



**PONTEGGI TUBOLARI S.p.A.**  
**BERGAMO**

---

**AUTORIZZAZIONE  
ALLA COSTRUZIONE ED ALL'IMPIEGO  
DI PONTEGGI METALLICI FISSI**

(ART. 30 E SEGG. D.P.R. 164 DEL 7 GENNAIO 1956)

**PONTEGGI METALLICI A TELAIO PREFABBRICATO  
TIPO PRE PONT - BF 1.05/c/z/d**

---

RILASCIATA DAL MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE  
DIV. VII SICUREZZA E IGIENE LAVORO  
PROT. 20524/PR-7-B2 DEL 10 MARZO 1978

**Copia N° 11124**

Autorizzazione alla costruzione ed all'impiego di ponteggi metallici a Telaio prefabbricato-Tipo PREPONT BF1.05/c/z/d (art.30 e segg. DPR 164 del 7-1-1956) rilasciata dal Ministero del Lavoro e Previdenza Sociale alla

**CETA PONTEGGI TUBOLARI S.p.A.**

**COPIA N° 11124**

consegnata al

.....  
.....

per materiale venduto con fattura n. ....  
del .....

per materiale noleggiato nel cantiere .....

.....  
(al termine del nolo, questa copia deve essere restituita alla CETA)



Roma: 10/3/78

Ministero del Lavoro  
e della Previdenza Sociale  
DIREZIONE GENERALE DEI RAPPORTI DI LAVORO  
DIV. VII

la Ditta CETA - PONTEGGI TUBOLARI  
Via Grumello 47  
BERGAMO

Prot. N.° 20 524 | P PR7/B2  
Allegati

Risposta al f. N.°  
del

Oggetto: autorizzazione alla costruzione ed all'impiego di  
ponteggi metallici fissi - Artt. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio  
1956, n.164,  
Ponteggi metallici a telaio prefabbricato.- Tipi: Pre-Pont  
120/C; PRE-Pont BF/105; TOTAL X 105/2 o 100/10

e, p.c. All'Ispettorato Provinciale  
del Lavoro di

BERGAMO

Si prega trattare per ogni lettera soprastante argomentando e indicando nella risposta  
il N. di protocollo di riferimento a cui si risponde.

Visti gli artt.30 e seguenti del D.P.R. 7 gennaio 1956,  
n.164, contenente norme per la prevenzione degli infortuni  
nelle costruzioni;

Visto il decreto ministeriale 2 settembre 1968 (G.U.n.242  
del 23 settembre 1968), relativo al riconoscimento di alcune mi-  
sure tecniche di sicurezza per i ponteggi metallici fissi, so-  
stitutive di quelle indicate nel D.P.R. 7 gennaio 1956, n;164;

Vista la domanda con la quale codesta ditta ha chiesto di  
essere autorizzata all'impiego del ponteggio metallico fisso a  
telaio prefabbricato di cui codesta ditta stessa è fabbricante;

Vista la relazione tecnica, a corredo della predetta doman-  
da di autorizzazione prodotta il 9.6.77

e le integrazioni e modifiche della stessa relazione tecnica,

Visti i certificati di prova allegati alla predetta docu-  
mentazione tecnica;

Sentito il parere del Consiglio nazionale delle ricerche;

DO/dag

./.

Sentito il parere della Commissione consultiva permanente per la prevenzione degli infortuni e l'igiene del lavoro;

S I A U T O R I Z Z A

l'impiego del ponteggio metallico fisso a telaio prefabbricato composto con gli elementi e realizzato secondo gli schemi risultanti dall'allegato n.1 e si approvano le istruzioni di cui all'allegato n.2, per il calcolo di ponteggi metallici di altezza superiore a 20 m. e/o altre opere provvisionali di notevole importanza e complessità, i quali - ai sensi dell'art.32 del D.P.R. 7 gennaio 1956, n.164 - devono essere realizzati su progetto firmato da ingegnere o architetto abilitato a norma di legge all'esercizio della professione.

Gli allegati n.1 e n.2 formano parte integrante della presente autorizzazione.

Questa si intende rilasciata per il ponteggio metallico fisso composto con gli elementi aventi le caratteristiche tecniche e dimensionali risultanti dalla relazione tecnica, sue integrazioni e modifiche, e dai certificati alla stessa allegati. Copia di tale documentazione resta depositata presso questo Ministero e presso l'Ispettorato provinciale del lavoro cui la presente è diretta per conoscenza.

La validità della presente autorizzazione, oltre all'osservanza delle vigenti disposizioni legislative, regolamentari e di buona tecnica, è subordinata alle seguenti specifiche condizioni:

1) - Sia consentito il controllo, anche presso eventuali fornitori, della produzione, mediante consegna o prelievo da parte di questo Ministero o dell'Ispettorato del lavoro ) che ne rilasciano apposita dichiarazione - di campioni degli elementi costituenti il

- 3 -

ponteggio in numero sufficiente ad effettuare le analisi, le prove e le ricerche necessarie;

2) Sia consegnata - all'atto della vendita, del noleggio o della concessione in uso a qualsiasi titolo - copia della presente autorizzazione e delle parti della relazione tecnica (capitoli 4,5,6 e 7) concernenti il calcolo del ponteggio, le istruzioni per le prove di carico, le istruzioni di montaggio, impiego e smontaggio, gli schemi tipo di ponteggio.

La copia di questi ultimi capitoli della relazione tecnica - da depositare presso lo scrivente e il predetto Ispettorato provinciale del lavoro - deve essere redatta in un unico testo, tenendo conto delle integrazioni e modifiche alla relazione, citate nella premessa.

3) L'impiego di elementi non contemplati dalla presente autorizzazione, per la realizzazione di ponteggi secondo gli schemi di cui all'allegato n.1, non è ammesso.

La presente autorizzazione può essere sospesa o revocata in caso di accertate inosservanze alle vigenti disposizioni ed alle predette condizioni, previa constatazione degli addebiti.



# RELAZIONE TECNICA

## *Sommario*

CAP. IV	Calcolo del Ponteggio nelle condizioni di piego . . . . .	pag. 11
CAP. V	Istruzioni per le prove di carico del Ponteggio . . . . .	pag. 63
CAP. VI	Istruzioni per il montaggio, l'impiego e lo smontaggio del Ponteggio . . . . .	pag. 69
CAP. VII	Schemi tipo di Ponteggio . . . . .	pag. 79
Allegati:	A <sub>1</sub> , A <sub>4</sub> , A <sub>6</sub> . . . . .	» 81
Allegato 4.b	Istruzioni di calcolo per ponteggi metallici di altezza superiore a venti metri e per altre opere provvisorie, costituite da elementi metallici, o di notevole importanza e complessità . . . . .	» 119

### **PREMESSA**

Si precisa che per lo stesso tipo di telaio sono stati presi in esame tre schemi di montaggio:

A = Pre-Pont BF 105/C

B = Pre-Pont BF 105/Z

C = Pre-Pont BF 105/D

Pertanto nella seguente relazione ogni volta che il diverso schema di montaggio richiederà una differenziazione nel capitolo o nel capoverso in esame, essi verranno contrassegnati con la lettera corrispondente al particolare schema di montaggio.

**NOTA:** il simbolo  $\delta$  deve leggersi sempre  $\sigma$ .

**CALCOLO DEL PONTEGGIO  
NELLE CONDIZIONI DI IMPIEGO**

**Premessa**

Si informa che le calcolazioni sono state effettuate con approssimazioni dell'ordine del 2 %, che si ritengono accettabili tenendo conto delle ipotesi di calcolo formulate, le quali danno valori largamente approssimati per eccesso (e quindi in favore della sicurezza).

**4.1. Calcolo del ponteggio da costruzione**

**4.1.1. Generalità**

Si assume per il ponteggio lo schema riportato nell'Allegato « A<sub>1</sub> » che prevede 10 + 1 ripiani aventi, tra loro, la distanza di 2 m per un'altezza totale (misurata dal piano di appoggio delle basette all'estradosso del tavolato più alto) pari a m 19,80 + 2,00 circa.

Interasse longitudinale tra i telai m 1,80; larghezza del ponteggio m 1,05.

Ogni piano è provvisto anteriormente di due correnti parapetto. Posteriormente è previsto un corrente ad ogni piano posto sotto il traverso del telaio.

Sono previste le seguenti diagonali:

- a) nel piano longitudinale anteriore una diagonale per modulo;
- b) nel piano trasversale orizzontale un ordine di diagonali in pianta, per tutta la lunghezza del ponteggio, a piani alternati;
- c) nel piano trasversale verticale, la funzione di controventamento è esercitata dagli stessi telai del ponteggio.

Per le calcolazioni si adotta il metodo semplificato in quanto nella schematizzazione del ponteggio sono soddisfatti i seguenti requisiti:

- un ancoraggio ogni 22 mq di facciata
- snellezza delle aste portanti non superiore a 200 per le membrature principali e a 250 per quelle secondarie.



## 4.1.2. Valutazione dei carichi

### 1) Peso proprio del ponteggio

Considerato che il peso proprio della parte metallica di ponteggio per mq di facciata è  $p \cong 8,3 \text{ Kg/mq}$ , il peso proprio afferente ad una stilata alta  $(20 \text{ m} + 2)$ , è:

$$P_p = p \times 22 \times 1,80$$

$$P_p = 8,3 \times 22 \times 1,80$$

$$P_p \cong 330 \text{ Kg.}$$

### 2) Carichi di esercizio

Vengono assunte le seguenti ipotesi di carico:

n. 1 impalcato con carico di esercizio di  $300 \text{ Kg/mq}$ ;

n. 1 impalcato con carico di esercizio di  $150 \text{ Kg/mq}$ ;

n. 4 piani di tavolato con peso proprio per ripiano di  $30 \text{ Kg/mq}$ .

Il carico complessivo trasmesso al ponteggio è:

$$q_{\text{tot}} = 570 \text{ Kg/mq.}$$

Il carico al piede di una stilata per una larghezza dell'impalcato  $a = 1,00 \text{ m}$ , risulta:

$$\text{Pes} = q_{\text{tot}} \times a \times 1,80$$

$$\text{Pes} = 570 \times 1,00 \times 1,80$$

$$\text{Pes} \cong 1020 \text{ Kg.}$$

### 3) Carico totale al piede della stilata

$$P = P_p + \text{Pes}$$

$$P = 330 + 1020 \cong 1350 \text{ Kg.}$$

### 4) Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in conformità alle istruzioni CNR - UNI 10012/67 zona 2

$$q \cdot 20 = 80 \text{ Kg/mq.}$$

L'azione del vento su un modulo (vedi Allegato « B<sub>1</sub> », fig. 1) viene calcolata valutando le superfici investite dal vento (considerando sia quella interna che quella esterna).

a) Superfici della parte metallica (per un modulo)		
— 1 Telaio (0,048 x 4,00)		= 0,192 m <sup>2</sup>
— 1 Corrente di parapetto Ø 27 (0,027 x 1,80)		= 0,049 m <sup>2</sup>
— (*) 1 Corrente di parapetto Ø 27 (0,027 x 1,80)		= 0,049 m <sup>2</sup>
— 1 Diagonale in vista Ø 27 (0,027 x 2,02)		= 0,054 m <sup>2</sup>
— 1 Diagonale in pianta Ø 27 (0,027 x 2,02)		= 0,054 m <sup>2</sup>
— 1 Corrente posteriore Ø 27 (0,027 x 1,80)		= 0,049 m <sup>2</sup>
Totale superfici investite	$S_m$	= 0,447 m <sup>2</sup>

b) Superfici della parte in legname (per un modulo)		
— Tavola fermapiede 0,20 x 1,80		= 0,36 m <sup>2</sup>
— Impalcato 0,05 x 1,80		= 0,09 m <sup>2</sup>
Totale superfici investite	$S_i$	= 0,45 m <sup>2</sup>

Considerando che un ponteggio nelle condizioni peggiori viene eretto a ridosso di un edificio a strutture intelaiate aperte, la azione di schermo esercitata da detto edificio può essere valutata pari ad una riduzione del 40 % della sollecitazione relativa ad un ponteggio isolato.

L'azione del vento su un modulo risulta:

$$N_v = 1,04 (S_m + S_i) \times 80$$

$$N_v = 1,04 (0,447 + 0,450) \times 80$$

$$N_v = 74,50 \text{ Kg.}$$

#### 4.1.3. Momenti sui montanti del telaio

##### a) Momento dovuto all'azione del vento

Si ammette che la pressione del vento applicata all'innesto di due telai sovrapposti sia eguale a quella dovuta ad un modulo ( $N_v$ ).

Ad ognuno dei due telai viene applicata una forza, coassiale

con il traverso, pari a  $\frac{N_v}{2}$ .

(\*) Non strutturale ma in funzione di secondo parapetto.



Il momento da prendere in esame su ogni montante è quello in corrispondenza dello spicco della curva del telaio.

Se  $h$  è la distanza tra il piede del montante e il punto di spicco della curva, il momento in questione su un montante dovuto all'azione del vento è:

$$M_v = \pm \frac{N_v}{2} \times \frac{1}{2} \times h$$

$$M_v = \pm \frac{74,50}{2} \times \frac{1}{2} \times 1,40$$

$$M_v = \pm 26,2 \text{ Kgm} = \pm 2620 \text{ Kgcm.}$$

#### b) **Momento dovuto al carico d'esercizio**

Il momento da prendere in esame su ogni montante si ha in corrispondenza dello spicco della curva del telaio.

Per

$q$  = sovraccarico esterno

$a$  = lunghezza del traverso

$b$  = distanza tra le stilate

$h_1$  = distanza tra il piede del montante e l'asse del traverso

$I_2$  = momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione semplice della sezione normale dell'insieme traverso-curva

$I_1$  = momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione semplice della sezione normale del montante

$$K = \frac{I_2}{I_1} \times \frac{h_1}{a}$$

Il momento in corrispondenza dell'incastro tra montante e traverso

$$M_0 = \frac{q \times a^2 \times b}{4(2K + 3)}$$

Considerando in prima approssimazione  $I_2$  eguale alla somma del momento d'inerzia della traversa e di quello della curva presi nella sezione mediana del telaio e ciascuno rispetto al proprio asse neutro della tensione semplice.

$$K \simeq \frac{10,65 + 2,44}{10,65} \times \frac{2,00}{1,00} = 2,46$$

$$M_o = - \frac{330 \times 1 \times 1 \times 1,80}{4 (2 \times 2,46 + 3)}$$

$$M_o = - 1870 \text{ Kgcm.}$$

Il momento in corrispondenza dello spicco della curva del telaio risulta quindi:

$$M_m = M_o \times \frac{h}{h_1}$$

$$M_m = - 1870 \times \frac{1,40}{2,00} = 1310 \text{ Kgcm.}$$

- c) Il momento totale da prendere in esame sul montante, dovuto al vento ed al carico di esercizio, stando l'andamento lineare dei due diagrammi dei montanti si applica il criterio di cui al punto 4.4.1.1. della tabella CNE - UNI 10011/67, è:

$$M_t = - (M_v + M_m) \times 0,75$$

$$M_t = - (2620 + 1310) \times 0,75$$

$$M_t = - 3930 \times 0,75$$

$$M_t = 2950 \text{ Kgcm.}$$

#### 4.1.4. Verifica del montante del ponteggio

Per un carico minimo di collasso per montante risultante dalle prove di insieme (vedi certificato n. 176939 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone allegato) è:

$$P_{cr} = 3750 \text{ Kg.}$$

La sollecitazione critica risulta

$$\delta_c = \frac{P_{cr}}{A}$$

dove A è l'area della sezione del montante

$$\delta_c = \frac{3750}{4,13} = 910 \text{ Kg/cmq.}$$



Dal rapporto  $\frac{\delta c}{\delta s}$  tra la tensione critica e la tensione di snervamento è possibile ricavare il rapporto  $\frac{\lambda}{\lambda p}$  tra la snellezza effettiva e la snellezza corrispondente al limite di validità del comportamento in fase puramente elastica  $\left( \lambda p = \pi \sqrt{\frac{E}{\delta s}} \right)$  attraverso il prospetto 4-I delle istruzioni CNR - UNI 10011/73 e quindi è possibile definire la snellezza  $\lambda$

$$\frac{\lambda}{\lambda p} = \varphi \left( \frac{\delta c}{\delta s} \right)$$

$$\delta c = 910 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta s = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\delta c}{\delta s} = \frac{910}{2400} = 0,379$$

$$\frac{\lambda}{\lambda p} = \varphi (0,379) = 1,51$$

$$\lambda p = \pi \sqrt{\frac{E}{\delta s}}$$

$$\lambda p = 3,14 \sqrt{\frac{21000}{24}}$$

$$\lambda p = 93,0$$

$$\lambda = \lambda p \times 1,51$$

$$\lambda = 93,0 \times 1,51$$

$$\lambda = 140$$

Dalla relazione:

$$\lambda = \frac{\beta l_0}{i}$$

dove:

$i$  = raggio d'inerzia della sezione trasversale del montante

$l_0$  = distanza verticale tra gli ancoraggi

si ottiene il coefficiente sperimentale di vincolo

$$\beta = \frac{i \times \lambda}{l_0}$$

$$\beta = \frac{1,61 \times 140}{400}$$

$$\beta = 0,56$$

La verifica di stabilità del ponteggio può essere limitata a quella di stabilità locale del montante precompresso (vedere istruzioni CNR - UNI 10011/73 punto 4.4.1)

$$\delta = \delta N + \delta M = \frac{\omega P_m}{A} + \frac{M_t}{\left(1 - \frac{1,5 \cdot P_m}{P_{cr}}\right) W} \leq \delta_{amm}$$

dove

$P_m$  = carico al piede di un montante dovuto al peso proprio e al carico di esercizio ( $P/2$ )

$\omega$  = coefficiente di amplificazione dei carichi relativo alla snellezza del montante e deducibile per gli acciai tipo 1 dal prospetto 4.II.C. della Tabella CNR - UNI 10011/73

$A$  = area della sezione del montante

$M_t$  = momento totale sul montante (vedi 4.1.3.)

$P_{cr}$  = carico minimo sperimentale di collasso del montante

$W$  = modulo di resistenza della sezione



$\delta_{amm}$  = tensione ammissibile per il materiale per la condizione di carico II

$$\delta = \frac{2,64 \times 675}{4,13} + \frac{2950}{\left(1 - \frac{1,5 \times 675}{3750}\right) \times 4,42}$$

$$\delta = 430 + 915 = 1345 < 1800 \text{ Kg/cm}^2.$$

#### 4.1.5. Verifica del collegamento assiale dei montanti

La pressione del vento su due moduli liberi (vedi All. « B<sub>1</sub> » fig. 2) quando non si tiene conto dell'azione di schermo esercitata dall'edificio (vedi 4.1.2.), risulta:

$$N'_v = 1,2 (S_m + S_e) \times 80 \times 2$$

$$N'_v = 1,2 (0,447 + 0,450) \times 80 \times 2$$

$$N'_v = 172 \text{ Kg.}$$

Lo sforzo sul collegamento assiale è:

$$X = N'_v \frac{h_1}{a}$$

$$X = 172 \frac{2,00}{1,00}$$

$$X = \pm 344 \text{ Kg.}$$

Poiché il carico minimo di rottura del collegamento assiale (vedi punto 3.6.) è di  $y = 4770$  il coefficiente di sicurezza risulta

$$\frac{y}{x} = \frac{4770}{344} \cong 13,90 \geq 2,2$$

#### 4.1.6. Verifica delle diagonali

##### 4.1.6.1. Verifica della diagonale in vista

Si suppone che le diagonali in vista stabilizzino entrambi i montanti della stilata.

Chiamato P il carico totale al piede della stilata lo sforzo tagliante (fittizio) è

$$T^* = \omega \frac{P}{100}$$

dove  $\omega$  è il coefficiente relativo alla snellezza critica  $\lambda$  del montante ( $\lambda = 140$  nel nostro caso)

$$T^* = 2,64 \frac{1350}{100} = 35,50 \text{ Kg.}$$

Lo sforzo della diagonale è:

$$N_d = \frac{T^*}{\cos \alpha}$$

Essendo  $\alpha$  l'angolo che la diagonale forma con il piano orizzontale =  $31^\circ 10'$

$$N_d = \frac{35,50}{0,86} = 41,40 \text{ Kg.}$$

Pertanto si verifica che:

$$\delta = \frac{N_d \times \omega_d}{S_d} \leq \delta_{amm}$$

dove

$S_d$  = area della sezione della diagonale

$l_d$  = lunghezza della diagonale

$i_d$  = raggio di inerzia della diagonale

$\lambda_d$  = snellezza della diagonale

$\omega_d$  = coefficiente relativo alla snellezza della diagonale

$$\lambda_d = \frac{l_d}{i_d} = \frac{2,02}{0,877} = 232$$

$$\omega_d = 6,69$$

$$\delta = \frac{41,40 \times 6,69}{1,82} = 152 \text{ Kg/cm}^2 < 1800 \text{ Kg/cm}^2.$$



Dalle prove di trazione condotte sugli schemi di irrigidimento di facciata (vedi certificazione n. 141175 - 141179 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) risulta un carico minimo di rottura  $A_d = 3450 \text{ Kg.}$

Pertanto il grado di sicurezza degli attacchi risulta

$$V = \frac{A_d}{T^*} = \frac{3450}{35,50} = 94,5 \geq 2,2$$

Dalle prove di compressione condotte sugli schemi di irrigidimento di facciata (vedi certificazione n. 141190 - 141194 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) risulta un carico minimo di rottura

$$A_c = 310 \text{ Kg.}$$

Il grado di sicurezza risulta quindi

$$V = \frac{A_c}{T^*} = \frac{310}{35,50} = 8,75 \geq 2,2$$

#### 4.1.6.2. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento

Le diagonali in pianta vengono verificate per accertare la capacità di trasmettere all'ancoraggio le azioni dovute al vento.

Previsto un ordine completo di diagonali in pianta ogni due piani di ponteggio, una diagonale trasmette l'azione del vento relativa a due moduli ( $2N_v$ ).

