STUDIO TECNICO Dott. Ing. **A.E. CORRADO** - Brindisi

IACP
Brindisi

Costruzione case popolari in LATIANO - canale C

PROGETTO DELLE STRUTTURE

RELAZIONE DI CALCOLO

data: marzo 75

A.E. CORRADO, Ingegnere Calcolatore

G. IAIA, Ingegnere Direttore Lavori

A. LONGO, Ingegnere Capo IACP

RELAZIONE DI CALCOLO

I fabbricati in progetto hanno strutture portanti costituite da telai elastici longitudinali su cui scaricano trasversalmente i solai misti latero-sidero-cementizi._

Le travi dei telai sono state calcolate, col metodo del Kani, come continue sui ritti: in esse le sollecitazioni unitarie nei materiali sono state tenute non maggiori di 70 $Kg cm^{-2}$ nel calcestruzzo, senza comunque portare la riduzione a filo pilastro della caratteristica flettente; per l'acciaio si è assunta una sollecitazione unitaria di sicurezza pari al max a 2000 $Kg cm^{-2}$. Per le membrature compresse la sollecitazione unitaria max nel calcestruzzo non supera i 50 $Kg cm^{-2}$.

Le fondazioni, data la natura del terreno, sono realizzate con travi rovesce continue la cui larghezza è stata determinata in modo tale da contenere la pressione unitaria max sul terreno nel valore di 1,3 $Kg cm^{-2}$; data la grande rigidezza del sistema di fondazioni adottato, si è ritenuto il carico totale al piede dei ritti uniformemente distribuito su tutta la superficie di scarico delle travi rovesce stesse.

Per le strutture in elevato si prescrive perciò l'uso di calcestruzzo confezionato con 3 qli di cemento di resistenza caratteristica $R'_{bk} \equiv 200$ Kg cm^{-2} con $\bar{\sigma}'_b = 72{,}50$ Kg cm^{-2} e per l'armatura a trazione delle travi, acciaio duro ad aderenza migliorata tipo $Fe B 38_K$, se controllato in stabilimento, o tipo $Fe B 44_K$, se non controllato in stabilimento, con $\bar{\sigma}_a = 2200$ Kg cm^{-2}. Per le staffe delle travi, per l'armatura dei pilastri e relativa staffatura si userà invece acciaio in barre tonde lisce del tipo $Fe B 22_K$ con $\bar{\sigma}_a = 1200$ Kg cm^{-2}.

Per le strutture di fondazione sarà usato calcestruzzo di classe $R'_{bk} = 150$ Kg cm^{-2} con $\bar{\sigma}_b = 60$ Kg cm^{-2} ed acciaio in barre tonde lisce del tipo $Fe B 22_K$.-

Nei calcoli si sono tenute in conto le prescrizioni regolamentari di cui al DM. 30.5.74 ai sensi della L. 5.11.971 n°. 1086.-

ANALISI DEI CARICHI UNITARI

1) Solai misti latero-cementizi H 20+4 :

p. pz.	160 Kg/mq
soletta: 0.04×1×2500=	100 "
sovracc. perm.	90 "
incid. tramezzi	100 "
sovracc. accid.	250 "
tot. =	700 Kg/mq.

2) Muratura di tompagno a doppia fodera di forati da 13", per H= 3,00 m. = 800 Kg/ml.

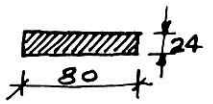
3) Sbalzi misti latero-cementizi H 18+4:

p. pr.	260 Kg/mq
soletta	100 "
sovracc. perm.	140 "
sovracc. acc.	400 "
tot. =	900 Kg/mq.

4) Scale in c.a. a sbalzo da travi a ginocchio:

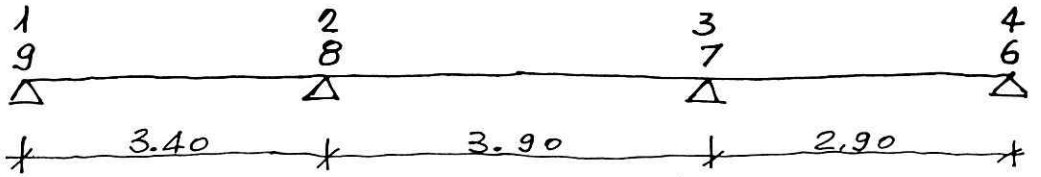
p. pr. 0,5(0,205+0,04)×1×2500=	306 Kg/mq
sovracc. perm.	194 "
sovracc. accid.	400 "
tot.=	900 Kg/mq

TRAVE 1-2-3-4 ; 9-8-7-6 - PIANO TIPO -

Sez. 

Analisi dei carichi:

Scarico solaio: 0,5 × 4,72 × 700	=	1652 Kg/m
tompagno	=	800 "
p. p.	=	480 "
sovracc. tr.	=	270 "
Carico totale	q =	3202 Kg/m



Momenti d'incastro perfetto:

$M_{2,1} = 4627$ Kgm.

$M_{2,3} = M_{3,2} = 4058$ Kgm.

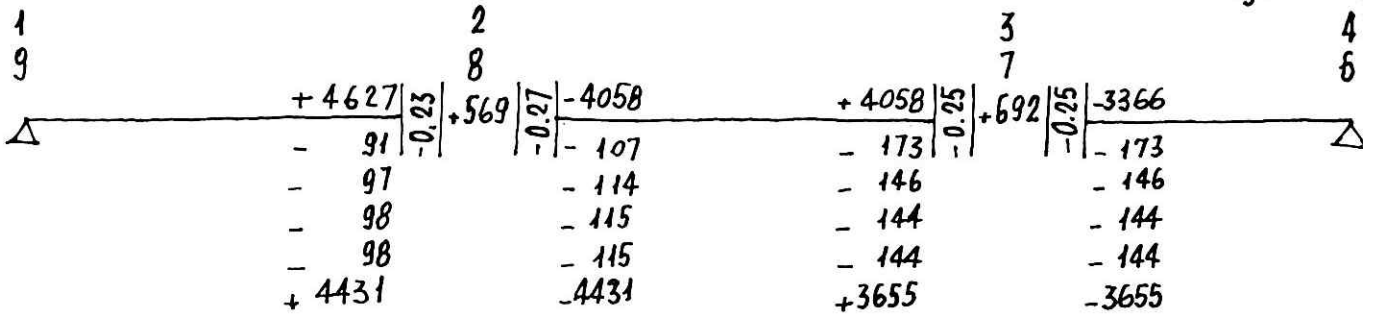
$M_{3,4} = 3366$ Kgm.

