



## **PARCO OGLIO NORD**

### **GREEN WAY DELL'OGLIO progetto lotto16**

Messa in sicurezza ponte automobilistico  
e sistemazione percorso collegamento tra  
i comuni di Soncino e Orzinuovi

# **relazione di calcolo strutture**

Data, giugno 2014

#### **I TECNICI**

Pianta ing. Paola  
collaboratore : Lazzari ing. Valeria

**progetto esecutivo**

## PARTE PRIMA – PROLUNGAMENTO SOLETTA D’IMPALCATO

### Descrizione

Il piano viabile della pista ciclabile, realizzato con l’impiego di un grigliato metallico con le caratteristiche descritte sull’elaborato nr. 09, sarà sostenuto da una struttura metallica (profili HE160B ad interasse 1200 mm) in aggetto dalla soletta d’impalcato del ponte.

La trasmissione degli sforzi tra aggetto metallico e soletta di c.a. del ponte sarà garantita da barre filettate M14 (8.8) che collegano il profilo metallico (HE160B), posto all’estradosso della soletta, ad un “contrasto” (UPN 220) collocato all’intradosso della medesima soletta.

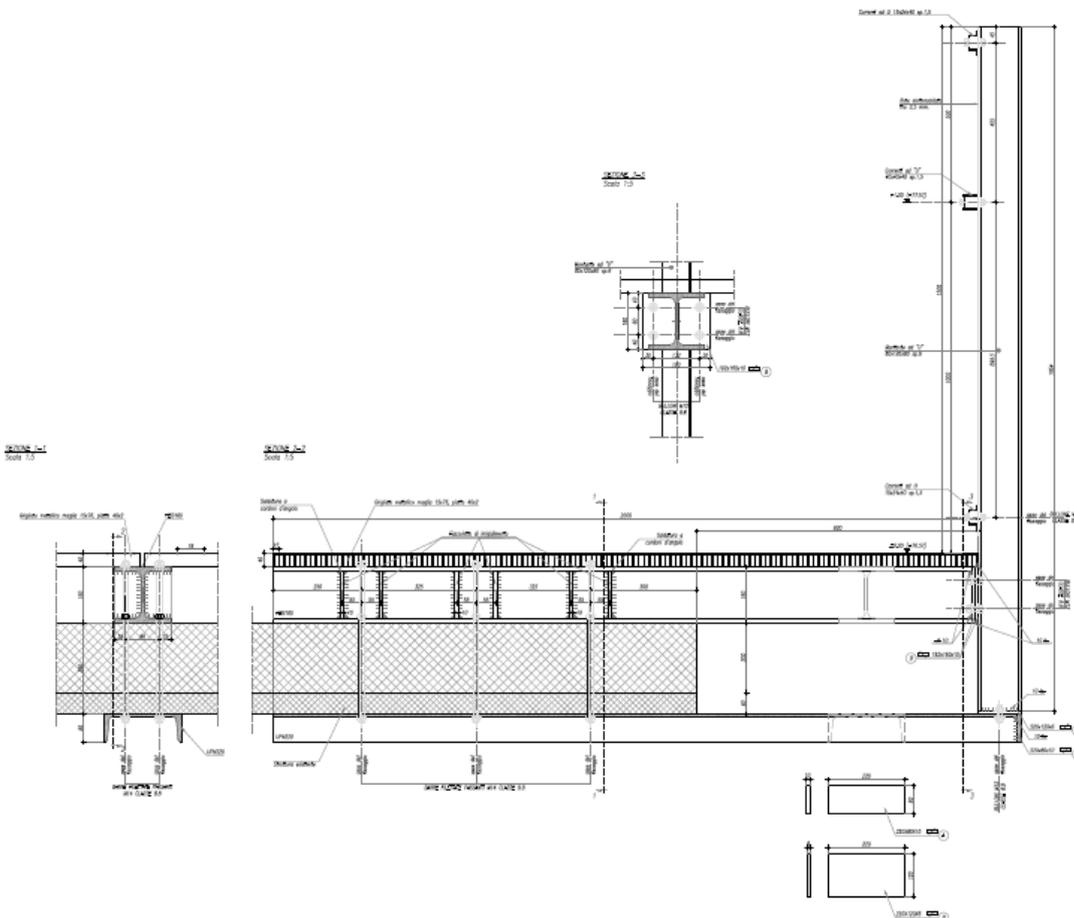
### Azioni di progetto

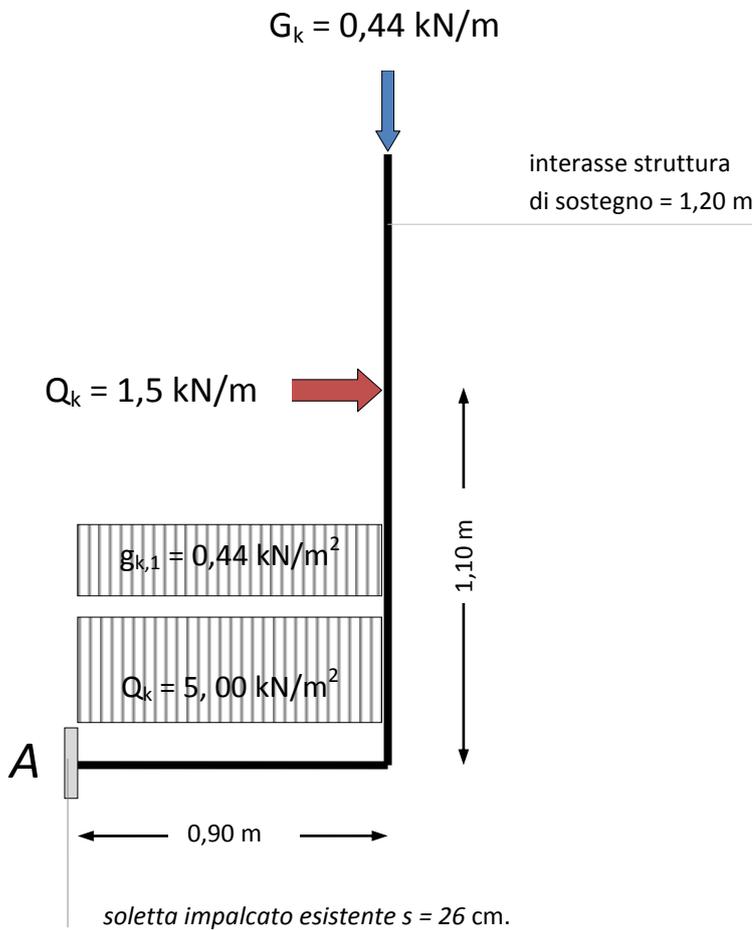
#### Azioni variabili ( $Q_k$ , $q_k$ )

Parapetti (azione orizzontale)	$Q_k$	=	1,50	(kN/m)	→ applicata al corrimano
Piano viabile pista ciclabile	$q_k$	=	5,00	(kN/m <sup>2</sup> )	

#### Azioni permanenti ( $g_k$ , $G_k$ )

Grigliato metallico	$g_{k,1}$	=	0,44	(kN/m <sup>2</sup> )	
Parapetto metallico	$G_k$	=	0,26	(kN/m)	↓





*schema statico struttura di sostegno ampliamento impalcato ponte*

### **Azioni di progetto in combinazione caratteristica (CA)**

(riferite ad 1,20 m)

azione	valore	
$Q_k$	1,8	(kN/m)
$q_k$	6,00	(kN/m <sup>2</sup> )
$g_{k,1}$	0,53	(kN/m <sup>2</sup> )
$G_k$	0,31	(kN/m)
	$\gamma_g = 1,0$	$\gamma_q = 1,0$

### **Azioni di progetto in combinazione SLU**

(riferite ad 1,20 m)

azione	valore	
$Q_d$	1,8	(kN/m)
$q_d$	6,00	(kN/m <sup>2</sup> )
$g_{d,1}$	0,53	(kN/m <sup>2</sup> )
$G_d$	0,31	(kN/m)
	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_q = 1,5$

## **Sollecitazioni trasmesse dalla struttura in ampliamento alla soletta d'impalcato nella sezione A**

(riferite ad 1,20 m)

### *Stato Limite*

sollecitazione	SLU		SLE (CA)	
$N_{(A)}$	2,70	(kN)	1,80	(kN)
$V_{(A)}$	9,12	(kN)	6,19	(kN)
$M_{(A)}$	7,26	(kNm)	4,90	(kNm)

### **Verifica dello sbalzo della soletta d'impalcato del ponte esistente**

Per la verifica dello sbalzo della soletta d'impalcato, si considerano oltre alle azioni trasmesse dall'aggetto in progetto in corrispondenza della sezione d'estremità (A) posta ad una distanza dalla trave di riva di 2,70 m anche le azioni agenti sull'impalcato e descritte sulla relazione di calcolo allegata al progetto del nuovo ponte (allegato Relazione di calcolo A.N.A.S. del giugno 199 a firma Ing.Alessi...).

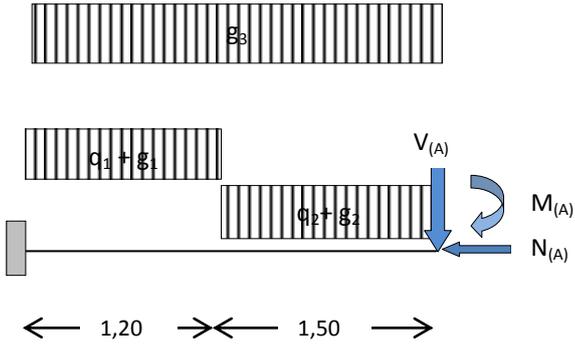
Inoltre, così come descritto sulla relazione di calcolo sopra richiamata, si procederà alla verifica di resistenza ed in esercizio di 2 distinte sezioni dell'impalcato : una sezione "tipica" ed una in corrispondenza degli appoggi di continuità delle travi di riva.

#### Azioni di progetto sulla soletta esistente (al valore caratteristico) – **sezione tipica** -

		kN/m	kN/m <sup>2</sup>	Luce di calcolo (m)
$q_{1,k}$	Carico mobile (rif. pag. 45 della Relazione di Calcolo)	40,645		1,20
$g_{1,k}$	Sovrastruttura stradale (rif. pag. 45 della Relazione di Calcolo)		3,00	1,20
$g_{2,k}$	Sovrastruttura (sottofondo) nella porzione di soletta dove si rimuove il marciapiede esistente		1,00	1,50
$q_{2,k}$	Carico folla		5,00	1,50
$g_{3,k}$	Peso proprio soletta $s = 26$ cm		6,50	2,70

#### Azioni di progetto sulla soletta esistente (al valore caratteristico) – **sezione in prossimità degli appoggi**-

		kN/m	kN/m <sup>2</sup>	Luce di calcolo (m)
$q_{1,k}$	Carico mobile (rif. pag. 45 della Relazione di Calcolo)	124,42		1,20
$g_{1,k}$	Sovrastruttura stradale (rif. pag. 45 della Relazione di Calcolo)		3,00	1,20
$g_{2,k}$	Sovrastruttura (sottofondo) nella porzione di soletta dove si rimuove il marciapiede esistente		1,00	1,50
$q_{2,k}$	Carico folla		5,00	1,50
$g_{3,k}$	Peso proprio soletta $s = 26$ cm		6,50	2,70



**Verifica di resistenza ed in esercizio della soletta in corrispondenza della sezione d'incastro (trave di riva) sezione tipica**

Sollecitazione di progetto allo SLU riferita ad una base di 1,20 m:

- $M_{E,d} = 161,23 \text{ kNm}$   
 $H = 260 \text{ mm}$   
 $d = 230 \text{ mm}$   
 $B = 1200 \text{ mm}$   
 Armatura di forza : (2 $\phi$ 18 + 7  $\phi$ 20) superiori  
 (6 $\phi$ 16 + 4 $\phi$ 12) inferiori

Titolo : SEZIONE TIPICA\_SLU

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	26	1	27.08	3
			2	16.59	23

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm]

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm]

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Retta  Deviata

N° rett. 100

L<sub>0</sub> 0 cm  Col. modello

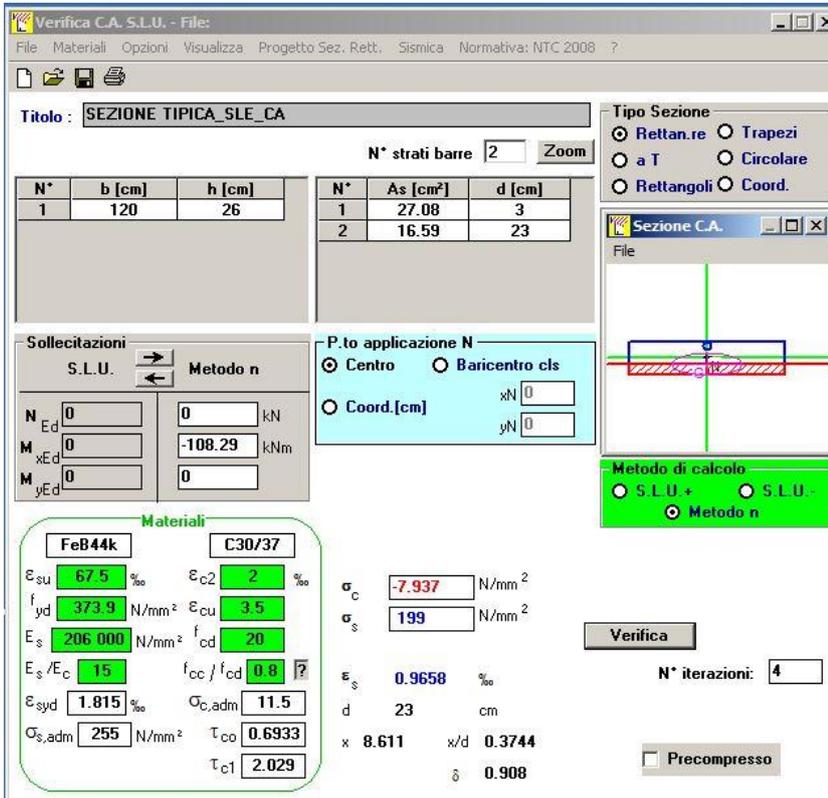
Precompresso

**Materiali**  
**FeB44k** **C30/37**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  373.9 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  206 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  20  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.815 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11.5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6933  
 $\tau_{c1}$  2.029

$M_{xRd}$  -213 kN m  
 $\sigma_c$  -20 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  373.9 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  17.41 ‰  
 $d$  23 cm  
 $x$  3.85  $x/d$  0.1674  
 $\delta$  0.7

Sollecitazione di progetto allo SLE riferita ad una base di 1,20 m:

$M_k = 108,29$  kNm  
 $H = 260$  mm  
 $d = 230$  mm  
 $B = 1200$  mm  
 Armatura di forza : (2 $\phi$ 18 + 7  $\phi$ 20) superiori  
 (6 $\phi$ 16 + 4 $\phi$ 12) inferiori



$\sigma_c = 7,937$  MPa <  $0,60 f_{ck} = 12$  MPa  $\rightarrow$  verificato  
 $\sigma_s = 199$  MPa <  $0,80 f_{yk} = 299$  MPa  $\rightarrow$  verificato

**Verifica di resistenza ed in esercizio della soletta in corrispondenza della sezione d'incastro (trave di riva) sezione in prossimità degli appoggi**

Sollecitazione di progetto allo SLU riferita ad una base di 1,20 m:

$M_{E,d} = 269,99$  kNm  
 $H = 260$  mm  
 $d = 230$  mm  
 $B = 1200$  mm  
 Armatura di forza : (2 $\phi$ 18 + 7  $\phi$ 24) superiori  
 (6 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 12) inferiori

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ \_ X

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **SEZIONE APPOGGI\_SLU**

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	26	1	36.76	3
			2	16.59	23

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviate

N° rett.

Calcola MRd  Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

Materiali

FeB44k	C30/37
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 373.9 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 206 000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 20
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.815 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.6933
	$\tau_{c1}$ 2.029

M<sub>xRd</sub> -284.3 kNm

$\sigma_c$  -20 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  373.9 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  13.34 ‰

d 23 cm

x 4.78 x/d 0.2078

$\delta$  0.7

Sollecitazione di progetto allo SLU riferita ad una base di 1,20 m:

$M_k =$  180,82 kNm  
 $H =$  260 mm  
 $d =$  230 mm  
 $B =$  1200 mm  
 Armatura di forza : (2 $\phi$ 18 + 7  $\phi$ 24) superiori  
 (6 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 12) inferiori

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ \_ X

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **SEZIONE APPOGGI\_SLE\_CA**

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	26	1	36.76	3
			2	23.37	23

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Materiali

FeB44k	C30/37
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 373.9 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 206 000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 20
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.815 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.6933
	$\tau_{c1}$ 2.029

$\sigma_c$  -11.34 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  247 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$  1.199 ‰

d 23 cm

x 9.377 x/d 0.4077

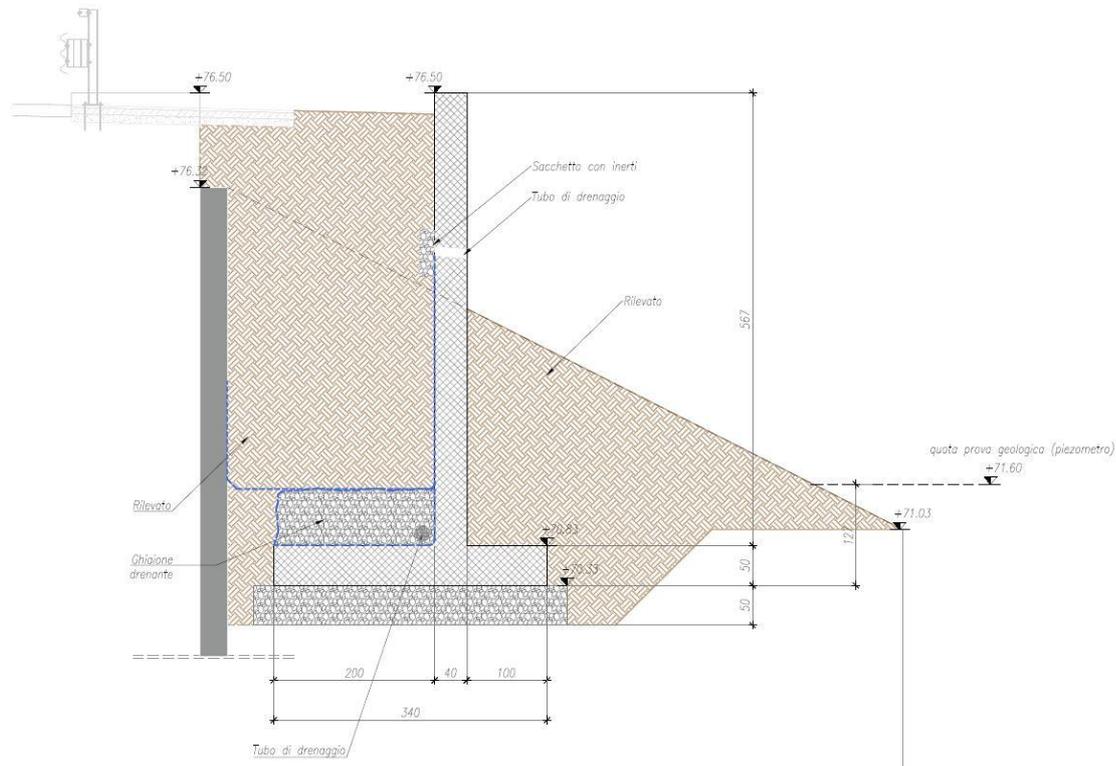
$\delta$  0.9496

$\sigma_c = 11,34 \text{ MPa} < 0,60 f_{ck} = 12 \text{ MPa}$  → verificato  
 $\sigma_s = 247 \text{ MPa} < 0,80 f_{yk} = 299 \text{ MPa}$  → verificato

## **PARTE SECONDA – MURI DI SOSTEGNO**

### **Verifica di stabilità del muro**

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza per il muro che avrà il paramento murario più caricato.



I parametri geotecnici per la determinazione delle azioni e delle sollecitazioni sono stati desunti dalla Relazione geologica allegata al progetto.

Al fine di aumentare il valore dell'angolo d'attrito all'interfaccia terreno / fondazione senza ricorrere a profondità di scavo eccessive si è optato per un intervento di bonifica/sostituzione del terreno in sito con uno stabilizzato di cava dello spessore di 500 mm adeguatamente rullato e compattato.

Ai fini della stabilità a ribaltamento del muro non si è considerato, a favore di sicurezza, il contributo del rilevato a valle.

Le verifiche di stabilità del muro sono state condotte nelle condizioni più gravose rappresentate per l'opera di cui si tratta dalla condizione sismica.