Se  $\beta$  è l'angolo che la diagonale forma con il corrente lo sforzo nella diagonale è per  $\beta = 31^\circ 10'$

$$N_p = \frac{2 N_v}{\text{sen } \beta}$$

$$N_p = \frac{2 \times 74,50}{\text{sen } \beta}$$

$$N_p = \frac{2 \times 74,50}{0,52} = 286 \text{ Kg.}$$

Pertanto si verifica che:

$$\delta = \frac{N_p \times \omega_p}{S_p} \leq \delta_{amm}$$

dove:

$S_p$  = area della sezione della diagonale

$l_p$  = lunghezza della diagonale

$i_p$  = raggio di inerzia della diagonale

$\lambda_p$  = snellezza della diagonale

$\omega_p$  = coefficiente relativo alla snellezza della diagonale

$$\lambda_p = \frac{l_p}{i_p} = \frac{202}{0,877} = 232$$

$$\omega_p = 6,69$$

$$\delta = \frac{286 \times 6,69}{1,82} = 1050 < 1800 \text{ Kg/cmq.}$$

Atteso che dalle prove di trazione condotte sugli schemi di irrigidimento in pianta (vedi certificato n. 141200 - 141204 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) risulta un carico minimo di rottura di  $A_p = 3750$  Kg, il grado di sicurezza degli attacchi delle diagonali risulta:

$$\frac{A_p}{2 N_v} = \frac{3750}{2 \times 74,50} = 25 \geq 2,2$$

Atteso che dalle prove di compressione condotte sugli schemi di irrigidimento in pianta (vedi certificazione n. 141205 - 141209 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) risulta un carico minimo di collasso  $A_{crit} = 450$  Kg, il grado di sicurezza risulta:

$$\frac{A_{crit}}{2 N_v} = \frac{450}{2 \times 74,50} = 3 \geq 2,2$$

#### 4.1.7. Verifica delle stilate alle azioni taglianti

Il telaio deve essere in grado di assorbire gli sforzi orizzontali derivanti dalle azioni instabilizzanti imputabili alla snellezza della stilata.



Il telaio va quindi verificato per resistere nel suo piano ad uno sforzo tagliante

$$T^* = \frac{\omega P}{100} \text{ (vedi 4.1.6.1)}$$

$$T^* = 35,50 \text{ Kg.}$$

Atteso che dalle prove di rigidità condotte sul collegamento trasversale offerto dal telaio (vedi certificazione n. 141165 - 141169 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) è risultato che per valori di  $T = 500 \text{ Kg}$  si ottengono ancora delle frecce residue accettabili, il coefficiente di sicurezza della stabilità della stilata risulta:

$$\frac{T}{T^*} = \frac{500}{33,50} \cong 14 \geq 2,2$$

#### 4.1.8. Verifica degli ancoraggi

Gli ancoraggi sono sottoposti all'azione dovuta al vento ed a quella dovuta agli sforzi di stabilizzazione della stilata.

##### — Vento

Con la schematizzazione prevista, su ogni ancoraggio gravano 6 moduli (vedi All. « B<sub>1</sub> » - fig. 3).

Lo sforzo sull'ancoraggio dovuto al vento (vedi 4.1.2.) è:

$$S_v = 6 N_v = 6 \times 74,50 \cong 445 \text{ Kg.}$$

##### — Stabilizzazione della stilata

Con la schematizzazione prevista ogni ancoraggio deve stabilizzare 3 stilate (vedi All. « B<sub>1</sub> » - fig. 3): lo sforzo trasmesso sull'ancoraggio è (tenuto conto del valore  $T^*$  indicato al punto 4.1.6.1.):

$$S_s = 3 T^* = 3 \times 35,50 = 107 \text{ Kg.}$$

Lo sforzo totale sull'ancoraggio è:

$$S_T = S_v + S_s$$

$$S_T = 445 + 107 = 552 \text{ Kg.}$$

— **Verifica dell'ancoraggio a cravatta realizzato mediante tubi e giunti ortogonali**

Nel caso in cui l'ancoraggio sia realizzato mediante cravatta costituita da giunti e tubi (vedere particolari su Allegato « A<sub>1</sub> ») occorre che questi elementi siano del tipo autorizzato e che il frattile 5 %, Ng risultante dalle prove di scorrimento su giunti protetti sia

$$N_g \geq 2 S_T$$

— **Verifica dell'ancoraggio a sbadacchio con anello**

Nel caso in cui l'ancoraggio sia realizzato mediante sbadacchio con anello (vedere particolari su Allegato « A<sub>1</sub> »), questo ultimo deve essere costituito da un tondo in acciaio avente diametro non inferiore a 6 mm.

In tale condizione si ha:

$$\delta = \frac{S_T}{2 \pi r^2} \leq \delta_{amm}$$

$$\delta = \frac{552}{2 \pi 3^2}$$

$$\delta = 982 \text{ Kg/cm}^2 < 1600 \text{ Kg/cm}^2.$$

L'anello deve essere adeguatamente annegato in parti stabili della struttura.

#### 4.1.9. Verifica del corrente interno all'azione del vento

Il corrente interno, per effetto dell'azione del vento, viene sollecitato, se le diagonali in pianta formano un angolo  $\beta$  col corrente  $= 31^\circ 10'$ , da uno sforzo

$$N_c = \frac{2 N_v}{\text{tg } \beta}$$

$$N_c = \frac{2 \times 74,50}{0,60}$$

$$N_c = 248 \text{ Kg.}$$



Si deve verificare

$$\delta = \frac{N_c \times \omega_c}{S_c} \leq \delta_{amm}$$

dove:

$S_c$  = area della sezione del corrente

$l_c$  = lunghezza del corrente

$i_c$  = raggio d'inerzia del corrente

$\lambda_c$  = snellezza del corrente

$\omega_c$  = coefficiente relativo alla snellezza del corrente

$$\lambda_c = \frac{l_c}{i_c} = \frac{180}{0,877} = 205$$

$$\omega_c = 5,29$$

$$\delta = \frac{248 \times 5,29}{1,82} = 720 \text{ Kg/cm}^2 < 1800 \text{ Kg/cm}^2.$$

#### 4.1.10 Verifica del telaio ai carichi di esercizio

Il momento massimo nella mezzaria del traverso per un carico ripartito  $q$  è:

$$M_c = \frac{2k + 1}{2k + 3} \cdot \frac{q \times a^2 \times b}{8} \cdot \frac{h}{h_1}$$

ove:

$q$  = sovraccarico esterno

$a$  = lunghezza del traverso

$b$  = distanza tra le stilate

$h$  = distanza tra il piede del montante e il punto di spicco della curva

$h_1$  = distanza tra il piede del montante e l'asse del traverso

$h_2$  = momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione semplice della sezione normale dell'insieme traverso curva

$I_1$  = momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione semplice della sezione normale del montante

$$k = \frac{l_2}{l_1} \times \frac{h_1}{a}$$

Per  $l_2$  vedi quanto detto al 4.1.3.b.

$$k \cong \frac{10,65 + 2,44}{10,65} \times \frac{2,00}{1,00} = 2,46$$

$$M_c = \frac{2 \times 2,46 + 1}{2 \times 2,46 + 3} \times \frac{330 \times 1 \times 1 \times 1,80}{8} \times \frac{1,40}{2,00}$$

$$M_c = 38,80 \text{ Kgm.}$$

Per la verifica occorre che:

$$\delta = \frac{M_c}{W} \leq \delta_{amm}$$

$$\delta = \frac{3880 \text{ Kgcm}}{4,42 \text{ cm}^3}$$

$$\delta = 880 \text{ Kg/cm}^2 < 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 4.1.11 Verifica dell'impalcato

Gli impalcato possono essere realizzati con le seguenti caratteristiche minime:

- a) tavole semplici in legno 5 x 20
- b) tavole semplici in legno 4 x 30

Per questi tipi di impalcato è stata, di seguito, condotta verifica statica.

Qualora l'impalcato venisse realizzato con altri tipi di materiale dovrà essere condotta caso per caso apposita verifica statica.

L'ipotesi di calcolo adottata prevede la verifica per un carico di 330 Kg/mq compreso il peso proprio delle tavole, uniformemente distribuito oppure per un carico concentrato di 120 Kg in mezzaria, oppure per 2 carichi di 120 Kg concentrati, distanziati tra loro di 90 cm e posti nella posizione di massimo momento flet-



tente; notiamo che questa ultima condizione di carico coincide con la precedente.

Gli appoggi della tavola sono ad interasse di cm 180.

I risultati delle verifiche sono stati raccolti nella seguente tabella:

	<b>Impalcato tipo « a »</b>	<b>Impalcato tipo « b »</b>
Carico uniformemente distribuito	= 32,2 Kg/cm <sup>q</sup>	= 33,5 Kg/cm <sup>q</sup>
Carico concentrato	= 65 Kg/cm <sup>q</sup>	= 68 Kg/cm <sup>q</sup>

#### 4.1.12 Verifica di elementi particolari

Poiché per la realizzazione di elementi particolari (interruzione di una o di due stilate per passi carrai, raddoppio del montante per il montaggio di apparecchi di sollevamento, parasassi) si impiegano giunti e tubi, si specifica quanto segue:

- 1) Il materiale impiegato è di tipo autorizzato.
- 2) La realizzazione (vedi Allegato «A<sub>1</sub>») avviene nel rispetto dello schema tipo autorizzato.
- 3) La realizzazione di questi elementi particolari è stata studiata, come risulta dall'allegato A<sub>3</sub>, in modo che le maggiori sollecitazioni conseguenti a queste particolari situazioni di carico rispetto a quella "standard" esaminata in questo capitolo, risultino totalmente assorbite dai tubi e giunti previsti oltre il ponteggio a telai, per la realizzazione di questi elementi particolari. Essendo altresì questi schemi particolari, per quanto riguarda il tubo e giunto, stati studiati nel rispetto degli schemi autorizzati, per il tubo e giunto è stata omessa ogni calcolazione.

(Vedi approvazione ministeriale per tubi e giunti, Protoc. 9/RL 23286 12/1/A-2 del 24 febbraio 1973).

## CAPITOLO 4° (B)

### CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE CONDIZIONI DI IMPIEGO

#### Premessa

Si informa che le calcolazioni sono state effettuate con approssimazioni dell'ordine del 2 ‰, che si ritengono accettabili tenendo conto delle ipotesi di calcolo formulate, le quali danno valori largamente approssimati per eccesso (e quindi in favore della sicurezza).

#### 4.1. Calcolo del ponteggio da costruzione

##### 4.1.1. Generalità

Si assume per il ponteggio lo schema riportato nell'Allegato « A<sub>4</sub> » che prevede 10 + 1 ripiani aventi, tra loro, la distanza di 2 m per un'altezza totale (misurata dal piano di appoggio delle basette all'estradosso del tavolato più alto) pari a m 19,80 + 2,00 circa.

Interasse longitudinale tra i telai m 1,80; larghezza del ponteggio m 1,05.

Ogni piano è provvisto anteriormente di un telaietto parapetto. Posteriormente è previsto un corrente ad ogni piano posto sotto il traverso del telaio.

Sono previste le seguenti diagonali:

- a) nel piano longitudinale anteriore un telaietto parapetto per modulo;
- b) nel piano trasversale orizzontale un ordine di diagonali in pianta, per tutta la lunghezza del ponteggio, a piani alternati;
- c) nel piano trasversale verticale, la funzione di controventamento è esercitata dagli stessi telai del ponteggio.

Per le calcolazioni si adotta il metodo semplificato in quanto nella



schematizzazione del ponteggio sono soddisfatti i seguenti requisiti:

- un ancoraggio ogni 22 mq di facciata
- snellezza delle aste portanti non superiore a 200 per le membrature principali e a 250 per quelle secondarie.

#### 4.1.2. Valutazione dei carichi

##### 1) **Peso proprio del ponteggio**

Considerato che il peso proprio della parte metallica di ponteggio per mq di facciata è  $p \cong 8,3$  Kg/mq, il peso proprio afferente ad una stilata alta (20 m + 2), è:

$$P_p = p \times 22 \times 1,80$$

$$P_p = 8,3 \times 22 \times 1,80$$

$$P_p \cong 330 \text{ Kg.}$$

##### 2) **Carichi di esercizio**

Vengono assunte le seguenti ipotesi di carico:

- n. 1 impalcato con carico di esercizio di 300 Kg/mq;
- n. 1 impalcato con carico di esercizio di 150 Kg/mq;
- n. 4 piani di tavolato con peso proprio per ripiano di 30 Kg/mq.

Il carico complessivo trasmesso al ponteggio è:

$$q_{\text{tot}} = 570 \text{ Kg/mq.}$$

Il carico al piede di una stilata per una larghezza dell'impalcato  $a = 1,00$  m, risulta:

$$P_{\text{es}} = q_{\text{tot}} \times a \times 1,80$$

$$P_{\text{es}} = 570 \times 1,00 \times 1,80$$

$$P_{\text{es}} \cong 1020 \text{ Kg.}$$

##### 3) **Carico totale al piede della stilata**

$$P = P_p + P_{\text{es}}$$

$$P = 330 + 1020 \cong 1350 \text{ Kg.}$$

#### 4) Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in conformità alle istruzioni  
CNR - UNI 10012/67 zona 2

$$q \cdot 20 = 80 \text{ Kg/mq.}$$

L'azione del vento su un modulo (vedi allegato « B<sub>4</sub> » fig. 1)  
viene calcolata valutando le superfici investite dal vento (con-  
siderando sia quella interna che quella esterna).

##### a) Superfici della parte metallica (per un modulo)

— 1 telaio (0,048 x 4,00)	= 0,192 m <sup>2</sup>
— 1 telaietto di parapetto Ø 27 (0,027 x 1,80 x 2 + A)	= 0,152 m <sup>2</sup>
— 1 diagonale in pianta Ø 27 (0,027 x 2,02)	= 0,54 m <sup>2</sup>
— 1 corrente posteriore Ø 27 (0,027 x 1,80)	= 0,049 m <sup>2</sup>

$$\text{Totale superfici investite} \quad S_m = 0,447 \text{ m}^2$$

##### b) Superfici della parte in legname (per un modulo)

— Tavola fermapiede 0,20 x 1,80	= 0,36 m <sup>2</sup>
— Impalcato 0,05 x 1,80	= 0,09 m <sup>2</sup>

$$\text{Totale superfici investite} \quad S_1 = 0,45 \text{ m}^2$$

Considerando che un ponteggio nelle condizioni peggiori viene  
eretto a ridosso di un edificio a strutture intelaiate aperte, la  
azione di schermo esercitata da detto edificio può essere va-  
lutata pari ad una riduzione del 40 % della sollecitazione rela-  
tiva ad un ponteggio isolato.

L'azione del vento su un modulo risulta:

$$N_v = 1,04 (S_m + S_1) \times 80$$

$$N_v = 1,04 (0,447 + 0,450) \times 80$$

$$N_v = 74,50 \text{ Kg.}$$

#### 4.1.3. Momenti sui montanti del telaio

##### a) Momento dovuto all'azione del vento

Si ammette che la pressione del vento applicata all'innesto di



due telai sovrapposti sia eguale a quella dovuta ad un modulo ( $N_v$ ).

Ad ognuno dei due telai viene applicata una forza, coassiale

con il traverso, pari a  $\frac{N_v}{2}$ .

Il momento da prendere in esame su ogni montante è quello in corrispondenza dello spicco della curva del telaio.

Se  $h$  è la distanza tra il piede del montante e il punto di spicco della curva, il momento in questione su un montante dovuto all'azione del vento è:

$$M_v = \pm \frac{N_v}{2} \times \frac{1}{2} \times h$$

$$M_v = \pm \frac{74,50}{2} \times \frac{1}{2} \times 1,40$$

$$M_v = \pm 26,2 \text{ Kgm} = \pm 2620 \text{ Kgcm.}$$

#### b) **Momento dovuto al carico d'esercizio**

Il momento da prendere in esame su ogni montante si ha in corrispondenza dello spicco della curva del telaio.

Per

$q$  = sovraccarico esterno

$a$  = lunghezza del traverso

$b$  = distanza tra le stilate

$h_1$  = distanza tra il piede del montante e l'asse del traverso

$I_2$  = momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione semplice della sezione normale dell'insieme traverso-curva

$I_1$  = momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione semplice della sezione normale del montante

$$K = \frac{I_2}{I_1} \times \frac{h_1}{a}$$

Il momento in corrispondenza dell'incastro tra montante e traverso

$$M_o = \frac{q \times a^2 \times b}{4(2K + 3)}$$

Considerando in prima approssimazione  $I_2$  eguale alla somma del momento d'inerzia della traversa e di quello della curva presi nella sezione mediana del telaio e ciascuno rispetto al proprio asse neutro della flessione semplice.

$$K \simeq \frac{10,65 + 2,44}{10,65} \times \frac{2,00}{1,00} = 2,46$$

$$M_o = - \frac{330 \times 1 \times 1 \times 1,80}{4(2 \times 2,46 + 3)}$$

$$M_o = - 1870 \text{ Kgcm.}$$

Il momento in corrispondenza dello spicco della curva del telaio risulta quindi:

$$M_m = M_o \times \frac{h}{h_1}$$

$$M_m = - 1870 \times \frac{1,40}{2,00} = 1310 \text{ Kgcm.}$$

c) Il momento totale da prendere in esame sul montante, dovuto al vento ed al carico di esercizio, stando l'andamento lineare dei due diagrammi dei montanti si applica il criterio di cui al punto 4.4.1.1. della tabella CNR - UNI 10011/67, è:

$$M_t = - (M_v + M_m) \times 0,75$$

$$M_t = - (2620 + 1310) \times 0,75$$

$$M_t = - 3930 \times 0,75$$

$$M_t = 2950 \text{ Kgcm.}$$

#### 4.1.4. Verifica del montante del ponteggio

Per un carico minimo di collasso per montante risultante dalle



prove di insieme (vedi certificato n. 176944 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone allegato) è:

$$P_{cr} = 3900 \text{ Kg.}$$

La sollecitazione critica risulta

$$\delta c = \frac{P_{cr}}{A}$$

dove A è l'area della sezione del montante

$$\delta c = \frac{3900}{4,13} = 945 \text{ Kg/cm}^2.$$

Dal rapporto  $\frac{\delta c}{\delta s}$  tra la tensione critica e la tensione di snerva-

mento è possibile ricavare il rapporto  $\frac{\lambda}{\lambda_p}$  tra la snellezza effettiva e la snellezza corrispondente al limite di validità del com-

portamento in fase puramente elastica  $\left( \lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{\delta s}} \right)$  attra-

verso il prospetto 4-I delle istruzioni CNR - UNI 10011/73 e quindi è possibile definire la snellezza  $\lambda$

$$\frac{\lambda}{\lambda_p} = \varphi \left( \frac{\delta c}{\delta s} \right)$$

$$\delta c = 945 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta s = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\delta c}{\delta s} = \frac{945}{2400} = 0,390$$

$$\frac{\lambda}{\lambda_p} = \varphi (0,390) = 1,47$$

$$\lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{\delta s}}$$

$$\lambda_p = 3,14 \sqrt{\frac{21000}{24}}$$

$$\lambda_p = 93,0$$

$$\lambda = \lambda_p \times 1,47$$

$$\lambda = 93,0 \times 1,47$$

$$\lambda = 136$$

Dalla relazione:

$$\lambda = \frac{\beta l_0}{i}$$

dove:

$i$  = raggio d'inerzia della sezione trasversale del montante

$l_0$  = distanza verticale tra gli ancoraggi

si ottiene il coefficiente sperimentale di vincolo

$$\beta = \frac{i \times \lambda}{l_0}$$

$$\beta = \frac{1,61 \times 136}{400}$$

$$\beta = 0,55$$

La verifica di stabilità del ponteggio può essere limitata a quella di stabilità locale del montante precompresso (vedere istruzioni CNR - UNI 10011/73 punto 4.4.1)

$$\delta = \delta N + \delta M = \frac{\omega P_m}{A} + \frac{M_t}{\left(1 - \frac{1,5 \cdot P_m}{P_{cr}}\right) W} \leq \delta_{amm}$$

dove



Ponteggi Tubolari S.p.A.

Autorizz. Minister. n. 20524/PR 7-B2 del 10-3-78

$P_m$  = carico al piede di un montante dovuto al peso proprio e al carico di esercizio ( $P/2$ )

$\omega$  = coefficiente di amplificazione dei carichi relativo alla snellezza del montante e deducibile per gli acciai tipo 1 dal prospetto 4.II.C. della Tabella CNR - UNI 10011/73

$A$  = area della sezione del montante

$M_t$  = momento totale sul montante (vedi 4.1.3.)

$P_{cr}$  = carico minimo sperimentale di collasso del montante

$W$  = modulo di resistenza della sezione

$\delta_{amm}$  = tensione ammissibile per il materiale per la condizione di carico II

$$\delta = \frac{2,52 \times 675}{4,13} + \frac{2950}{\left(1 - \frac{1,5 \times 675}{3900}\right) \times 4,42}$$

$$\delta = 410 + 905 = 1315 < 1800 \text{ Kg/cm}^2.$$

#### 4.1.5. Verifica del collegamento assiale dei montanti

La pressione del vento su due moduli liberi (vedi All. «B<sub>4</sub>» fig. 2) quando non si tiene conto dell'azione di schermo esercitata dall'edificio (vedi 4.1.2.), risulta:

$$N'_v = 1,2 (s_m + s_1) \times 80 \times 2$$

$$N'_v = 1,2 (0,447 + 0,450) \times 80 \times 2$$

$$N'_v = 172 \text{ Kg.}$$

Lo sforzo sul collegamento assiale è:

$$X = N'_v \frac{h_1}{a}$$

$$X = 172 \frac{2,00}{1,00}$$

$$X = \pm 344 \text{ Kg.}$$

Poiché il carico minimo di rottura del collegamento assiale (vedi punto 3.6.) è di  $y = 4770$  il coefficiente di sicurezza risulta

$$\frac{y}{x} = \frac{4770}{344} \cong 13,90 \geq 2,2$$

#### 4.1.6. Verifica delle diagonali

##### 4.1.6.1. Verifica delle diagonali in vista (telaietto di parapetto)

Si suppone che il telaietto di parapetto stabilizzi entrambi i montanti della stilata.

Chiamato  $P$  il carico totale al piede della stilata lo sforzo tagliante (fittizio) è

$$T^* = \omega \frac{P}{100}$$

dove  $\omega$  è il coefficiente relativo alla snellezza critica  $\lambda$  del montante ( $\lambda = 136$  nel nostro caso)

$$T^* = 2,52 \frac{1350}{100} = 34,00 \text{ Kg.}$$

Considerando idealmente l'effetto del taglio fittizio come quello di un momento, lo sforzo assiale nei correnti superiore e inferiore del telaietto parapetto risulta

$$N_t = \pm \frac{T^*}{h_t}$$

dove  $h_t$  è la distanza tra i due correnti del telaietto parapetto.

$$N_t = \pm \frac{34}{0,550} = 62 \text{ Kg.}$$

Pertanto si verifica che



$$\delta = \frac{N_t \times \omega_t}{S_t} \leq \delta_{amm}$$

dove

$S_t$  = area della sezione di un corrente del telaietto parapetto

$l_t$  = lunghezza del corrente del telaietto parapetto

$i_t$  = raggio d'inerzia del corrente del telaietto parapetto

$\lambda_t$  = snellezza del corrente del telaietto parapetto

$\omega_t$  = Coefficiente relativo alla snellezza del corrente del telaietto parapetto

$$\lambda_t = \frac{l_t}{i_t} = \frac{1,72}{0,877} = 197$$

$$\omega_t = 4,90$$

$$\delta = \frac{62,00 \times 4,90}{1,82} = 165 \text{ Kg/cm}^2 < 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

Dalle prove di trazione condotte sugli schemi di irrigidimento di facciata (vedi certificato N. 141180 - 141184 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) risulta un carico minimo di rottura

$$A_d = 1380 \text{ Kg.}$$

Pertanto il grado di sicurezza degli attacchi risulta

$$V = \frac{A_d}{T^*} = \frac{1380}{34} = 40,5 \geq 2,2$$

Dalle prove di compressione condotte sugli schemi di irrigidimento di facciata (vedi certificato N. 141195 - 141199 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) risulta un carico minimo di rottura

$$A_c = 420 \text{ Kg.}$$

Il grado di sicurezza risulta quindi

$$V = \frac{A_c}{T^*} = \frac{420}{34,00} = 12,3 \geq 2,2$$

#### 4.1.6.2. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento

Le diagonali in pianta vengono verificate per accertare la capacità di trasmettere all'ancoraggio le azioni dovute al vento.