Rigidezze e fattori di rotazione:

$K_{1-2} = 0,88$; $K_{2-3} = 1,03$; $K_{3-4} = 1,0$

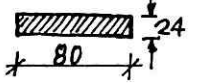
$r_{2,1} = -0,23$; $r_{2,3} = -427$

$r_{3,2} = -0,25$; $r_{3,4} = -0,25$



T Kg.	↑4140		↑6746	↑↑6443		↑↑6045	↑5903	↑3383
M Kgm.	2056	2676	4431	2051	3655	1786	1496
τ	0,414	0,363	0,282	0,414	0,310	0,484	0,485
σ_a Kgcm^{-2}	2000	2000	1800	2000	1800	2000	2000
σ'_b Kgcm^{-2}	57	67	72	57	72	53	47
A_f cm^2	5.29	7.00	12.80	5.29	10.54	4.61	3.81
A'_f cm^2	–	–	9.60	–	2.63	–	–
τ_{max} Kgcm^{-2}			4.46				

TRAVE 13-14-15-16-17-18-19-20-21 - PIANI TIPO E COPERTURA -

Sez. 

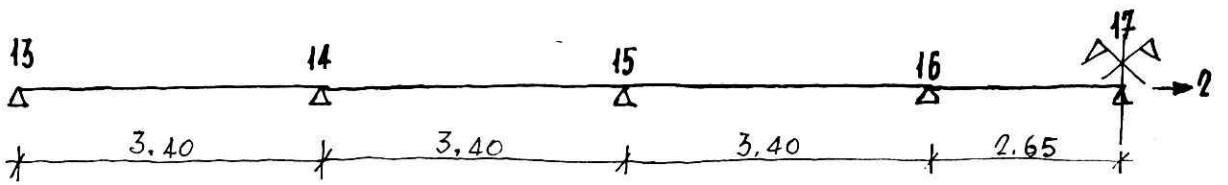
Analisi dei carichi:

1) Campate da 13 a 16:

Solaio	0,5 (3.45+4,72)×700 =	2860 Kg/m
t.p.z.		480 "
Sovracc. tr.		270 "
Carico totale		q = 3610 Kg/m

2) Campata 16-17:

Solaio	0,5 (3,45+2,00)×700 =	1908 Kg/m
muratura		800 "
t.p.		480 "
Sovracc. tr.		270 "
Carico totale		q = 3458 Kg/m



$\mu_{14,13} = \mu_{20,21} = 5216$ Kgm

$\mu_{14,15} = \mu_{15,14} = \mu_{19,20} = \mu_{20,19} = 3478$ Kgm.

$\mu_{15,16} = \mu_{16,15} = \mu_{18,19} = \mu_{19,18} = 3478$ Kgm

$\mu_{16,17} = \mu_{17,16} = \mu_{17,18} = \mu_{18,17} = 3035$ Kgm

$K_{13-14} = K_{20-21} = 0,88$

$K_{14-15} = K_{19-20} = 1,18$

$K_{15-16} = K_{18-19} = 1,18$

$K_{16-17} = K_{17-18} = 1,51$

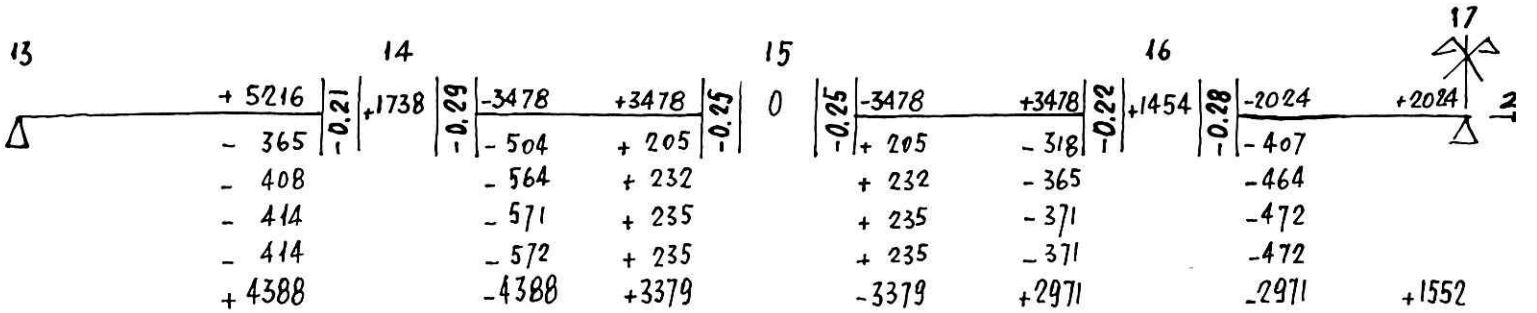
$\tau_{14-13} = \tau_{20-21} = -0,21$

$\tau_{14,15} = \tau_{20,19} = -0,29$

$\tau_{15,14} = \tau_{15,16} = \tau_{19,20} = \tau_{19,18} = -0$

$\tau_{16-15} = \tau_{18,19} = -0,22$

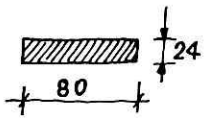
$\tau_{16-17} = \tau_{17,16} = -0,28$



T	Kg.	4847		7427 | 6434		5840 | 6257		6017 | 5117		4047 | 4047
M	Kgm	2318	3254	4388	1345	3379	2043	2971	814	1552
τ		0,390	0,329	0,283	0,512	0,323	0,416	0,345	0,658	0,477
σ_a	$Kgcm^{-2}$	2000	2000	1800	2000	1800	2000	2000	2000	2000
σ'_b	$Kgcm^{-2}$	61	72	72	45	70	57	71	35	48
A_f	cm^2	5,98	8,77	12,80	3,41	9,88	5,26	7,78	2,11	3,92
A'_f	cm^2	—	2.19	9.60	—	2.47	—	—	—	—
τ_{max}	$Kgcm^{-2}$			4,91						

TRAVE 22-23-24-25-26-27-28-29-30 - PIANO TIPO -

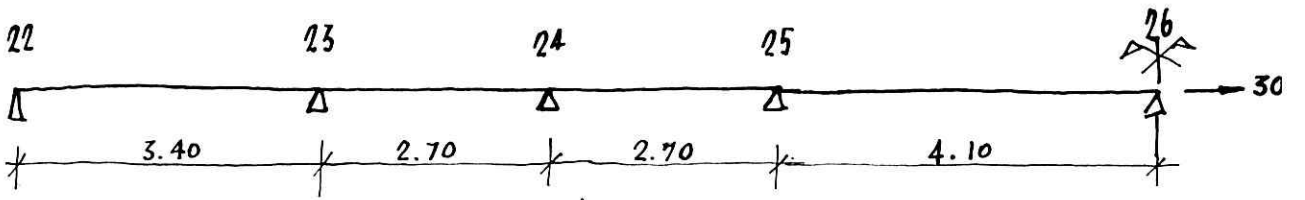
Sez.