Muro/Spalla - Unità di misura [kN, m] - File: SEZ.QQ\_SLC

File Armature Impostazioni Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : SEZ.QQ\_SLC

Altezza paraghiaia (m) h1 0 Angolo attrito interno  $\phi^{\circ}$  26  
 Spessore paraghiaia (m) s1 0 Ang. attrito terra-muro  $\delta^{\circ}$  0  
 Inclinazione parete (%) i 0 Ang. attrito fondazione  $\phi_f^{\circ}$  40  
 Altezza parete (m) h2 5.67 Peso spec. terre [kN/m3]  $\gamma_t$  18  
 Spessore in testa (m) s2 0.4 Peso spec. muro [kN/m3]  $\gamma_m$  25  
 Spessore alla base (m) s3 0.4 Dati Sisma  $K_v$  0.0222  $K_h$  0.0444  
 Altezza fondazione (m) h3 0.5 N° lati terreno 1  
 Sbalzo fond. contro terra L1 2  
 Larghezza totale fond. L2 3.4

Impalcato  
 $N_i$  0 dN 0  
 $V_i$  0 kN

Zoom

Lato	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	8	0	0

Calcolo Visualizza

**Parete**

St 135.1 kN  
 Sq 0 kN  
 Ss 12.18 kN  
 Si 11.58 kN  
 M 311.1 kNm  
 N 57.96 kN  
 V 158.8 kN  
 ?2

**Fondazione**

Ribaltamento Scorrimento Schiacciamento

St 175.9 ?1 St 159.9 ?3 St 159.9 ?2  
 Sq 0 Sq 0 Sq 0  
 Ss 0 Ss 7.348 Ss 14.43  
 Si 0 Si 13.47 Si 13.47  
 Mr 361.8 V 180.8 M 280.6  
 Ms 567.2 N 296.6 N 310.1  
 Ms/Mr 1.567 c. scor. 1.101 V 187.8

Sbalzi Fondazione  
 M valle 91.26  
 M monte 225.6  
 $\sigma_{t, valle}$  0.1950 MPa  
 $\sigma_{t, monte}$  0  
 % comp. 46.76  
 Verifiche più gravose

Ricerca del sito

Ricerca per coordinate  
 Ricerca per comune  
 Isole

Longitudine 9.8708 Latitudine 45.401

Parametri interpolati

TR	ag	Fo	Tc*
30	0.035	2.463	0.207
50	0.045	2.448	0.232
72	0.053	2.442	0.241
101	0.062	2.449	0.257
140	0.072	2.430	0.262
201	0.085	2.434	0.267
475	0.119	2.454	0.277
975	0.154	2.485	0.285
2475	0.210	2.501	0.299

Regione Lombardia Provincia Cremona (CR)  
 Comune Soncino

OK Annulla

Le aglie indicano nelle parti in cui è necessaria una valutazione ad hoc. Elaborazione aprile 2004

$V_R$  50 Stalo Limite SLC →  $a_g$  0.1541  $F_o$  2.4854  $T_c^*$  0.2854  
 Suolo B  $S_s$  1.2000 Topo T1 h/H 0  $S_T$  1.0000  
 $a_{max}$  0.1849 g  $\beta_m$  0.2400  $k_h$  0.0444  $k_v$  0.0222

### Verifica di resistenza della parete

Sollecitazione di progetto allo SLU riferita ad una base di 1,00 m:

- $M_{E,d} =$  311,1 kNm  
 $H =$  400 mm  
 $d =$  350 mm  
 $B =$  1000 mm  
 Armatura di forza : (5 $\phi$ 16 + 5  $\phi$ 20)/m lato contro terra  
 (5 $\phi$ 14)/m lato rilevato

Verifica CA. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

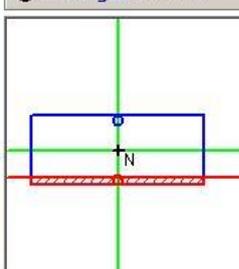
Titolo: PARETE SEZ\_QQ

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25.76	3
2	25.76	37

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Diagramma: 

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C28/35	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	206.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18.67
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0.8
ε <sub>syd</sub>	1.9 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	11
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0.6667
		τ <sub>c1</sub>	1.971

M<sub>xRd</sub> -350.8 kN m

σ<sub>c</sub> -18.67 N/mm²

σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 29.89 ‰

d 37 cm

x 3.879 x/d 0.1048

δ 0.7

### Verifica di resistenza della fondazione a monte

Sollecitazione di progetto allo SLU riferita ad una base di 1,00 m:

M<sub>E,d</sub> = 225,60 kNm  
 H = 400 mm  
 d = 350 mm  
 B = 1000 mm  
 Armatura di forza : (10 φ14)/m lembo teso

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: FONDAZIONE SEZ\_QQ

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15.39	3

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sezione C.A.  


Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -273 kN m

Metodo di calcolo  
 S.L.U. +  S.L.U. -  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C28/35	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	206 000 N/mm²	$f_{cd}$	18.67
$\epsilon_s / \epsilon_c$	15	$f_{cc} / f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.9 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$T_{co}$	0.6667
		$T_{c1}$	1.971

$\sigma_c$  -18.67 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  37.9 ‰  
 d 47 cm  
 x 3.973 x/d 0.08453  
 $\delta$  0.7

## NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le operazioni di dimensionamento e verifica sono conformi alla Normativa vigente, in particolare:

- ✓ D.M. 14/01/08: "Norme tecniche per le Costruzioni".
- ✓ Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008



# AZIENDA NAZIONALE AUTONOMA DELLE STRADE

(A. N. A. S.)

COMPARTIMENTO REGIONALE per la VIABILITA'  
MILANO

PROVINCIA DI BS - CR

C.M. CREMA  
NUCLEO 3°

PONTE SUL FIUME OGLIO

STRADA STATALE N° 235 "DI ORZINUOVI"

TRONCO: SONCINO-BRESCIA

RELAZIONE DI CALCOLO

STUDIO ING.  
*Alessi*  
ALESSI

PRG. 708

GIUGNO 1990

NUOVO IMPALCATO PONTE SULL'OGGIO

La strada statale 235, in località Soncino-Orzinuovi, attraversa il fiume OGLIO con un ponte in muratura la cui costruzione risale presumibilmente alla seconda metà del secolo scorso.

Tale manufatto consta di cinque ~~campate~~ ad arco molto ribassato su pile e spalle in muratura.

L'attuale larghezza utile di poco meno di sei metri crea notevoli difficoltà per il traffico a volte intenso e condizioni di pericolo per il contemporaneo attraversamento pedonale.

La soluzione adottata dall'ANAS intende risolvere con un nuovo impalcato (larghezza 10,50 m. compresi due marciapiedi laterali protetti) sia la congestione attuale del traffico che la relativa sicurezza dell'agibilità pedonale.

L'impostazione progettuale è caratterizzata dalla massima semplicità costruttiva e rapidità esecutiva.

Una serie di travate metalliche inserite nella preesistente carreggiata, appoggiate su dadi in c.a. (paificati) in corrispondenza delle pile e spalle; soletta in predalles autoportanti per la fase di getto; il tutto quale struttura mista in acciaio calcestruzzo

e nel rispetto della caratteristica situazione ambientale.

Si riportano gli sviluppi più significativi delle calcolazioni svolte sulla base della Legislazione vigente e per transito di prima categoria.

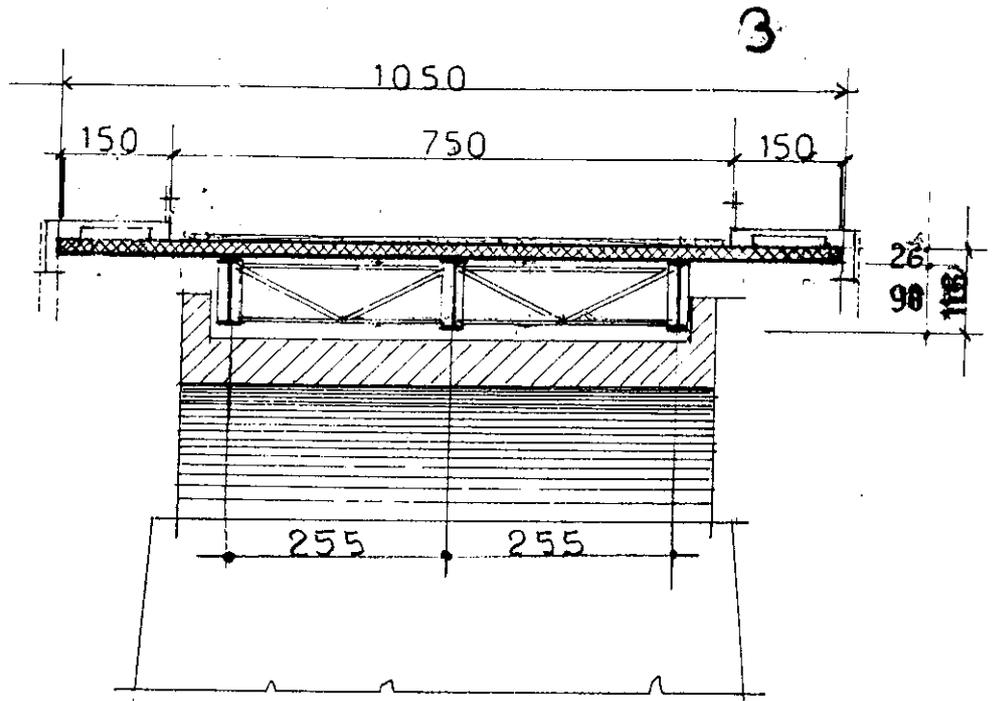
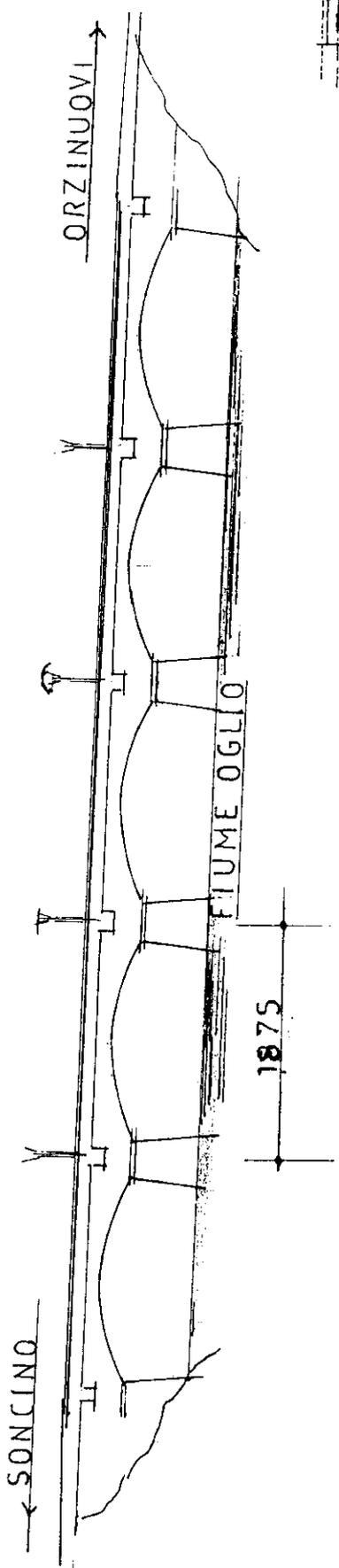
PROGETTISTA DELLE STRUTTURE

DOTT. ING. SALVATORE ALESSI

VIA MANIN, 5 - 20121 MILANO

Aibo Ingg. MILANO N° 5463

GIUGNO 1990



### TRANSITO DI I CATEGORIA

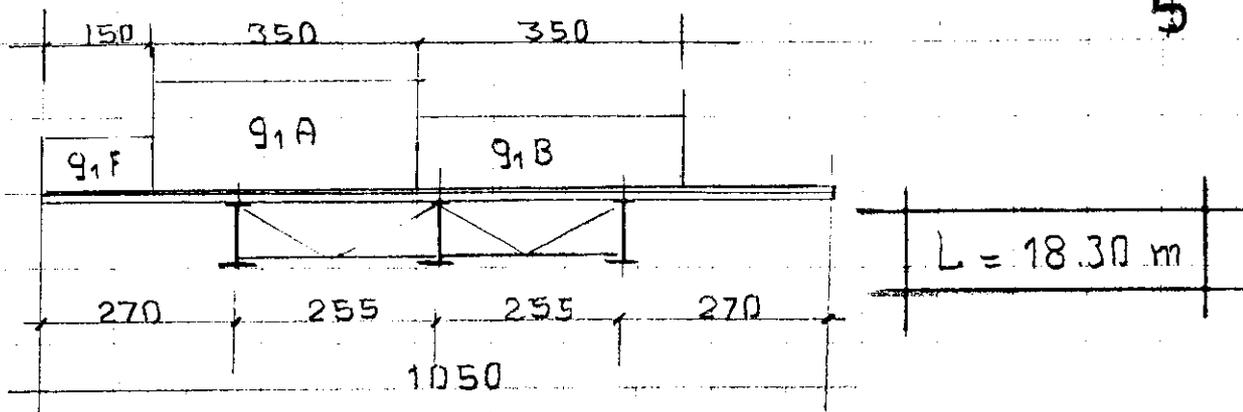
#### IMPALCATO IN ACCIAIO-CALCESTE

- Travi metalliche in composizione saldata Fe 510
- Controventi e diaframmi di torsione in profilati Fe 360 - Bulloni A.R.
- Soletta in lastre tralicciate autoportanti per il getto integrativo - Calcestr. Rck 400
- Connettori TRAVI-SOLETTA e dispositivi di vincolo di uso corrente.

MATERIALI IMPIEGATI

- A) Travi principali      Acciaio autopatinabile tipo Corten con caratteristiche meccaniche pari a Fe 510 con grado:  
C per spessori  $\leq 20$  mm  
D per spessori  $> 20$  mm
- B) Angolari e piastre      Acciaio autopatinabile tipo Corten con caratteristiche meccaniche pari a Fe 510 con grado B
- C) Pioli di ancoraggio      Tipo NELSON mat. ST 37-3 DIN 17100
- D) Bulloni A.R.              Viti secondo UNI 5712 cl. 10.9 UNI 3740
- E) Saldature                Secondo CNR-UNI 10011/85
- F) Soletta in c.a            Calcestruzzo: RbK 400  
Armature            : Fe B 44 K

5



ANALISI PER TRAVE DI BORDO

$q_1$	peso trave $\rightarrow$	0.300 t/m
	soletta $0.26 \cdot 2.5 \times 10.5/3$	2.275 ..
$q_2$	sovrastruttura $0.3 \times 10.5/3$	1.050 ..
		<u>3.625 t/m</u>

CARICHI MOBILI

$$\left. \begin{aligned}
 q_{1A} &= 2.89 + 52/18.30 = 5.73 \text{ t/m} \\
 q_{1B} &= 2.23 - 18.30/500 = 2.19 \text{ ..} \\
 q_{1F} &= 0.4 \text{ t/m}^2 \times 1.5 = 0.60 \text{ ..}
 \end{aligned} \right\} \leftarrow 3.50 \rightarrow$$

Coefficienti di eccentricità (COURBON)

$$1 + \frac{6}{n+1} \frac{e_R}{i} \quad \left| \quad n=3 ; e_R = \text{eccentricità relativa} ; i=2.55$$

$$\text{per } q_{1F} \rightarrow 1 + \frac{6 \times 4.5}{4 \times 2.55} = 3.65$$

$$\text{" } q_{1A} \quad 1 + \frac{6 \cdot 2}{10.2} = 2.18$$

$$\text{" } q_{1B} \quad 1 - \frac{6 \cdot 1.5}{10.2} = 0.12$$

Carico equivalente

$$q_e = (0.6 \cdot 3.65 + 5.73 \cdot 2.18 + 2.19 \cdot 0.12) / 3 = 4.98 \text{ t/m}$$

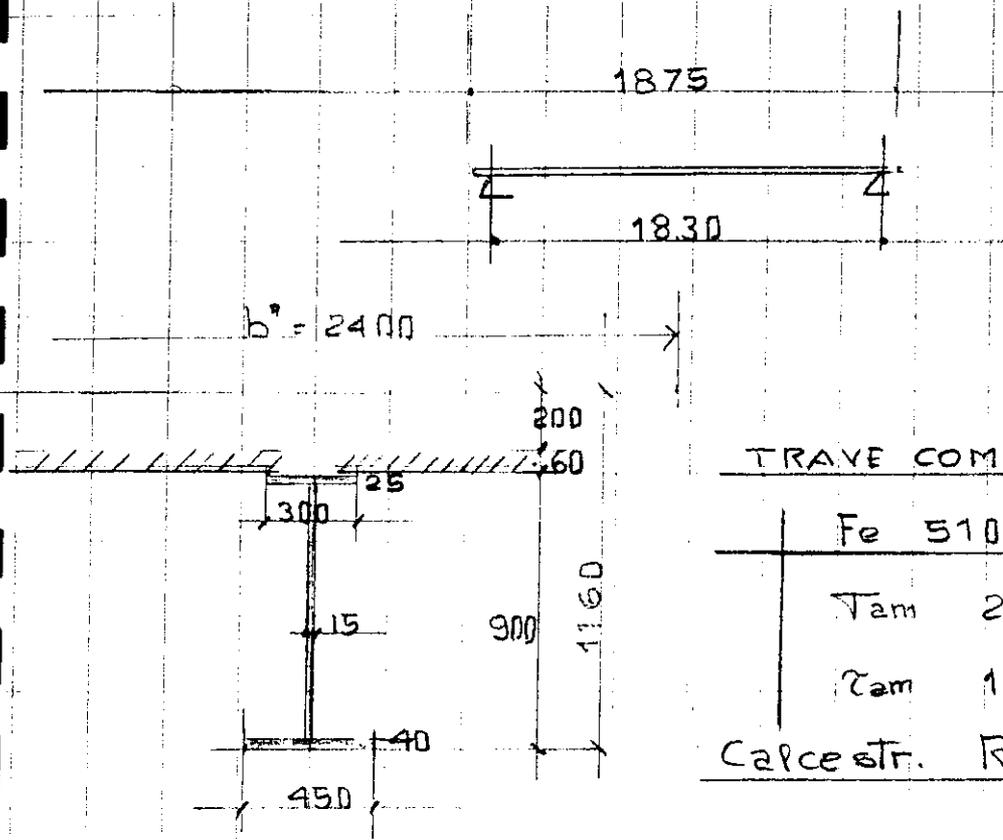
$$\text{Coeff. dinamico } \phi = 1.4 - 0.002 (q_0/q + 1) L =$$

$$= 1.4 - 0.002 (3.625/4.98 + 1) 18.30 \approx 1.33$$

$$\downarrow \downarrow \downarrow \quad 4.98 \times 1.33 \approx 6.6 \text{ t/m}$$

SCHEMA STATICOE CONDIZIONI DI VERIFICA

6

TRAVE COMPOSTA ACCIAIO-CALC.

Fe 510		
$\sigma_{am}$	2400	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{cm}$	1380	"
Calcestr.	$R_{ck}$	400

Calcolo automaticodelle sollecitazioni e tensioni

$$Q1 = 2575 \text{ kg/m}$$

$$Q2 = 1050 \text{ "}$$

$$Q3 = 6600 \text{ "}$$

---


$$10.225 \text{ kg/m}$$

S T U D I O I N G. A L E S S I

PRG. 708 - Trave di bordo -

TRAVI COMPOSTE ACCIAIO/CALCESTRUZZO

SEQUENZA DELLE VERIFICHE

1) Trave metallica e calc. inerte.

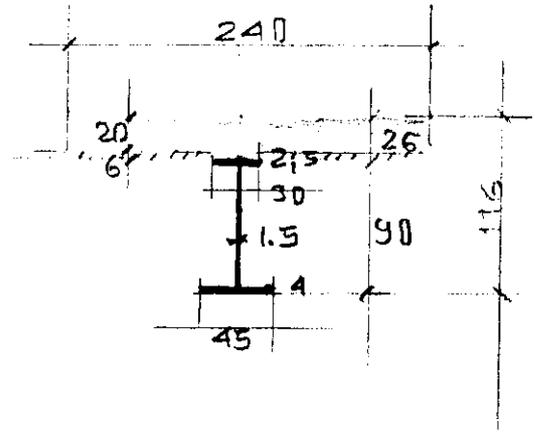
Sulla trave composta:

- 2) effetti da distorsioni
- 3) sovraccarico permanente

2), 3), 3) sovracc. accident.

7) effetti dovuti al ritiro

\*) - - - alla viscosita'



■ Soletta in calcestr.

