) = \frac{67.200}{2} \left(1 - \frac{60}{140} \right) = 19.250 \text{ Kg.}$$

$$\tau_o = 19.250/140 \times 52 = 2,65 \text{ Kg./cmq.}$$

praticamente adotteremo 3 staffoni $\emptyset 8$ in ciascun senso
e ripartitori 8 $\emptyset 10$ nei due sensi.=

P L I N T O N° 3

=====

Carico trasmesso dal pilastro = Kg. 46.200

Superficie d'appoggio sottoplinto = 1680 cmq.; 120x140 cm.

Superficie d'appoggio plinto = 1560 cmq. = 120 x 130

Armatura del plinto 5 $\emptyset 14$ nei due sensi

Staffoni 3 $\emptyset 8$ e ripartitori 8 $\emptyset 10$ nei due sensi.=