Analisi dei carichi:

Solaio	0,5 × 3,45 × 700	=	1208 Kg/m
muratura			800 "
p. proprio			480 "
sovracc. tr.			270 "

Carico totale q = 2758 Kg/m



$M_{23,22} = M_{29,30} = 3985$ Kgm

$M_{23,24} = M_{24,23} = M_{28,29} = M_{29,28} = 1675$ Kgm

$M_{24-25} = M_{25-24} = M_{27,28} = M_{28-27} = 1675$ Kgm

$M_{25-26} = M_{26-25} = M_{26-27} = M_{27-26} = 3863$ Kgm

$K_{22-23} = K_{29-30} = 0,88$

$K_{23-24} = K_{28-29} = 1,48$

$K_{24-25} = K_{27-26} = 1,48$

$K_{25-26} = K_{26-27} = 0,98$

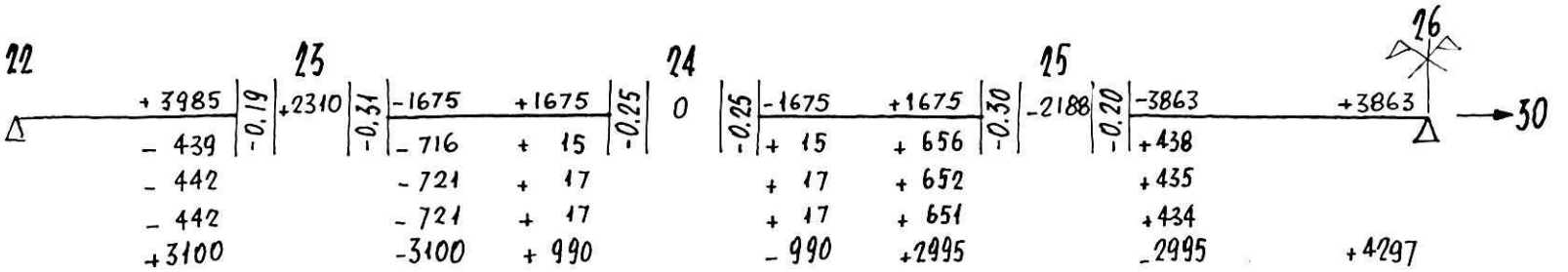
$\tau_{23-22} = \tau_{29-30} = -0,19$

$\tau_{23-24} = \tau_{29-28} = -0,31$

$\tau_{24-23} = \tau_{24-25} = \tau_{28-27} = \tau_{28-29} = -0,$

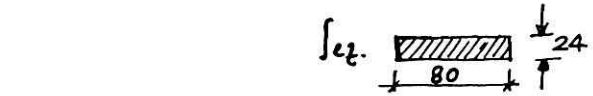
$\tau_{25-24} = \tau_{27-28} = -0,30$

$\tau_{25-26} = \tau_{27-26} = -0,20$



T Kg	↑3776		↑↑5600	↑↑4504		↑↑2942	↑↑2981		↑↑4465	↑↑5337		↑5971	↑5971
M Kgm	1771	2585	3100	578		990	621		2995	2169		4297	
τ	0,446	0,369	0,337	0,781		0,597	0,753		0,343	0,403		0,287	
σ_a Kgcm^{-2}	2000	2000	2000	2000		2000	2000		2000	2000		1800	
σ'_b Kgcm^{-2}	53	67	72	<30		<40	<30		71	59		72	
A_f cm^2	4.60	7.00	8,07	1.53		2,64	1.53		7.78	5,62		12,80	
A'_f	—	—	—	—		—	—		—	—		9.60	
τ_{max} Kgcm^{-2}												3.95	

TRAVE 1-2-3-4 ; 9-8-7-6 - PIANO COPERTURA -

Sez. 

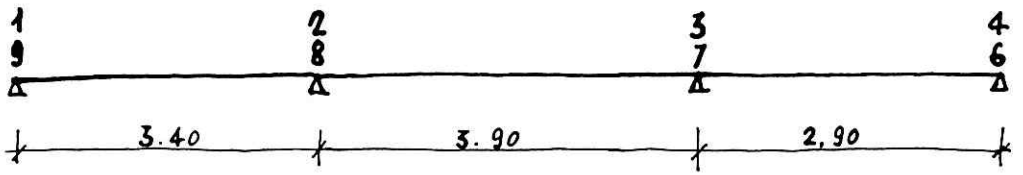
Analisi dei carichi:

1) Campata 1-2; 9-8:

solaio	1652 Kg/m
cornicione: rip. 0,3 x 900 =	270 "
conc.	375 "
p. pr.	480 "
Carico totale	q = 2777 Kg/m

2) Campate da 2 a 4 e da 8 a 6:

solaio	1652 Kg/m
cornicione: rip. 1,5 x 900 =	1350 "
conc.	375 "
p. pr.	480 "
Carico totale	q = 3857 Kg/m