AC= 5016 cm<sup>2</sup>  
 YC= 105.44737 cm  
 JC= 194684.11 cm<sup>4</sup>

■ Trave metallica

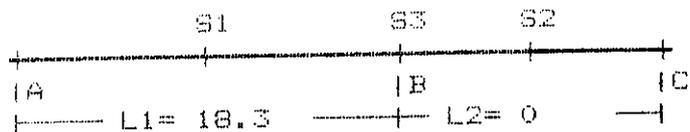
AA= 380.25 cm<sup>2</sup>  
 YA= 33.521203 cm  
 JA= 499394.26 cm<sup>4</sup>

Coeff. di omogeneizzazione N= 5.83

Caratteristiche statico geometriche  
 della sezione composta

AT= 1240.1357 cm<sup>2</sup>  
 YT= 83.393391 cm  
 JT= 1896769.3 cm<sup>4</sup>

Momento statico SC= 18963.9 cm<sup>3</sup>



01,02,03 => 2575 1050 6600 Kg/m

QT= 10225

### ■ QUADRO DELLE SOLLECITAZIONI

CN	(Kg m kg)							
	M1	M3	M2	RA	B1	RB	B2	RC
1	107792	0	0	23561	23561	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0
3	43954	0	0	9607	9607	0	0	0
4	276284	0	0	60390	60390	0	0	0
7	47789	0	0	0	0	0	0	0

### ■ QUADRO DELLE TENSIONI NORMALI

Condiz.	(Kg/cm <sup>2</sup> )						
	1^	2^	3^	4^	5^	6^	7^
1							
Scs	0	0	-13	-82	0	0	-1
Sci	0	0	-3	-17	0	0	10
Sas	-1220	0	-16	-97	0	0	-192
Sai	723	0	193	1214	0	0	35

$$\sigma_s = 723 + 193 + 1214 = 2130 \text{ Kg/cm}^2 < 2400$$

REAZIONI APPOGGI

( Kg )

Reaz.	max	min
RA	93559	33168

TENSIONI TANGENZIALI E SCORRIMENTI

A) Tensione tang. anima:  $T_1 = 746 \text{ Kg/cm}^2$

Scorrimento Tr-Sol.  $S_1 = 699 \text{ Kg/cm}$   
nel calcestruzzo  $C_1 = 23.3 \text{ Kg/cm}^2$

Valutazione frecce e momenti in campata

---

SCHEMA STATICO



$$L \text{ (m)} = 18.3$$

$$A1, A2 \Rightarrow 0 \quad 18.3$$

$$\downarrow\downarrow\downarrow/\uparrow\uparrow Q \text{ (Kg/m)} \quad 2575$$

1<sup>a</sup> FASE

TABELLA IN ELABORAZIONE

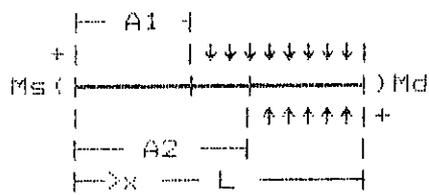
---

X (m)	Mx (Kgm)	fy (mm)
0	0	0
1.83	38805	11.255
3.66	68987	21.295
5.49	90545	29.154
7.32	103481	34.146
9.15	107792	35.855
10.98	103481	34.146
12.81	90545	29.154
14.64	68987	21.295
16.47	38805	11.255
18.3	0	0

controfrecce 50 mm

Valutazione frecce e momenti in campata

SCHEMA STATICO



L (m) = 18.3  
A1, A2 => 0                      18.3

↓↓↓/↑↑ q (Kg/m) 6600

ESERCIZIO

TABELLA IN ELABORAZIONE

X (m)	Mx (Kgm)	fy (mm)
0	0	0
1.83	99462	7.595
3.66	176821	14.37
5.49	232078	19.674
7.32	265232	23.042
9.15	276284	24.196
10.98	265232	23.042
12.81	232078	19.674
14.64	176821	14.37
16.47	99462	7.595
18.3	0	0

$\approx 1/756 L < 1/500 L$

Rotazione sez. estremità

$\theta = q_3 \cdot l^3 / 24 \cdot E \cdot J = 66 \cdot 1830^3 / 24 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 1.89 \cdot 10^6 \approx 0.0042 \text{ rad} < 0.008$

. 4 delle Norme

Dai rilevamenti in corso d'opera, le luci delle due campate di estremità sono risultate lievemente diverse. Vengono pertanto calcolate sollecitazioni e deformaz.

12



Q1, Q2, Q3 => 2575 1050 6600 Kg/m

Q1 = 10225

■ QUADRO DELLE SOLLECITAZIONI

		(Kgm kg)							
CN	M1	M3	M2	RA	B1	RB	B2	RC	
1	122079	0	0	25074	25074	0	0	0	
2	0	0	0	0	0	0	0	0	
3	49779	0	0	10224	10224	0	0	0	
4	312902	0	0	64267	64267	0	0	0	
7	47789	0	0	0	0	0	0	0	

■ QUADRO DELLE TENSIONI NORMALI

		(Kg/cm2)						
Condiz.	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	
Scs	0	0	-15	-93	0	0	-1	
Sci	0	0	-3	-19	0	0	10	
Sas	-1381	0	-18	-109	0	0	-192	
Sai	819	0	218	1375	0	0	35	

REAZIONI APPOGGI

( Kg )

Reaz.	max	min
RA	99565	35298

TENSIONI TANGENZIALI E SCORRIMENTIA) Tensione tang. anima:  $T_1 = 794 \text{ Kg/cm}^2$ 

---

Scorrimento Tr-Sol.  $S_1 = 744 \text{ Kg/cm}$   
nel calcestruzzo  $C_1 = 24.8 \text{ Kg/cm}^2$

Valutazione frecce e momenti in campata

---

SCHEMA STATICO



$$L \text{ (m)} = 19.475$$

$$A1, A2 \Rightarrow 0 \quad 19.475$$

$$\downarrow\downarrow\downarrow/\uparrow\uparrow\uparrow Q \text{ (Kg/m)} = 2575$$

1<sup>a</sup> FASE

TABELLA IN ELABORAZIONE

---

X (m)	Mx (Kgm)	Fy (mm)
0	0	0
1.94	43948	14.437
3.89	78130	27.314
5.84	102546	37.395
7.79	117196	43.797
9.73	122079	45.989
11.68	117196	43.797
13.63	102546	37.395
15.58	78130	27.314
17.52	43948	14.437
19.47	0	0

contro freccia

v

Valutazione frecce e momenti in campata

SCHEMA STATICO

L (m) = 19.475  
 A1, A2 => 0 19.475

↓↓↓/↑↑↑ q (Kg/m) 6500

ESERCIZIOTABELLA IN ELABORAZIONE

X (m)	Mx (Kg·m)	fy (mm)
0	0	0
1.94	112644	9.742
3.89	200257	18.432
5.84	262838	25.235
7.79	300386	29.555
9.73	312902	31.035
11.68	300386	29.555
13.63	262838	25.235
15.58	200257	18.432
17.52	112644	9.742
19.47	0	0

$$\approx \frac{1}{627} L < L/500$$

Verifica allo svergolamento

Stabilità dell'ala compressa nella fase di getto

15

1<sup>a</sup>)  $\sigma_E = \pi^2 E / \lambda^2$

$$\lambda = l_0 \sqrt{I_2} / b = 460 \cdot \sqrt{I_2} / 30 = 53$$

$$\sigma_E = \pi^2 \cdot 2.1 \cdot 10^6 / 53^2 = 7375 > \sigma_{snerv.}$$

2<sup>a</sup>) CNR 10011 - 7.3

$$\frac{h l_0}{b t} = \frac{90 \cdot 460}{30 \cdot 2.5} = 552 \Rightarrow w_1 = 1.6$$

$$\bar{\sigma} = 2400 / (1.4 \times 1.6) = 1071 > 0.75 \sigma = 0.75 \times 1220 = 915$$

3<sup>a</sup>) metodo w

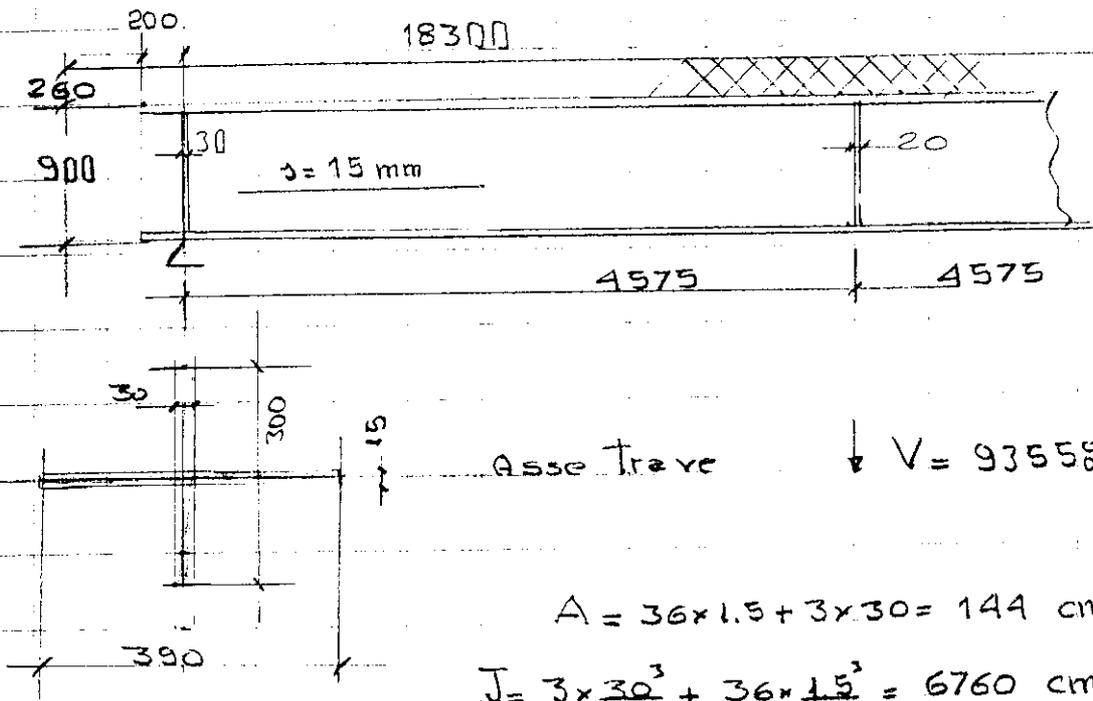
$$\lambda \approx 53$$

$$w = 1.39 \quad (\text{TAB. 7-IV c})$$

$$\sigma_{am} = 2400 / 1.39 = 1726 > 1220 \text{ Kg/cm}^2$$

## Verifica costola appoggio

17



Asse Trave  $\downarrow V = 93558 \text{ Kg}$

$$A = 36 \times 1.5 + 3 \times 30 = 144 \text{ cm}^2$$

$$J = 3 \times \frac{30^3}{12} + 36 \times \frac{1.5^3}{12} = 6760 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{J/A} = \sqrt{6760/144} = 6.85 \text{ cm}$$

$$l_0 = 90 \rightarrow \lambda = l_0/i = 13.1 \Rightarrow w \approx 1$$

$$\tau = 93558/144 \approx 650 \text{ Kg/cm}^2$$

## Verifica imbozzamento anima (1° pannello)

tensione tangenziale critica (TIMOSHENKO)

$$\tau_{crit} = \left(11000 + \frac{7500}{\alpha^2}\right) \left(\frac{\Delta}{h}\right)^2 \quad (\text{t/cm}^2)$$

$$\tau_{crit} = \left(11000 + \frac{7500}{(5.08)^2}\right) \left(\frac{1.5}{90}\right)^2 = 3.13 \text{ t/cm}^2$$

$$a = 457.5 \text{ cm}$$

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

$$d = a/h = 5.08$$

$$\Delta = 1.5 \text{ cm}$$

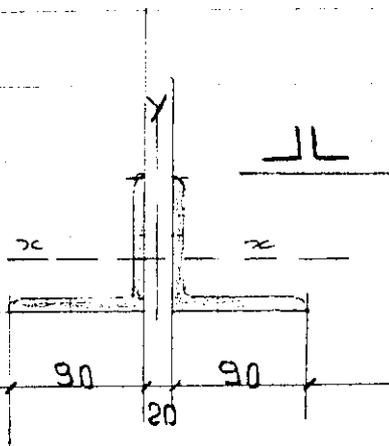
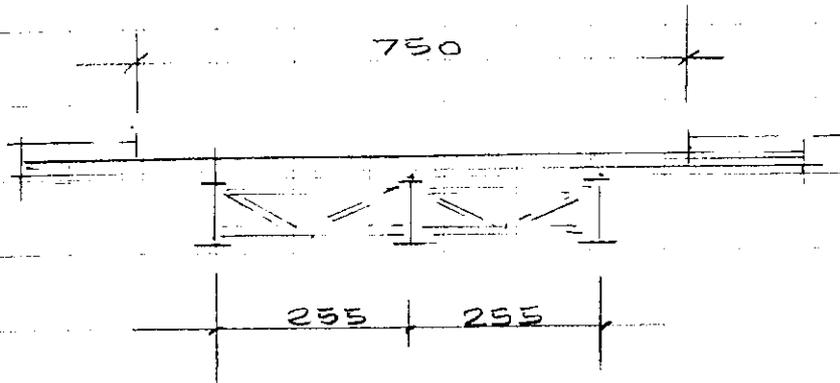
Tensione tangenziale di calcolo:

$$\tau = 747 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_i = 3130/747 \approx 4.2 \quad (\text{coeff. sicurezza all'imbozz.})$$

# DIAFRAMMI

18



JL 90x90

$$A = 31 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 2.74 \text{ cm}$$

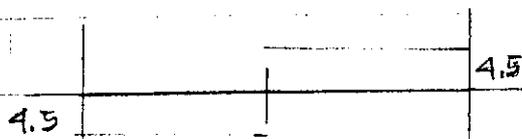
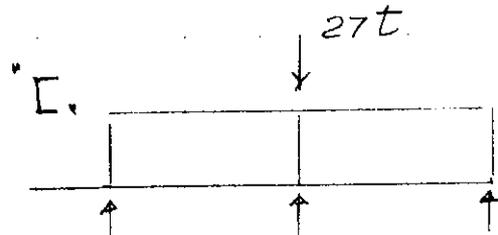
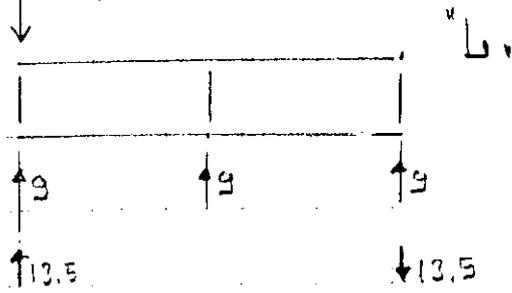
$$i_y = 4.47 \text{ cm}$$

$$\underline{\text{Interasse } 1830/A = 457.5 \text{ cm}}$$

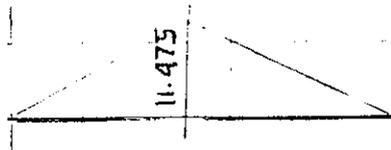
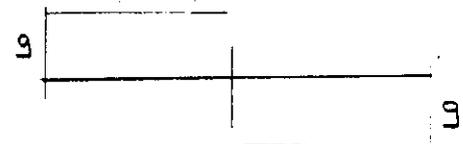
Si assumono gli schemi :

19

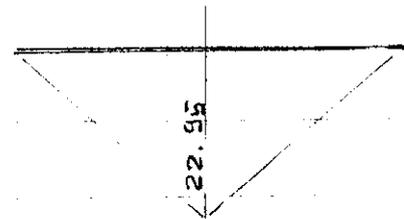
$6 \text{ t/m} \times 4.575 \approx 27 \text{ t}$



$T_{II} (t)$

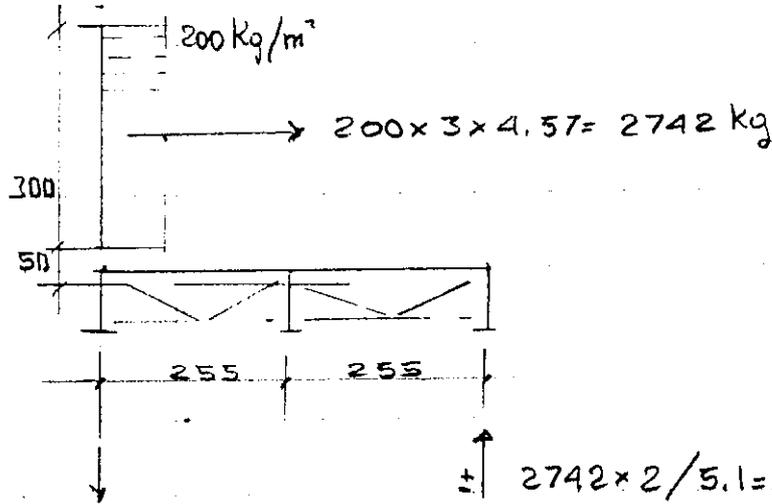


$M_{II} (t \cdot m)$



Vento

"V<sub>v</sub>"



$\pm 2742 \times 2 / 5.1 = \pm 1075 \text{ Kg}$

$M_v = 1075 \cdot 2.55 = 2741 \text{ Kg} \cdot m$

## Corrente superiore

28

SCHEMI L+V

$$S = M/z = (11.475 + 2.741) / 0.65 = 21.87 \text{ t}$$

$$\sigma = 21870 / 31 = 705 \text{ Kg/cm}^2$$

## Diagonale

SCHEMI E+V

$$T = 9000 + 1075 = 10.075 \text{ Kg} \quad S = \pm 10.075 \times \frac{143}{65} = \pm 22165 \text{ Kg}$$

$$l_0 = 143 \quad \lambda = l_0/i = 143/2.74 = 52$$

$$\text{CNR-UNI 10011 - TAB 7-IVe} \quad W = 1.37$$

$$\sigma = - 1.37 \cdot 22165 / 31 = 979 \text{ Kg/cm}^2$$

2 bulloni  $\phi 20$

## Corrente inferiore

Compressione

$$- 21870 \text{ Kg}$$

$$l_0 = 127 \quad i = 2.74 \quad \lambda = 46 \Rightarrow W = 1.28$$

$$l_0 = 255 \quad i = 4.47 \quad \lambda = 57 \Rightarrow W = 1.46$$

$$\sigma = - 1.46 \cdot 21870 / 31 = 1030 \text{ Kg/cm}^2$$

Trazione

SCHEMI E+V

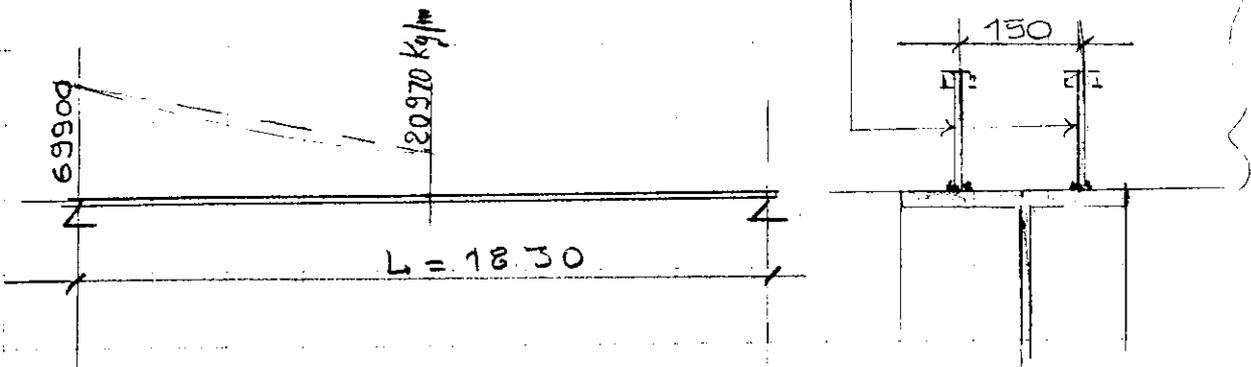
$$S = M/z = (22.95 + 2.741) / 0.65 = 39524 \text{ Kg}$$

$$\sigma = S/A = 39524 / 31 = 1275 \text{ Kg/cm}^2 \ll \sigma_{am}$$

3 bulloni  $\phi 24$

## CONNETTORI

Pioli Nelson  $\phi 19 - 175$



Scorrimento su  $L/2$

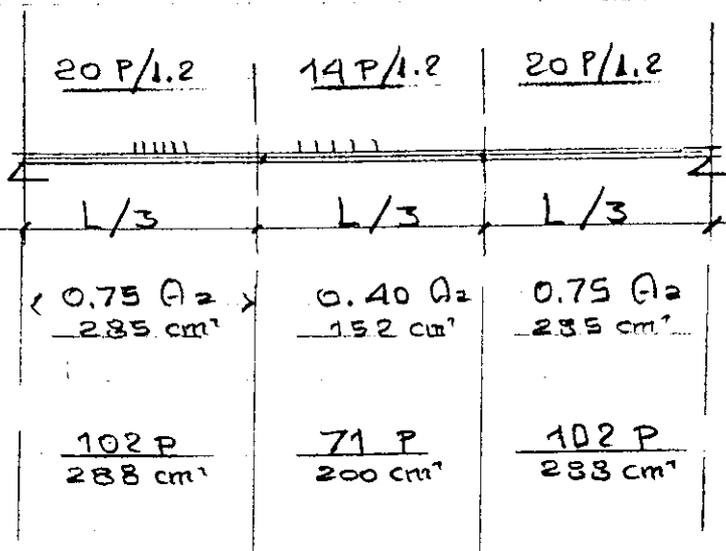
$$S_c \approx (69900 + 20970) \cdot 18.30 / 4 \approx 415000 \text{ Kg}$$

Su mezza Trave (ved. schema soletta)

$$n_p = \frac{20}{1.2} \cdot 6.10 + \frac{14}{1.2} \cdot 3.05 = 137 \text{ pioli}$$

$$S_{\text{piolo}} = 415000 / 137 \approx 3000 \text{ Kg / piolo}$$

Praticamente, riferendosi alla sez. della Trave metallica  $A_2 = 380.25 \text{ cm}^2$ , si dispongono i connettori secondo lo schema:

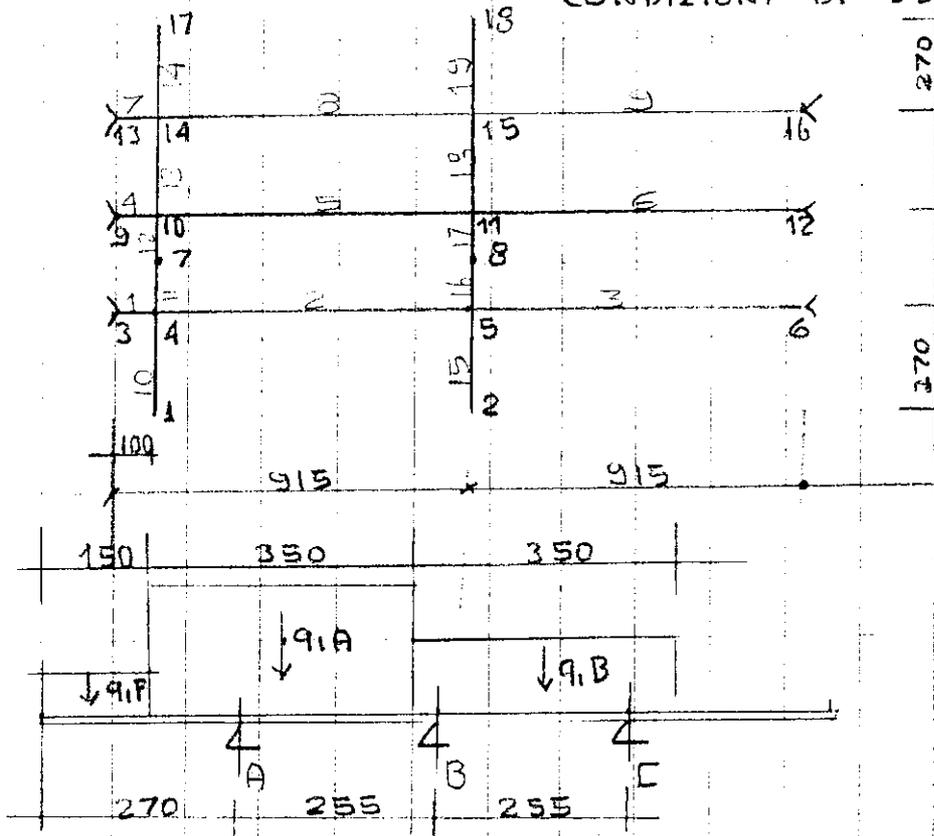


SEZ.  $\phi 19 \Rightarrow 2.83 \text{ cm}^2$

# STUDIO DELL'INSIEME COME GRIGLIATO PIANO

CONDIZIONI DI ESERCIZIO

22



## TRAVI

$$J_F = 0.0194 \text{ m}^4$$

$$J_T = 0.00001 \text{ m}^4$$

## Traversi

$$J_F = 0.0003 \text{ m}^4$$

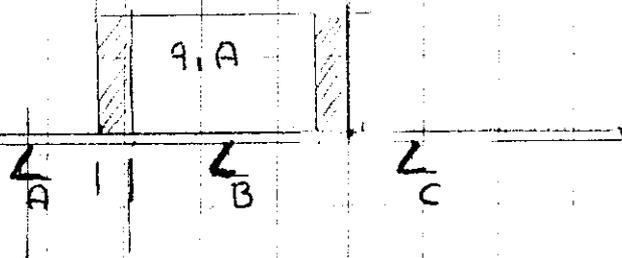
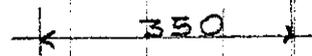
$$J_T = 0.000001 \text{ m}^4$$

$$\downarrow A = (0.6 + 5.73 \times 2.475 / 3.50) \times 1.33 = 6.19 \text{ t/m}$$

$$\downarrow B = (5.73 \times 1.025 / 3.5 + 2.19 \times 1.525 / 3.5) \times 1.33 = 3.50 \text{ ..}$$

$$\downarrow C = (2.19 \times 1.975 / 3.50) \times 1.33 = 1.64 \text{ ..}$$

$$\underline{CR = 1}$$



$$\downarrow A = (5.73 \times 0.475 / 3.5) \times 1.33 = 1.034 \text{ t/m}$$

$$\downarrow B = (5.73 \times 2.55 / 3.5) \times 1.33 = 5.551 \text{ ..}$$

$$\downarrow C = 1.034 \text{ ..}$$

$$\underline{CR = 2}$$

## ◆◆◆ RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

Condizione di carico CR= 3

ROTAZIONI (rad) -- SPOSTAMENTI (cm)

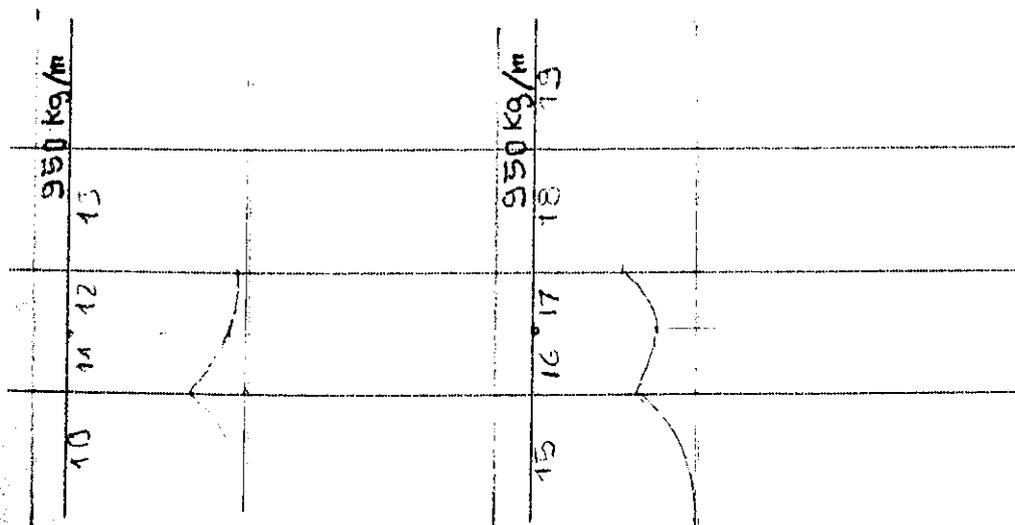
nodo	roX	roY	↓sZ
1	.11187597E-03	.22797712E-03	0.050176765
2	.1943851E-03	-.90194814E-05	0.17688512
3	.62408107E-04	.23565145E-03	0
4	.62408107E-04	.22797712E-03	0.023309334
5	.14491723E-03	-.90194814E-05	0.12774023
6	.14491723E-03	-.20490047E-03	0
7	.16965759E-04	.20207069E-03	0.018717854
8	.78866948E-04	-.47134907E-05	0.11350385
9	-.84696694E-11	.17851003E-03	0
10	-.84696694E-11	.17616427E-03	0.017772811
11	-.54569682E-10	-.40750001E-06	0.10817387
12	-.54910743E-10	-.17713046E-03	0
13	-.62408126E-04	.2356515E-03	0
14	-.62408126E-04	.22797717E-03	0.023309339
15	-.14491734E-03	-.90194817E-05	0.12774026
16	-.14491734E-03	-.20490052E-03	0
17	-.11187599E-03	.22797717E-03	0.050176775
18	-.1943852E-03	-.90194816E-05	0.17688518


## ◆ SOLLECITAZIONI ESTREMITA' TRAVI - M(Kgm) T(Kg)

Condizione di carico CR= 3

Trave	Mfs	Mts	↑Rs	Mfd	Mtd	↑Rd
1	0	0	6253	-6254	0	-6254
2	6251	-1	1373	-17443	0	-1374
3	17443	-1	-1907	0	-1	1906
4	-1	0	1911	-1912	0	-1912
5	1915	0	1696	-15738	-1	-1697
6	15737	-1	-1720	-1	-1	1719
7	-1	0	6253	-6254	0	-6254
8	6251	0	1373	-17443	-1	-1374
9	17443	-1	-1907	-1	-1	1906
10	0	0	-1	3462	0	2564
11	-3464	1	2314	1284	-2	-1104
12	-1285	1	1103	649	-2	107
13	-650	-2	107	3463	1	2314
14	-3463	0	2564	-1	0	-1
15	0	-1	-1	3462	-1	2564
16	-3462	-1	714	3322	0	496
17	-3323	-1	-497	4728	0	1707
18	-4729	0	1707	3461	-1	714
19	-3463	-1	2564	-1	-1	-1

## — SCHEMA MOMENTI



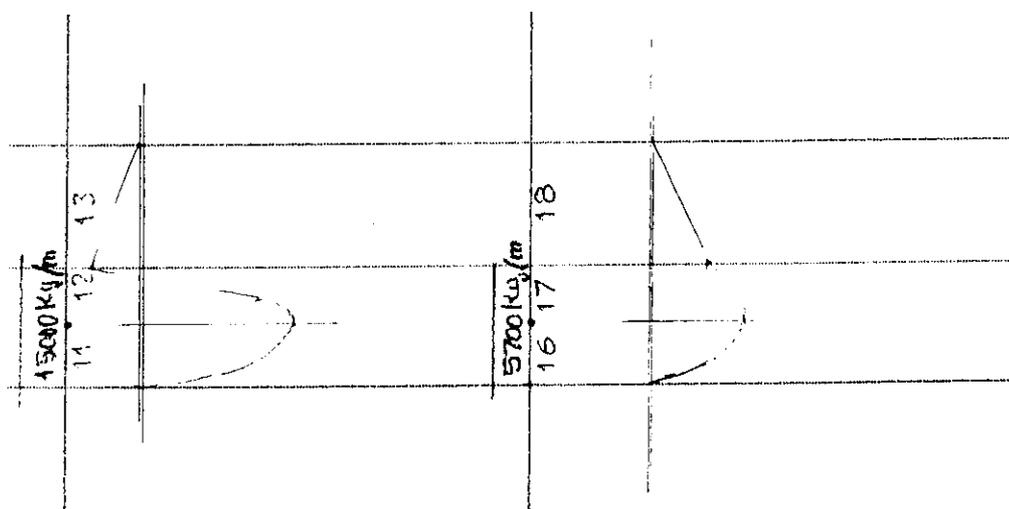
\* Tempo di elaborazione 001311 min,sec

◆ SOLLECITAZIONI ESTREMITA' TRAVI - M(Kgm) T(Kg)

Condizione di carico CR= 4

Trave	Mfs	Mts	↑Rs	Mfd	Mtd	↑Rd
10	-1	0	-1	-1	0	-1
11	-7	7	17916	-10646	-8	1208
12	10645	7	-1209	3086	-8	20333
13	-3093	14	1215	-8	-15	-1216
14	0	0	-1	0	0	0
15	0	-1	-1	0	-1	-1
16	6	0	8950	-6786	-1	-1684
17	6785	0	1683	-4299	-1	5584
18	4303	-2	-1691	7	1	1690
19	0	0	-1	0	0	0

— SCHEMA MOMENTI



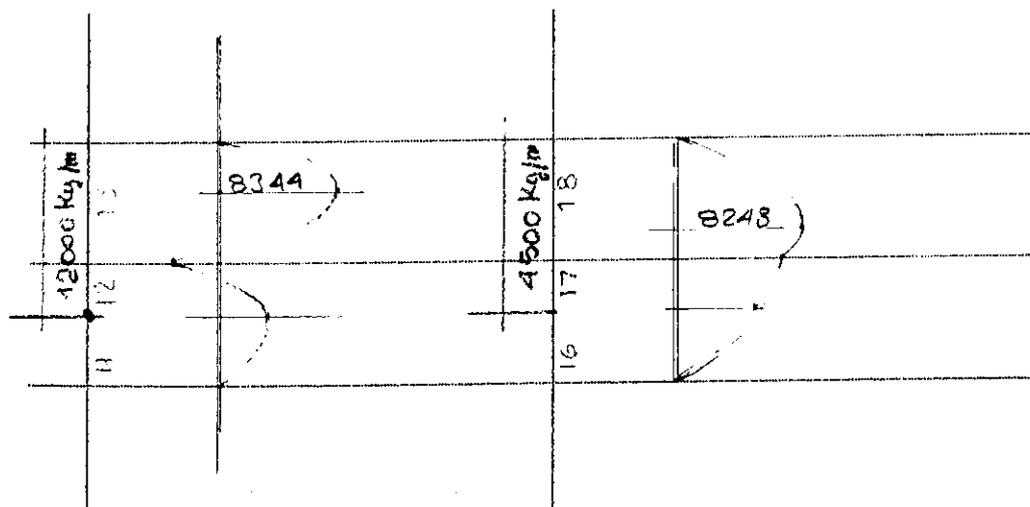
\* Tempo di elaborazione 001311 min,sec

◆ SOLLECITAZIONI ESTREMITA' TRAVI - M(Kgm) T(Kg)

Condizione di carico CR= 5

Trave	Mfs	Mts	↑Rs	Mfd	Mtd	↑Rd
10	-1	0	0	-1	0	-1
11	4	-13	2673	-3414	12	-2674
12	3413	-13	2673	2932	12	12626
13	-2930	-2	16447	2	1	14152
14	0	0	-1	0	0	-1
15	-1	-1	0	-1	-1	-1
16	-5	1	4336	-5525	-2	-4337
17	5524	1	4336	-7396	-2	1400
18	7392	-2	2839	-3	1	8635
19	-1	-1	-1	-1	-1	-1

— SCHEMA MOMENTI



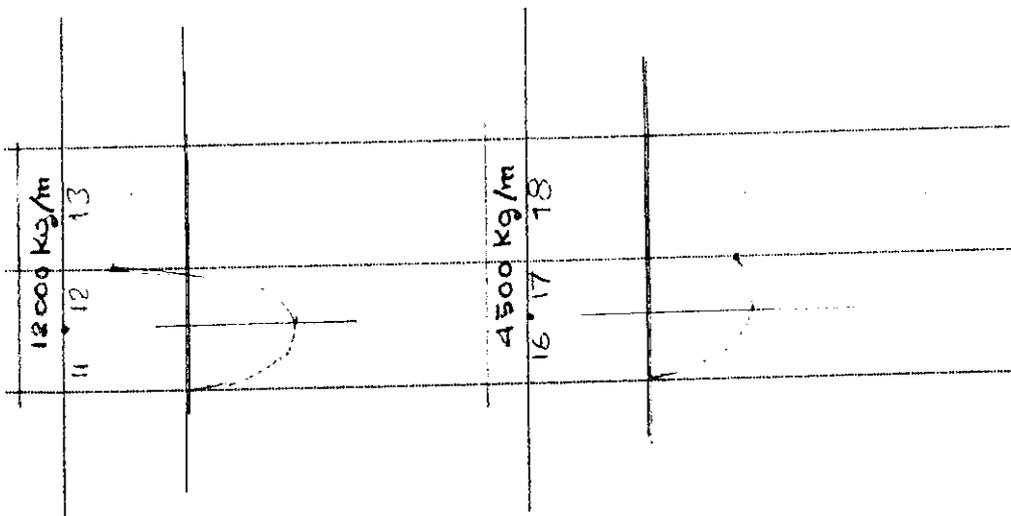
\* Tempo di elaborazione 001311 min,sec

\* SOLLECITAZIONI ESTREMITA' TRAVI - M(Kgm) T(Kg)

Condizione di carico CR= 6

Trave	Mfs	Mts	TRs	Mfd	Mtd	TRd
10	-1	0	-1	-1	0	-1
11	0	-6	13355	-7276	5	1944
12	7275	-6	-1945	4957	5	17244
13	-4958	5	17244	-1	-6	13355
14	0	0	-1	0	0	-1
15	-1	-1	-1	-1	-1	-1
16	-1	1	8415	-7072	-2	-2679
17	7071	1	2678	-6829	-2	3059
18	6828	-2	3059	0	1	8415
19	0	-1	-1	0	-1	-1

— SCHEMA MOMENTI



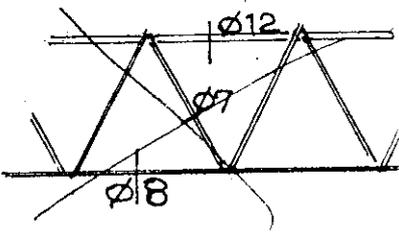
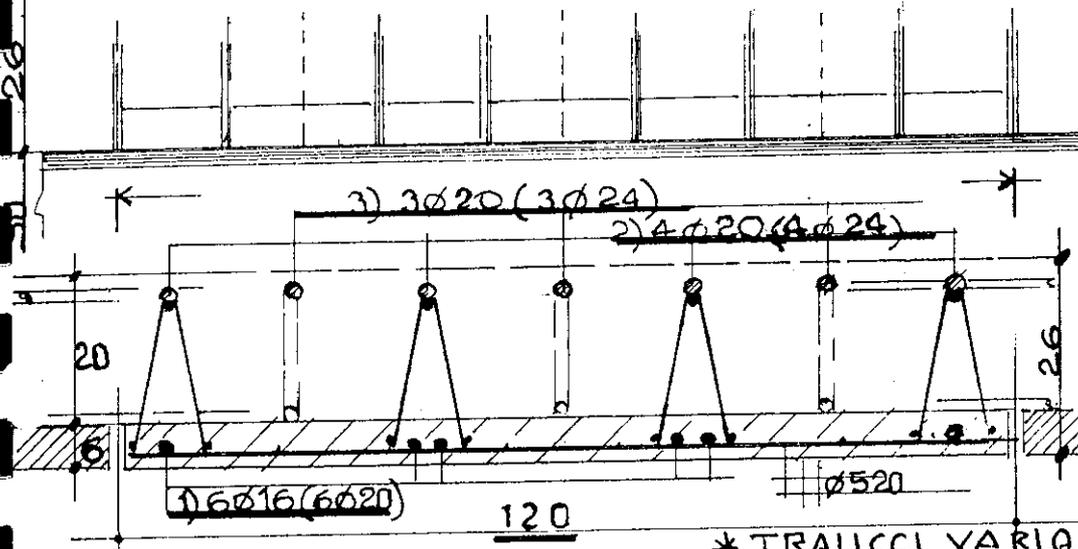
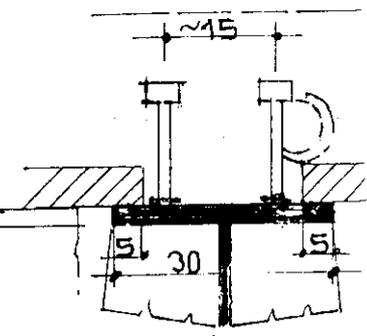
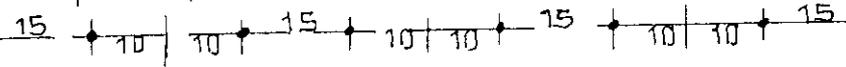
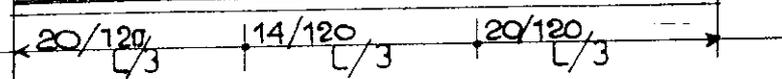
\* Tempo di elaborazione 001311 min,sec

DISPOSIZIONE PIOLI  $\phi 19$

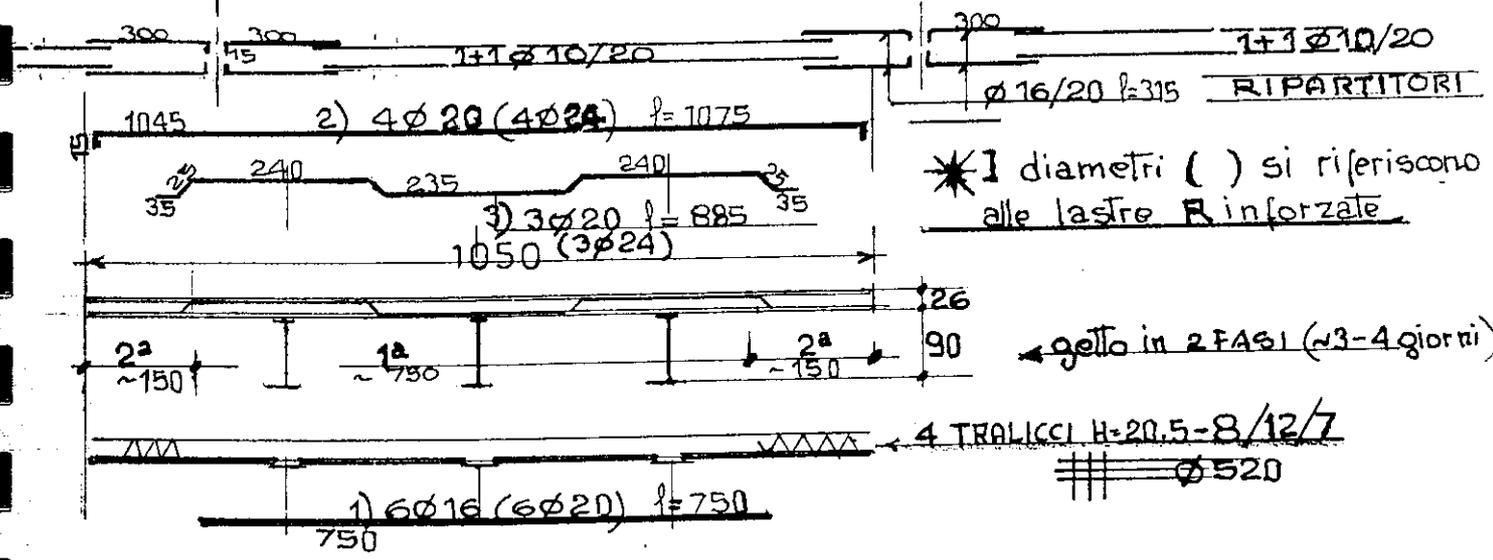
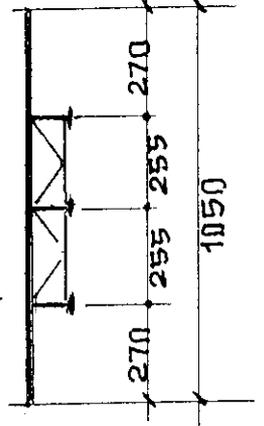
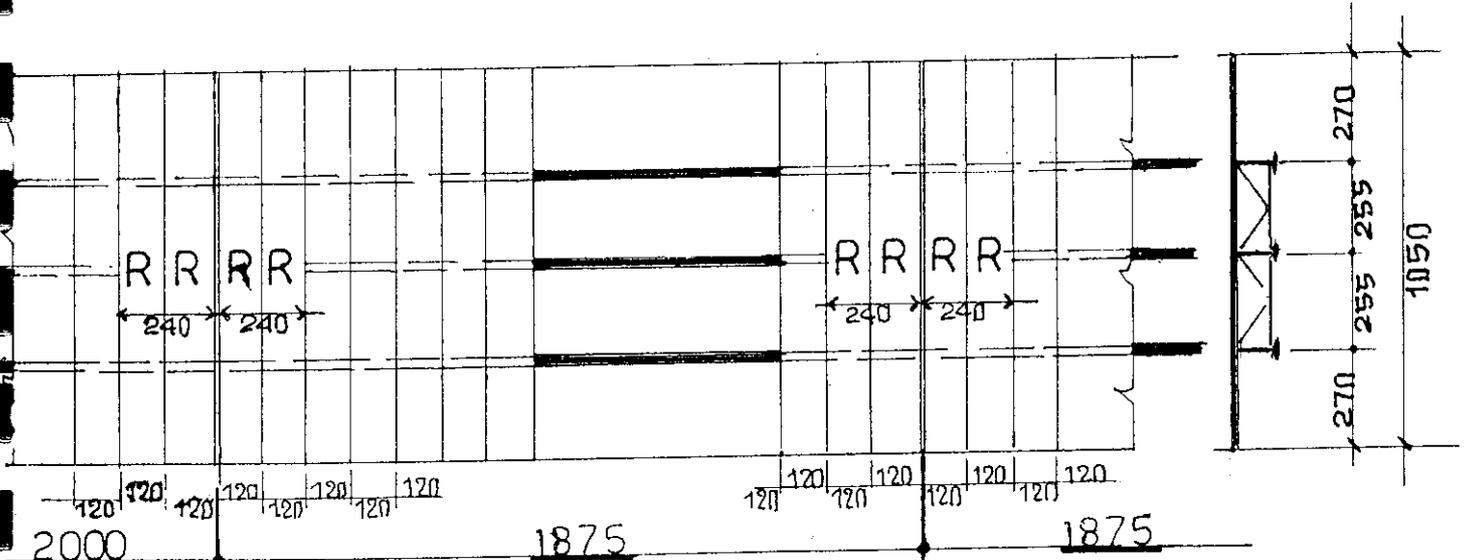
SOLETTA

S = 26 cm

Rck 400 Fo B44k



\* TRALICCI VARIATI -> VED. AVANTI



\* I diametri ( ) si riferiscono alle lastre R rinforzate.