Previsto un ordine completo di diagonali in pianta ogni due piani di ponteggio, una diagonale trasmette l'azione del vento relativa a due moduli ( $2N_V$ ).

Se  $\beta$  è l'angolo che la diagonale forma con il corrente lo sforzo nella diagonale è per  $\beta = 31^\circ 10'$

$$N_p = \frac{2 N_V}{\text{sen } \beta}$$

$$N_p = \frac{2 \times 74,50}{\text{sen } \beta}$$

$$N_p = \frac{2 \times 74,50}{0,52} = 286 \text{ Kg.}$$

Pertanto si verifica che:

$$\delta = \frac{N_p \times \omega_p}{S_p} \leq \delta_{amm}$$

dove:

$S_p$  = area della sezione della diagonale

$l_p$  = lunghezza della diagonale

$i_p$  = raggio di inerzia della diagonale

$\lambda_p$  = snellezza della diagonale

$\omega_p$  = coefficiente relativo alla snellezza della diagonale

$$\lambda_p = \frac{l_p}{i_p} = \frac{202}{0,877} = 232$$

$$\omega_p = 6,69$$

$$\delta = \frac{286 \times 6,69}{1,82} = 1050 < 1800 \text{ Kg/cmq.}$$

Atteso che dalle prove di trazione condotte sugli schemi di irri-



igidimento in pianta (vedi certificato n. 141200 - 141204 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) risulta un carico minimo di rottura di  $A_p = 3750$  Kg, il grado di sicurezza degli attacchi delle diagonali risulta:

$$\frac{A_p}{2 N_V} = \frac{3750}{2 \times 74,50} = 25 \geq 2,2$$

Atteso che dalle prove di compressione condotte sugli schemi di irrigidimento in pianta (vedi certificazione n. 141205 - 141209 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) risulta un carico minimo di collasso  $A_{crit} = 450$  Kg, il grado di sicurezza risulta:

$$\frac{A_{crit}}{2 N_V} = \frac{450}{2 \times 74,50} = 3 \geq 2,2$$

#### 4.1.7. Verifica delle stilate alle azioni taglianti

Il telaio deve essere in grado di assorbire gli sforzi orizzontali derivanti dalle azioni instabilizzanti imputabili alla snellezza della stilata.

Il telaio va quindi verificato per resistere nel suo piano ad uno sforzo tagliante

$$T^* = \frac{\omega P}{100} \quad (\text{vedi 4.1.6.1})$$

$$T^* = 34,00 \text{ Kg.}$$

Atteso che dalle prove di rigidità condotte sul collegamento trasversale offerto dal telaio (vedi certificazione n. 141165 - 141169 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) è risultato che per valori di  $T = 500$  Kg si ottengono ancora delle frecce residue accettabili, il coefficiente di sicurezza della stabilità della stilata risulta:

$$\frac{T}{T^*} = \frac{500}{34,00} \cong 14,7 > 2,2$$

#### 4.1.8. Verifica degli ancoraggi

Gli ancoraggi sono sottoposti all'azione dovuta al vento ed a quella dovuta agli sforzi di stabilizzazione della stilata.

##### — Vento

Con la schematizzazione prevista, su ogni ancoraggio gravano 6 moduli (vedi All. « B<sub>4</sub> » fig. 3).

Lo sforzo sull'ancoraggio dovuto al vento (vedi 4.1.2) è:

$$S_v = 6 N_v = 6 \times 71,50 \cong 445 \text{ Kg.}$$

##### — Stabilizzazione della stilata

Con la schematizzazione prevista ogni ancoraggio deve stabilizzare 3 stilate (vedi All. « B<sub>4</sub> » fig. 3): lo sforzo trasmesso sull'ancoraggio (tenuto conto del valore T\* indicato al punto 4.1.6.1.) è:

$$S_s = 3 T^* = 3 \times 34,00 = 112 \text{ Kg.}$$

Lo sforzo totale sull'ancoraggio è:

$$S_T = S_v + S_s$$

$$S_T = 445 + 112 = 557 \text{ Kg.}$$

##### — Verifica dell'ancoraggio a cravatta realizzato mediante tubi e giunti ortogonali

Nel caso in cui l'ancoraggio sia realizzato mediante cravatta costituita da giunti e tubi (vedere particolari su All. « A<sub>4</sub> ») occorre che questi elementi siano del tipo autorizzato e che il frattile 5% Ng risultante dalle prove di scorrimento su giunti protetti sia

$$N_g \geq 2 S_T$$

##### — Verifica dell'ancoraggio a sbadacchio con anello

Nel caso in cui l'ancoraggio sia realizzato mediante sbadacchio con anello (vedere particolari su All. « A<sub>4</sub> » quest'ultimo deve essere costituito da un tondo in acciaio avente diametro non inferiore a 6 mm.

In tale condizione si ha:



$$\delta = \frac{S_T}{2 \pi r^2} \leq \delta_{amm}$$

$$\delta = \frac{557}{2 \pi 3^2}$$

$$\delta = 980 \text{ Kg/cm}^2 < 1600 \text{ Kg/cm}^2.$$

L'anello deve essere adeguatamente annegato in parti stabili della struttura.

#### 4.1.9. Verifica del corrente interno all'azione del vento

Il corrente interno, per effetto dell'azione del vento, viene sollecitato, se le diagonali in pianta formano un angolo  $\beta$  col corrente  $= 31^\circ 10'$ , da uno sforzo

$$N_c = \frac{2 N_v}{\text{tg } \beta}$$

$$N_c = \frac{2 \times 74,50}{0,60}$$

$$N_c = 248 \text{ Kg.}$$

Si deve verificare

$$\delta = \frac{N_c \times \omega_c}{S_c} \leq \delta_{amm}$$

dove:

$S_c$  = area della sezione del corrente

$l_c$  = lunghezza del corrente

$i_c$  = raggio d'inerzia del corrente

$\lambda_c$  = snellezza del corrente

$\omega_c$  = coefficiente relativo alla snellezza del corrente

$$\lambda_c = \frac{l_c}{i_c} = \frac{180}{0,877} = 205$$

$$\omega_c = 5,29$$

$$\delta = \frac{248 \times 5,29}{1,82} = 720 \text{ Kg/cmq} < 1800 \text{ Kg/cmq.}$$

#### 4.1.10 Verifica del telaio ai carichi di esercizio

Il momento massimo nella mezzaria del traverso per un carico ripartito  $q$  è:

$$M_c = \frac{2k + 1}{2k + 3} \cdot \frac{q \times a^2 \times b}{8} \cdot \frac{h}{h_1}$$

ove:

$q$  = sovraccarico esterno

$a$  = lunghezza del traverso

$b$  = distanza tra le stilate

$h$  = distanza tra il piede del montante e il punto di spicco della curva

$h_1$  = distanza tra il piede del montante e l'asse del traverso

$I_2$  = momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione semplice della sezione normale dell'insieme traverso curva

$I_1$  = momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione semplice della sezione normale del montante

$$k = \frac{I_2}{I_1} \times \frac{h_1}{a}$$

Per  $I_2$  vedi quanto detto al 4.1.3.b.

$$k \cong \frac{10,65 + 2,44}{10,65} \times \frac{2,00}{1,00} = 2,46$$

$$M_c = \frac{2 \times 2,46 + 1}{2 \times 2,46 + 3} \times \frac{330 \times 1 \times 1 \times 1,80}{8} \times \frac{1,40}{2,00}$$

$$M_c = 38,80 \text{ Kgm.}$$



Per la verifica occorre che:

$$\delta = \frac{M_c}{W} \leq \delta_{amm}$$

$$\delta = \frac{3880 \text{ Kgcm}}{4,42 \text{ cm}^3}$$

$$\delta = 880 \text{ Kg/cmq} < 1600 \text{ Kg/cmq}$$

#### 4.1.11 Verifica dell'impalcato

Gli impalcato possono essere realizzati con le seguenti caratteristiche minime:

- a) tavole semplici in legno 5 x 20
- b) tavole semplici in legno 4 x 30

Per questi tipi di impalcato è stata, di seguito, condotta verifica statica.

Qualora l'impalcato venisse realizzato con altri tipi di materiale dovrà essere condotta caso per caso apposita verifica statica.

L'ipotesi di calcolo adottata prevede la verifica per un carico di 330 Kg/mq compreso il peso proprio delle tavole, uniformemente distribuito oppure per un carico concentrato di 120 Kg in mezzaria, oppure per 2 carichi di 120 Kg concentrati, distanziati tra loro di 90 cm e posti nella posizione di massimo momento flettente; notiamo che questa ultima condizione di carico coincide con la precedente.

Gli appoggi della tavola sono ad interasse di cm 180.

I risultati delle verifiche sono stati raccolti nella seguente tabella:

	Impalcato tipo « a »	Impalcato tipo « b »
Carico uniformemente distribuito	= 32,2 Kg/cmq	= 33,5 Kg/cmq
Carico concentrato	= 65 Kg/cmq	= 68 Kg/cmq

#### 4.1.12 Verifica di elementi particolari

Poiché la realizzazione di elementi particolari (interruzione di una stilata, raddoppio del montante per il montaggio di apparecchi di sollevamento, parasassi) si impiegano giunti e tubi, si specifica quanto segue:

- 1) Il materiale impiegato è di tipo autorizzato.
- 2) La realizzazione (vedi All. « A<sub>4</sub> ») avviene nel rispetto dello schema tipo autorizzato.
- 3) La realizzazione di questi elementi particolari è stata studiata, come risulta dall'allegato « A<sub>2</sub> », in modo che le maggiori sollecitazioni conseguenti a queste particolari situazioni di carico rispetto a quella standard esaminata in questo capitolo, risultino totalmente assorbite dai tubi e giunti previsti oltre il ponteggio a telai, per la realizzazione di questi elementi particolari. Essendo altresì questi schemi particolari, per quanto riguarda il tubo e giunto, stati studiati nel rispetto degli schemi autorizzati per il tubo e giunto, è stata omessa ogni calcolazione.

(Vedi approvazione ministeriale per tubi e giunti Protoc. 9/RL 23286 12/1/A-2 del 24 febbraio 1973).



### CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE CONDIZIONI DI IMPIEGO

#### **Premessa**

Si informa che le calcolazioni sono state effettuate con approssimazioni dell'ordine del 2%, che si ritengono accettabili tenendo conto delle ipotesi di calcolo formulate, le quali danno valori largamente approssimati per eccesso (e quindi in favore della sicurezza).

#### **4.1. Calcolo del ponteggio da costruzione**

##### **4.1.1. Generalità**

Si assume per il ponteggio lo schema riportato nell'Allegato « A<sub>6</sub> » che prevede 10 + 1 ripiani aventi, tra loro, la distanza di 2 m per un'altezza totale (misurata dal piano di appoggio delle basette all'estradosso del tavolato più alto) pari a m 19,80 + 2,00 circa. Interasse longitudinale tra i telai m 1,80; larghezza del ponteggio m 1,05.

Ogni piano è provvisto anteriormente di due correnti parapetto. Posteriormente è previsto un corrente ad ogni piano posto sotto il traverso del telaio.

Sono previste le seguenti diagonali:

- a) nel piano longitudinale anteriore una diagonale a moduli alternati;
- b) nel piano trasversale orizzontale un ordine di diagonali in pianta, per tutta la lunghezza del ponteggio, a piani alternati;
- c) nel piano trasversale verticale, la funzione di controventamento è esercitata dagli stessi telai del ponteggio.

Per le calcolazioni si adotta il metodo semplificato in quanto nella schematizzazione del ponteggio sono soddisfatti i seguenti requisiti:



- un ancoraggio ogni 22 mq di facciata
- snellezza delle aste portanti non superiore a 200 per le membrature principali e a 250 per quelle secondarie.

#### 4.1.2. Valutazione dei carichi

##### 1) Peso proprio del ponteggio

Considerato che il peso proprio della parte metallica di ponteggio per mq di facciata è  $p \cong 8,3$  Kg/mq, il peso proprio afferente ad una stilata alta (20 m + 2), è:

$$P_p = p \times 22 \times 1,80$$

$$P_p = 8,3 \times 22 \times 1,80$$

$$P_p \cong 330 \text{ Kg.}$$

##### 2) Carichi di esercizio

Vengono assunte le seguenti ipotesi di carico:

- n. 1 impalcato con carico di esercizio di 300 Kg/mq;
- n. 1 impalcato con carico di esercizio di 150 Kg/mq;
- n. 4 piani di tavolato con peso proprio per ripiano di 30 Kg/mq.

Il carico complessivo trasmesso al ponteggio è:

$$q_{tot} = 570 \text{ Kg/mq.}$$

Il carico al piede di una stilata per una larghezza dell'impalcato  $a = 1,00$  m, risulta:

$$P_{es} = q_{tot} \times a \times 1,80$$

$$P_{es} = 570 \times 1,00 \times 1,80$$

$$P_{es} \cong 1020 \text{ Kg.}$$

##### 3) Carico totale al piede della stilata

$$P = P_p + P_{es}$$

$$P = 330 + 1020 \cong 1350 \text{ Kg.}$$

##### 4) Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in conformità alle istruzioni CNR - UNP 10012/67 zona 2

$$q_{20} = 80 \text{ Kg/mq.}$$

L'azione del vento su un modulo (vedi Allegato « B<sub>1</sub> », fig. 1) viene calcolata valutando le superfici investite dal vento (considerando sia quella interna che quella esterna).

a) Superfici della parte metallica (per un modulo)

— 1 telaio (0,048 x 4,00)	= 0,192 m <sup>2</sup>
— 1 corrente di parapetto Ø 27 (0,027 x 1,80)	= 0,049 m <sup>2</sup>
— (*) 1 corrente di parapetto Ø 27 (0,027 x 1,80)	= 0,049 m <sup>2</sup>
— 1 diagonale in vista Ø 27 (0,027 x 2,02)	= 0,054 m <sup>2</sup>
— 1 diagonale in pianta Ø 27 (0,027 x 2,02)	= 0,054 m <sup>2</sup>
— 1 corrente posteriore Ø 27 (0,027 x 1,80)	= 0,049 m <sup>2</sup>
	= 0,447 m <sup>2</sup>
Totale superfici investite	S <sub>m</sub> = 0,447 m <sup>2</sup>

b) Superfici della parte in legname (per un modulo)

— Tavola fermapiede 0,20 x 1,80	= 0,36 m <sup>2</sup>
— Impalcato 0,05 x 1,80	= 0,09 m <sup>2</sup>
	= 0,45 m <sup>2</sup>
Totale superfici investite	S <sub>i</sub> = 0,45 m <sup>2</sup>

Considerando che un ponteggio nelle condizioni peggiori viene eretto a ridosso di un edificio a strutture intelaiate aperte, la azione di schermo esercitata da detto edificio può essere valutata pari ad una riduzione del 40 % della sollecitazione relativa ad un ponteggio isolato.

L'azione del vento su un modulo risulta:

$$N_v = 1,04 (S_m + S_i) \times 80$$

$$N_v = 1,04 (0,447 + 0,450) \times 80$$

$$N_v = 74,50 \text{ Kg.}$$

#### 4.1.3. Momenti sui montanti del telaio

a) **Momento dovuto all'azione del vento**

Si ammette che la pressione del vento applicata all'innesto di due telai sovrapposti sia eguale a quella dovuta ad un modulo (N<sub>v</sub>).

---

(\*) Non strutturale ma in funzione di secondo parapetto.



Ad ognuno dei due telai viene applicata una forza, coassiale

con il traverso, pari a  $\frac{N_v}{2}$ .

Il momento da prendere in esame su ogni montante è quello in corrispondenza dello spicco della curva del telaio.

Se  $h$  è la distanza tra il piede del montante e il punto di spicco della curva, il momento in questione su un montante dovuto all'azione del vento è:

$$M_v = \pm \frac{N_v}{2} \times \frac{1}{2} \times h$$

$$M_v = \pm \frac{74,50}{2} \times \frac{1}{2} \times 1,40$$

$$M_v = \pm 26,2 \text{ Kgm} = \pm 2620 \text{ Kgcm.}$$

#### b) **Momento dovuto al carico d'esercizio**

Il momento da prendere in esame su ogni montante si ha in corrispondenza dello spicco della curva del telaio.

Per

$q$  = sovraccarico esterno

$a$  = lunghezza del traverso

$b$  = distanza tra le stilate

$\tilde{h}_1$  = distanza tra il piede del montante e l'asse del traverso

$I_2$  = momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione semplice della sezione normale dell'insieme traverso-curva

$I_1$  = momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione semplice della sezione normale del montante

$$K = \frac{I_2}{I_1} \times \frac{h_1}{a}$$

Il momento in corrispondenza dell'incastro tra montante e traverso

$$M_o = \frac{q \times a^2 b}{4 (2K + 3)}$$

Considerando in prima approssimazione  $I_2$  eguale alla somma del momento d'inerzia della traversa e di punto della curva presi nella sezione mediana del telaio e ciascuno rispetto al proprio asse neutro della flessione semplice.

$$K \simeq \frac{10,65 + 2,44}{10,65} \times \frac{2,00}{1,00} = 2,46$$

$$M_o = - \frac{330 \times 1 \times 1 \times 1,80}{4 (2 \times 2,46 + 3)}$$

$$M_o = - 1870 \text{ Kgcm.}$$

Il momento in corrispondenza dello spicco della curva del telaio risulta quindi:

$$M_m = M_o \times \frac{h}{h_1}$$

$$M_m = - 1870 \times \frac{1,40}{2,00} = - 1310 \text{ Kgcm.}$$

- c) Il momento totale da prendere in esame sui montante, dovuto al vento ed al carico di esercizio, stando l'andamento lineare dei due diagrammi dei montanti si applica il criterio di cui al punto 4.4.1.1. della tabella CNR - UNI 10011/67, è:

$$M_t = - (M_v + M_m) \times 0,75$$

$$M_t = - (2620 + 1310) \times 0,75$$

$$M_t = - 3930 \times 0,75$$

$$M_t = 2950 \text{ Kgcm.}$$

#### 4.1.4. Verifica del montante del ponteggio

Per un carico minimo di collasso per montante risultante dalle



prove di insieme (vedi certificato n. 188416 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone allegato) è:

$$P_{cr} = 3990 \text{ Kg.}$$

La sollecitazione critica risulta

$$\delta_c = \frac{P_{cr}}{A}$$

dove A è l'area della sezione del montante

$$\delta_c = \frac{3990}{4,13} = 965 \text{ Kg/cm}^2.$$

Dal rapporto  $\frac{\delta_c}{\delta_s}$  tra la tensione critica e la tensione di snerva-

mento è possibile ricavare il rapporto  $\frac{\lambda}{\lambda_p}$  tra la snellezza effettiva e la snellezza corrispondente al limite di validità del com-

portamento in fase puramente elastica  $\left( \lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{\delta_s}} \right)$  attra-

verso il prospetto 4-I delle istruzioni CNR - UNI 10011/73 e quindi è possibile definire la snellezza  $\lambda$

$$\frac{\lambda}{\lambda_p} = \varphi \left( \frac{\delta_c}{\delta_s} \right)$$

$$\delta_c = 965 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_s = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\delta_c}{\delta_s} = \frac{965}{2400} = 0,40$$

$$\frac{\lambda}{\lambda_p} = \varphi (0,40) = 1,46$$

$$\lambda p = \pi \sqrt{\frac{E}{\delta s}}$$

$$\lambda p = 3,14 \sqrt{\frac{21000}{24}}$$

$$\lambda p = 93,0$$

$$\lambda = \lambda p \times 1,46$$

$$\lambda = 93,0 \times 1,46$$

$$\lambda = 135$$

Dalla relazione:

$$\lambda = \frac{\beta l_0}{i}$$

dove:

$i$  = raggio d'inerzia della sezione trasversale del montante

$l_0$  = distanza verticale tra gli ancoraggi

si ottiene il coefficiente sperimentale di vincolo

$$\beta = \frac{i \times \lambda}{l_0}$$

$$\beta = \frac{1,61 \times 135}{400}$$

$$\beta = 0,54$$

La verifica di stabilità del ponteggio può essere limitata a quella di stabilità locale del montante precompresso (vedere istruzioni CNR - UNI 10011/73 punto 4.4.1)

$$\delta = \delta N + \delta M = \frac{\omega P_m}{A} + \frac{M_t}{\left(1 - \frac{1,5 \cdot P_m}{P_{cr}}\right) W} \leq \delta_{amm}$$



dove

$P_m$  = carico al piede di un montante dovuto al peso proprio e al carico di esercizio ( $P/2$ )

$\omega$  = coefficiente di amplificazione dei carichi relativo alla snellezza del montante e deducibile per gli acciai tipo 1 dal prospetto 4.II.C. della Tabella CNR - UNI 10011/73

$A$  = area della sezione del montante

$M_t$  = momento totale sul montante (vedi 4.1.3.)

$P_{cr}$  = carico minimo sperimentale di collasso del montante

$W$  = modulo di resistenza della sezione

$\delta_{amm}$  = tensione ammissibile per il materiale per la condizione di carico II

$$\delta = \frac{2,49 \times 675}{4,13} + \frac{2950}{\left(1 - \frac{1,5 \times 675}{3990}\right) \times 4,42}$$

$$\delta = 405 + 898 = 1313 < 1800 \text{ Kg/cm}^2.$$

#### 4.1.5. Verifica del collegamento assiale dei montanti

La pressione del vento su due moduli liberi (vedi All. « B<sub>1</sub> » fig. 2) quando non si tiene conto dell'azione di schermo esercitata dall'edificio (vedi 4.1.2.), risulta:

$$N'_v = 1,2 (S_m + S_l) \times 80 \times 2$$

$$N'_v = 1,2 (0,447 + 0,450) \times 80 \times 2$$

$$N'_v = 172 \text{ Kg.}$$

Lo sforzo sul collegamento assiale è:

$$X = N'_v \frac{h_1}{a}$$

$$X = 172 \frac{2,00}{1,00}$$

$$X = \pm 344 \text{ Kg.}$$

Poiché il carico minimo di rottura del collegamento assiale (vedi punto 3.6.) è di  $y = 4770$  il coefficiente di sicurezza risulta

$$\frac{y}{x} = \frac{4770}{344} \cong 13,90 \geq 2,2$$

#### 4.1.6. Verifica delle diagonali

##### 4.1.6.1. Verifica delle diagonali in vista

Si suppone che le diagonali in vista stabilizzino entrambi i montanti della stilata.