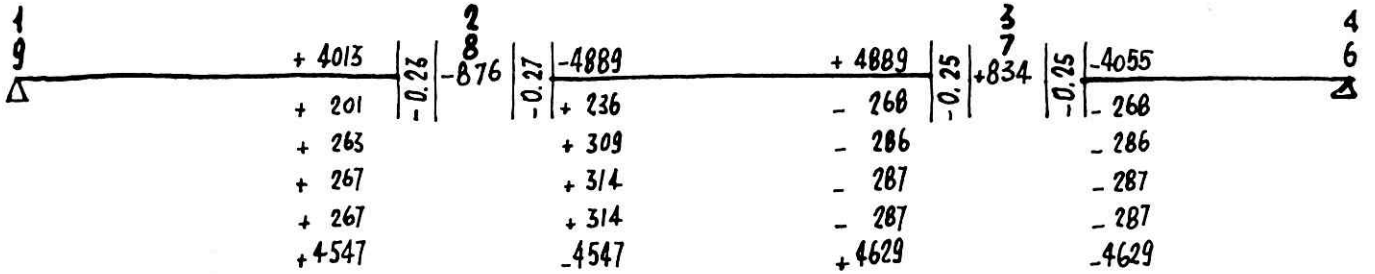


$M_{2,1} = M_{8,9} = 4013$ Kgm. $\quad K_{1-2} = 0.88 \quad \tau_{2,1} = -0,23$

$M_{2,3} = M_{3,2} = 4889$ Kgm. $\quad K_{2-3} = 1.03 \quad \tau_{2,3} = -0,27$

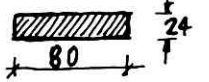
$M_{3,4} = M_{7,6} = 4055$ Kgm. $\quad K_{3-4} = 1.03 \quad \tau_{3,2} = -0,25$

$\tau_{3,4} = -0,25$



T	Kg.	↑3384		↑↑6058	↑↑7500		↑↑7542	↑↑7189	↑3997
M	Kgm	1783	2062	4547	2745	4629	2070	1802
τ		0,445	0,414	0,278	0,358	0,276	0,414	0,445
σ_a	$Kgcm^{-2}$	2000	2000	1800	2000	1800	2000	2000
σ_b	$Kgcm^{-2}$	52	57	70	68	70	57	52
A_f	cm^2	4,53	5.30	13.20	7,19	13.20	5.30	4.53
A'_f	cm^2	-	-	13.20	-	13,20	-	-
τ_{max}	$Kgcm^{-2}$					4.99		

TRAVE 22-23-24-25-26-27-28-29-30 - PIANO COPERTURA -

Sez. 

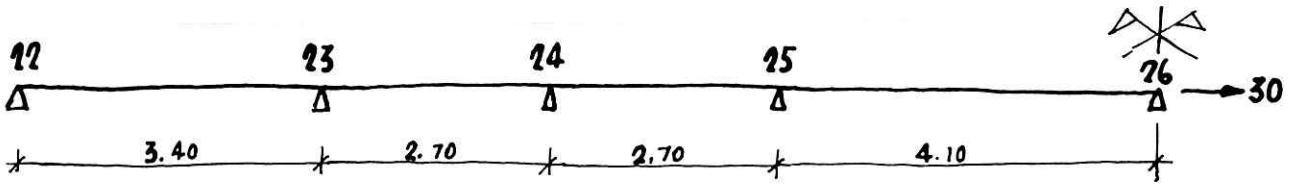
Analisi dei carichi:

1) Campata 22-23; 29-30:

solaio	1208	Kg/m
cornic.: rip. 1,10×900 =	990	"
cons.	375	"
p. pz.	480	"
Carico totale	q = 3053	Kg/m

2) Campate da 23 a 29:

solaio	1208	Kg/m
cornic.: rip. 1,5×900 =	1350	"
cons.	375	"
p. pz.	480	"
Carico totale	q = 3413	Kg/m



$M_{23,22} = M_{29,30} = 4411$ Kgm

$M_{23,24} = M_{24,23} = M_{28,29} = M_{29,28} = 2073$ Kgm

$M_{24,25} = M_{25,24} = M_{27,28} = M_{28,27} = 2073$ Kgm

$M_{25,26} = M_{26,25} = M_{26,27} = M_{27,26} = 4781$ Kgm

$K_{22-23} = K_{29-30} = 0,88$

$K_{23-24} = K_{28-29} = 1,48$

$K_{24-25} = K_{27-28} = 1,48$

$K_{25-26} = K_{26-27} = 0,98$

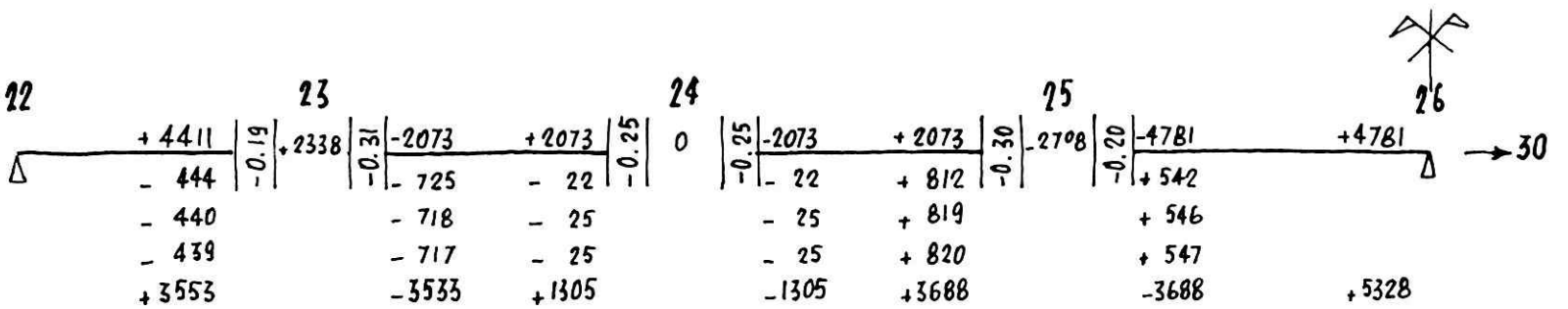
$\tau_{23-22} = \tau_{29-30} = -0,19$

$\tau_{23-24} = \tau_{29-28} = -0,31$

$\tau_{24-23} = \tau_{24-25} = \tau_{28-27} = \tau_{28-29} = -0,25$

$\tau_{25-24} = \tau_{27-28} = -0,30$

$\tau_{25-26} = \tau_{27-26} = -0,20$

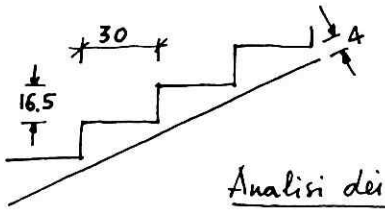


T Kg.	4151		6229 | 5432		3782 | 3725		5489 | 6596		7396 | 7396
M Kgm	1960	2822	3533	790	1305	728	3688	2686	5328
τ	0.424	0,354	0,316	0.668	0.520	0.696	0.309	0,362	0.257
σ_a Kgcm^{-2}	2000	2000	1800	2000	2000	2000	1800	2000	1600
σ_b Kgcm^{-2}	55	68	72	<35	44	<30	70	67	70
A_f cm^2	5.00	7.29	10.52	2.01	3.31	1.53	10,75	7.02	17.37
	-	-	2.63	-	-	-	5.38	-	17.37
τ_{max} Kgcm^{-2}									4.89

SCALA

1) GRADINI

Sez.