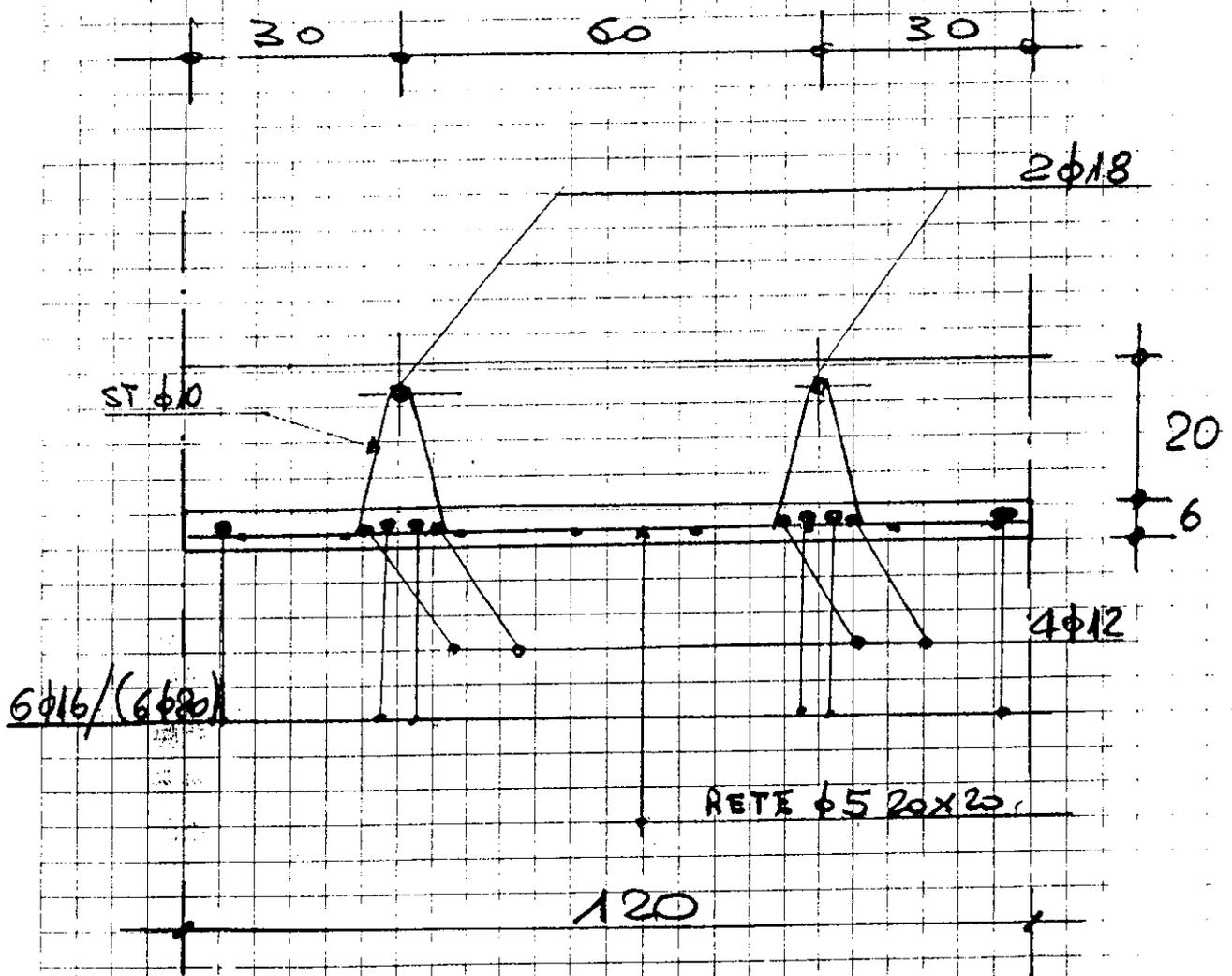
getto in 2 FASI (~3-4 giorni)

39

→ comunicazione del 6-9-90

TRALICCI CHE SI INTENDONO UTILIZZARE

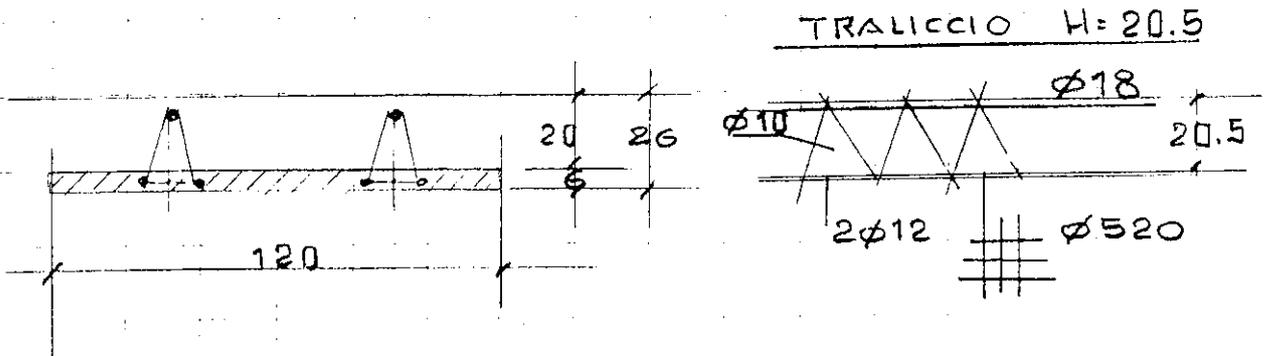
H = 20.5    2 $\phi$ 12 - 1 $\phi$ 18 -  $\phi$ 10.



# SOLETTA IMPALCATO

40

PREDALLES - (fornitura esecutiva. Sett. 90)



Peso Lastra prefabbricata 1.20x10.50

$$\text{soletta } 1.20 \times 0.06 \times 10.50 \times 2400 = 1815 \text{ Kg}$$

$$\text{traffici } \sim 2 \times 7 \times 10.50 = 147 \text{ .}$$

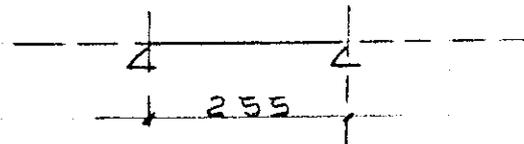
$$\text{rete di connessione } (\phi 520) 1.6 \cdot 1.2 \cdot 10.5 = 20$$

$$\underline{\underline{1982 \text{ Kg}}}$$

## FASE DI GETTO

$$q = 1.20 \times 0.26 \times 2500 \times 1.15 \approx 900 \text{ Kg/m}$$

campata



$$M_0 = 2.55^2 / 8 \cdot 900 = 731 \text{ Kg m} \quad S_c = 731 / 0.20 = 3655 \text{ Kg}$$

corrente superiore  $\phi 18$

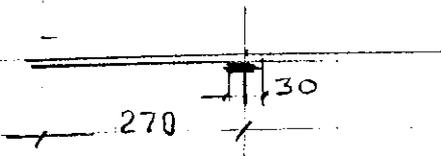
$$\lambda = l_0 / i = 20 / 0.45 \approx 45$$

(UNI 10011 prospetto 7-IVa)  $w = 1.13$

$$\nabla = 1.13 \times 3655 / 2.254 = 813 \ll \nabla_{am} = 2600$$

## Sbalzo

41



$$M_f = 2.55^2 / 2 \times 900 = 2926 \text{ Kg m}$$

$$S_c = 14630 \text{ Kg} \Rightarrow \sigma = \frac{14630}{2 \cdot 2.544} \approx 2874 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = 900 \cdot 2.55 = 2295 \text{ Kg}$$

$$\text{Diagonali } \phi 10 \quad \lambda = f_0 / l = 23 / 0.25 = 92 \Rightarrow w = 1.88$$

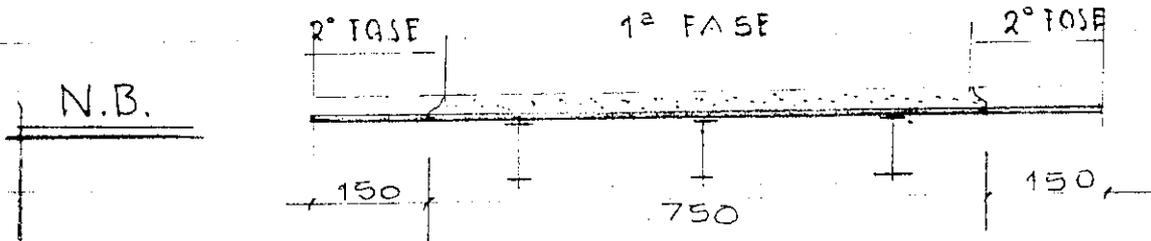
$$S_d = 23 / 20 \times 2295 = 2639 \text{ Kg}$$

$$\sigma = 1.88 \cdot 2295 / 4.0785 = 1374 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{am}$$

## Freccia

$$J_c = 2400 \text{ cm}^4$$

$$\eta = g l^4 / 8 \cdot E J = 9 \cdot 255^4 / 8 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 2400 \approx 0.9 \text{ cm}$$



## GETTI IN OPERA

Il getto in opera va eseguito in due fasi -  
Le fasce laterali vanno eseguite dopo presa  
della zona centrale (~ 3÷4 giorni)

## FASE DI ESERCIZIO

42

CONDIZIONE CR=3

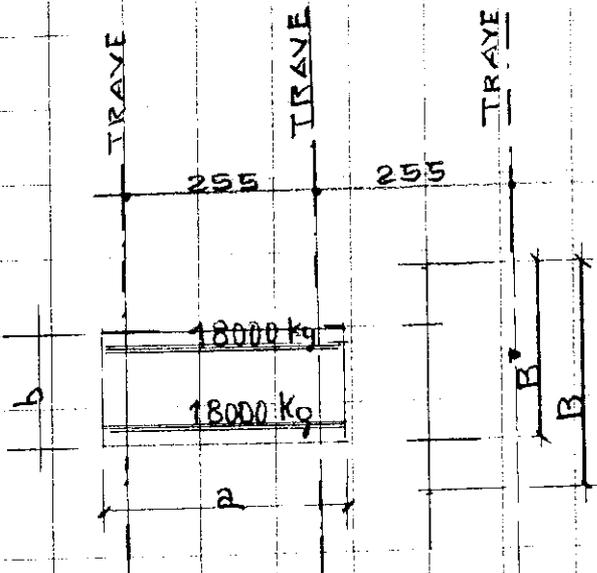
PESO SOLETTA  $0,26 \times 2500 = 650 \text{ Kg/m}^2$

manto usura  $300 \text{ "}$

950 Kg/m<sup>2</sup>

Riferimento calcolo graticcio

SCHEMA DI CARICO  $q_1 E$



$$a = 260 + 2 \times 12 + 26 = 310 \text{ cm}$$

$$b = 110 + 2 \times 12 + 26 = 160 \text{ cm}$$

In campata  $\varphi = 1.4$

$$B = 1.60 + 2.55/2 = 2.87 \text{ m}$$

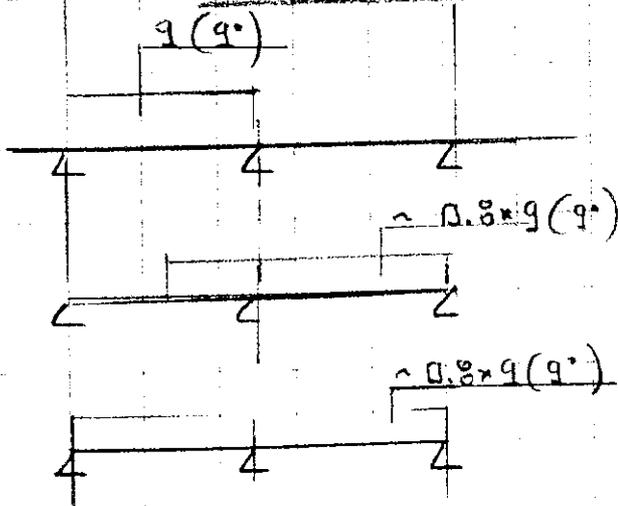
$$q' = \frac{2 \times 18000}{3.1 \cdot 2.87} \times 1.4 = 5664 \approx 5700 \text{ Kg/m}^2$$

In prossimità appoggi  $\varphi^* = 3$

$$B^* = 1.60 + 2.55/4 = 2.24 \text{ m}$$

$$q'' = \frac{2 \times 18000}{3.1 \cdot 2.24} \times 3 \approx 15000 \text{ Kg/m}^2$$

CONDIZIONI DI CARICO ACCIDENTALE



$$\underline{CR = 4} \quad \frac{5700 \text{ Kg/m}^2 (15000)}{q \quad q^*}$$

$$\underline{CR = 5} \quad \frac{4500 \text{ vv} (12000)}{q \quad q^*}$$

$$\underline{CR = 6} \quad \frac{4500 \text{ vv} (12000)}{q \quad q^*}$$





Gli appoggi sono stati unificati per quanto concerne pressione di contatto, dilatazione e rotazione.

Saranno costituiti da elementi in gomma rinforzati con le seguenti caratteristiche base:

Portata	100.000 Kg
Dimensioni (mm)	250 x 400 x 52
Escursione max	16 mm
Rotazione max	0.01 rad

Confronto con le risultanze di progetto

a) Reazione max estremità trave

peso strutturale	23561 Kg
mento usura	9607 "
carichi mobili	<u>60390 "</u>
	93558 Kg < P <sub>am</sub>

b) Escursione longitudinale per  $\Delta t = 30^\circ C$

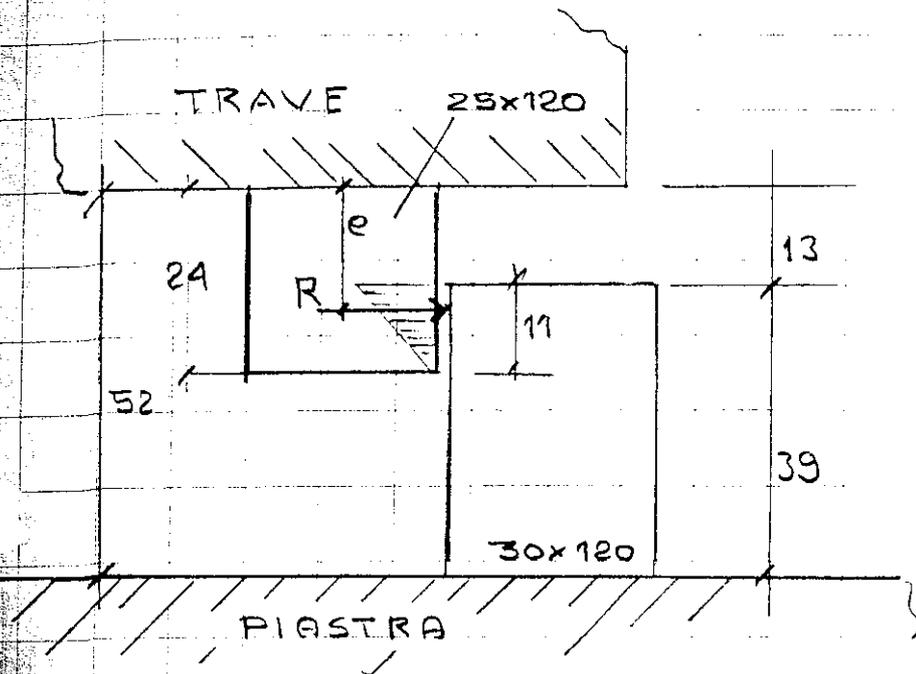
$$\Delta P = \alpha \cdot \Delta t \cdot l_T = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 30 \cdot 1875 = 0.56 \text{ cm} \approx 5.6 \text{ mm} < \Delta P_{\text{am}}$$

c) Rotazione Terminale  $\varphi = \frac{q l^3}{24 E J}$

$q = 2575 \text{ Kg/m}$	$J_A = 0.5 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$	$\varphi_g = 0.006 \text{ rad}$
$p = 1050 \text{ "}$	$J_T = 1.9 \cdot 10^6 \text{ "}$	$\varphi_p = 0.0007 \text{ "}$
$a = 6600 \text{ "}$	$J_T = 1.9 \cdot 10^6 \text{ "}$	$\varphi_a = 0.004 \text{ "}$
		<u><math>\varphi = 0.0107 \text{ rad}</math></u>

uguale alla caratteristica rotazionale dell'appoggio -

\* Lo schema generale di vincolo contempla l'adozione di ritegni metallici disposti nelle piastre di base e a riscontro all'intradosso delle travi. 47



$$M = R \cdot e = R \cdot 1.66 \text{ Kgcm}$$

$$T = R$$

$$\sigma = G \cdot M / W = G \cdot R \cdot 1.66 / 12.25^2 = 0.133 R$$

$$\tau = R \times 1.5 / 12.25 = 0.05 R$$

Tensione ideale:

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 0.1589 \cdot R \leq 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R \approx 15000 \text{ Kg (resistenza di un contrasto)}$$

valore ampiamente cautelativo -

Azione frenante :  $10\% \cdot 2.19 \cdot 18.75 = 4.10 \text{ t}$   
globale per impalcato

$$25\% \cdot q_{10} = 25\% \cdot 31000 = 7750 \text{ Kg}$$

Azione sismica orizz. globale per impalcato

$$\Delta H = C \cdot R \cdot I \cdot W = 0.07 \cdot 1 \cdot 1.4 \cdot 204 \approx 20 \text{ t}$$

STUDIO ING. ALESSI

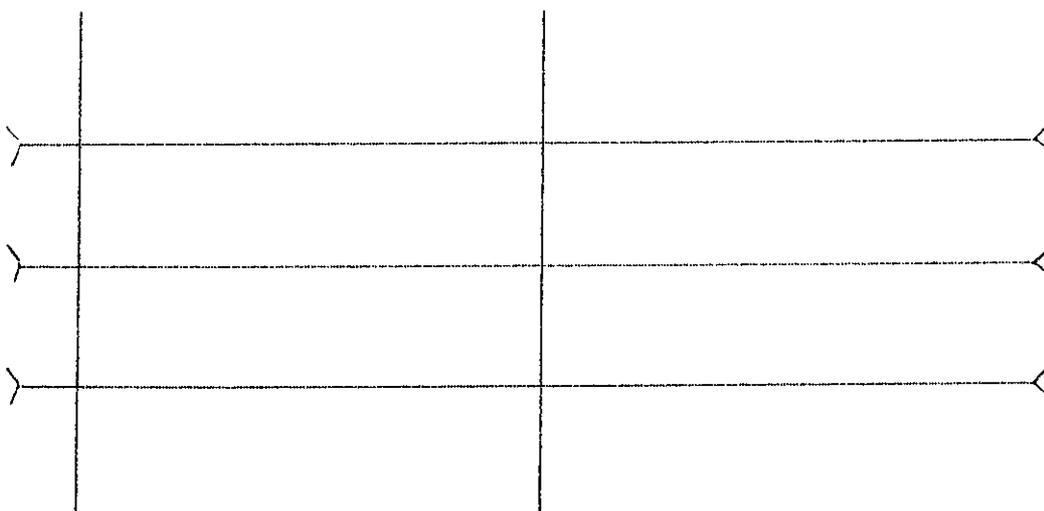
PRG. 708 - IMPALCATO -

RISOLUZIONE GRIGLIATO

La risoluzione della struttura viene svolta con il metodo delle deformazioni e l'utilizzo di computer SHARP MZ-80B