Chiamato  $P$  il carico totale al piede della stilata lo sforzo tagliante (fittizio) è

$$T^* = \omega \frac{P}{100}$$

dove  $\omega$  è il coefficiente relativo alla snellezza critica  $\lambda$  del montante ( $\lambda = 135$  nel ns. caso)

$$T^* = 2,49 \frac{1350}{100} = 33,50 \text{ Kg.}$$

Lo sforzo della diagonale è, stando lo schema di irrigidimento che prevede diagonali in vista a campi alternati

$$N_d = 2 \frac{T^*}{\cos \alpha}$$

Essendo  $\alpha$  l'angolo che la diagonale forma con il piano orizzontale  $= 31^\circ 10'$

$$N_d = 2 \frac{33,50}{0,86} = 82,80$$

Pertanto si verifica che:

$$\delta = \frac{N_d \times \omega_d}{S_d} \leq \delta_{amm}$$



dove

$S_d$  = area della sezione della diagonale

$l_d$  = lunghezza della diagonale

$i_d$  = raggio di inerzia della diagonale

$\lambda_d$  = snellezza della diagonale

$\omega_d$  = coefficiente relativo alla snellezza della diagonale

$$\lambda_d = \frac{l_d}{i_d} = \frac{2,02}{0,877} = 232$$

$$\omega_d = 6,69$$

$$\delta = \frac{82,80 \times 6,69}{1,82} = 304 \text{ Kg/cm}^2 < 1800 \text{ Kg/cm}^2.$$

Dalle prove di trazione condotte sugli schemi di irrigidimento di facciata (vedi certificazione n. 141175-141179 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) risulta un carico minimo di rottura  $A_d = 3450 \text{ Kg}$ .

Pertanto il grado di sicurezza degli attacchi risulta

$$V = \frac{A_d}{2 T^*} = \frac{3450}{2 \cdot 33,50} = 51,5 \geq 2,2$$

Dalle prove di compressione condotte sugli schemi di irrigidimento di facciata (vedi certificazione n. 141190 - 141194 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) risulta un carico minimo di rottura

$$A_c = 310 \text{ Kg}.$$

Il grado di sicurezza risulta quindi

$$V = \frac{A_c}{2 T^*} = \frac{310}{2,33,50} = 4,65 \geq 2,2$$

#### 4.1.6.2. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento

Le diagonali in pianta vengono verificate per accertare la capacità di trasmettere all'ancoraggio le azioni dovute al vento.

Previsto un ordine completo di diagonali in pianta ogni due piani di ponteggio, una diagonale trasmette l'azione del vento relativa a due moduli ( $2N_v$ ).

Se  $\beta$  è l'angolo che la diagonale forma con il corrente lo sforzo nella diagonale è per  $\beta = 31^\circ 10'$

$$N_p = \frac{2 N_v}{\text{sen } \beta}$$

$$N_p = \frac{2 \times 74,50}{\text{sen } \beta}$$

$$N_p = \frac{2 \times 74,50}{0,52} = 286 \text{ Kg.}$$

Pertanto si verifica che:

$$\delta = \frac{N_p \times \omega_p}{S_p} \leq \delta_{amm}$$

dove:

$S_p$  = area della sezione della diagonale

$l_p$  = lunghezza della diagonale

$i_p$  = raggio di inerzia della diagonale

$\lambda_p$  = snellezza della diagonale

$\omega_p$  = coefficiente relativo alla snellezza della diagonale

$$\lambda_p = \frac{l_p}{i_p} = \frac{202}{0,877} = 232$$

$$\omega_p = 6,69$$

$$\delta = \frac{286 \times 6,69}{1,78} = 1050 < 1800 \text{ Kg/cmq.}$$

Atteso che dalle prove di trazione condotte sugli schemi di irrigidimento in pianta (vedi certificato n. 141200 - 141204 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) risulta un carico minimo di



rottura di  $A_p = 3750$  Kg, il grado di sicurezza degli attacchi delle diagonali risulta:

$$\frac{A_p}{2 N_v} = \frac{3750}{2 \times 74,50} = 25 \geq 2,2$$

Atteso che dalle prove di compressione condotte sugli schemi di irrigidimento in pianta (vedi certificazione n. 141205 - 141209 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) risulta un carico minimo di collasso  $A_{crit} = 450$  Kg, il grado di sicurezza risulta:

$$\frac{A_{crit}}{2 N_v} = \frac{450}{2 \times 74,50} = 3 \geq 2,2$$

#### 4.1.7. Verifica delle stilate alle azioni taglianti

Il telaio deve essere in grado di assorbire gli sforzi orizzontali derivanti dalle azioni instabilizzanti imputabili alla snellezza della stilata.

Il telaio va quindi verificato per resistere nel suo piano ad uno sforzo tagliante

$$T^* = \frac{\omega P}{100} \text{ (vedi 4.1.6.1)}$$

$$T^* = 35,50 \text{ Kg.}$$

Atteso che dalle prove di rigidità condotte sul collegamento trasversale offerto dal telaio (vedi certificazione n. 141165 - 141169 del Laboratorio ENPI di Monteporzio Catone) è risultato che per valori di  $T = 500$  Kg si ottengono ancora delle frecce residue accettabili, il coefficiente di sicurezza della stabilità della stilata risulta:

$$\frac{T}{T^*} = \frac{500}{33,50} \cong 14,9 > 2,2$$

#### 4.1.8. Verifica degli ancoraggi

Gli ancoraggi sono sottoposti all'azione dovuta al vento ed a quella dovuta agli sforzi di stabilizzazione della stilata.

### — Vento

Con la schematizzazione prevista, su ogni ancoraggio gravano 6 moduli (vedi All. « B<sub>1</sub> » fig. 3)

Lo sforzo sull'ancoraggio dovuto al vento (vedi 4.1.2.) è:

$$S_V = 6 N_V = 6 \times 74,50 \cong 445 \text{ Kg.}$$

### — Stabilizzazione della stilata

Con la schematizzazione prevista ogni ancoraggio deve stabilizzare 3 stilate (vedi All. « B<sub>1</sub> » fig. 3): lo sforzo trasmesso sull'ancoraggio è (tenuto conto del valore T\* indicato al punto 4.1.6.1.):

$$S_s = 3 T^* = 3 \times 33,50 = 100,5 \text{ Kg.}$$

Lo sforzo totale sull'ancoraggio è:

$$S_T = S_V + S_s$$

$$S_T = 445 + 100,5 = 545,5 \text{ Kg.}$$

### — Verifica dell'ancoraggio a cravatta realizzato mediante tubi e giunti ortogonali

Nel caso in cui l'ancoraggio sia realizzato mediante cravatta costituita da giunti e tubi (vedere particolari su Allegato « A<sub>1</sub> ») occorre che questi elementi siano del tipo autorizzato e che il frattile 5%, Ng risultante dalle prove di scorrimento su giunti protetti sia

$$N_g \geq 2 S_T$$

### — Verifica dell'ancoraggio a sbadacchio con anello

Nel caso in cui l'ancoraggio sia realizzato mediante sbadacchio con anello (vedere particolari su Allegato « A<sub>1</sub> »), questo ultimo deve essere costituito da un tondo in acciaio avente diametro non inferiore a 6 mm.

In tale condizione si ha:

$$\delta = \frac{S_T}{2 \pi r^2} \leq \delta_{amm}$$



$$\delta = \frac{545,5}{2 \pi 3^2}$$

$$\delta = 960 \text{ Kg/cm}^2 < 1600 \text{ Kg/cm}^2.$$

L'anello deve essere adeguatamente annegato in parti stabili della struttura.

#### 4.1.9. Verifica del corrente interno all'azione del vento

Il corrente interno, per effetto dell'azione del vento, viene sollecitato, se le diagonali in pianta formano un angolo  $\beta$  col corrente  $= 31^\circ 10'$ , da uno sforzo

$$N_c = \frac{2 N_v}{\gamma \beta}$$

$$N_c = \frac{2 \times 74,50}{0,60}$$

$$N_c = 248 \text{ Kg.}$$

Si deve verificare

$$\delta = \frac{N_c \times \omega_c}{S_c} \leq \delta_{amm}$$

dove:

$S_c$  = area della sezione del corrente

$l_c$  = lunghezza del corrente

$i_c$  = raggio d'inerzia del corrente

$\lambda_c$  = snellezza del corrente

$\omega_c$  = coefficiente relativo alla snellezza del corrente

$$\lambda_c = \frac{l_c}{i_c} = \frac{180}{0,877} = 205$$

$$\omega_c = 5,29$$

$$\delta = \frac{248 \times 5,29}{1,82} = 720 \text{ Kg/cm}^2 < 1800 \text{ Kg/cm}^2.$$

#### 4.1.10 Verifica del telaio ai carichi di esercizio

Il momento massimo nella mezzaria del traverso per un carico ripartito  $q$  è:

$$M_c = \frac{2k + 1}{2k + 3} \cdot \frac{q \times a^2 \times b}{8} \cdot \frac{h}{h_1}$$

ove:

$q$  = sovraccarico esterno

$a$  = lunghezza del traverso

$b$  = distanza tra le stilate

$h$  = distanza tra il piede del montante e il punto di spicco della curva

$h_1$  = distanza tra il piede del montante e l'asse del traverso

$h_2$  = momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione semplice della sezione normale dell'insieme traverso curva

$I_1$  = momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della flessione semplice della sezione normale del montante

$$k = \frac{I_2}{I_1} \times \frac{h_1}{a}$$

Per  $I_2$  vedi quanto detto al 4.1.3.b.

$$k \cong \frac{10,65 + 2,44}{10,65} \times \frac{2,00}{1,00} = 2,46$$

$$M_c = \frac{2 \times 2,46 + 1}{2 \times 2,46 + 3} \times \frac{330 \times 1 \times 1 \times 1,80}{8} \times \frac{1,40}{1,80}$$

$$M_c = 38,80 \text{ Kgm.}$$

Per la verifica occorre che:

$$\delta = \frac{M_c}{W} \leq \delta_{amm}$$

$$\delta = \frac{3880 \text{ Kgcm}}{4,42 \text{ cm}^3}$$

$$\delta = 880 \text{ Kg/cm}^2 < 1600 \text{ Kg/cm}^2$$



#### 4.1.11 Verifica dell'impalcato

Gli impalcato possono essere realizzati con le seguenti caratteristiche minime:

- a) tavole semplici in legno 5 x 20
- b) tavole semplici in legno 4 x 30

Per questi tipi di impalcato è stata, di seguito, condotta verifica statica.

Qualora l'impalcato venisse realizzato con altri tipi di materiale dovrà essere condotta caso per caso apposita verifica statica.

L'ipotesi di calcolo adottata prevede la verifica per un carico di 330 Kg/mq compreso il peso proprio delle tavole, uniformemente distribuito oppure per un carico concentrato di 120 Kg in mezzaria, oppure per 2 carichi di 120 Kg concentrati, distanziati tra loro di 90 cm e posti nella posizione di massimo momento flettente; notiamo che questa ultima condizione di carico coincide con la precedente.

Gli appoggi della tavola sono ad interasse di cm 180.

I risultati delle verifiche sono stati raccolti nella seguente tabella:

	Impalcato tipo « a »	Impalcato tipo « b »
Carico uniformemente distribuito	= 32,2 Kg/cm <sup>2</sup>	= 33,5 Kg/cm <sup>2</sup>
Carico concentrato	= 65 Kg/cm <sup>2</sup>	= 68 Kg/cm <sup>2</sup>

#### 4.1.12 Verifica di elementi particolari

Poiché per la realizzazione di elementi particolari (interruzione di una stilata, raddoppio del montante per il montaggio di appa-

recchi di sollevamento, parasassi) si impiegano giunti e tubi, si specifica quanto segue:

- 1) Il materiale impiegato è di tipo autorizzato.
- 2) La realizzazione (vedi Allegato « A<sub>1</sub> ») avviene nel rispetto dello schema tipo autorizzato.
- 3) La realizzazione di questi elementi particolari è stata studiata, come risulta dall'allegato « A<sub>2</sub> », in modo che le maggiori sollecitazioni conseguenti a queste particolari situazioni di carico rispetto a quella standard esaminata in questo capitolo, risultino totalmente assorbite dai tubi e giunti previsti oltre il ponteggio a telai, per la realizzazione di questi elementi particolari. Essendo altresì questi schemi particolari, per quanto riguarda il tubo e giunto, stati studiati nel rispetto degli schemi autorizzati per il tubo e giunto, è stata omessa ogni calcolo.

(Vedi approvazione ministeriale per tubi e giunti Protoc. 9/RL 23286 12/1/A-2 del 24 febbraio 1973).



### ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEL PONTEGGIO

Sono stati sottoposti a prove di collasso due prototipi di ponteggio, entrambi montati secondo lo schema tipo, costituiti da 5 piani e 4 stilate collegati strutturalmente:

#### a) Sul piano di facciata esterna

- a<sub>1</sub>) Nei riquadri di facciata al piede
  - da due diagonali per ogni riquadro di facciata al piede impiegando complessivamente n. 6 diagonali;
- a<sub>2</sub>) Nei restanti riquadri di facciata
  - da un corrente con funzione di parapetto per ogni riquadro di facciata impiegando complessivamente n. 12 correnti;
  - da una diagonale per ogni riquadro di facciata impiegando complessivamente n. 12 diagonali;

#### b) Sul piano di facciata interna

- da un corrente per ogni riquadro, posto al di sotto del traverso, impiegando complessivamente n. 15 correnti;

#### c) Sui piani trasversali orizzontali

- da una diagonale per ogni riquadro, a piani alterni di ponteggio in corrispondenza dei piani ancorati impiegando complessivamente n. 9 diagonali.

Gli ancoraggi sono stati realizzati sulle stilate esterne del prototipo in corrispondenza dei piani diagonalati impiegando un totale di n. 6 ancoraggi.

Il dispositivo di applicazione dei carichi prevedeva:

- un piano di lavoro caricato con 330 Kg/mq;
- forze orizzontali di 50 Kg normali al piano di facciata, appli-



- cate ai nodi delle stilate centrali per un totale di  $8 \times 50 =$   
Kg 400;
- una forza orizzontale di 200 Kg parallela al piano di facciata,  
applicata in corrispondenza del 4° piano del ponteggio;
  - carichi verticali crescenti, applicati alla sommità degli otto  
montanti.

I carichi al piede del montante che hanno determinato il collasso  
sono risultati:

$$P_{c1} = \text{Kg } 3750$$

$$P_{c2} = \text{Kg } 4230$$

Il carico al piede di un montante per ponteggio di altezza pari a  
20 m, in presenza di impalcati a tutti i piani e di due piani cari-  
cati con il carico di esercizio, risulta:

$$\text{— Peso proprio struttura} \quad \quad \quad = 165 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{— Peso proprio impalcati} \\ (30 \times 10 = 300 \text{ Kg/mq} - \\ 300 \text{ Kg/mq} \times 0,5 \times 1,80) \end{aligned} \quad \quad \quad = 270 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{— Carico di esercizio} \\ (300 + 150 = 450 \text{ Kg/mq} - \\ 450 \text{ Kg/mq} \times 0,50 \times 1,80) \end{aligned} \quad \quad \quad = 405 \text{ Kg}$$

$$\text{Carico totale } P_m = 840 \text{ Kg}$$

Il coefficiente di sicurezza delle strutture rispetto al minimo dei  
carichi di collasso è risultato:

$$V = \frac{P_c \text{ min.}}{P_m} = \frac{3750}{840} = 4,45 \geq 2,5$$

## CAPITOLO 5° (B)

### ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEL PONTEGGIO

Sono stati sottoposti a prove di collasso due prototipi di ponteg-  
gio, entrambi montati secondo lo schema tipo, costituiti da 5 piani  
e 4 stilate collegati strutturalmente:

**a) Sul piano di facciata esterna**

- a<sub>1</sub>) Nei riquadri di facciata al piede  
— da due diagonali per ogni riquadro di facciata al piede impiegando complessivamente n. 6 diagonali;
- a<sub>2</sub>) Nei restanti riquadri di facciata  
— da un telaietto con funzione di parapetto per ogni riquadro di facciata impiegando complessivamente n. 12 telaietti;

**b) Sul piano di facciata interna**

- da un corrente per ogni riquadro, posto al di sotto del trasverso, impiegando complessivamente n. 15 correnti;

**c) Sui piani trasversali orizzontali**

- da una diagonale per ogni riquadro, a piani alterni di ponteggio in corrispondenza dei piani ancorati impiegando complessivamente n. 9 diagonali.

Gli ancoraggi sono stati realizzati sulle stilate esterne del prototipo in corrispondenza dei piani diagonalati impiegando un totale di n. 6 ancoraggi.

Il dispositivo di applicazione dei carichi prevedeva:

- un piano di lavoro caricato con 330 Kg/mq;  
— forze orizzontali di 50 Kg normali al piano di facciata, applicate ai nodi delle stilate centrali per un totale di  $8 \times 50 =$  Kg 400;  
— una forza orizzontale di 200 Kg parallela al piano di facciata, applicata in corrispondenza del 4° piano del ponteggio;  
— carichi verticali crescenti, applicati alla sommità degli otto montanti.

I carichi al piede del montante che hanno determinato il collasso sono risultati:

$$P_{c1} = \text{Kg } 3900$$

$$P_{c2} = \text{Kg } 4230$$

Il carico al piede di un montante per ponteggio di altezza pari a



20 m, in presenza di impalcati a tutti i piani e di due piani caricati con il carico di esercizio, risulta:

— Peso proprio struttura	= 165 Kg
— Peso proprio impalcati (30 x 10 = 300 Kg/mq - 300 Kg/mq x 0,5 x 1,80)	= 270 Kg
— Carico di esercizio (300 + 150 = 450 Kg/mq - 450 Kg/mq x 0,50 x 1,80)	= <u>405 Kg</u>

Carico totale  $P_m = 840$  Kg

Il coefficiente di sicurezza delle strutture rispetto al minimo dei carichi di collasso è risultato:

$$V = \frac{P_c \text{ min.}}{P_m} = \frac{3900}{840} = 4,65 \geq 2,5$$

## CAPITOLO 5° (C)

### ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEL PONTEGGIO

Sono stati sottoposti a prove di collasso due prototipi di ponteggio, entrambi montati secondo lo schema tipo, costituiti da 5 piani e 4 stilate collegati strutturalmente:

#### a) Sul piano di facciata esterna

##### a<sub>1</sub>) Nei riquadri di facciata al piede

— da una diagonale per ciascuno dei due riquadri di facciata al piede esterni impiegando complessivamente n. 2 diagonali;

##### a<sub>2</sub>) Nei restanti riquadri di facciata

— da un corrente con funzione di parapetto per ogni ri-

quadro di facciata impiegando complessivamente n. 12 correnti;

- da una diagonale per ogni riquadro di facciata impiegando complessivamente n. 8 diagonal;

**b) Sul piano di facciata interna**

- da un corrente per ogni riquadro, posto al di sotto del traverso, impiegando complessivamente n. 15 correnti;

**c) Sui piani trasversali orizzontali**

- da una diagonale per ogni riquadro, a piani alterni di ponteggio in corrispondenza dei piani ancorati impiegando complessivamente n. 9 diagonal.

Gli ancoraggi sono stati realizzati sulle stilate esterne del prototipo in corrispondenza dei piani diagonalati impiegando un totale di n. 6 ancoraggi.

Il dispositivo di applicazione dei carichi prevedeva:

- un piano di lavoro caricato con 330 Kg/mq;
- forze orizzontali di 50 Kg normali al piano di facciata, applicate ai nodi delle stilate centrali per un totale di  $8 \times 50 =$  Kg 400;
- una forza orizzontale di 200 Kg parallela al piano di facciata, applicata in corrispondenza del 4° piano del ponteggio;
- carichi verticali crescenti, applicati alla sommità degli otto montanti.

I carichi al piede del montante che hanno determinato il collasso sono risultati:

$$P_{c1} = \text{Kg } 3990$$

$$P_{c2} = \text{Kg } 3990$$

Il carico al piede di un montante per ponteggio di altezza pari a 20 m, in presenza di impalcati a tutti i piani e di due piani carichi con il carico di esercizio, risulta:



— Peso proprio struttura	= 165 Kg
— Peso proprio impalcati (30 x 10 = 300 Kg/mq - 300 Kg/mq x 0,5 x 1,80)	= 270 Kg
— Carico di esercizio (300 + 150 = 450 Kg/mq - 450 Kg/mq x 0,50 x 1,80)	= <u>405 Kg</u>

Carico totale  $P_m = 840$  Kg

Il coefficiente di sicurezza delle strutture rispetto al minimo dei carichi di collasso è risultato:

$$V = \frac{P_c \text{ min.}}{P_m} = \frac{3990}{840} = 4,74 \geq 2,5$$

### ISTRUZIONI PER IL MONTAGGIO, IMPIEGO E SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO

#### **Premessa**

Oltre le seguenti istruzioni per il montaggio, l'impiego e lo smontaggio debbono essere osservate le norme D.P.R. del 7 gennaio 1956 n. 164 e D.P.R. del 27 aprile 1955 n. 547.

#### **6.1. Generalità**

6.1.1. Il disegno esecutivo, unitamente alla copia della autorizzazione, deve essere tenuto in cantiere a disposizione degli Ispettori del Lavoro. Il disegno esecutivo deve essere conforme allo schema tipo fornito dal fabbricante del ponteggio: ogni modifica del ponteggio compatibile con la sua stabilità può avere luogo solamente nell'ambito dello schema tipo e deve essere subito riportata sul disegno esecutivo.

Per ponteggi inferiori a 20 m di altezza il disegno esecutivo deve essere firmato dal responsabile di cantiere per conformità agli schemi tipo forniti dal fabbricante, mentre per ponteggi superiori a 20 m di altezza, per ponteggi non conformi agli schemi tipo e per opere speciali, il progetto deve essere firmato da un Ingegnere o Architetto abilitato all'esercizio della professione ed iscritto agli albi professionali.

E' vietato montare sui ponteggi tabelloni pubblicitari, graticciati, teli o altre schermature a meno che non si sia provveduto allo aumento, rispetto allo schema tipo, del numero di ancoraggi e di diagonali sulla base di un calcolo, eseguito da ingegnere o architetto abilitato all'esercizio della professione, in relazione all'azione del vento presumibile per la zona ove il ponteggio è montato (vedi punto 3.4 delle Istruzioni CNR UNI 10012/67).