L = 1,20 m.

Analisi dei carichi:

q_{tot} unif. ripart. sul gradino : $0,3 \times 900 = 270$ Kg/m

$P_{conc.}$ (ringhiera) 20 Kg

$M = 270 \times 1,2^2 \times 0,5 + 20 \times 1,20 = 218$ Kgm

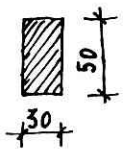
$x = 10,25/\sqrt{21800/30} = 10,25/29,66 = 0,380$

$\sigma_a = 2000$ Kg cm^{-2}
$n = 10$
$\sigma_b = 63$ Kg cm^{-2}
$t = 0,001432$

$A_f = 0,001432 \times 30 \times 29,66 = 1,16$ cm^2, per gradino

2) TRAVE A GINOCCHIO

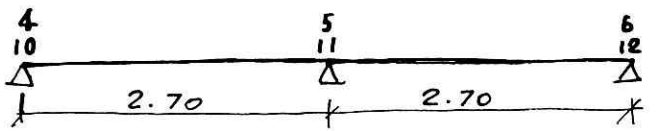
Sez.

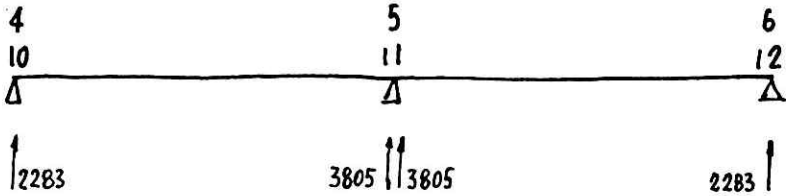


L = 2.70 m.

Analisi dei carichi:

muratura		=	800 Kg/m
trasmesso dai gradini	1,2 × 900	=	1080 Kg/m
p. pr.		=	375 "
q_{tot}		=	2255 Kg/m





T	Kg			
M	Kgm	1370	2055	1370
τ		0.696	0,568	0.696
σ_a	$Kgcm^{-2}$	2000	2000	2000
σ'_b	$Kgcm^{-2}$	35	40	35
A_f	cm^2	1.66	2.33	1.66
τ_{max}	$Kgcm^{-2}$		2,99	

Torsione:

$m_i = 218$ Kgm/gradino
$M_i = 218/0,3 = 727$ Kgm
$T_i = 900 \times 1,20 + 20 = 1100$ Kg
$m_t = 727 + 0,5 \times 0,3 \times 1100 = 892$ Kgm
$M_t = 892 \times 0,5 \times 2,7 = 1204$ Kgm

$$\psi = 3 + \frac{2,6}{0,45 + \frac{50}{30}} = 4,228$$

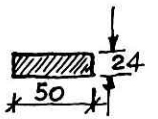
$$\tau_t = \frac{4.228 \times 120400}{50 \times 30^2} = 11.31 \ Kgcm^{-2}$$

$\tau_{tot} = 2.99 + 11.31 = 14.30 \ Kgcm^{-2} < \bar{\tau}_{b,1}$

$A = 25 \times 45 = 1125 \ cm^2$
$P = 2(25+45) = 140$ cm
$\Sigma_{f,l} = (120400 \times 140)/(2 \times 2000 \times 1125) = 3,75 \ cm^2$

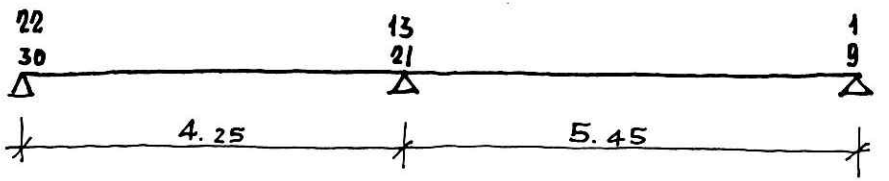
$\omega_{staffa\ \phi 10} = 0,79 \ cm^2$: $d = \frac{2 \times 1125 \times 1400 \times 0.79}{120400} = 20,66$ cm.

TRAVI DI TESTATA

Sez. 

Analisi dei carichi:

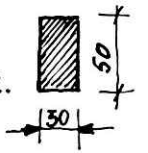
muratura	800 Kg/m
p.p.z.	300 Kg/m
carico tot.	1100 Kg/m

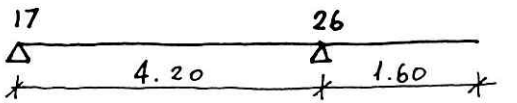


T	Kg	↑2338		2338 ↑↑	2998	2998 ↑
M	Kgm	1656	1656	2723	2723	2723
τ		0.353	0.353	0.284	0,284	0,284
σ_a	$Kg\,cm^{-2}$	2000	2000	1800	1800	1800
σ_b	$Kg\,cm^{-2}$	69	69	68	68	68
A_f	cm^2	4.62	4.62	7.93	7.93	7.93
A'_f	cm^2	—	—	7.93	7.93	7.93
τ_{max}	$Kg\,cm^{-2}$			3.17		

TRAVE 17-26-SBALZO

Sez.





Analisi dei carichi

1) Lampata:

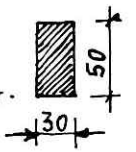
muratura	800	Kg/m
p. pr.	375	"
carico tot.	1175	Kg/m

2) Sbalzo:

muratura	800	Kg/m
p. pr.	375	"
solaio 3.8 × 700 =	2660	✓
carico tot.	3835	Kg/m

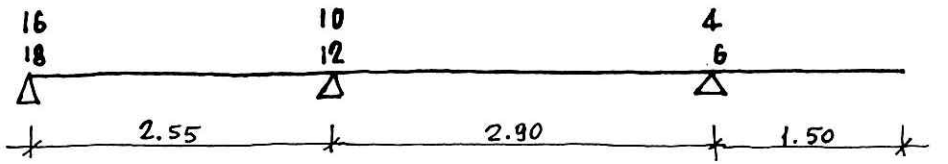
T	Kg.	↑1299		3636 ↑6136
M	Kgm		718	4909
τ			0,960	0.367
σ_a	$Kg\,cm^{-2}$		2000	2000
σ'_b	$Kg\,cm^{-2}$		< 30	65
A_f	cm^2		1.03	5.65
τ_{max}	$Kg\,cm^{-2}$			4.84

TRAVI 16·10·4 – 18·12·6

Sez. 