++ SCHEMA STATICO

RV= 18



Modulo elastico normale  $E=.21E+11$  (Kg/m<sup>2</sup>)  
Modulo elast. tangenz.  $G=.945E+10$  - -

Numero aste  $M=19$   
Numero nodi  $NN=18$   
\* supporti  $NS=6$

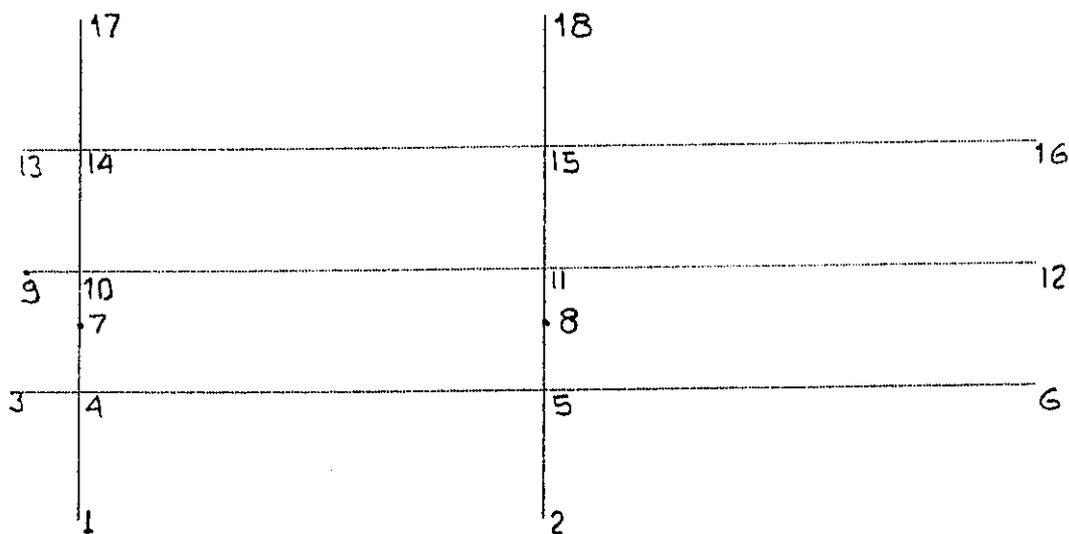
Gradi di liberta` della struttura  $N=48$

\* Larghezza semibanda  $HO=13$   
Dimensione vettore  $Ai:IM=546$

## \* COORDINATE NODI

Nodo	X(m)	Y(m)	vincolo
1	1	-2.7	
2	9.15	-2.7	
3	0	0	A
4	1	0	
5	9.15	0	
6	18.3	0	A
7	1	1.275	
8	9.15	1.275	
9	0	2.55	A
10	1	2.55	
11	9.15	2.55	
12	18.3	2.55	A
13	0	5.1	A
14	1	5.1	
15	9.15	5.1	
16	18.3	5.1	A
17	1	7.8	
18	9.15	7.8	

$\hat{y}$   
 $\uparrow$   
 $\rightarrow x$



TRAVE	L (m)	mom. JF (m4)	mom. JT (m4)
1	1	0.0194	.1E-04
2	8.15	0.0194	.1E-04
3	9.15	0.0194	.1E-04
4	1	0.0194	.1E-04
5	8.15	0.0194	.1E-04
6	9.15	0.0194	.1E-04
7	1	0.0194	.1E-04
8	8.15	0.0194	.1E-04
9	9.15	0.0194	.1E-04
10	2.7	.3E-02	.1E-04
11	1.27	.3E-02	.1E-04
12	1.27	.3E-02	.1E-04
13	2.55	.3E-02	.1E-04
14	2.7	.3E-02	.1E-04
15	2.7	.3E-02	.1E-04
16	1.27	.3E-02	.1E-04
17	1.27	.3E-02	.1E-04
18	2.55	.3E-02	.1E-04
19	2.7	.3E-02	.1E-04

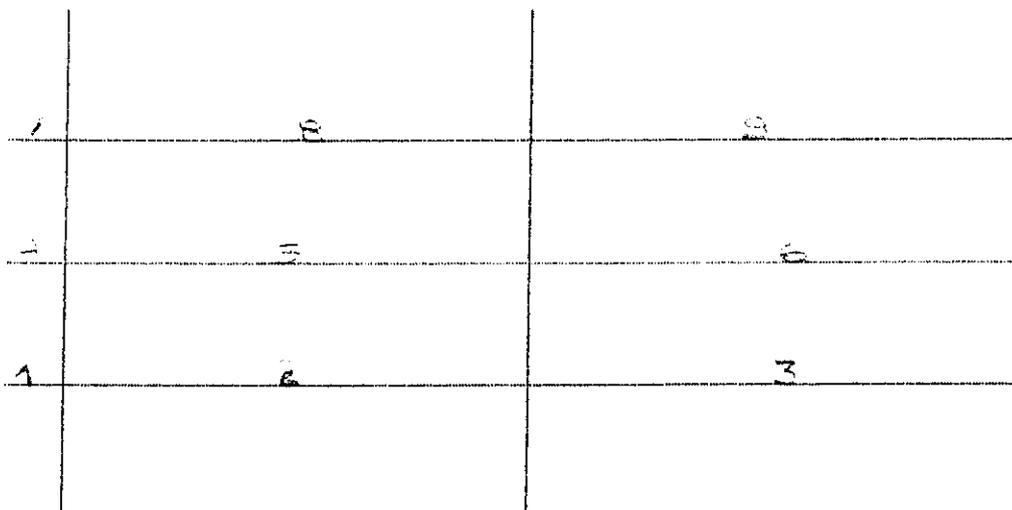
---

**CARICHI SULLE TRAVI**


---

Condiz. di carico CR=1

TRAVE	↓↓↓ Qu (Kg/m)
1	6190
2	6190
3	6190
4	3500
5	3500
6	3500
7	1640
8	1640
9	1640
10	0
11	0
12	0
13	0
14	0
15	0
16	0
17	0
18	0
19	0




---

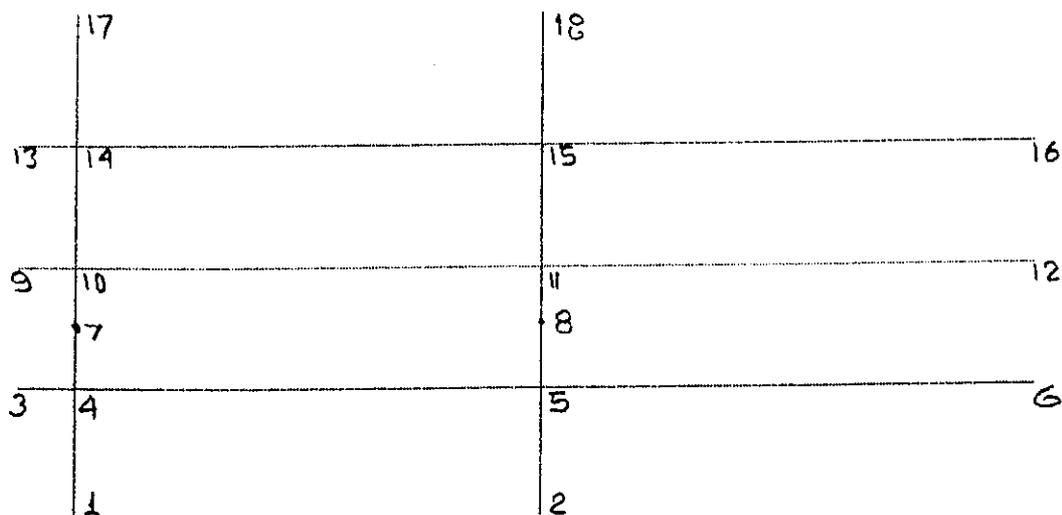
 \*\* I NODI NON SONO DIRETTAMENTE CARICATI

## \*\*\* RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

Condizione di carico CR= 1

ROTAZIONI (rad) - SPOSTAMENTI (cm)

nodo	roX	roY	↓sZ
1	.57365304E-03	.37362856E-02	0.53287609
2	.32666719E-02	.70337399E-06	3.0545322
3	.57365301E-03	.38020203E-02	0
4	.57365301E-03	.37362856E-02	0.37798977
5	.32666717E-02	.70337399E-06	2.1725308
6	.32666717E-02	-.38043665E-02	0
7	.56877922E-03	.30212975E-02	0.30506958
8	.32490705E-02	-.29132821E-06	1.7567648
9	.55542184E-03	.23466986E-02	0
10	.55542184E-03	.23063094E-02	0.23331162
11	.31950033E-02	-.12860299E-05	1.3455676
12	.31950033E-02	-.23423156E-02	0
13	.53780988E-03	.95279376E-03	0
14	.53780988E-03	.93631964E-03	0.094724648
15	.31227161E-02	.58270144E-06	0.54307909
16	.31227161E-02	-.95483078E-03	0
17	.53780991E-03	.93631964E-03	-0.050484025
18	.31227163E-02	.5827014E-06	-0.30005429

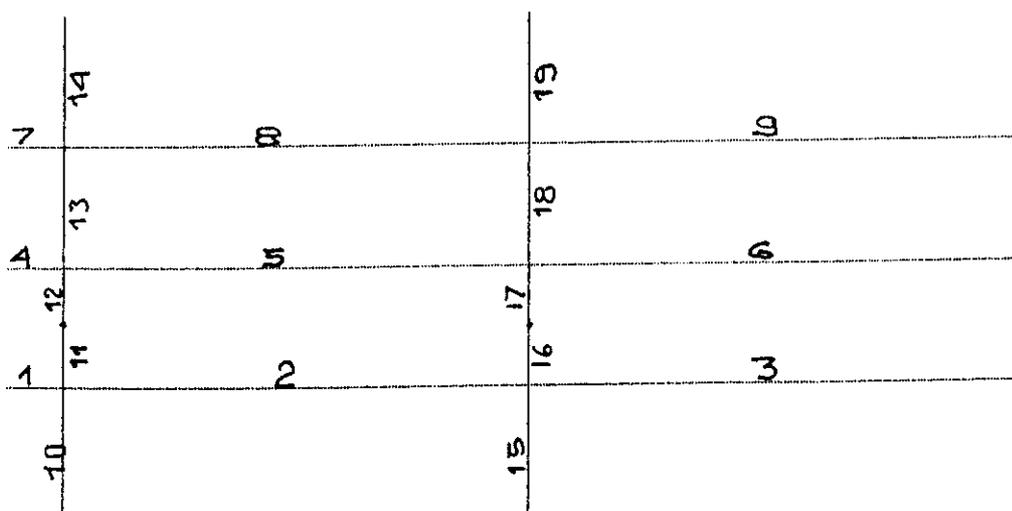


◆ SOLLECITAZIONI ESTREMITA' TRAVI - M(Kgm) T(Kg)

Condizione di carico CR= 1

Trave	Mfs	Mts	↑Rs	Mfd	Mtd	↑Rd
1	-1	0	55623	-52529	0	-49434
2	52475	-32	49762	-252465	31	685
3	252464	0	727	0	-1	55911
4	-1	0	34075	-32326	0	-30576
5	32327	-31	29882	-159629	30	-1358
6	159628	-1	-1434	0	-1	33458
7	-1	0	13969	-13150	0	-12330
8	13200	-30	12694	-62195	29	671
9	62194	0	705	0	-1	14300
10	0	0	-1	0	0	-1
11	-32	52	-329	450	-53	328
12	-451	52	-329	869	-53	328
13	-901	50	364	-30	-51	-365
14	0	0	-1	0	0	0
15	0	0	-1	0	0	-1
16	31	0	-1414	1770	-1	1413
17	-1771	0	-1414	3572	-1	1413
18	-3542	-1	1377	29	0	-1378
19	0	0	-1	0	0	0

— SCHEMA MOMENTI



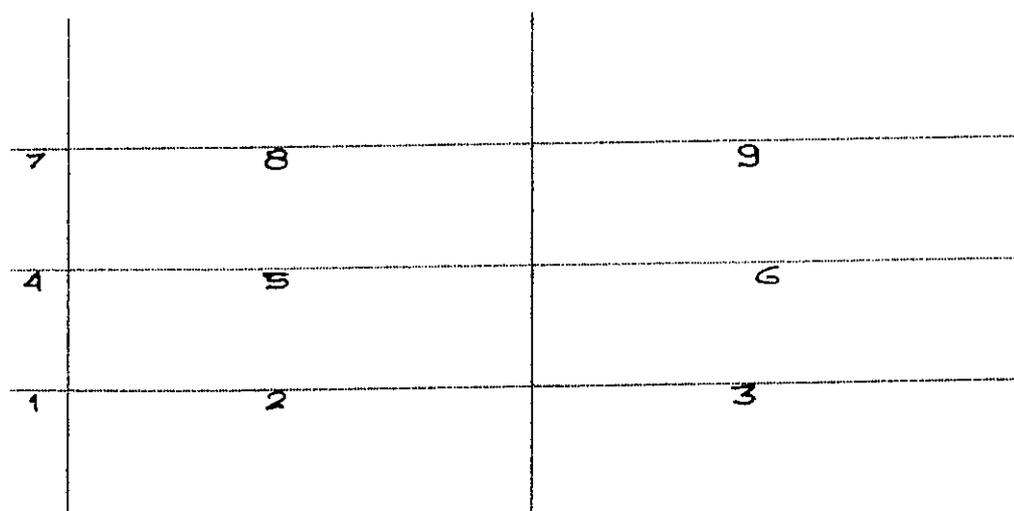
---

**CARICHI SULLE TRAVI**


---

Condiz. di carico CR=2

TRAVE	↓↓↓ Qu (Kg/m)
1	1034
2	1034
3	1034
4	5551
5	5551
6	5551
7	1034
8	1034
9	1034
10	0
11	0
12	0
13	0
14	0
15	0
16	0
17	0
18	0
19	0




---

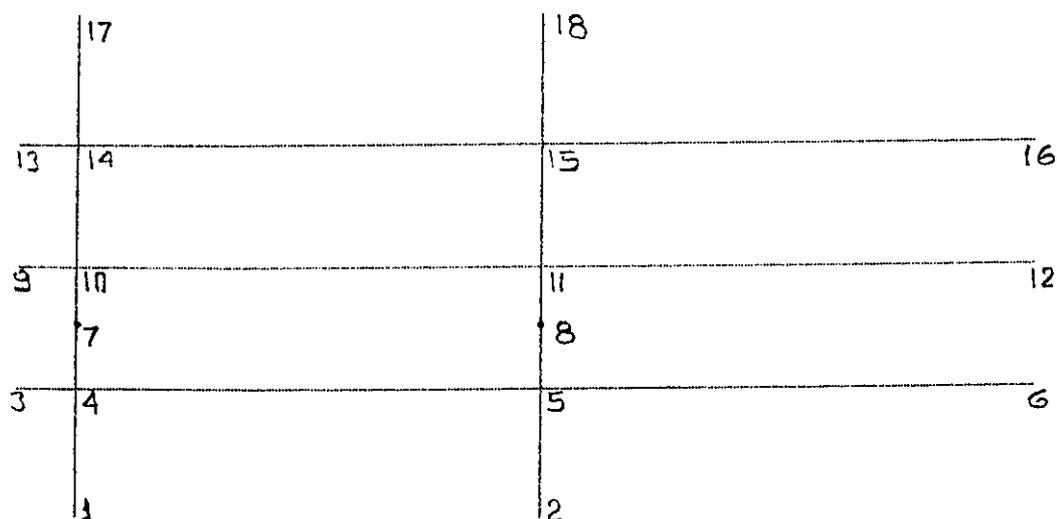
 \*\* I NODI NON SONO DIRETTAMENTE CARICATI

## \*\*\* RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

Condizione di carico CR= 2

ROTAZIONI (rad) - SPOSTAMENTI (cm)

nodo	roX	roY	↓sZ
1	-.19506487E-03	.14555339E-02	0.094541403
2	-.78343516E-03	-.69988963E-05	0.65440382
3	-.19506485E-03	.14804197E-02	0
4	-.19506485E-03	.14555339E-02	0.14720892
5	-.78343511E-03	-.69988963E-05	0.86593131
6	-.78343511E-03	-.14565663E-02	0
7	-.14622961E-03	.16187623E-02	0.17000125
8	-.58764537E-03	.34994638E-05	0.95750116
9	0	.18146616E-02	0
10	0	.17819907E-02	0.18035821
11	0	.13997824E-04	0.99912701
12	0	-.18623685E-02	0
13	.19506488E-03	.14804197E-02	0
14	.19506488E-03	.14555338E-02	0.14720891
15	.78343524E-03	-.69988946E-05	0.86593129
16	.78343524E-03	-.14565663E-02	0
17	.19506489E-03	.14555338E-02	0.094541393
18	.7834353E-03	-.69988949E-05	0.65440377

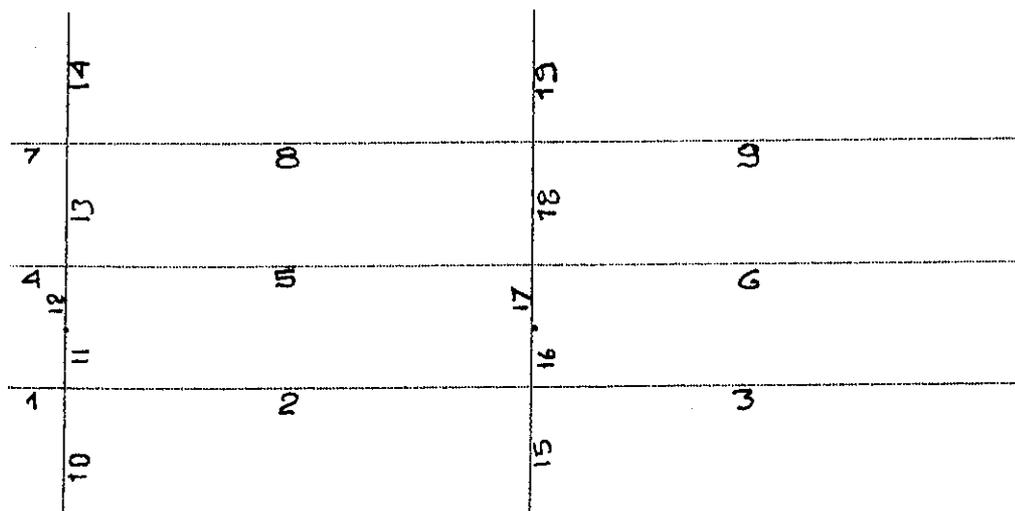


## \* SOLLECITAZIONI ESTREMITA' TRAVI - M(Kgm) T(Kg)

Condizione di carico CR= 2

Trave	Mfs	Mts	↑Rs	Mfd	Mtd	↑Rd
1	-1	0	20621	-20105	0	-19588
2	20116	6	15813	-114654	-7	-7387
3	114654	-1	-7801	-1	-1	17261
4	-1	0	28470	-25696	0	-22920
5	25670	0	30468	-89634	0	14772
6	89631	0	15600	0	-1	35191
7	-1	0	20621	-20105	0	-19588
8	20116	-7	15813	-114654	6	-7387
9	114654	-1	-7801	0	-1	17261
10	-1	0	-1	-1	0	-1
11	6	-13	3774	-4820	12	-3775
12	4819	-13	3774	-9632	12	-3775
13	9631	12	-3775	-7	-13	3774
14	0	0	-1	0	0	-1
15	-1	-1	-1	-1	-1	-1
16	-7	-1	15186	-19356	0	-15187
17	19355	-1	15186	-38718	0	-15187
18	38717	0	-15187	6	-1	15186
19	0	-1	-1	0	-1	-1

## — SCHEMA MOMENTI



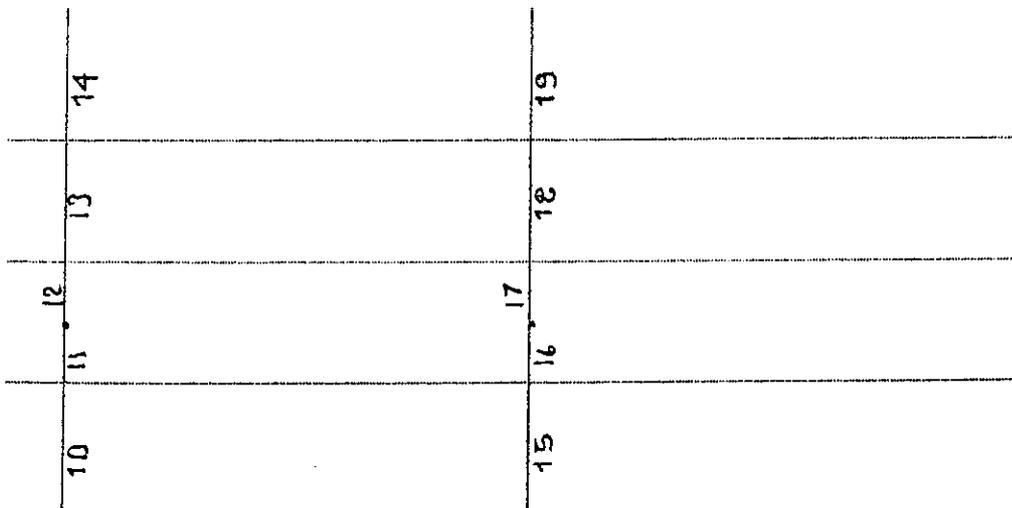
\* Tempo di elaborazione 001312 min,sec

**CARICHI SULLE TRAVI**

Condiz. di carico CR=3

TRAVE	↓↓↓ Qu (Kg/m)
1	0
2	0
3	0
4	0
5	0
6	0
7	0
8	0
9	0
10	950
11	950
12	950
13	950
14	950
15	950
16	950
17	950
18	950
19	950