6.1.2. Le operazioni di montaggio e di smontaggio devono essere effettuate da personale pratico; il responsabile del cantiere deve assicurarsi che il ponteggio sia montato a regola d'arte, in conformità al disegno esecutivo ed osservando le norme D.P.R. del 7 gennaio 1956 n. 164 e le seguenti istruzioni.



6.1.3. Gli elementi del ponteggio da utilizzare devono essere controllati prima del loro impiego allo scopo di eliminare quelli che presentino deformazioni, rotture, ossidazioni e corrosioni pregiudizievoli per la resistenza del ponteggio.

Gli elementi insufficientemente protetti contro gli agenti atmosferici non devono essere impiegati.

6.1.4. Gli addetti alle operazioni di montaggio, di controllo e di smontaggio devono essere forniti delle attrezzature necessarie ed usare inoltre, durante il lavoro, almeno i seguenti mezzi di protezione:

- guanti
- elmetti
- calzature con suola flessibile, antisdrucciolevole
- cinture di sicurezza a bretella provviste di un mezzo per l'aggancio alle strutture del ponteggio.

## 6.2. Montaggio

6.2.1. L'appoggio del ponteggio deve avvenire secondo le seguenti istruzioni:

- il piano d'appoggio deve offrire garanzie sufficienti di resistenza durevole, da verificare preliminarmente;
- la ripartizione del carico sul piano d'appoggio deve essere realizzata a mezzo di basette con l'interposizione di elementi atti a ripartire il carico sul piano d'appoggio in modo da non superarne la resistenza unitaria: detti elementi debbono offrire resistenza sufficiente all'azione delle basette.

Qualora il primo traverso dei telai sia posto ad un'altezza dal piano d'appoggio maggiore di 205 cm le basette dovranno essere fissate agli elementi di ripartizione che in tal caso interesseranno almeno due montanti attigui.

6.2.2. Nel corso del montaggio del ponteggio si devono costantemente verificare:

- la distanza tra il ponteggio e l'edificio in modo da assicurare, seguendo il disegno esecutivo, la costruzione di impalcati accostati all'opera in costruzione (vedi anche 6.3.1.);
- la verticalità dei montanti ed il loro collegamento assiale;



- l'orizzontalità dei correnti e dei traversi;
- l'assetto operativo dei dispositivi di collegamento;
- il corretto inserimento e rotazione del dispositivo di collegamento assiale dei telai (ganci);
- la corretta posizione del dispositivo di bloccaggio degli attacchi per correnti, diagonali e telai di parapetto;
- il rispetto delle distanze orizzontali e verticali previste dal disegno esecutivo;
- la messa in opera degli ancoraggi, delle diagonali in vista ed in pianta seguendo il normale progredire del montaggio del ponteggio e in conformità ai disegni esecutivi;
- il traverso più alto del ponteggio in corso di costruzione non deve superare di m 4 l'ultimo ordine di ancoraggi.

Ove per esigenze specifiche fosse necessaria un'altezza libera di ponteggio oltre l'ultimo ancoraggio superiore a m 4 dovranno essere previsti progettivamente accorgimenti opportuni per garantire la stabilità della struttura.

6.2.3. Il montaggio deve essere effettuato nel seguente ordine:

- si controlla l'efficienza dei piani d'appoggio e la resistenza degli elementi di ripartizione del carico;
- viene eseguito il tracciamento della struttura;
- vengono posti in opera i telai di base;
- attuato il primo orizzontamento, si mettono in opera gli ancoraggi e nel contempo si provvede a controllare la verticalità dei montanti ed i loro interassi;
- si prosegue il montaggio avendo cura di ottemperare alle istruzioni sotto riportate.

6.2.4. Nel montaggio degli elementi costituenti il ponteggio devono osservarsi le seguenti istruzioni:

- i telai portanti verticali devono avere i montanti collegati assialmente in modo che gli stessi siano atti a resistere agli sforzi di trazione;
- i correnti, le diagonali, i telaietti di parapetto devono essere collegati in almeno due punti: il dispositivo di collegamento deve realizzare l'unione degli elementi in maniera tale che la



- separazione degli stessi avvenga con intervento volontario e ne sia esclusa la disattivazione per causa accidentale;
- si devono realizzare su tutti i riquadri collegamenti orizzontali (diagonali in pianta) ogni due piani di ponteggio curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale in conformità allo schema tipo (vedi allegato A);
  - si devono realizzare collegamenti longitudinali (di facciata) mediante corrente e diagonale (o telaietto) curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale in conformità allo schema tipo (vedi allegato A);
  - oltre l'ultimo impalcato di servizio si deve prevedere un ulteriore telaio completo di collegamenti con funzione di protezione dell'ultimo impalcato di servizio in conformità allo schema tipo (vedi allegato A);
  - gli ancoraggi devono essere realizzati su strutture resistenti in conformità agli schemi di cui all'allegato A.  
L'impiego dei vitoni è consentito alla condizione che le superfici di contrasto offrano durevoli condizioni di resistenza.  
Gli ancoraggi devono essere disposti seguendo quanto indicato nello schema del ponteggio.
  - quando sia necessario utilizzare elementi del ponteggio a tubi e giunti per realizzare il livellamento dei piani di partenza per il ponteggio a telaio o particolari partenze del ponteggio o per ottenere aperture a passi carrai, è necessario:
    - a) che gli elementi di ponteggio a tubi e giunti appartengano ad un unico tipo di ponteggio autorizzato;
    - b) che vengano scrupolosamente seguiti, per la parte realizzata con elementi a tubi e giunti, gli specifici schemi previsti nell'autorizzazione, sia per quanto riguarda il numero e la posizione degli elementi utilizzati, sia per quanto riguarda i sistemi di vincolo (ancoraggi);
    - c) che sia possibile la normale giunzione tra elementi a tubi e giunti ed elementi a telaio, senza ricorso a soluzioni di ripiego o all'impiego di elementi di raccordo non previsti dalle autorizzazioni;
    - d) che si provveda comunque a chiudere i telai dei ponteggi prefabbricati in prossimità dell'innesto;
    - e) che nell'ipotesi di utilizzo di aste forate di regolazione con

altezza di regolazione superiore a 25 cm si provveda alla chiusura del telaio immediatamente al di sopra dell'innesco sull'asta forata di regolazione mediante uno stocco tubolare e due giunti ortogonali;

- il montaggio di apparecchi di sollevamento sui ponteggi è consentito per apparecchi aventi portata non superiore a 200 Kg e sbraccio non superiore a 1.200 mm alle seguenti condizioni: raddoppio del montante interessato (realizzato con giunzioni resistenti a trazione) e realizzazione di un adeguato sistema di ancoraggio. Il raddoppio viene effettuato affiancando al montante interessato per tutta la sua altezza un tubo collegato, mediante giunti, in corrispondenza del piede di ciascun telaio. Tubi e giunti devono appartenere ad un ponteggio autorizzato in conformità allo schema tipo (vedi allegato A);
- l'interruzione di parte del ponteggio per la realizzazione di passi carrai o per altri motivi è consentita qualora realizzata conformemente a quanto indicato nello schema tipo (vedi allegato A).



## ALLEGATO A

### NUMERO DI GIUNTI (NORMALI PIU' SUPPLEMENTARI) NECESSARI NEL CASO DI REALIZZAZIONE DI TRAVE PER PASSI CARRAI UTILIZZANDO ELEMENTI (TUBI E GIUNTI) PRODOTTI DA SOCIETA' AUTORIZZATE

Alle estremità delle membrature resistenti vanno applicati:

#### A) Interruzione di due stilate

Utilizzando elementi (tubi e giunti) prodotti dalla Società autorizzata CETA S.p.A. - BERGAMO

- 1) ai due montanti interni aggiunti a quello del telaio: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale terminale di uno dei due montanti - niente per l'altro montante;
- 2) al montante esterno aggiunto a quello del telaio: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale terminale del montante;
- 3) alla diagonale doppia interna della trave: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità di ciascuna diagonale;
- 4) alla diagonale esterna della trave: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità della diagonale;
- 5) alla briglia superiore ed inferiore della trave interna raddoppiata: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità di una delle due barre - niente per l'altra barra;
- 6) alla briglia superiore ed inferiore della trave esterna: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità della barra.

#### B) Interruzione di una stilata

Utilizzando elementi (tubi e giunti) prodotti dalla Società autorizzata CETA S.p.A. - BERGAMO:

- 1) al montante interno aggiunto a quello del telaio: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale terminale del montante;



- 2) al montante esterno aggiunto a quello del telaio: nessuna aggiunta al giunto ortogonale terminale del montante;
- 3) alla diagonale interna della trave: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità della diagonale;
- 4) alla diagonale esterna della trave: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità della diagonale;
- 5) alla briglia superiore ed inferiore della trave interna: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità della barra;
- 6) alla briglia superiore ed inferiore della trave esterna: nessun giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità della barra.

Nell'ipotesi di utilizzare elementi (tubi e giunti) prodotti da altre Società autorizzate, alle estremità delle membrature resistenti vanno applicati:

#### **A) Interruzione di due stilate**

- 1) ai due montanti interni aggiunti a quello del telaio: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale terminale per ciascuno dei due montanti;
- 2) al montante esterno aggiunto a quello del telaio: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale terminale del montante;
- 3) alla diagonale tripla interna della trave: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità di una delle tre diagonali;
- 4) alla diagonale doppia esterna della trave: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità di una delle due diagonali;
- 5) alla briglia superiore ed inferiore della trave interna raddoppiata: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità delle due barre;
- 6) alla briglia superiore ed inferiore della trave esterna: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità della barra.

## B) Interruzione di una stilata

- 1) al montante interno aggiunto a quello del telaio: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale terminale del montante;
- 2) al montante esterno aggiunto a quello del telaio: nessuna aggiunta al giunto ortogonale terminale del montante;
- 3) alla diagonale doppia interna della trave: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità di una delle due diagonali;
- 4) alla diagonale esterna della trave: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità della diagonale;
- 5) alla briglia superiore ed inferiore della trave interna: 1 giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità della barra;
- 6) alla briglia superiore ed inferiore della trave esterna: nessun giunto supplementare al giunto ortogonale ad ogni estremità della barra.

## 6.3. Impiego

6.3.1. I piani di ponteggio destinati al lavoro devono:

- avere elementi di tavolato con sezioni, se in legno, non inferiori a 5 x 20 cm o 4 x 30 cm.  
Le tavole non devono presentare parti a sbalzo; le loro estremità devono essere sovrapposte, sempre in corrispondenza di un traverso, per non meno di 40 cm;
- essere costituiti da intavolati ben accostati tra loro e all'opera in costruzione: per l'esecuzione dei lavori di finitura è consentito un distacco dalla muratura non superiore a 20 cm;
- essere utilizzati solo allorquando non distino più di 2 m dall'ordine più alto di ancoraggi;
- essere provvisti di un impalcato di sicurezza (sottoponte) avente resistenza non inferiore a quella prevista nello schema del ponteggio con tavole assicurate in maniera adeguata contro gli spostamenti;



- essere provvisti su ciascun lato libero di un parapetto composto da un corrente superiore, da un corrente intermedio e da una tavola fermapiede rispondenti ai seguenti requisiti:
  - a) il bordo superiore del corrente più alto deve essere sistemato a non meno di m 1 dal piano dell'impalcato;
  - b) il fermapiede sistemato con il bordo inferiore a contatto con il piano dell'impalcato deve avere un'altezza non inferiore a 20 cm. La distanza tra i correnti e fermapiede non deve essere superiore a 60 cm (confrontare allegato A);
- essere provvisti per tutta l'estensione dell'impalcato di lavoro (escluso lo spazio necessario al passaggio dei materiali sollevati con apparecchi di sollevamento montati sul ponteggio e le zone interdette al transito persone), di un parasassi capace di intercettare la caduta dei materiali.  
La distanza massima tra i parasassi ed un qualsiasi impalcato utili non deve superare i 12 m. I parasassi devono intendersi in proiezione orizzontale e verticale fuori dell'impalcato per almeno 110 cm e raccordarsi con un impalcato regolamentare;
- essere provvisti di indicazione chiara e visibile delle condizioni massime ammissibili di carico.

6.3.2. Qualora siano prevedibili, durante l'esercizio del ponteggio, precipitazioni nevose, dovrà essere adeguatamente ridotto il numero degli intavolati in modo che il presumibile carico di neve sia inferiore al carico complessivo ammissibile per il ponteggio.

6.3.3. Devono essere effettuati i seguenti controlli:

- il responsabile del cantiere, ad intervalli periodici (e comunque almeno ogni tre mesi) o dopo violente perturbazioni atmosferiche o prolungate interruzioni del lavoro deve assicurarsi:
  - a) dello stato degli appoggi;
  - b) della verticalità dei montanti;
  - c) dell'efficienza dei collegamenti;
  - d) dell'efficienza degli ancoraggi e delle diagonali, curando la eventuale sostituzione e il rinforzo di elementi inefficienti.

6.3.4. Si devono fare controllare, sistematicamente, da persona competente:

- la regolarità degli impalcati ed il loro fissaggio al ponteggio;
- l'esistenza di parapetti completi sugli impalcati di lavoro;
- il rispetto dei limiti di sovraccarico previsti e l'osservanza dei limiti nel numero degli impalcati scarichi e carichi, fissati nello schema;
- l'osservanza del divieto di salire e scendere lungo i montanti;
- la corrispondenza della disposizione e del tipo degli ancoraggi, secondo quanto previsto nel progetto;
- l'efficienza dei dispositivi di messa a terra del ponteggio.

6.3.5. Gli impianti elettrici e gli apparecchi mossi elettricamente, comunque interessanti il ponteggio, debbono essere costituiti da materiali idonei alle condizioni di lavoro (umidità, pioggia, ecc.) ed essere installati in modo da evitare sulla struttura la presenza di tensioni di contatto.

#### 6.4. Smontaggio

6.4.1. Si devono osservare le seguenti precauzioni:

- lo smontaggio del ponteggio deve essere graduale;
- gli ancoraggi e le diagonali devono essere smontati gradualmente di pari passo con il progredire dello smontaggio ed in modo da garantire la stabilità del ponteggio;
- gli elementi del ponteggio devono essere calati utilizzando mezzi appropriati, evitando di gettarli dall'alto.

## CAPITOLO 7°

### **SCHEMI TIPO DI PONTEGGIO CON L'INDICAZIONE DEI MASSIMI AMMESSI DI SOVRACCARICO, DI ALTEZZA DEI PONTEGGI, DI LARGHEZZA DEGLI IMPALCATI PER I QUALI NON SUSSISTE L'OBBLIGO DI CALCOLO PER OGNI SINGOLA APPLICAZIONE**

7.1. Quanto sopra indicato è riportato negli schemi tipo (allegato A).



Ponteggi Tubolari S.p.A.

Autorizz. Minister. n. 20524/PR 7-B2 del 10 3 78

## **ALLEGATI**

**A<sub>1</sub> A<sub>4</sub> A<sub>6</sub>**



MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE  
Direzione Generale dei Rapporti di Lavoro  
Div. VII- Sicurezza e igiene del lavoro

ALLEGATO N. 2 all'autorizzazione di cui alla lettera  
20524/PR.4-B2 in data 10-3-78

PONTEGGI TUBOLARI CETA

SCHEMA TIPO DI PONTEGGIO A TELAI  
PREFABBRICATI PRE-PONT BF 1.05/ C

PONTEGGIO DA COSTRUZIONE  $H \leq 20$  m.

ALLEGATO A<sub>1</sub> ter.



PONTEGGI TUBOLARI S.p.A.  
Via Grumello, 47 - BERGAMO

Dott. Ing. Pier Paolo Rossi  
Via Sardegna, 8/4 - SELLO BALSAMO (MI)  
Iscritto all'Albo degli ingegneri della provincia  
di Milano al n. 7968.



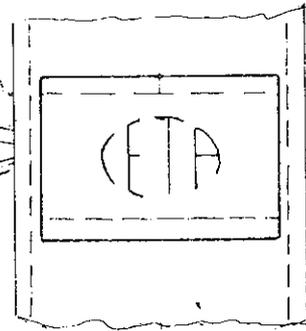
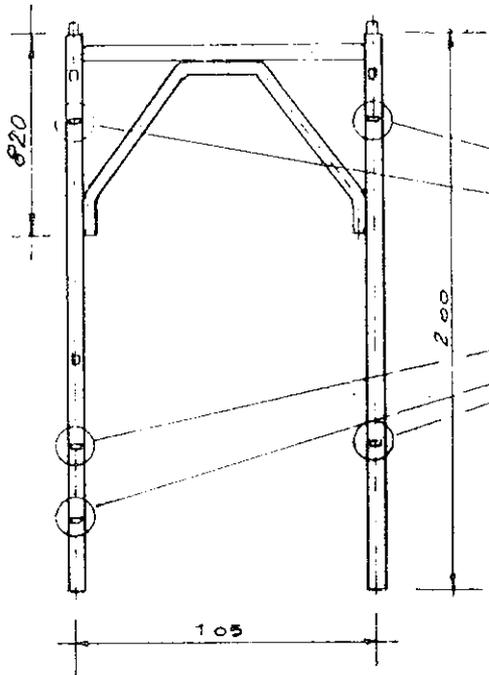
PONTEGGI TUBOLARI S.p.A.  
Il Consigliere Delegato  
Luca Paolo Tacchini

BERGAMO - maggio 1977

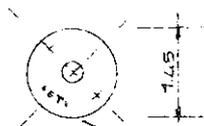
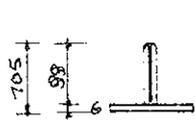
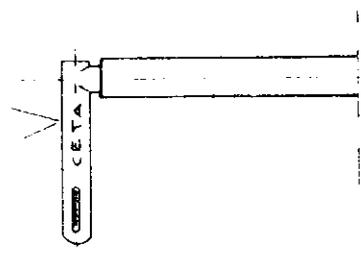
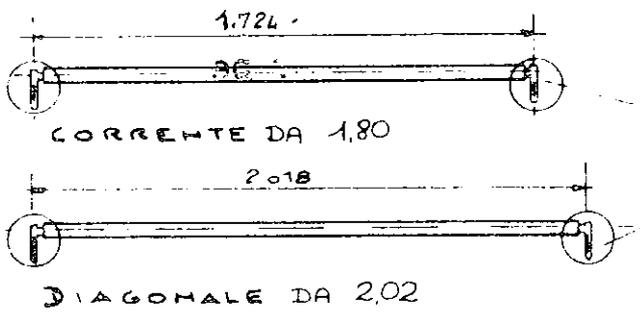
ELEMENTI

e

MARCATURE



TELAIO

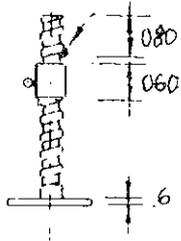


BASETTA FISSA

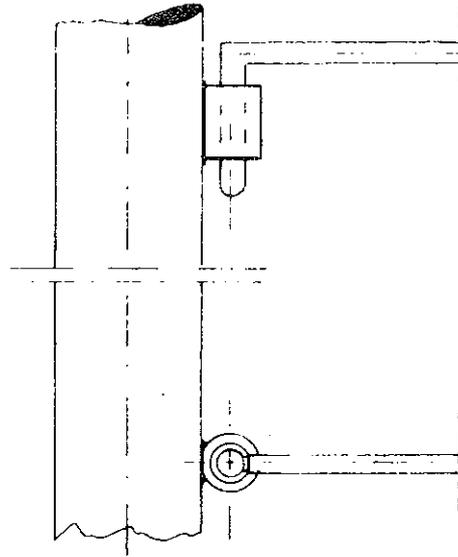
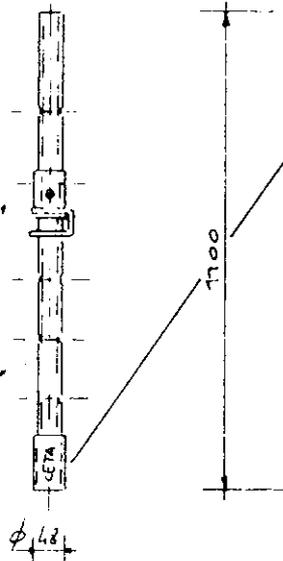


ELEMENTI & MARCATURE

arresto fisso (punto di saldatura)

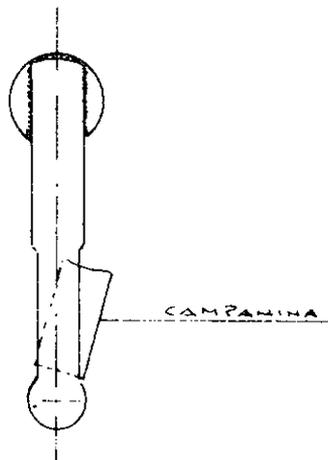
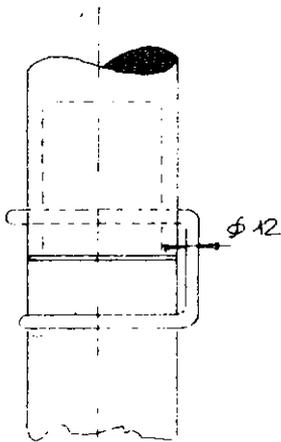