Analisi dei carichi:

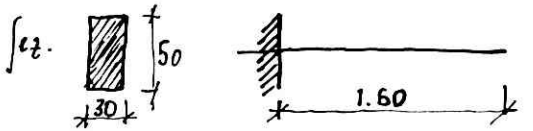
	1) campata 16-10:		2) campata 10-14:		3) sbalzo:	
Kg/m →	solaio: 0.5×5,1×700 =	1785			solaio: 0,5×2,6×700 =	91
Kg/m	murat.	800	murat.	800	murat.	90
Kg/m	p. pr.	375	p. pr.	250	p. pr.	37
Kg/m.		q = 2960		q = 1150		q = 218



M	Kgm		1925	2405	965	2458
T	Kg.	↑3774		3774 ↓↑ 1668		1668 ↓↑ 3278
τ			0.587	0.429	0,676	0.519
σ_a	$Kg cm^{-2}$		2000	2000	2000	2000
σ'_b	$Kg cm^{-2}$		40	55	35	44
A_f	cm^2		2.26	2.77	1.15	2.79

MENSOLE PORTAGGETTI

1) DAI PILASTRI 23, 25, 27, 29:



Analisi dei carichi

solaio: $0.5(5.10+3.80)\times 700$	=	3115 Kg/m
murat.		800 "
p. pz.		375 "
	q =	4290 Kg/m

$M = 0.5 \times 1.6^2 \times 4290 = 5491$ Kgm.

$z = 47/135{,}28 = 0{,}347$ $\begin{cases} n = 10 \\ \sigma_a = 2000 \text{ Kg cm}^{-2} \\ \sigma_b' = 70 \\ t = 0{,}001576 \end{cases}$

$A_f = 6.40$ cmq.

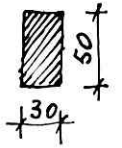
$T = 1{,}6 \times 4290 = 6864$ Kg.

$\tau = 6864/1269 = 5{,}41 \text{ Kg cm}^{-2} > \bar{\tau}_{b,0}$

$S = 5.41 \times 30 \times 160 \times 0{,}5 = 12984$ Kg

$n_{s(\phi 8)} = 12984/1{,}01 \times 1400 = 9.18$ cm

2) DAI PILASTRI 2,3,7,8:

Sez. 

L = 1.60 m

Analisi dei carichi:

Solaio: 0,5 (3,10+3,60) 700	= 2345 Kg/m
muratura	800 "
p. proprio	375 "
	q = 3520 Kg/m

$M = 0{,}5 \times 1.6^2 \times 3520 = 4506$ Kgm.

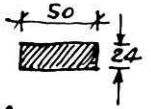
$\tau = 47 / 122.55 = 0{,}383$ $\begin{cases} n = 10 \\ \sigma_a = 2000 \\ \sigma_b = 62 \\ t = 0{,}001411 \end{cases}$

$A_f = 5.19\ cm^2$

$T = 5632$ Kg

$\tau = 4.44$ Kgcm^{-2}

3) DAI PILASTRI 22,30:

Sez. 

L = 1.10 m

Analisi dei carichi:

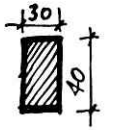
Solaio 0.5 x 3.10 x 700	= 1085 Kg/m
muratura	800 "
p. proprio	300 "
	q = 2185 Kg/m

$M = 0.5 \times 1.1^2 \times 2185 = 1322$ Kgm

$\tau = 21 / 51{,}42 = 0{,}408$ $\begin{cases} n = 10 \\ \sigma_a = 2000 \text{ Kgcm}^{-2} \\ \bar{\sigma}_b = 58 \\ t = 0{,}001327 \end{cases}$

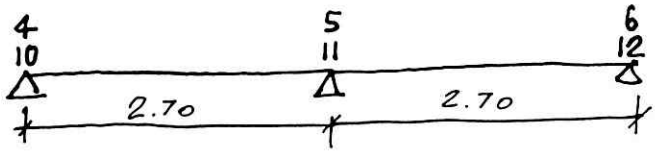
$A_f = 3.41\ cm^2$; T = [illegible] K

TRAVI COPERTURA VANO SCALA·

Sez. 

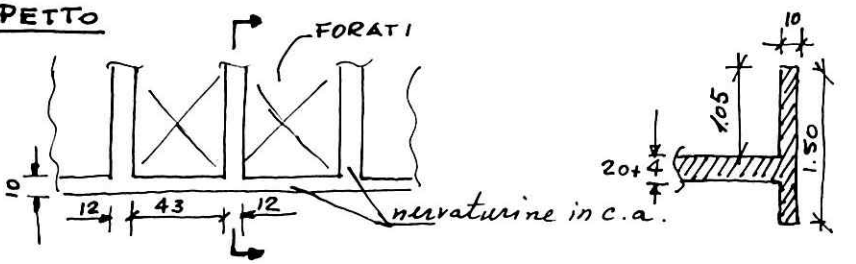
Analisi dei carichi:

solaio: 0,5 x 2,50 x 700 = 850 Kg/m
cornic. 1.10 x 0,15 x 2500 = 412 "
p. pz. 0,3 x 0.4 x 2500 = 300 "
q = 1562 Kg/m



M Kgm	796	1423	796	
τ		0,537		
σ_a Kgcm^{-2}		2000		
σ_b' Kgcm^{-2}		42		
A_f cm^2		2.03		
T Kg.	2109	2109 | 2109		2109

CORNICIONE - PARAPETTO



$B = 55$ cm.
$b = 12$ cm
$H = 20+4$ cm.

Analisi dei carichi

A) ripartiti 900 Kg/mq

B) concentr.

muretto $0.10 \times 1.5 \times 2500 = 375$ Kg/ml, fuga
spinta 150 Kg/ml, fuga

Carichi unitari:

$q = 0.55 \times 900 = 495$ Kg/m
$P = 0.55 \times 375 = 206$ Kg
$S = 0.55 \times 150 = 83$ Kg

1) PER $L = 1.57$ m.