*↓ la soletta*  
~~p.p + permanente~~



SONCINO A  
B  
C

ORZINUOVI

1

2

3

4

5

6

1050

26

120

270

255

270

SCHEMA VINCOLI

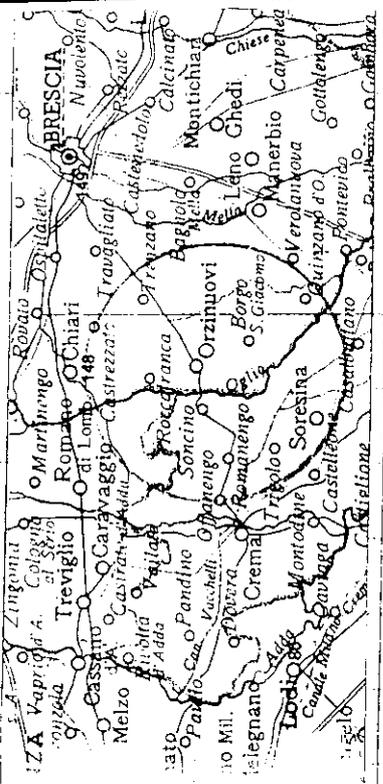
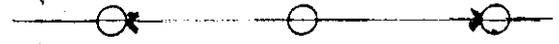
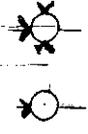
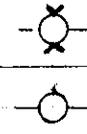
30

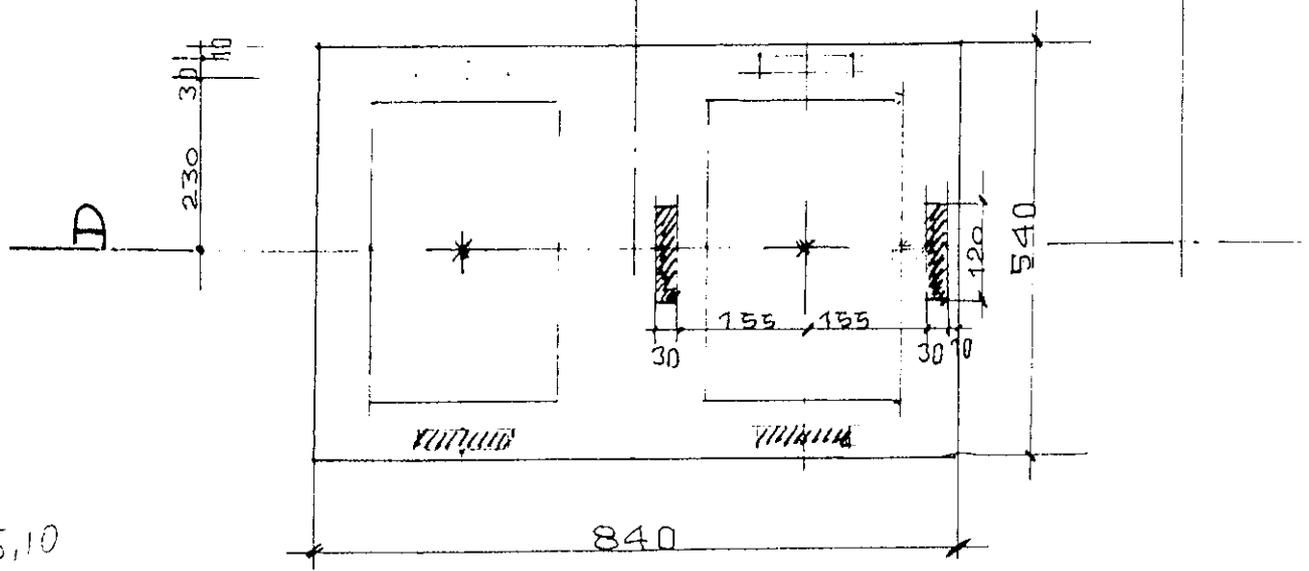
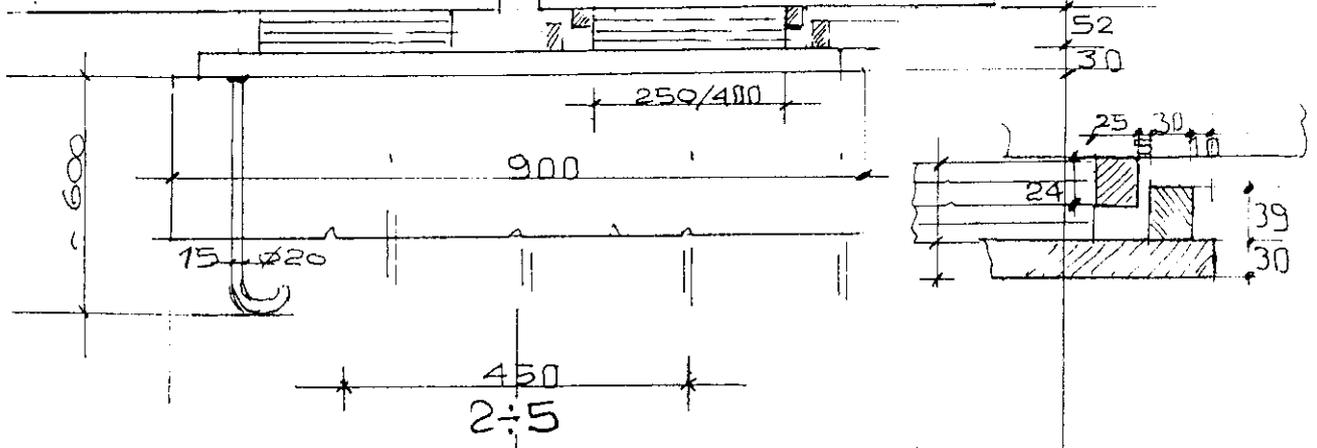
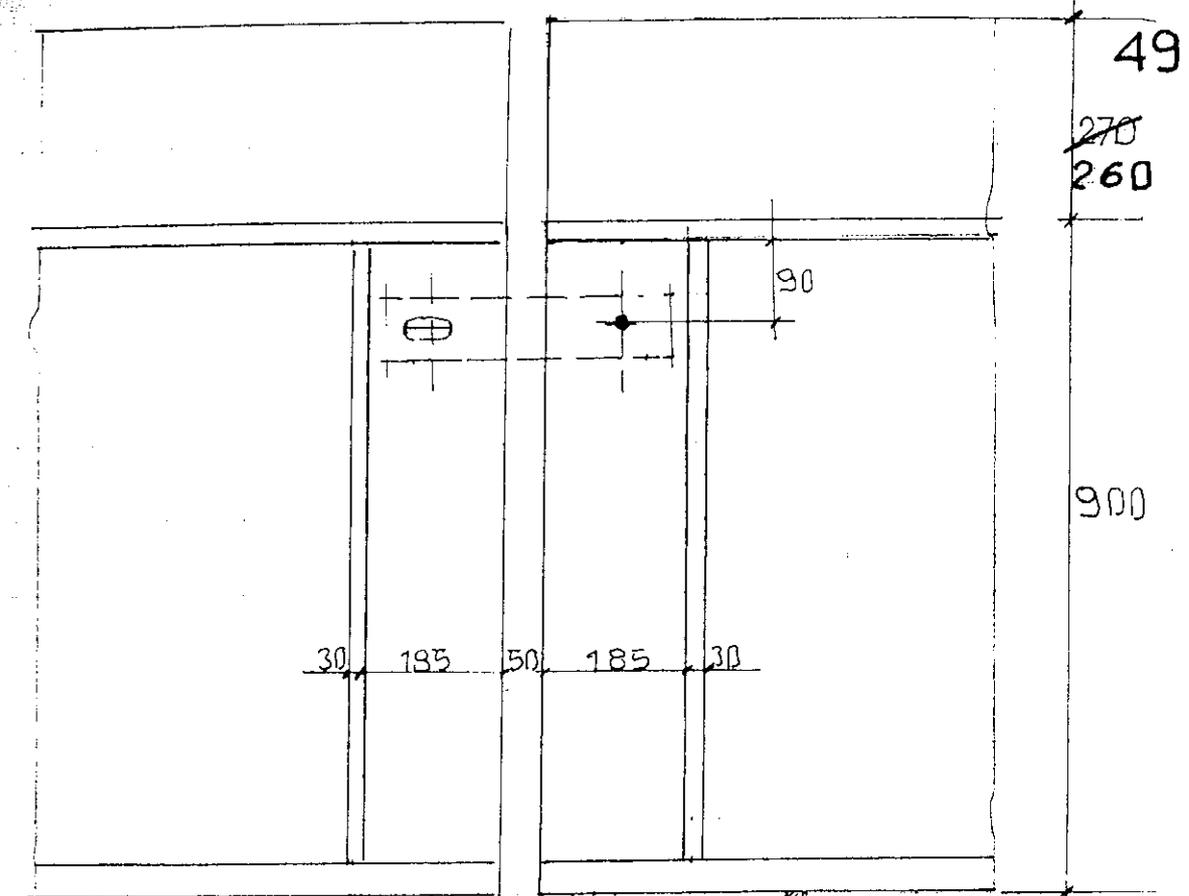
19700

18750

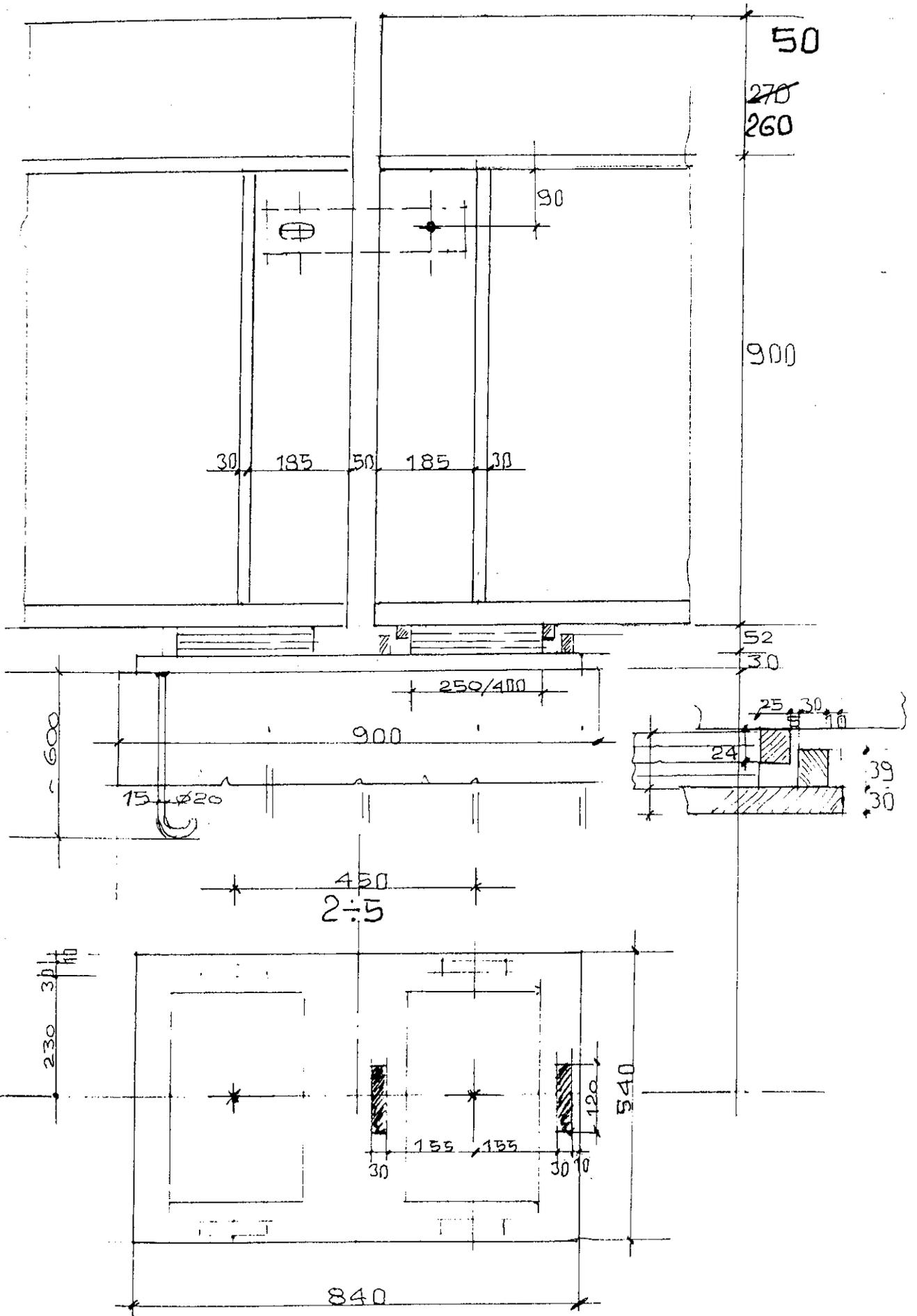
18750

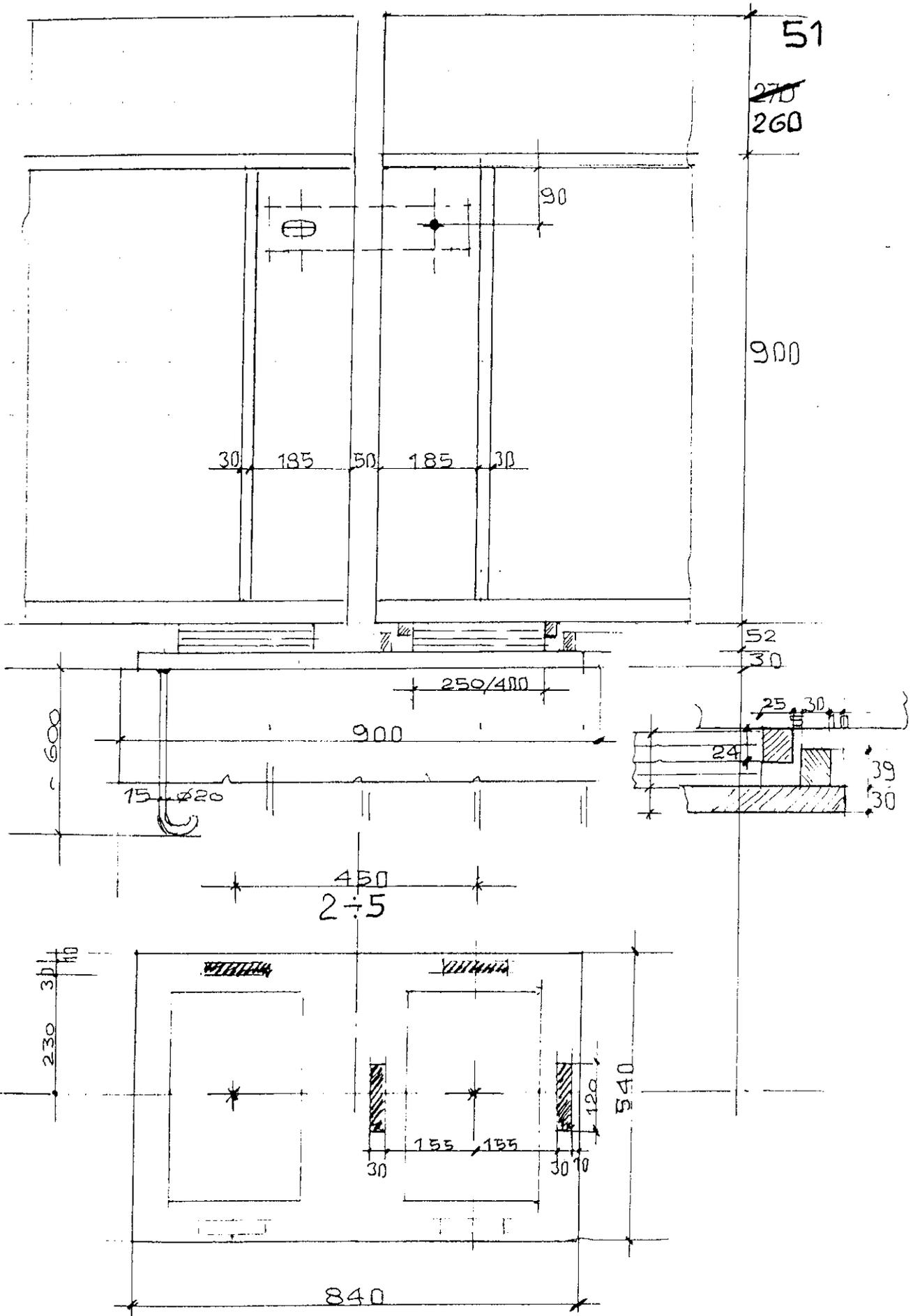
450

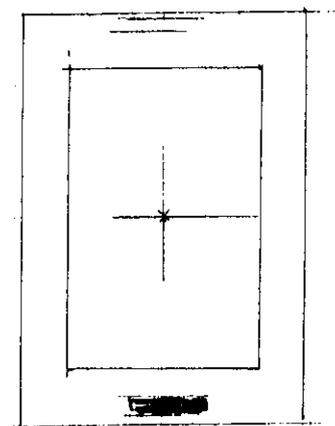
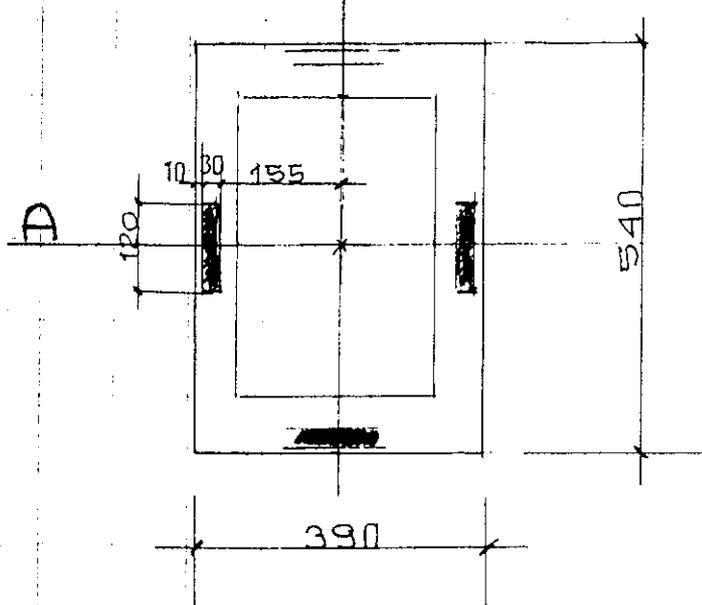
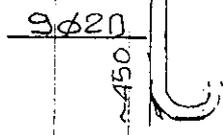
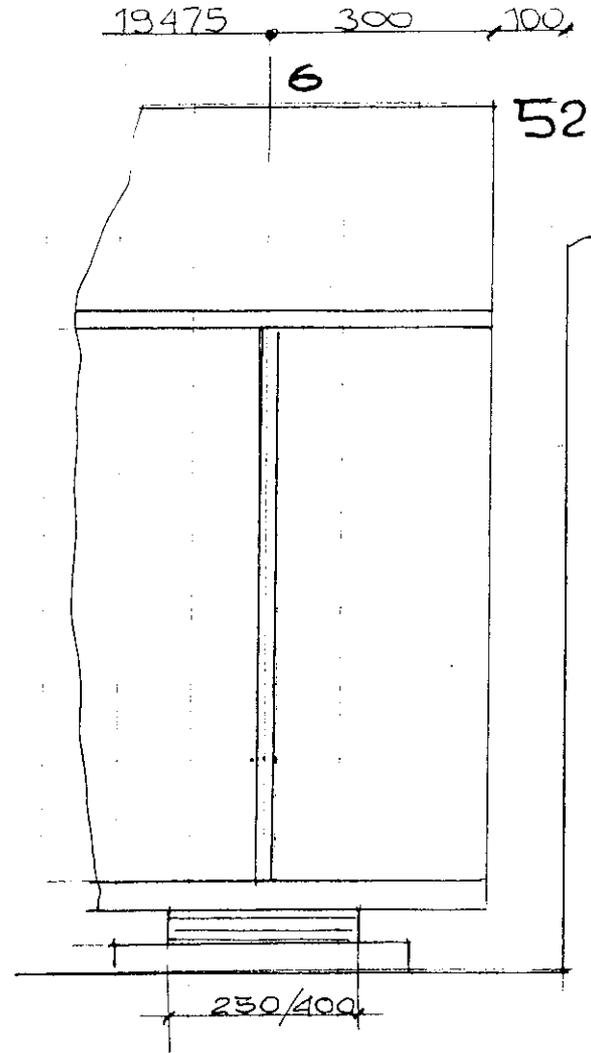
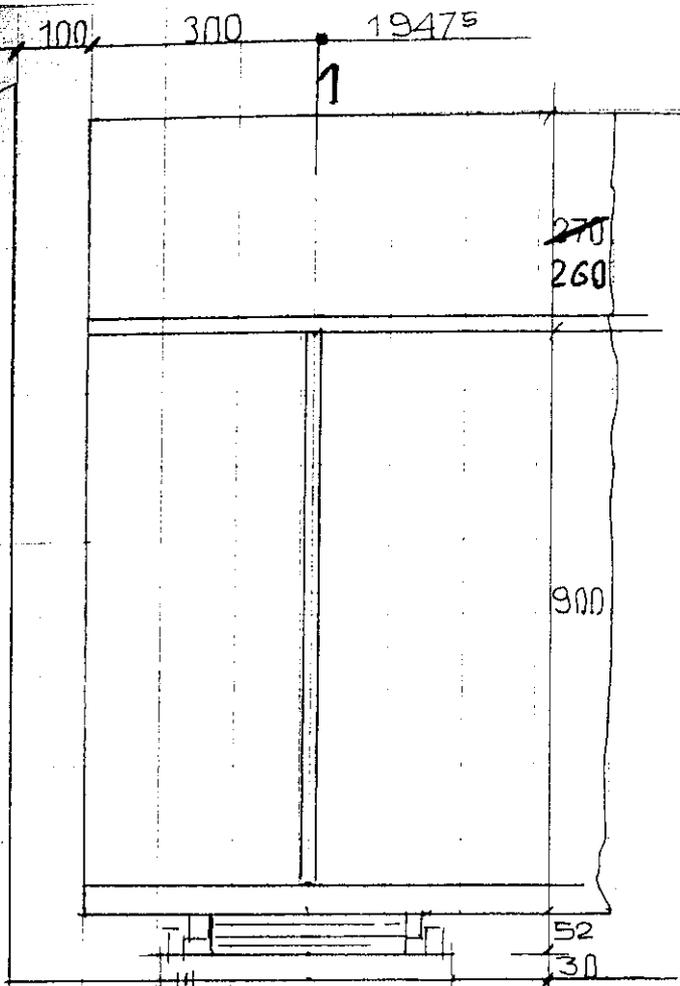