BASETTA REGOLABILE



PARTIC. ATTACCO ELEMENTI

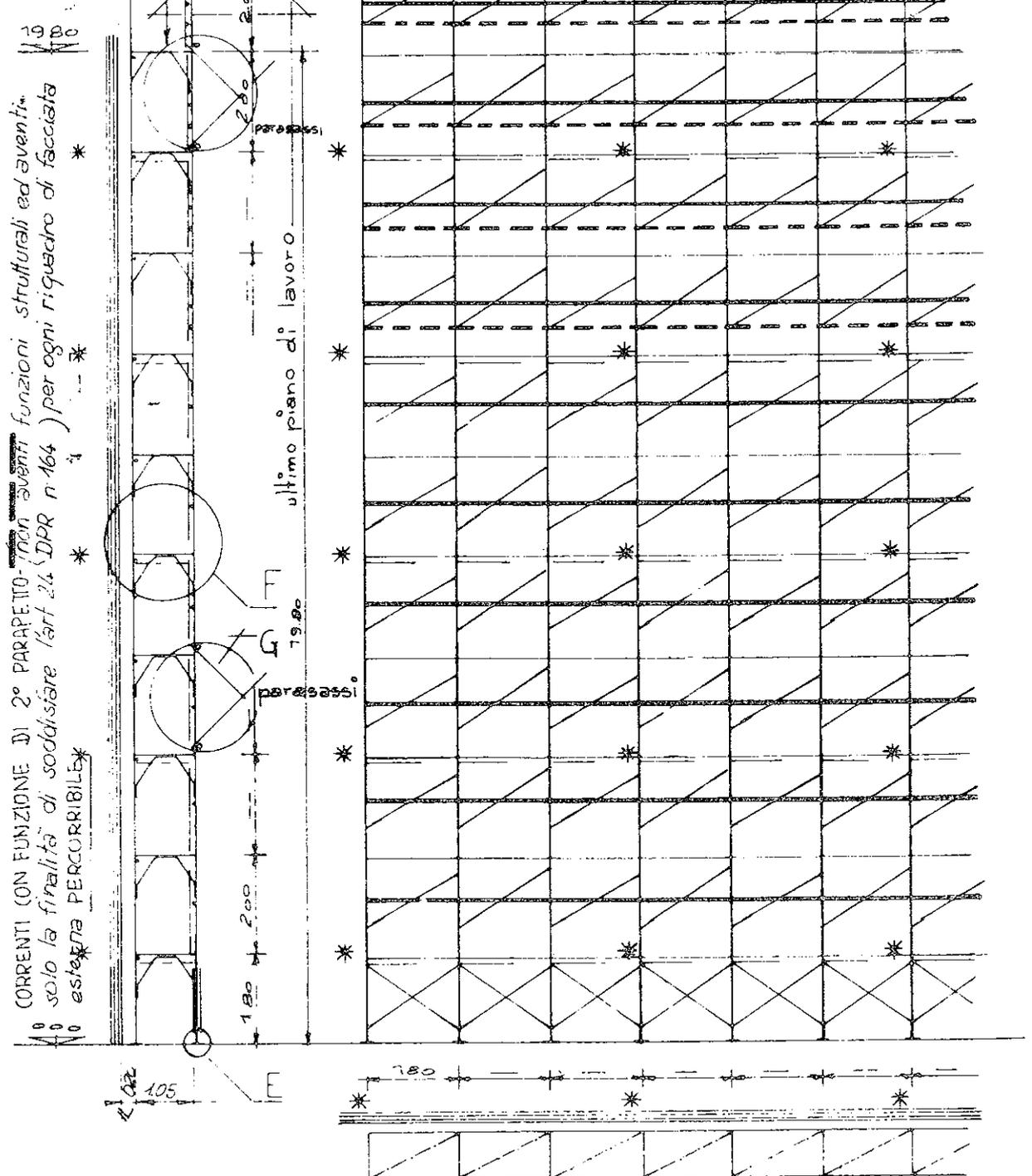
ASTA DI REGOLAZIONE



PARTIC. COLLEGAMENTO  
ASSIALE DEI MONTANTI

SPINA INNESTO

SCHEMA TIPO DEL PONTEGGIO *Pre pont BF 1,05/c.*



CORRENTI CON FUNZIONE DI 2° PARAPEITO ~~non aventi funzioni strutturali ed aventi~~  
 solo la finalità di soddisfare l'art. 24 DPR n. 164 per ogni riquadro di facciata  
 esterna percorribile \*

DIAGONALI IN PIANTA ——— semplici per ogni riquadro pieni alternati di ponteggio  
 DIAGONALI IN VISTA ——— incrociate nel solo riquadro al piede (semplici per gli altri riquadri)  
 CORRENTI CON FUNZIONI DI PARAPEITO ~~per ogni riquadro di facciata esterna~~ (mancano nei riquadri al piede)  
 CORRENTE NORMALE ——— per ogni riquadro di facciata interna al di sotto del traverso  
 DISPOSIZIONE INDICATIVA DELLA POSIZIONE DEGLI ANCORAGGI DOVRA ESSERE  
 PREVISTO 1 ANCORAGGIO ALLEHO OGNI 22 mq DI PONTEGGIO. CIASCUN  
 ANCORAGGIO DOVRA ESSERE DIMENSIONATO PER UNA FORZA DIRETTA  
 NORMALMENTE ALLA FACCIATA PARI A  $\pm 552 \text{ Kg}$ .

# SOVRACCARICHI & PARTICOLARI

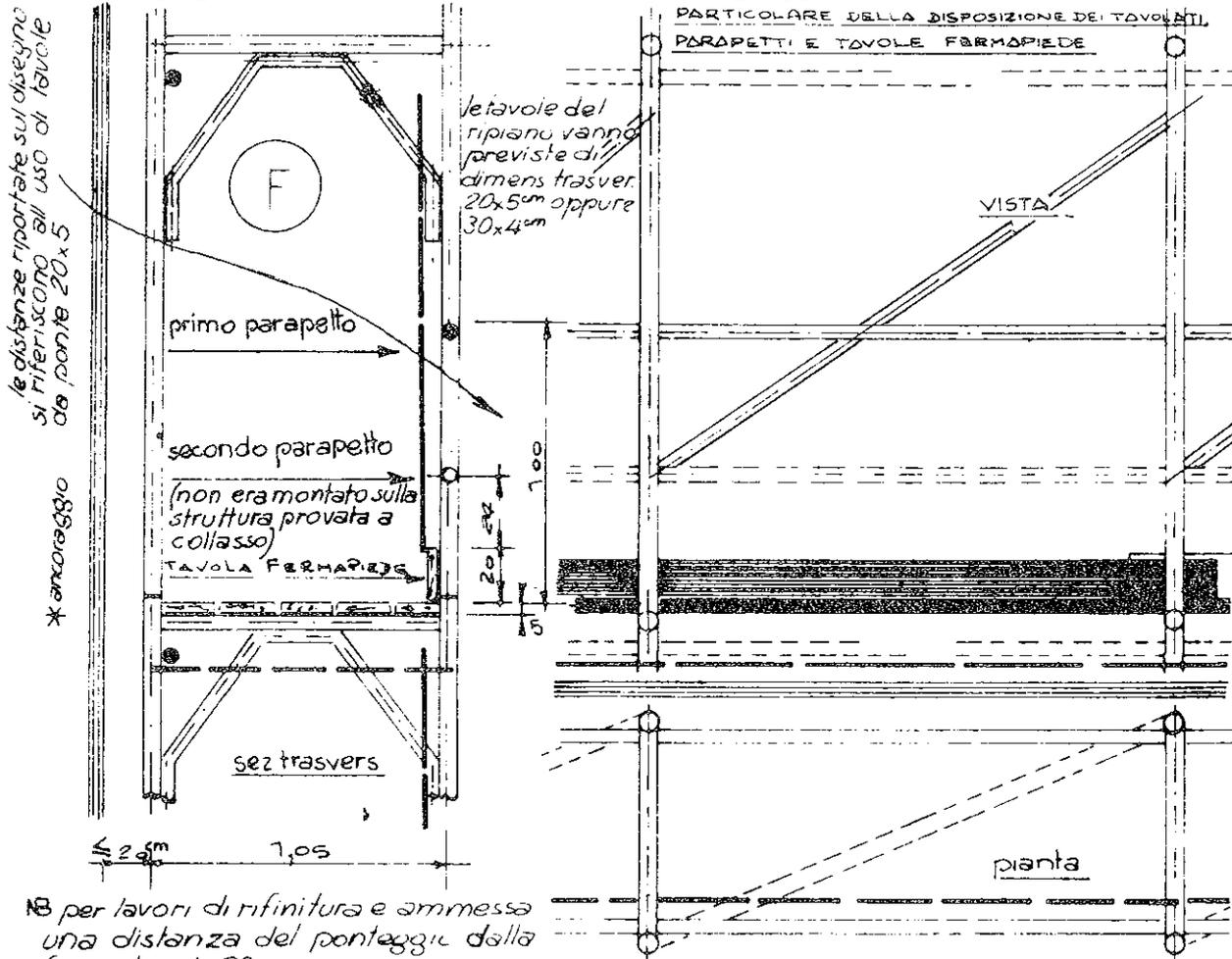
n° 4 RIPIANI DI TAVOLE (30 Kg/mq CAD)

SOVRACCARICHI PER IL PONTEGGIO n° 1 RIPIANO CON 300 Kg/mq UNIFORME RIPARTITO DA COSTRUZIONE

n° 1 RIPIANO CON 150 Kg/mq

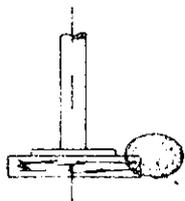
TOTALE IN PROIEZIONE ORIZZONTALE 570 Kg/mq

18 I Ripiani di tavole carichi o scarichi possono essere comunque disposti in altezza entro i limiti massimi di sovraccarico



## PARTICOLARE APPOGGIO CON ELEMENTO DI RIPARTIZIONE

E



CARICO MASSIMO AL PIEDE :

PONTEGGIO DA COSTRUZIONE 675 Kg

PONTEGGI TUBOLARI S.p.A.

Il Consigliere Delegato

Gianni Enrico Testi



PONTEGGI TUBOLARI S.p.A.  
BERGAMO

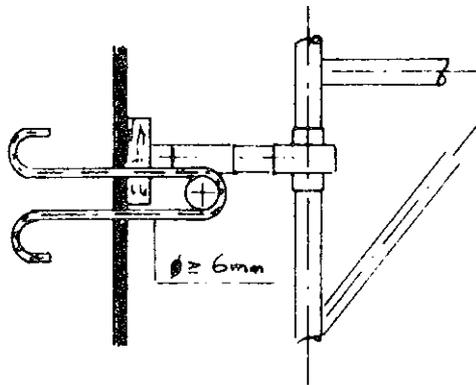
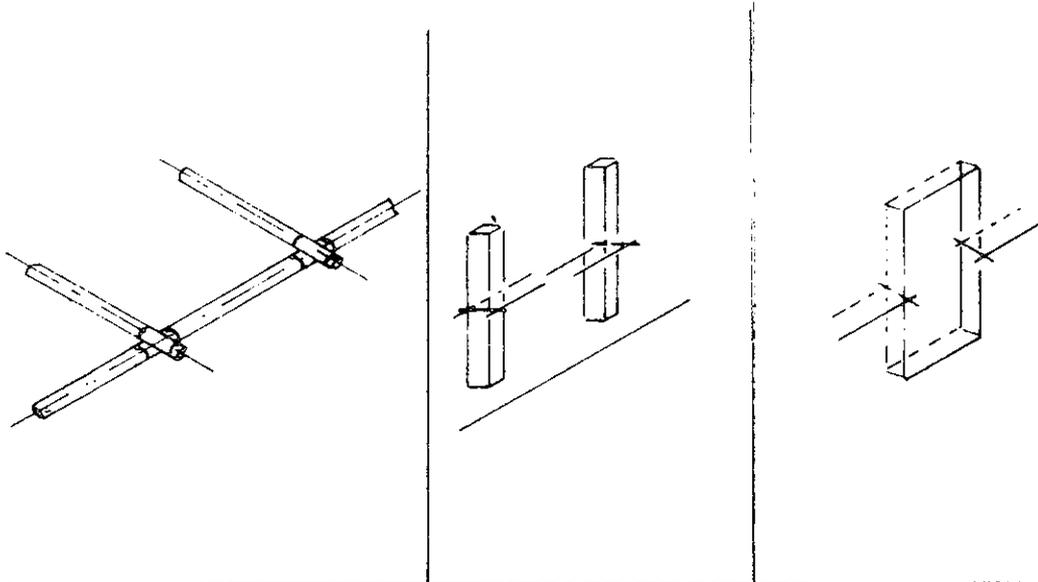
ELEMENTO DI RIPARTIZIONE

SECONDO D.M. 2/9/1968

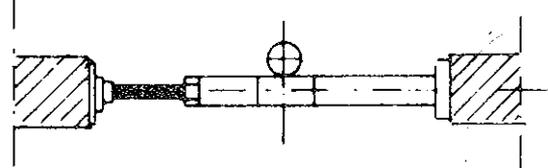
Dott. Ing. Pier Paolo Rossi  
Via Sordana, 814 - BELLO BALSAMO (MI)  
Iscritto all'Albo dei Ingegneri della provincia di Milano al n. 7968.

# PARTICOLARI

## ANCORAGGI A CRAVATTA



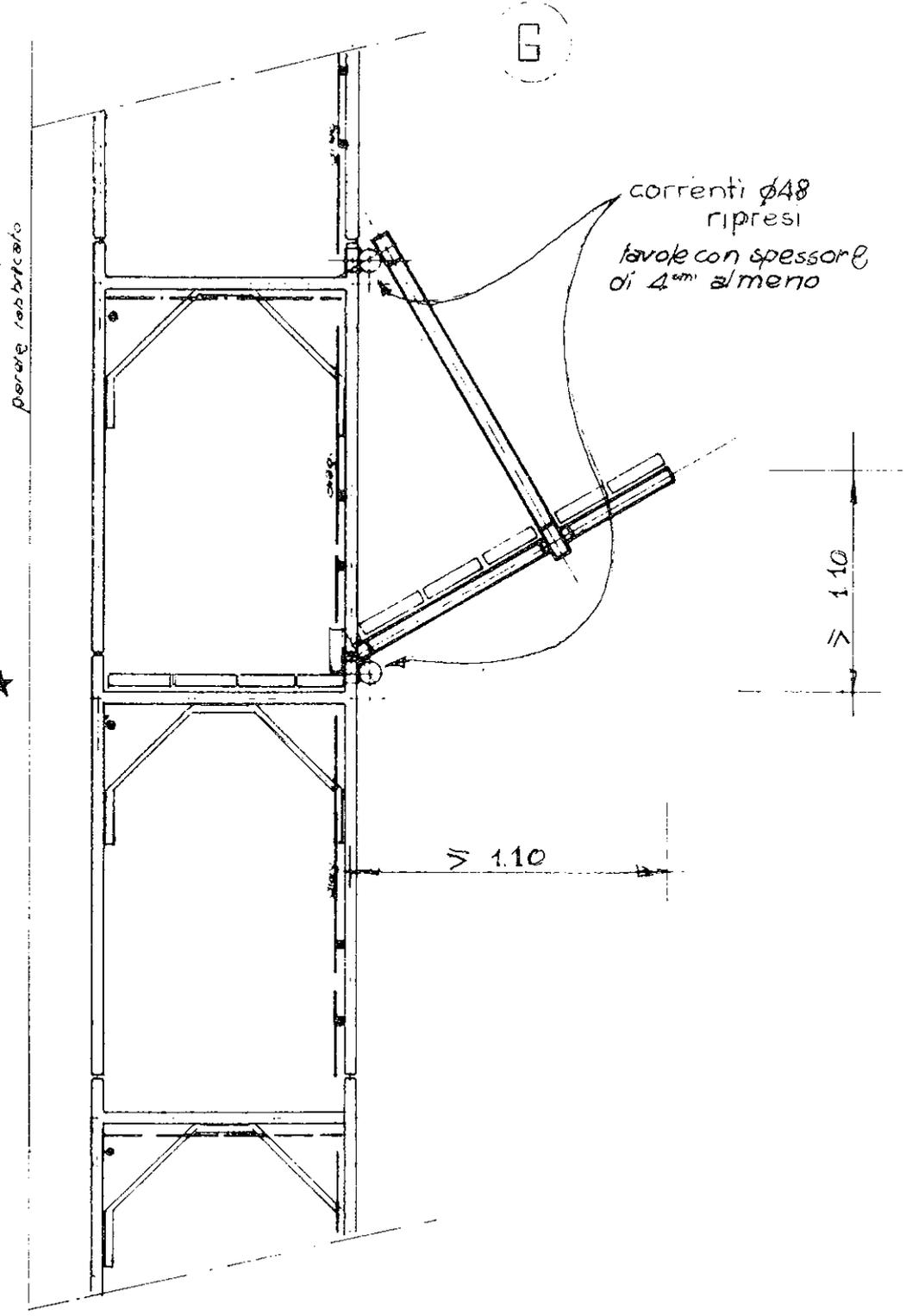
ANCORAGGIO AD ANELLO



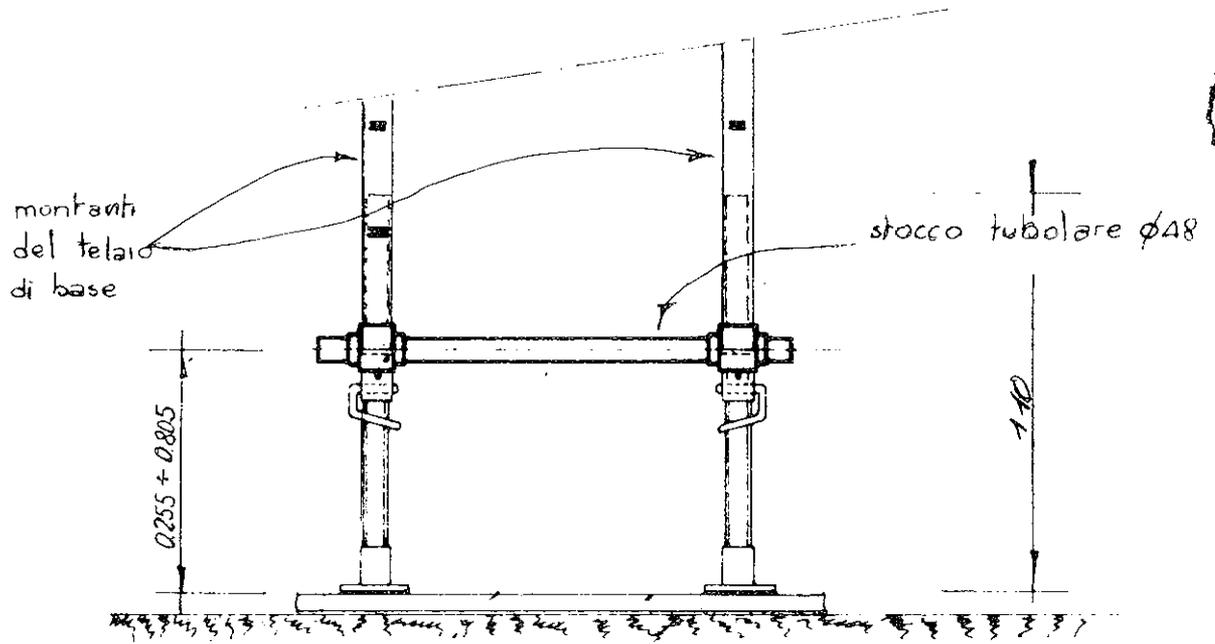
ANCORAGGIO A VITE

# SCHEMI DI IMPIEGO DI ELEMENTI PARTICOLARI

*parasassi (realizzato in tubo e giunto)*



asta forata di regolazione

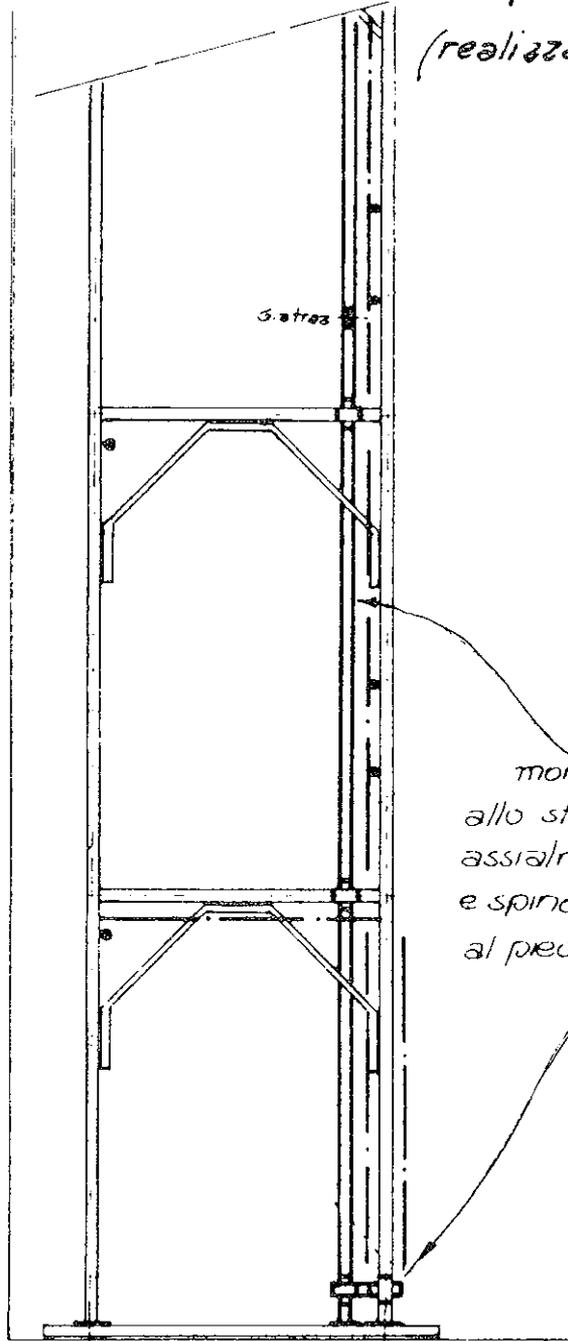


PRESTINZA S.p.A.  
Lombardia

PRESTINZA S.p.A.  
Lombardia

raddoppio del montante per l'applicazione di apparecchi  
per il sollevamento.

(realizzato in tubo & giunto)



montante  $\phi 48$  ripreso, legato  
allo stocco del telaio ed  
assialmente con giunti a traz.  
e spinotti.