$M = 0.5 \times 495 \times 1.57^2 + 206 \times 1.57^2 + 83 \times 1.25 = 1037$ Kgm
$T = 983$ Kg.
$\tau = 21/\sqrt{103700/12} = 21/92.96 = 0.226$

$\begin{cases} \sigma_a = 1400 \text{ Kgcm}^{-2} \\ A'_f = A_f \\ \sigma'_b = 72 \text{ Kgcm}^{-2} \\ t = 0,00360 \end{cases}$

$A_f = 4.02$ cm^2
$A'_f = 4.02$ cm^2

$\tau_{max} = 4.33$ Kgcm^{-2}

2) PER $L = 1.17$ m.

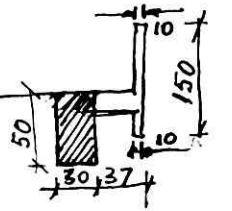
$M = 684$ Kgm
$T = 785$ Kg
$\tau = 21/75.50 = 0,278$ $\begin{cases} \sigma_a = 1400 \text{ Kgcm}^{-2} \\ A'_f = 0,5\, A_f \\ \sigma_b = 70 \text{ Kgcm}^{-2} \\ t = 0,00289 \end{cases}$

$A_f = 2.61$ cm^2
$A'_f = 1.31$ cm^2

3) PER $L = 0.30$ m.:

VERIFICA A TORSIONE DELLE TRAVI 22-13-1 e 30-21-9 DI TESTATA

Analisi dei carichi: <u>ripart.</u> p. pr. $0.37 \times 1 \times 2500 = 925$ Kg/mq
Sovr. acc. 250 "
perm. 200
$q = 1375$.



<u>Cons.</u> muretto 375 Kg/m.f
spinta 150 "

$M = 1375 \times 0,37 \times 0,5 + 0.37 \times 375 + 150 \times 1.05 = 390$ Kgm ; $T = 884$ Kg.

a) per $L = 5.45$ m.

$m_t = 390 + 884 \times 0,5 \times 0,30 = 523$ Kgm
$M_t = 523 \times 0,5 \times 5,45 = 1425$ Kgm
$\psi = 4,228$
$\tau_{tot} = 2.70 + 12.39 = 15.09$ Kgcm^{-2}
$A = 1125$ cm^2
$C = 140$ cm

$\Sigma_{f.e} = 4.43\ cm^2$

$d_{staffe\ \phi 10\ a\ 2\ b_2} = 17.46\ cm.$

b) per $L = 4.25\ m.$

$m_t = 5.23\ Kgm.$

$M_t = 1111\ Kgm.$

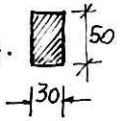
$\psi = 4.228$

$\tau_{tot} = 2.70 + 10.44 = 13.14\ Kgcm^{-2}$

$\Sigma_{f.e} = 3.45\ cm^2$

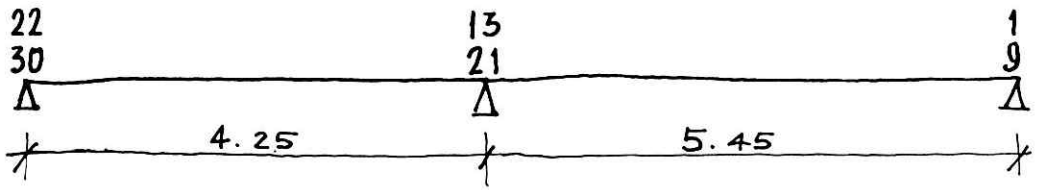
$d_{staffe\ \phi 10\ a\ 2\ b_2} = 22.39\ cm.$

TRAVI DI TESTATA – PIANO COPERTURA

Sez. 

Analisi dei carichi:

trasmesso dai corricioni 884 Kg/ml
p. pr. 375
carico tot. 1259 Kg/ml



T	Kg.	2675		2675 | 3431		3431
M	Kgm.	1895	1895	3116	3116	3116
τ		0.591	0.591	0.461	0.461	0.461
σ_a	$Kgcm^{-2}$	2000	2000	2000	2000	2000
σ'_b	$Kgcm^{-2}$	38	38	50	50	50
A_f	cm^2	2.13	2.13	3.53	3.53	3.53
τ_{max}	$Kgcm^{-2}$					2.70

VERIFICA PILASTRI

1) PILASTRO-TIPO N°10 (per i pilastri n° 1,5,9,10,11,12,22,24,28,30):

ORDINE	CARICO TRASMESSO DALLE TRAVI Kg.	SEZ. cm×cm	PESO PROPRIO PILASTRO Kg.	CARICO TOTALE Kg.	ARMATURA LONGITUD.	ARMATURA STAFFE	A_{id} cm^2	$\bar{\sigma}'_b$ $Kg\,cm^{-2}$
4°	9834	30×40	1800	11634	4 ϕ 12	ϕ6/18'	1245,2	9.34
3°	17559	30×40	2700	20259	4 ϕ 12	ϕ6/18'	1245.2	16.27
2°	25284	30×40	3600	28884	4 ϕ 12	ϕ6/18'	1245.2	23.20
1°	30009	30×40	4500	37509	4 ϕ 14	ϕ6/20'	1245.2	30.12

$\Sigma P_{1)} =$ 375.090 Kg.