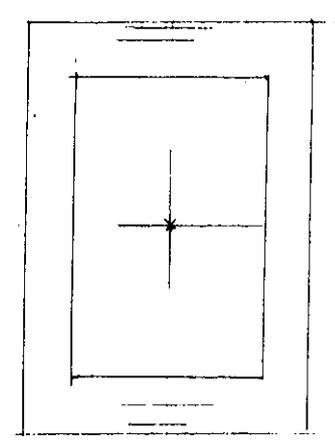
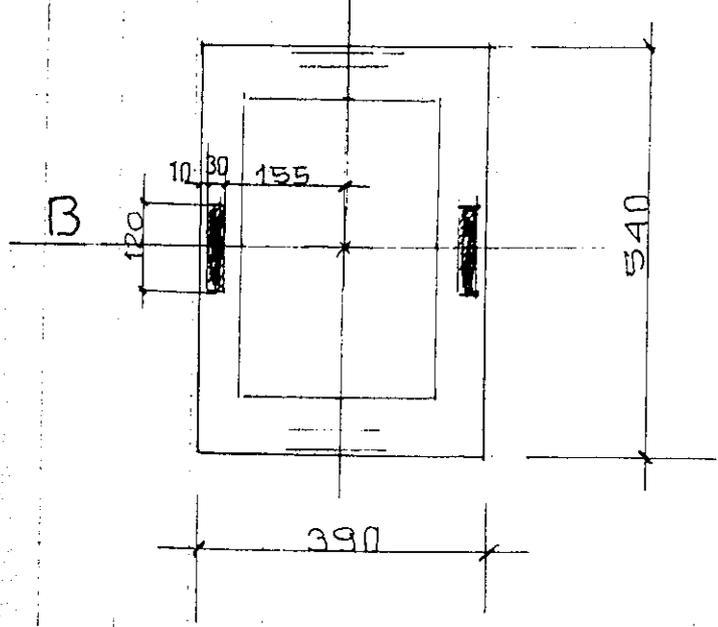
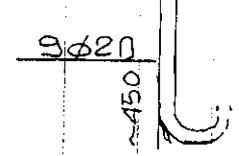
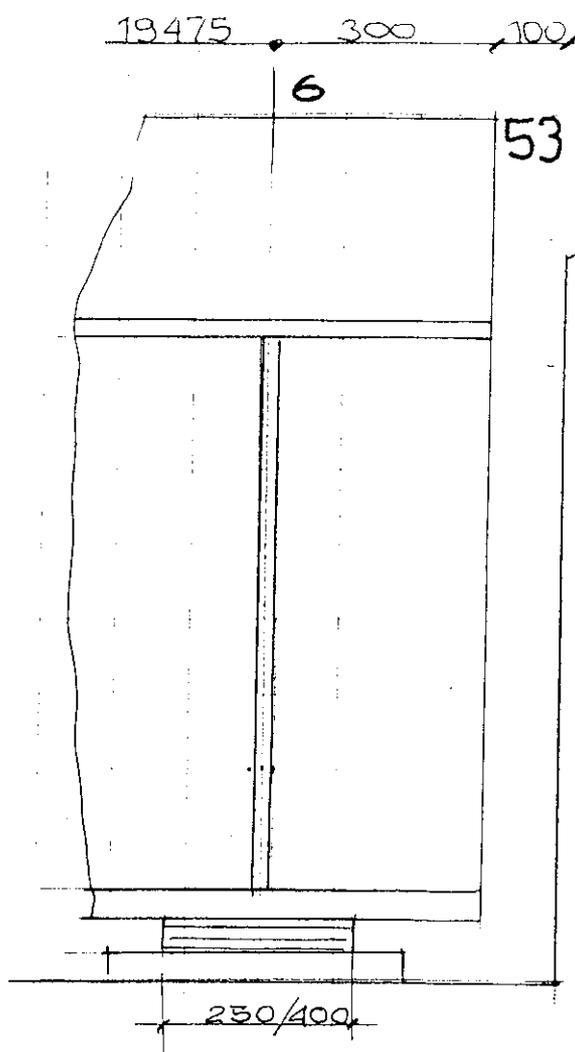
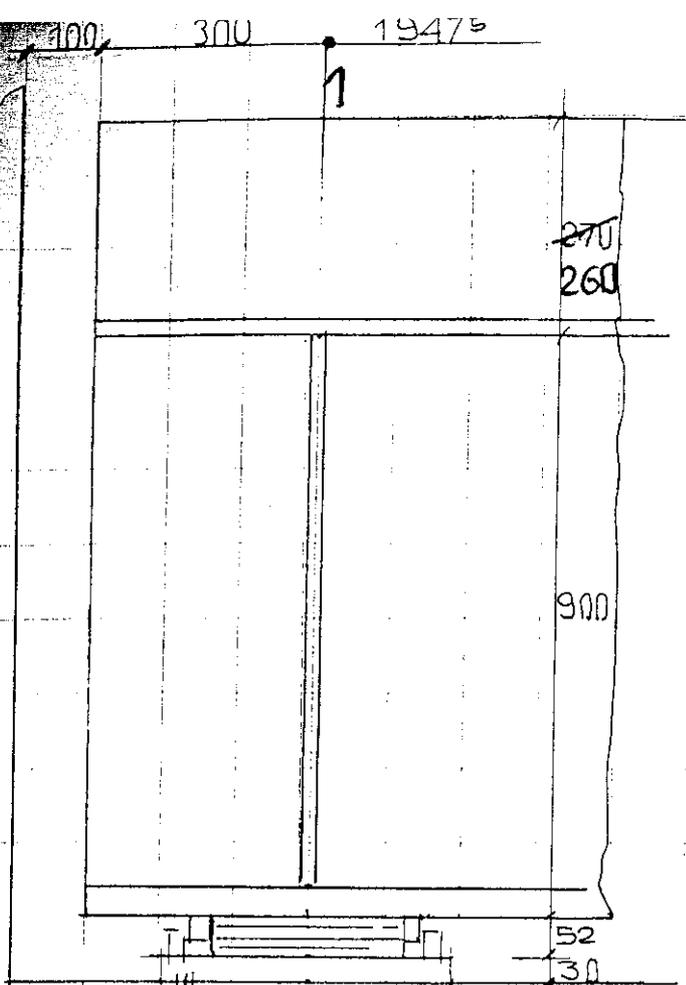


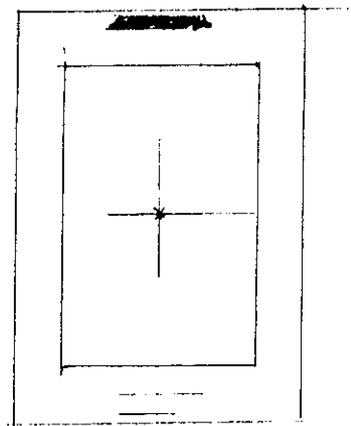
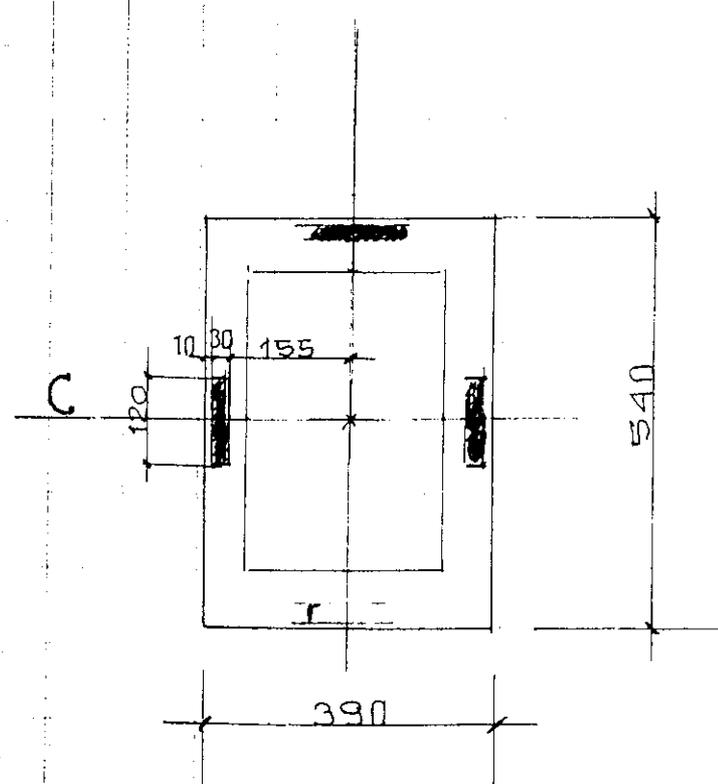
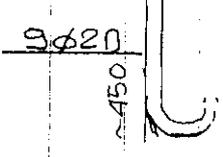
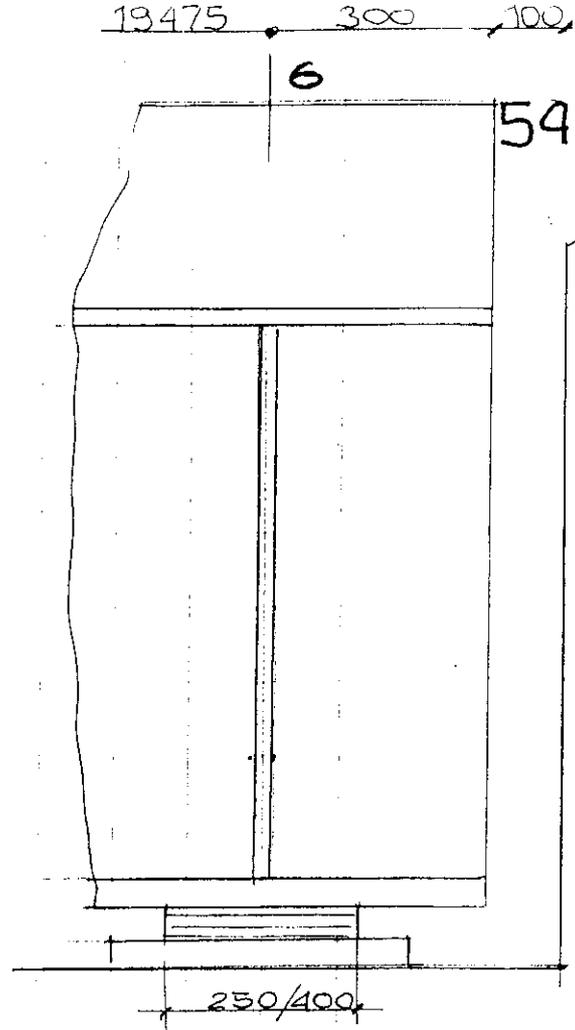
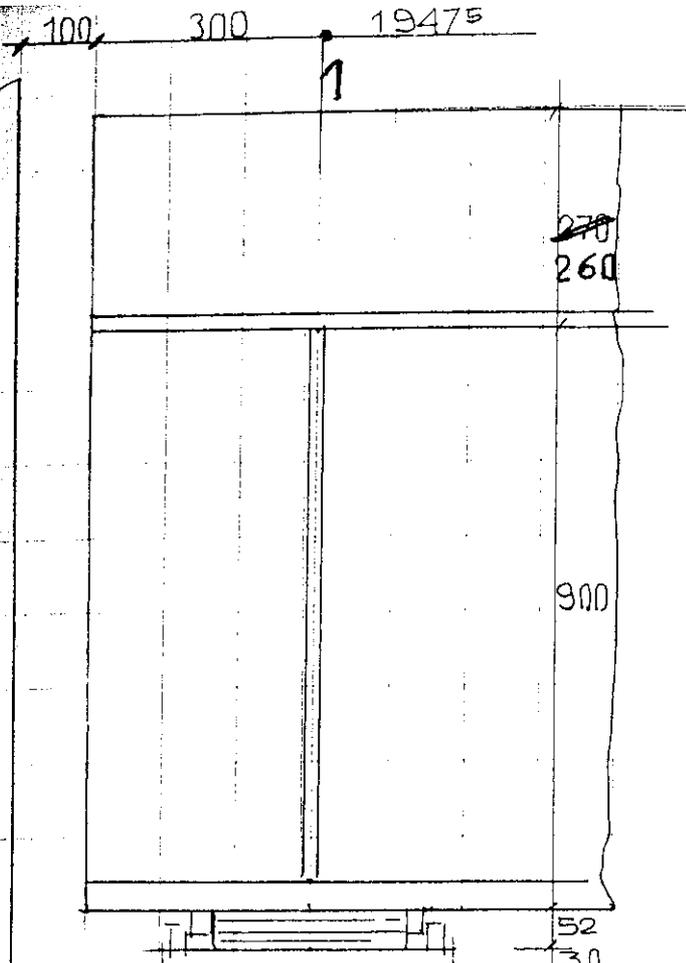
5,10





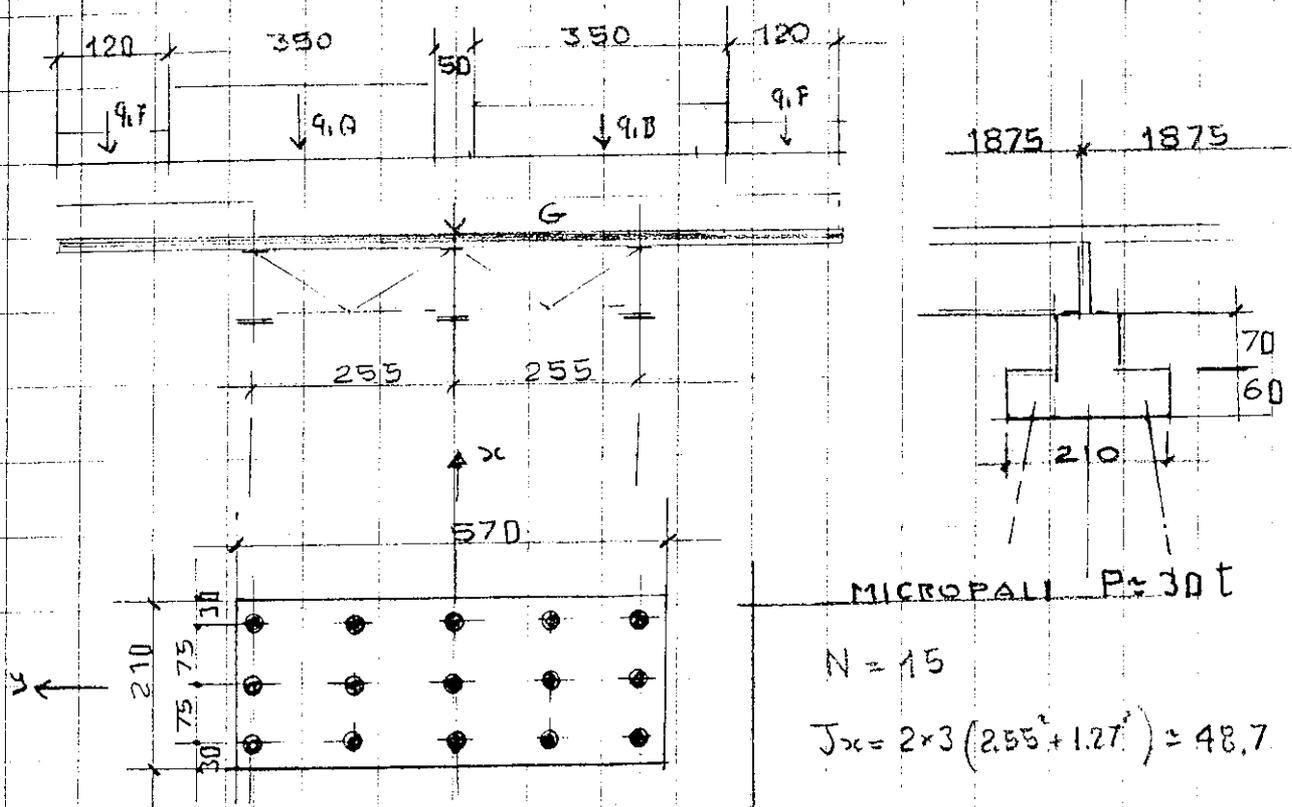






# VERIFICA FONDAZIONE

55



Permanente  $G = (0.65 + 0.30) \times 10.5 + 3 \cdot 0.3 = 10.875\text{ t/m}$

$10.875 \times 18.75 \approx 204\text{ t}$

↓ fondazione  $\approx \frac{36}{240}\text{ t}$

$P_g$  ↓ carico sul palo  $240/15 = 16\text{ t/palo}$

Incremento sismico ( $S = 9$ )

$F_v = m \cdot c \cdot I \cdot W = 2 \times 0.07 \times 1.4 \times 240 \approx 47\text{ t}$

$\Delta P = 47/15 = 3.13\text{ t/palo}$

## Effetto carichi mobili

12

$$q_1 F = 0.4 \times 1.5 = 0.6 \text{ t/m}$$

$$q_1 A = 5.73 \text{ t/m}$$

$$q_1 B = 2.19 \text{ ..}$$

56

$$\Sigma V = 0.6 + 5.73 + 2.19 + 0.6 = 9.12 \text{ t/m}$$

$$M_0 = 5.73 \cdot 2 - 2.19 \cdot 2 = 7.08 \text{ tm/m}$$

### Sulla pila centrale

$$V = 9.12 \times 18.75 = 171 \text{ t}$$

$$M = 7.08 \cdot 18.75 = 132 \text{ tm}$$

$$P_0 = 171/15 \pm 132 \times 2.55/48.7 = 11.4 \pm 6.9 = \begin{matrix} 18.3 \text{ t} \\ 4.5 \end{matrix}$$

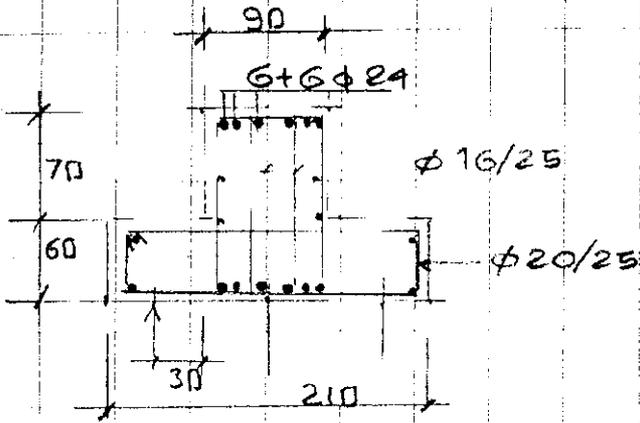
In tale eccezionale condizione, per un palo estremo si avrebbe:

$$P_{tot} = 16 + 18.3 = 34.3 \text{ t} \quad \downarrow$$

$$16 - 4.5 = 11.5 \quad \downarrow$$

NON CI SONO PALI IN TRAZIONE

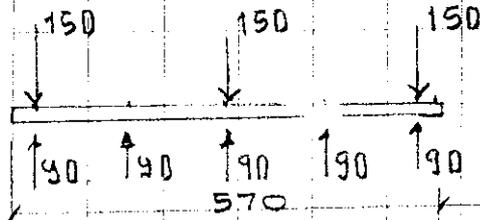
# Armature



$$M_l = 34.0.3 = 10.2 \text{ Tm}$$

$$A_s \approx 7.84 \text{ cm}^2$$

## Schema in direz. y



$$M_c = 90 \times (2.55 + 1.27) - 150 \cdot 2.55 = -38 \text{ Tm} \Rightarrow A_s = 15 \text{ cm}^2$$

## Armatura anche costruttiva