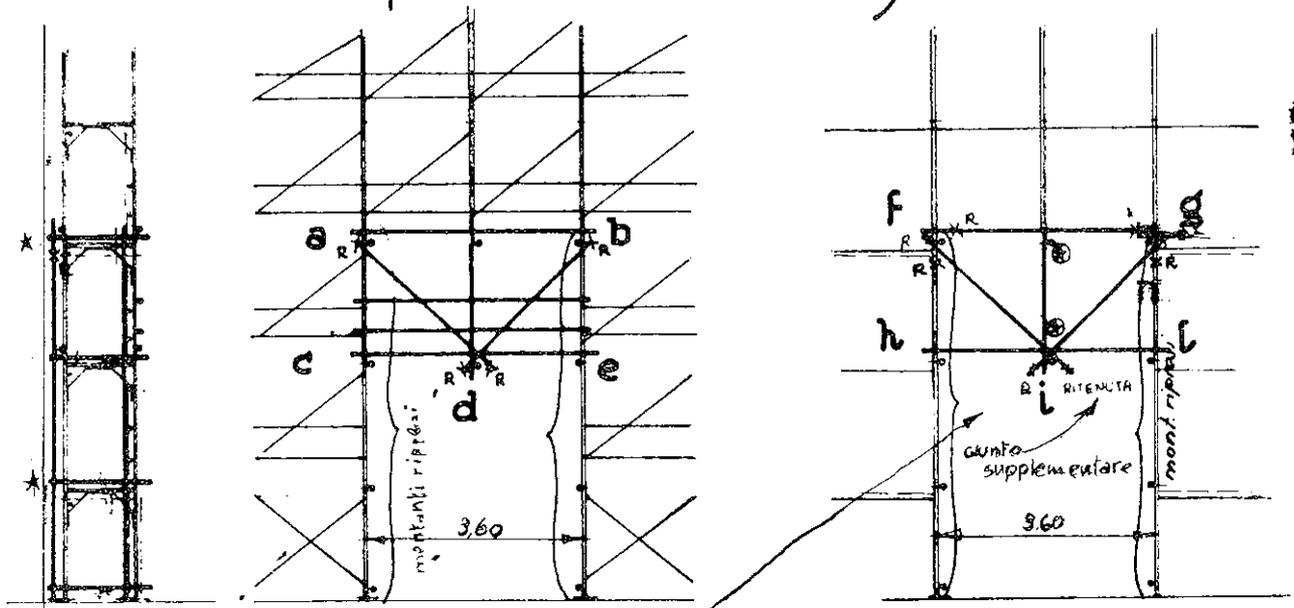
al piede uno stocchetto di fermo

4020

105



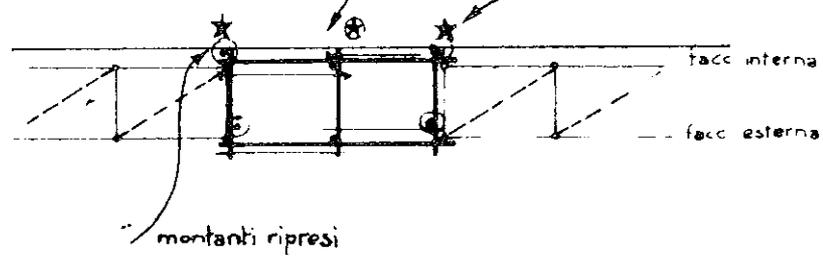
*Interruzione di una stilata (varco di m. 3.60)  
(realizzata in tubo & giunto)*



facciata esterna

facciata interna

ancoraggi supplementari  
in queste posizioni  
ancoraggi normali del ponteggio



montanti ripresi

facciata interna

facciata esterna

PONTEGGIO DA COSTRUZIONE - acciaio tipo 2

ponteggio con varco di m. 3,60

ponteggio con varco di m. 5,40



frattile 5%	SOC. CETA	ALTRE SOCIETA'
	1giunto normale Kg.1040 1 " " + 1supplementare - 2431	1giunto normale Kg.1000 1 " " + 1supplementare - 2000

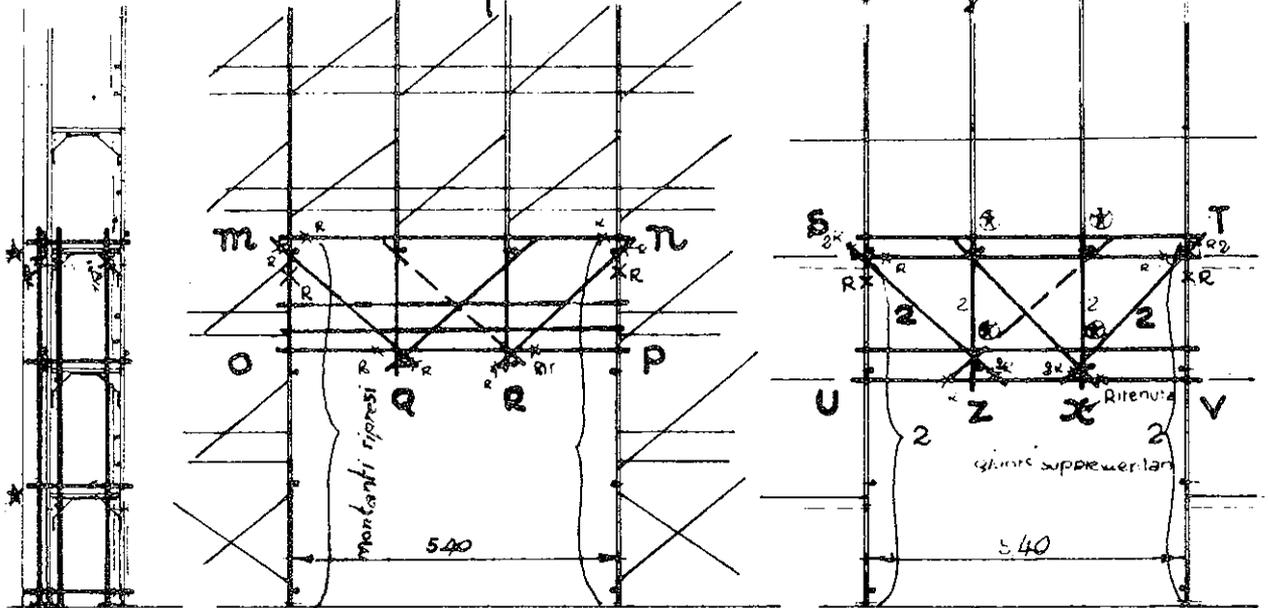
elemento	nodo	sforzo	1,5 * sforz	N° giunti del nodo	
				Soc. CETA	altre società
briglie superiori	a	552	830	1N *	1N
	b	552	830	"	"
	f	1067	1600	1N+1S	1N+1S
	g	1067	1600	"	"
briglie inferiori	c	-			
	e	-			
	h	-			
	l	-			
diagonali	a	785	1180	1N+1S	1N+1S
	d	785	1180	"	"
	d	785	1180	"	"
	b	785	1180	"	"
	f	1500	2250	1N+1S	2N+1S
	l	1500	2250	"	"
	l	1500	2250	"	"
	g	1500	2250	"	"
	a	552	830	1N	1N
	c	-			
montanti	b	552	830	1N	1N
	e	-			
	f	1067	1600	1N+1S	1N+1S
	h	-			
	g	1067	1600	1N+1S	1N+1S
	l	-			
	d	1067	1600	1N+1S	1N+1S
	l	1067	1600	"	"

elemento	nodo	sforzo	1,5 * sforz	N° giunti del nodo	
				Soc. CETA	altre società
briglie superiori	m	1104	1660	1N+1S *	1N+1S
	n	1104	1660	"	"
	s	2133	3200	2N+1S	2N+2S
	t	2133	3200	"	"
briglie inferiori	o	-			
	q	1104	1660	1N+1S	1N+1S
	r	1104	1660	"	"
	p	-			
	u	-			
	z	2133	3200	2N+1S	2N+2S
	x	2133	3200	"	"
diagonali	v	-			
	m	1570	2350	1N+1S	2N+1S
	q	1570	2350	"	"
	r	1570	2350	"	"
	n	1570	2350	"	"
	s	3000	4500	2N+2S	3N+2S
	z	3000	4500	"	"
montanti	x	3000	4500	"	"
	t	3000	4500	"	"
	m	1104	1660	1N+1S	1N+1S
	q	1104	1660	"	"
	n	1104	1660	"	"
	r	1104	1660	"	"
	s	2133	3200	2N+1S	2N+2S
	z	2133	3200	"	"
t	2133	3200	"	"	
x	2133	3200	"	"	

★ N = giunto normale  
S = giunto supplementare

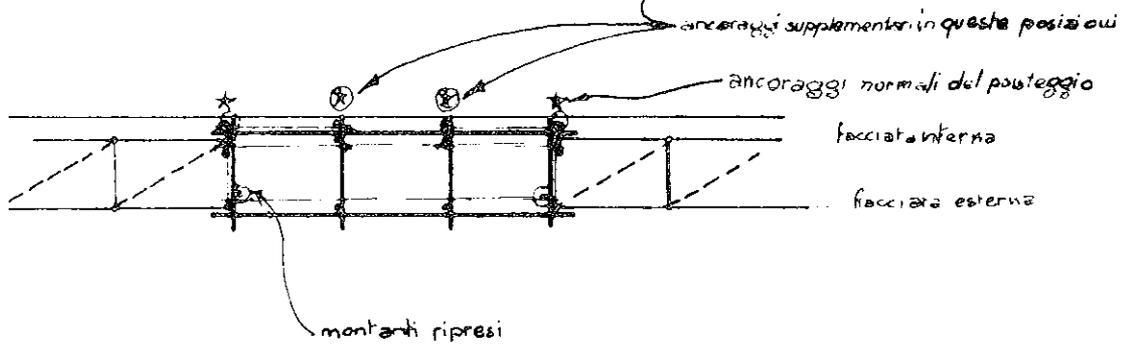
la rappresentazione grafica si riferisce all'uso di materiale ceta

*Interruzione di due stilate (varco di m. 5.40)  
(realizzata in tubo e giunto)*



facciata esterna

facciata interna



MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE

Direzione Generale dei Rapporti di Lavoro

Div. VII- Sicurezza e igiene del lavoro

ALLEGATO N. 2 all'autorizzazione di cui alla lettera

90524/PR-7-B2

in data 10/3/78



PONTEGGI TUBOLARI CETA

SCHEMA TIPO DI PONTEGGIO A TELAI  
PREFABBRICATI PRE-PONT' BF 1.05/Z

PONTEGGIO DA COSTRUZIONE  $H \leq 20$  m.

ALLEGATO A<sub>4</sub> ter.

PONTEGGI TUBOLARI S.p.A.  
Via Grumallo, 47-BERGAMO

Dott. Ing. Pier Paolo Rossi  
Via Sardegna, 8/4-CINISELLO BALSAMO (MI)  
iscritto all'Albo degli Ingegneri della provincia  
di Milano al n. 2968.



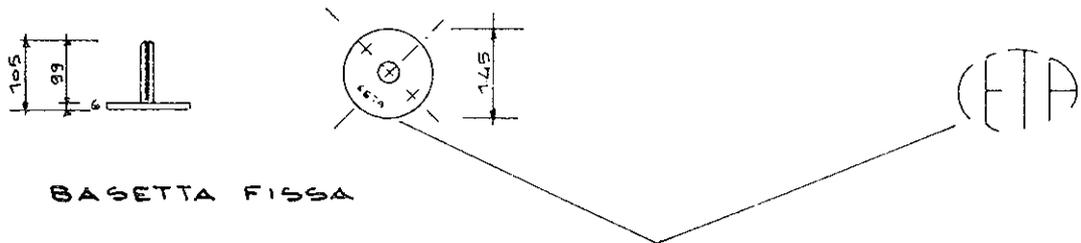
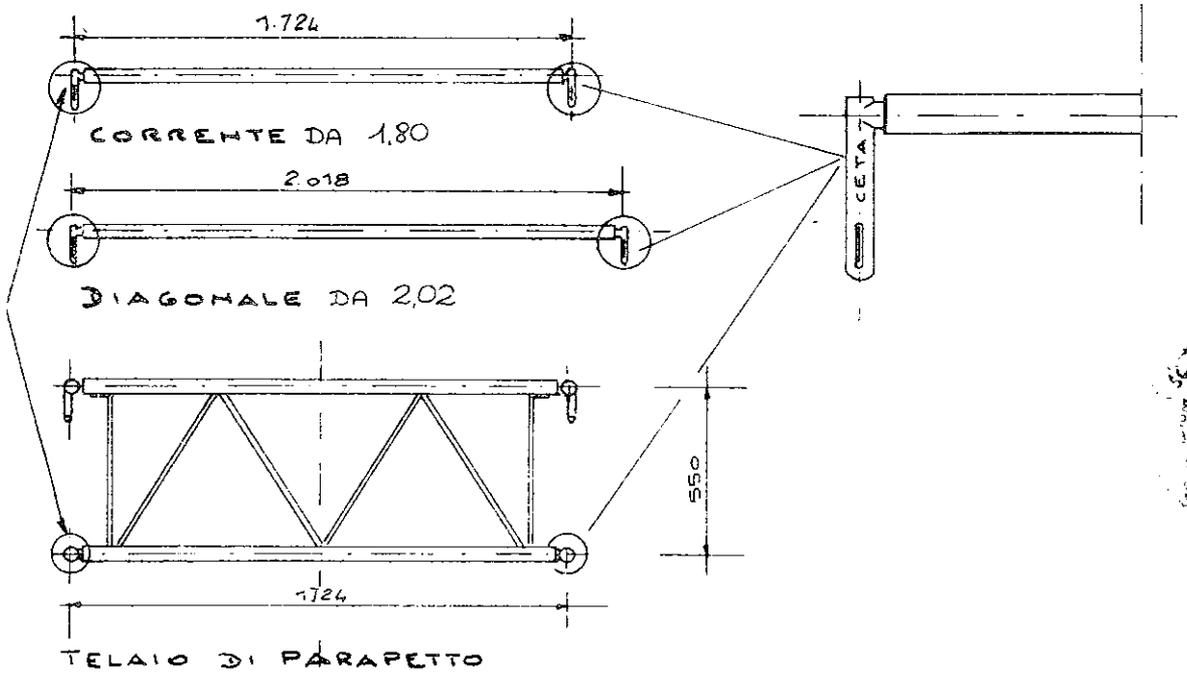
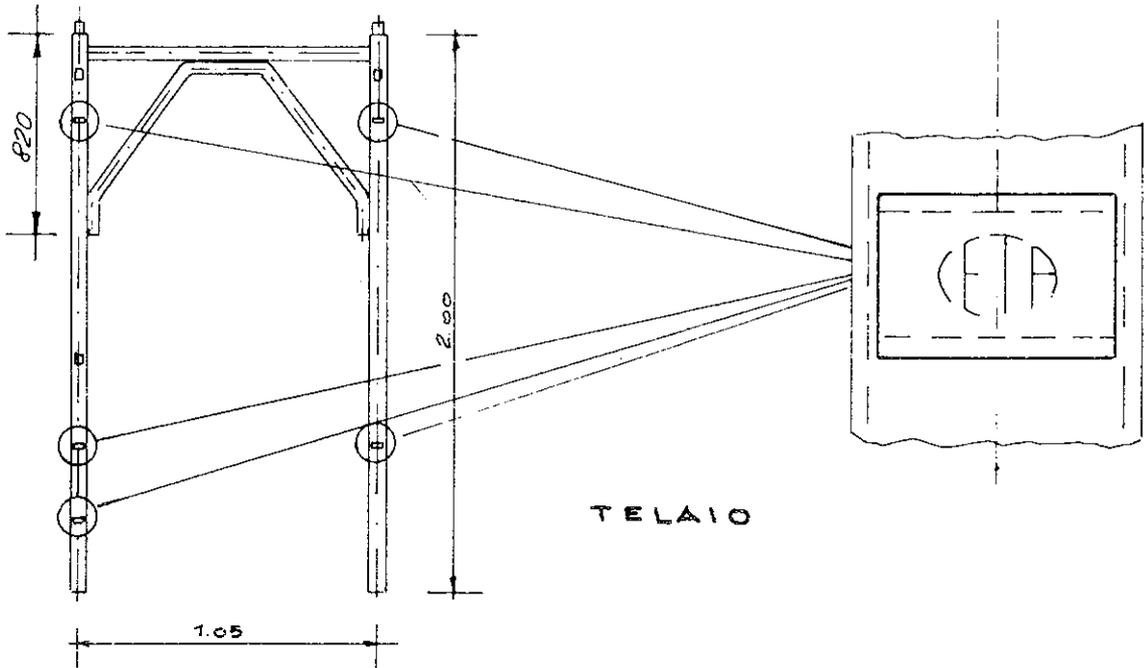
PONTEGGI TUBOLARI S.p.A.  
Il Consigliere Delegato  
Leonardo Paolo Paschier

BERGAMO maggio 1977

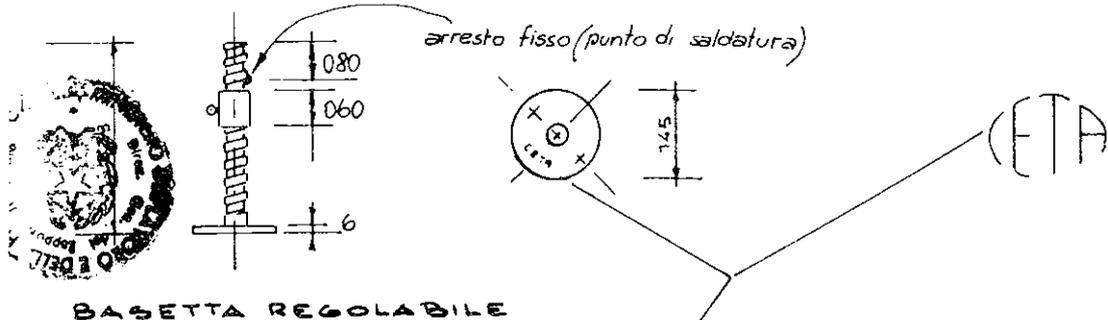
ELEMENTI

e

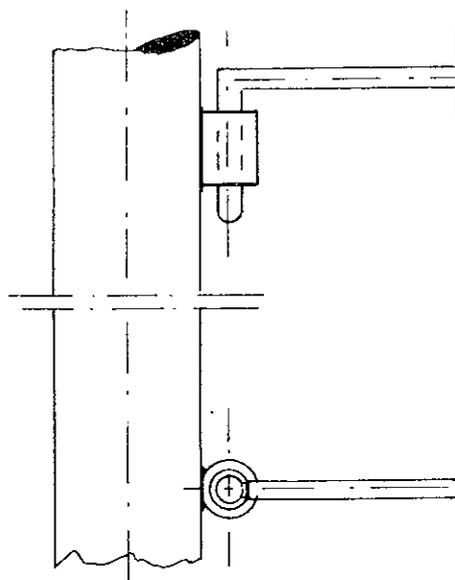
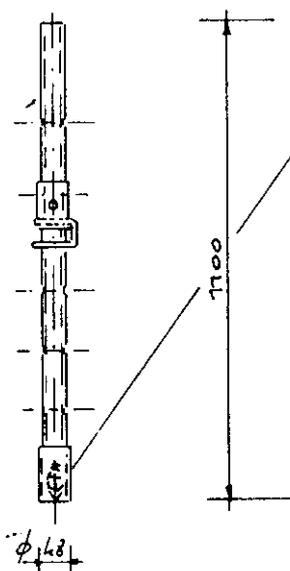
MARCATURE



ELEMENTI & MARCATURE

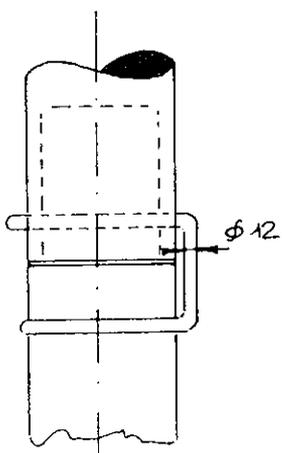


BASETTA REGOLABILE

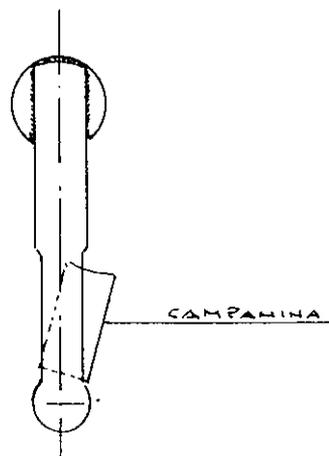


PARTIC. ATTACCO ELEMENTI

PIASTRA DI REGOLAZIONE

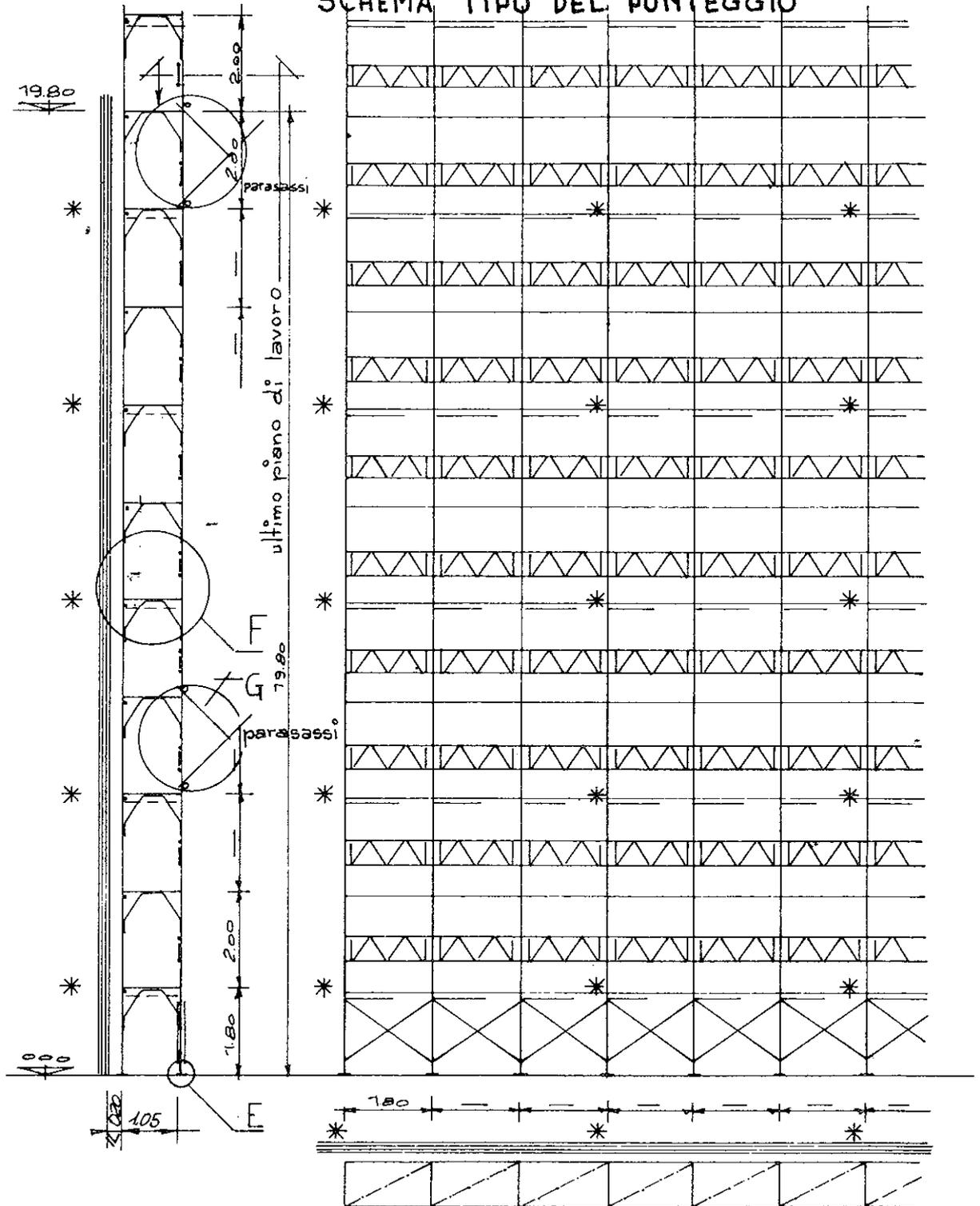


PARTIC. COLLEGAMENTO  
ASSIALE DEI MONTANTI.