2) PILASTRO-TIPO N° 4 (per i pilastri n° 4,6,13,17,21):

4°	10057	30×40	1800	11857	4 ϕ 12	ϕ6/18'	1245.2	9.52
3°	20669	30×40	2700	23369	4 ϕ 12	ϕ6/18'	1245.2	18.77
2°	31281	30×40	3600	34881	4 ϕ 12	ϕ6/18'	1245.2	28.01
1°	41893	30×40	4500	46393	4 ϕ 14	ϕ6/20'	1261.6	36.77

$\Sigma P_{2)} =$ 231.965 „

3) PILASTRO-TIPO N°16 (per i pilastri n° 14,15,16,18,19,20):

4°	14908	30×40	900	15808	4 ϕ 12	ϕ6/18"	1245.2	12.69
3°	29816	30×40	1800	31616	4 ϕ 12	ϕ6/18"	1245.2	25.39
2°	44724	30×40	2700	47424	4 ϕ 14	ϕ6/20"	1245.2	37.59
1°	59632	30×40	3600	63232	6 ϕ 14	ϕ6/20"	1292.4	48.93

$\Sigma P_{3)} =$ 379.392 „

4) PILASTRO-TIPO N°26 (per i pilastri n° 2,3,7,8,23,25,26,27,29):

4°	18428	30×40	900	19328	4 ϕ 12	ϕ6/18"	1245.2	15.52
3°	40142	30×40	1800	41942	4 ϕ 14	ϕ6/20"	1261.6	33.25
2°	61854	30×40	2812	64668	6 ϕ 14	ϕ6/20"	1292.4	50.03
1°	83570	30×50	4050	87620	8 ϕ 14	ϕ6/20"	1623,2	53.97

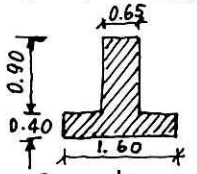
$\Sigma P_{4)} =$ 788.580 „

$\Sigma P =$ 1.775.027 Kg.

FONDAZIONI

- Scarico totale al piede dei ritti: ..... Kg. 1'775'027

- Superficie totale d'appoggio delle travi rovesce:



Sez. tipo

$$A = \{(3\times26{,}10)+[(2\times10{,}10)-(6\times1{,}60)]+ +2(2.20+2.50+0.40-1{,}25)+(2.35+ +2.35+0.40-1.30)\}1.60 = 160{,}64\ mq =$$
$$= 1.606.640\ cmq.$$

- Peso proprio travi rovesce: $(0.65\times0.90+0{,}4\times1{,}6)\times100{,}40\times2500$ ..... " 307'475

Sommano Kg. 2'082'502

- Sollecitazione unitaria sul terreno: $\sigma_t = 2'082'502/1'606'640 = 1{,}296\ Kg\,cm^{-2} < \sigma_{o,t} = 1.3\ Kg\,cm^{-2}$

- " " di reazione: $\sigma_r = 1'775'027/1'606'640 = 1.105\ Kg\,cm^{-2}$

Si considera, a vantaggio di stabilità, un carico unitario di reazione uniformemente ripartito pari a 18000 $Kg\,m^{-1}$ ($1.105\times100\times160 = 17680\ Kg\,m^{-1}$) e si calcolano le travi come semincastrate, dividendole in gruppi secondo le luci:

1) Gruppo n° 1 per luci fino a ml. 3.00;
2) " " 2 " " di ml. 3.40;
4) " " 3 " " da " 3.90 " " 4,10;
5) " " 4 " " di " 4,25;
6) " " 5 " " di m. 5.45.

1) $L = 3.00$ m.

$M_{max} = \pm\ 18000 \times 3^2/12 = 13500$ Kgm

$\tau = 125/\sqrt{1350000/65} = 125/144.11 = 0,867$ $\begin{cases} \sigma_a = 1200\ \text{Kgcm}^{-2} \\ \sigma_b < 25\ \text{Kgcm}^{-2} \\ t < 0,00126 \end{cases}$

$A_f = 0,00126 \times 65 \times 144,11 = 11.80$ cmq

$T = 0,5 \times 18000 \times 3 = 27000$ Kg.

$\tau = 27000/0,9 \times 65 \times 125 = 3.69\ \text{Kgcm}^{-2}$

2) $L = 3.40$ m

$M_{max} = \pm\ 17340$ Kgm.

$\tau = 125/166.33 = 0,765$ $\begin{cases} \sigma_a = 1200\ \text{Kgcm}^{-2} \\ \sigma_b < 25\ \text{Kgcm}^{-2} \\ t < 0,00126 \end{cases}$

$A_f = 13.38$ cmq

$T = 30600$ Kg

$\tau = 4.18\ \text{Kgcm}^{-2}$

3) $L = 4.10$ m.

$M_{max} = \pm 25215$ Kgm.

$\tau = 125/196,96 = 0,634$

$\sigma_a = 1200$ Kgcm^{-2}
$\sigma_b = 28$ Kg cm^{-2}
$t = 0,00142$

$A_f = 18.18$ cm^2

$T = 36900$ Kg

$\tau = 5.05$ cm^{-2} Kg

$S = 0,25(5.05 \times 65 \times 410) = 33646$ Kg.

$S_{b(4\phi16)} = 3 \times 2,54 \times 1,41 \times 1200 = 13604$ Kg.

$n_{\phi12} = (33646 - 13604)/2 \times 1.13 \times 1200 = 7.39$

$d = 205/7,65 = 27,74$ cm.

4) $L = 4.25$ m

$M_{max} = \pm 27094$ Kgm

$\tau = 125/204,16 = 0.612$

$A_f = 19,37$ cm^2

$\sigma_a = 1200$ Kgcm^{-2}
$\sigma_b = 29$ Kgcm^{-2}
$t = 0,00146$

$T = 38250$ Kg.; $\tau = 5,23$ Kgcm^{-2}

$S = 36120$ Kg; $S_{b(4\phi16)} = 13604$ Kg.

$n_{\phi12} = 8,30$; $d = 25,60$ cm.

5) $L = 5.45\,m.$

$M_{max} = \pm 44554\ Kgm.$

$\tau = 125/261{,}81 = 0.477$

$\sigma_a = 1200\ Kgcm^{-2}$

$\sigma_b = 39\ Kgcm^{-2}$

$t = 0{,}00190$

$A_f = 0{,}00190 \times 65 \times 261{,}81 = 32{,}33\ cmq$

$T = 49050\ Kg.$

$\tau = 6.71\ Kgcm^{-2}$

$\int = 59425\ Kg.$

$\int_{(8\,\phi 16)} = 23806\ Kg.$

$n_{\phi 12} = 13.13$

$d = 20{,}75\ cm.$

ARMATURA DELL'ALA:

$M_i = 0.5 \times 18000 \times 0{,}475^2 = 2031\ Kgm.$

$\tau = 35/\sqrt{2031} = 35/45{,}06 = 0{,}776$

$\sigma_a = 1200\ Kgcm^{-2}$

$\sigma_b < 25\ Kgcm^{-2}$

$t = 0{,}00120$

$A_f = 5.40\ cm^2/m$

$T = 8550\ Kg.$

$\tau = 2.71\ Kgcm^{-2}$

IL CALCOLATORE
ing. A. E. Corrado