SPINA INNESTO

# SCHEMA TIPO DEL PONTEGGIO



DIAGONALI IN PIANTE ——— semplici per ogni riquadro a piani alternati di ponteggio  
 DIAGONALI IN VISTA ——— incrociate nel solo riquadro al piede  
 TELAIETTO CON FUNZIONE DI PARAPETTO  per ogni riquadro di facciata esterna (mancano nel riquadro al piede)  
 CORRENTE NORMALE ——— per ogni riquadro di facciata interna al di sotto del traverso  
 DISPOSIZIONE INDICATIVA DELLA POSIZIONE DEGLI ANCORAGGI. DOVRA ESSERE  
 PREVISTO 1 ANCORAGGIO ALHEHO OGNI 22 mq. DI PONTEGGIO. CIASCUN  
 ANCORAGGIO DOVRA ESSERE DIMENSIONATO PER UNA FORZA DIRETTA  
 NORMALMENTE ALLA FACCIATA PARI A  $\pm 557$  Kg.

# SOVRACCARICHI & PARTICOLARI

n°4 RIPIANI DI TAVOLE (30 Kg/mq. CAD.)

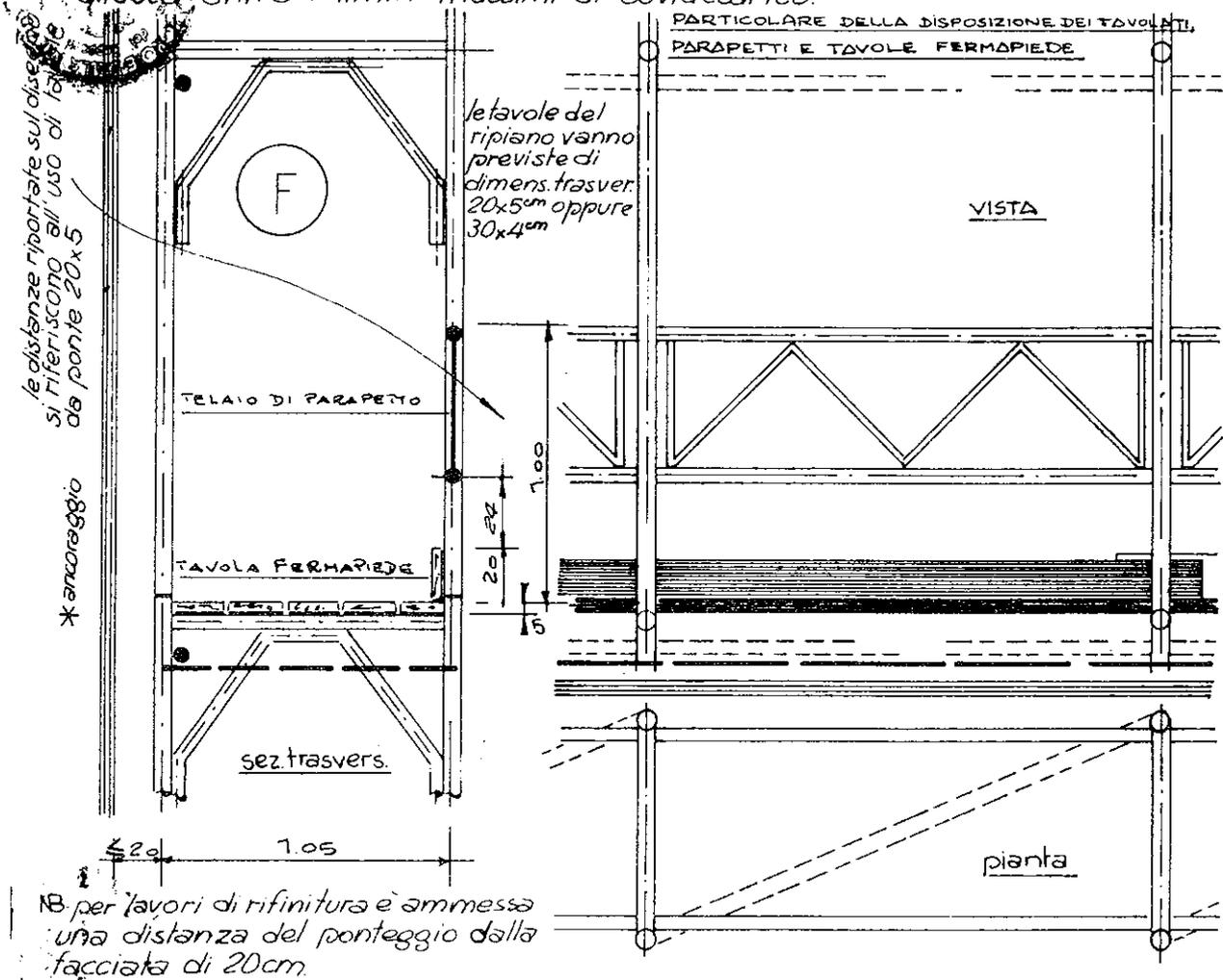
SOVRACCARICHI PER IL PONTEGGIO n°1 RIPIANO CON 300Kg/mq. UNIFORM. RIPARTITO

DA COSTRUZIONE:

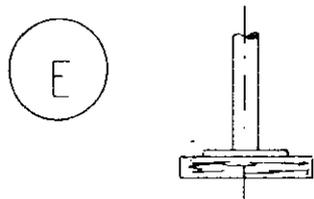
n°1 RIPIANI CON 150 Kg/mq " "

TOTALE IN PROIEZIONE ORIZZONTALE 570 Kg/mq.

NB Ripiani di tavole carichi o scarichi possono essere comunque disposti in altezza entro i limiti massimi di sovraccarico.



## PARTICOLARE APPOGGIO CON ELEMENTO DI RIPARTIZIONE

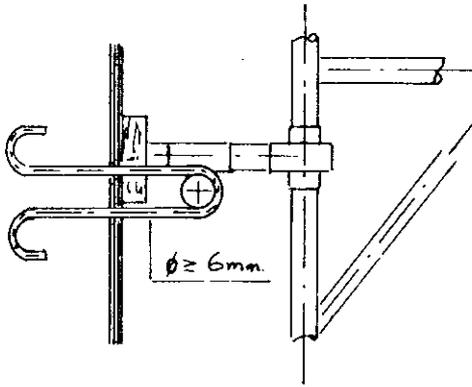
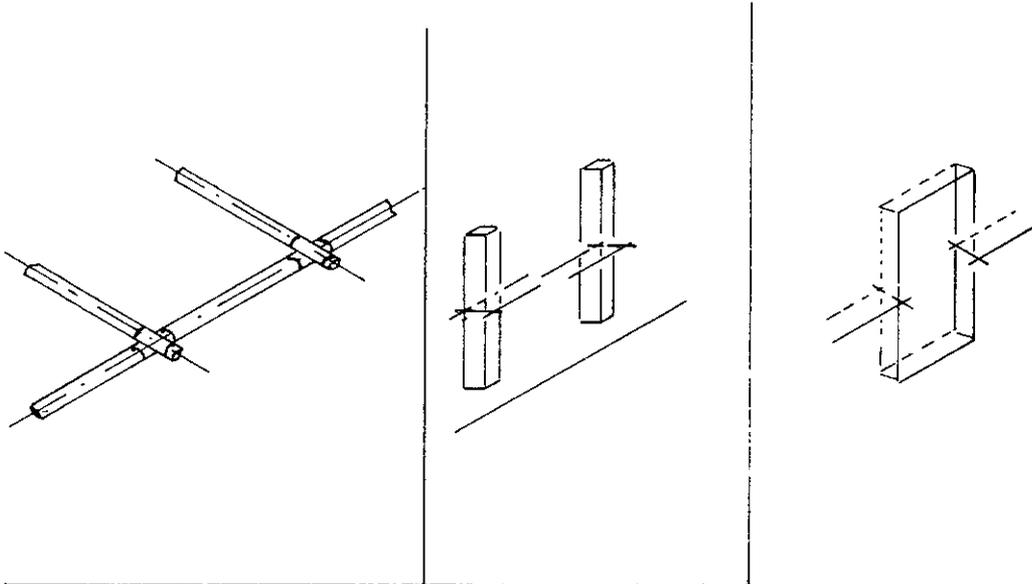


CARICO MASSIMO AL PIEDE :  
 PONTEGGIO DA COSTRUZIONE 675 Kg.

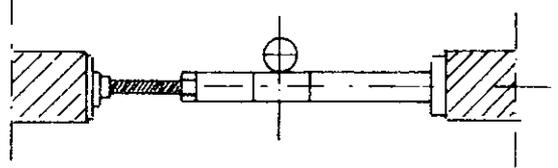
ELEMENTO DI RIPARTIZIONE  
 SECONDO D.M. 2/9/1968

# PARTICOLARI

## ANCORAGGI A CRAVATTA



ANCORAGGIO AD ANELLO



ANCORAGGIO A VITONE

# SCHEMI DI IMPIEGO DI ELEMENTI PARTICOLARI

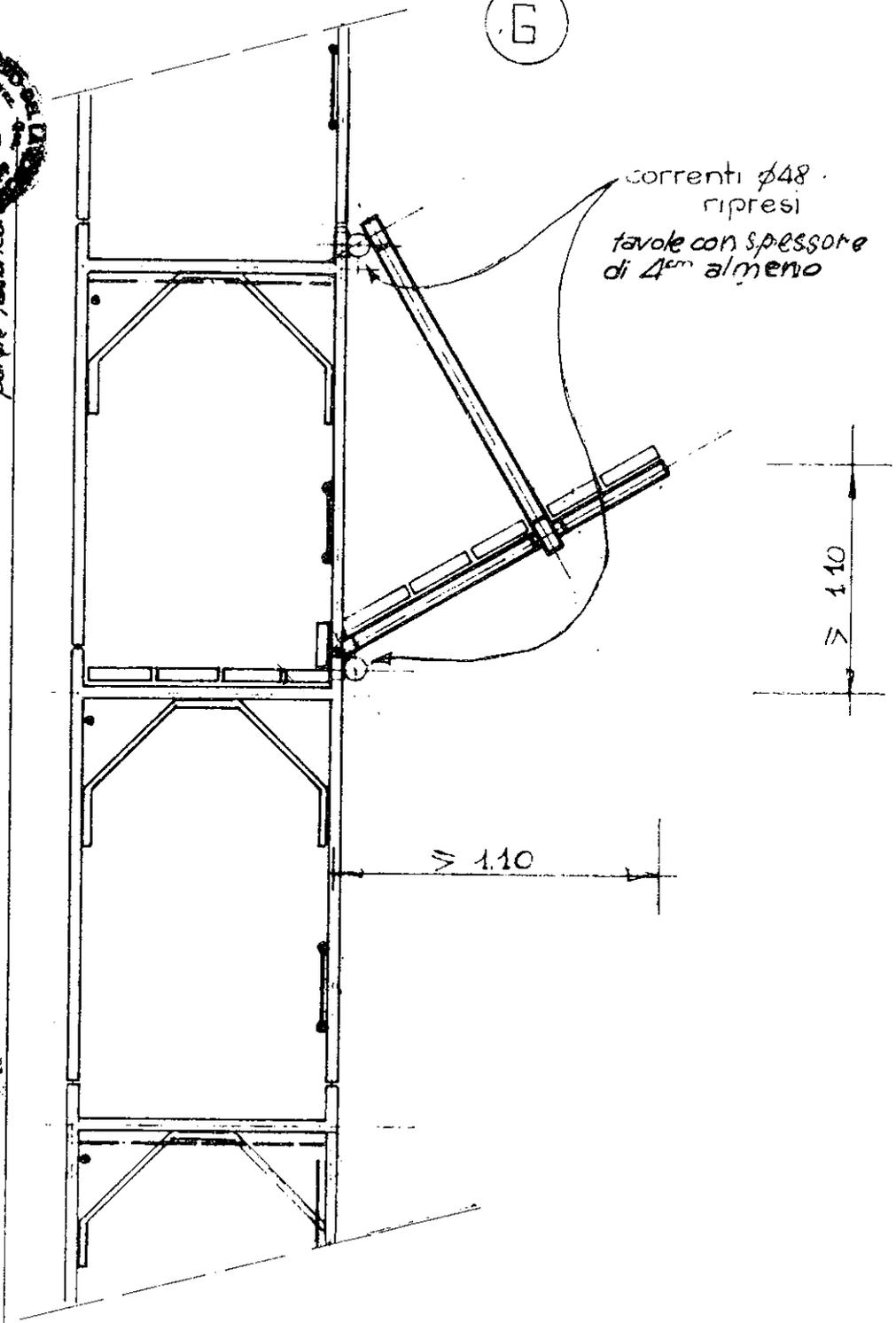
*parasassi (realizzato in tubo & giunto)*

(G)



*peripe fabbrica*

★  
*ancoraggio*

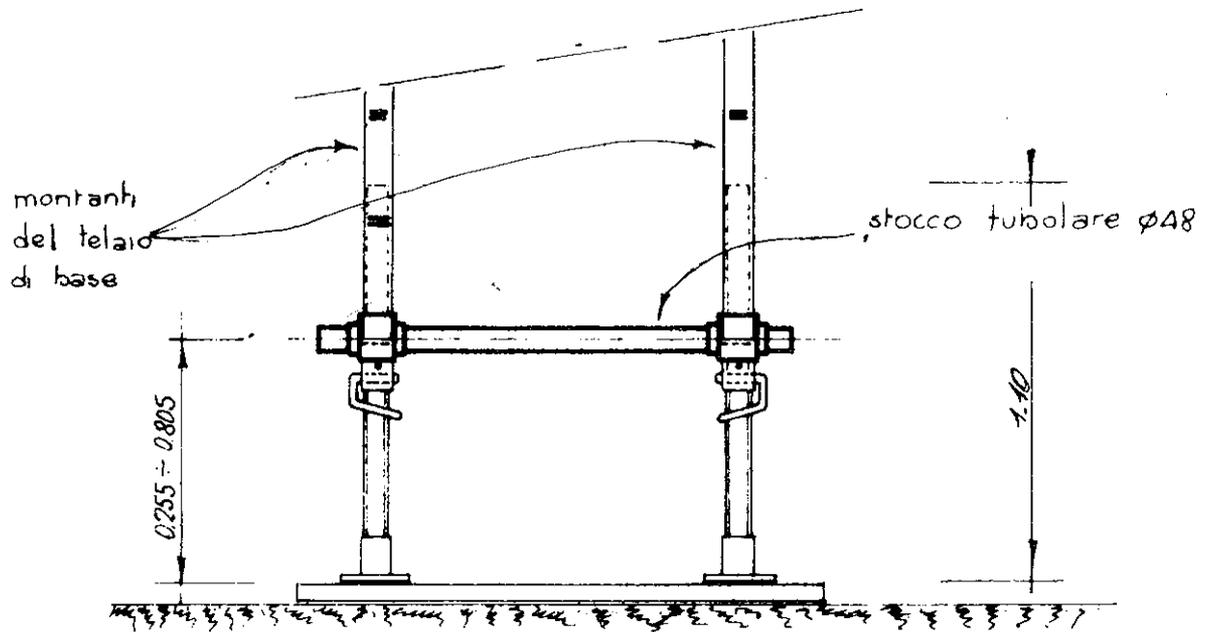


correnti  $\phi 48$   
ripresi  
tavole con spessore  
di  $4\text{cm}$  almeno

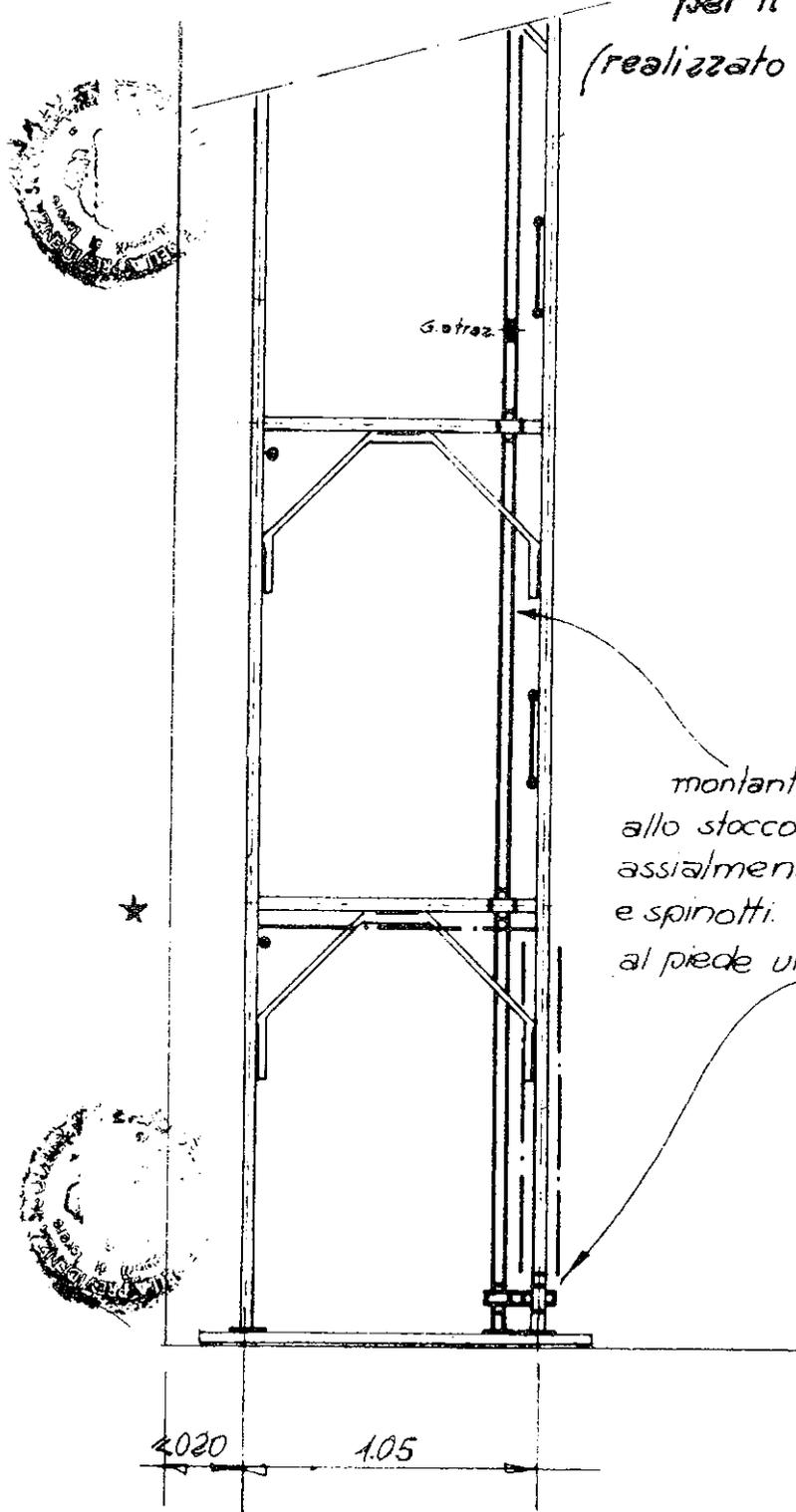
$\ge 110$

$\ge 110$

# asta forata di regolazione

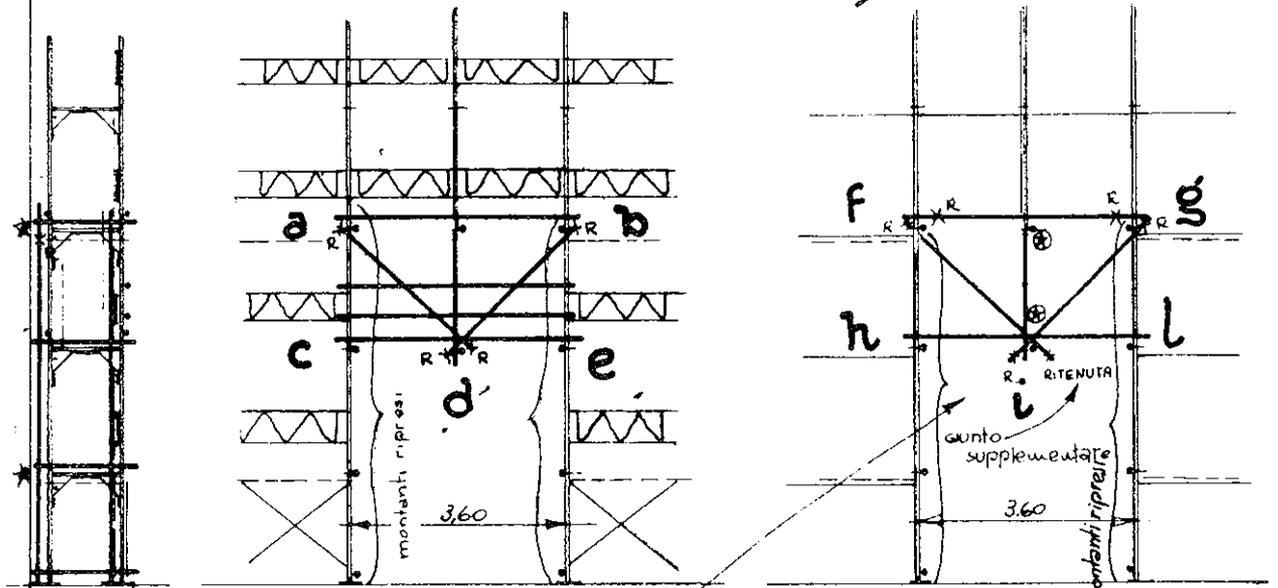


raddoppio del montante per l'applicazione di apparecchi  
per il sollevamento.  
(realizzato in tubo & giunto)



montante  $\phi 48$  ripreso, legato  
allo stocco del telaio ed  
assialmente con giunti a tronz.  
e spinotti.  
al piede uno stocchetto di fermo

*Interruzione di una stilata (varco di m. 3.60)  
(realizzata in tubo & giunto)*

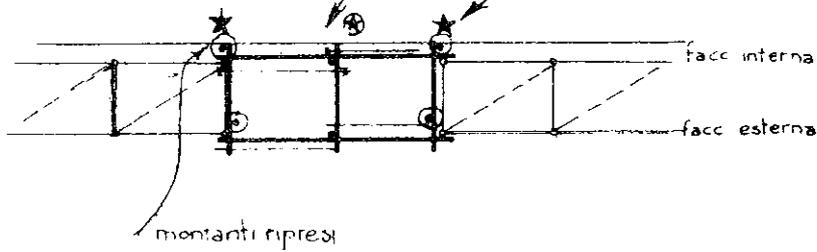


facciata esterna

facc. interna

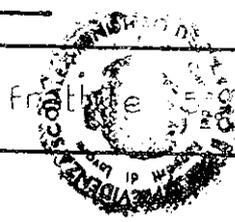
ancoraggi supplementari  
in queste posizioni

ancoraggi normali del ponteggio



← ponteggio con varco di m. 3,60

→ ponteggio con varco di m. 5,40

	SOC CETA	ALTRE SOCIETA'
	1 giunto normale Kg 1040 1 " " + 1 supplementare - 2431	1 giunto normale Kg 1000 1 " " + 1 supplementare - 2000

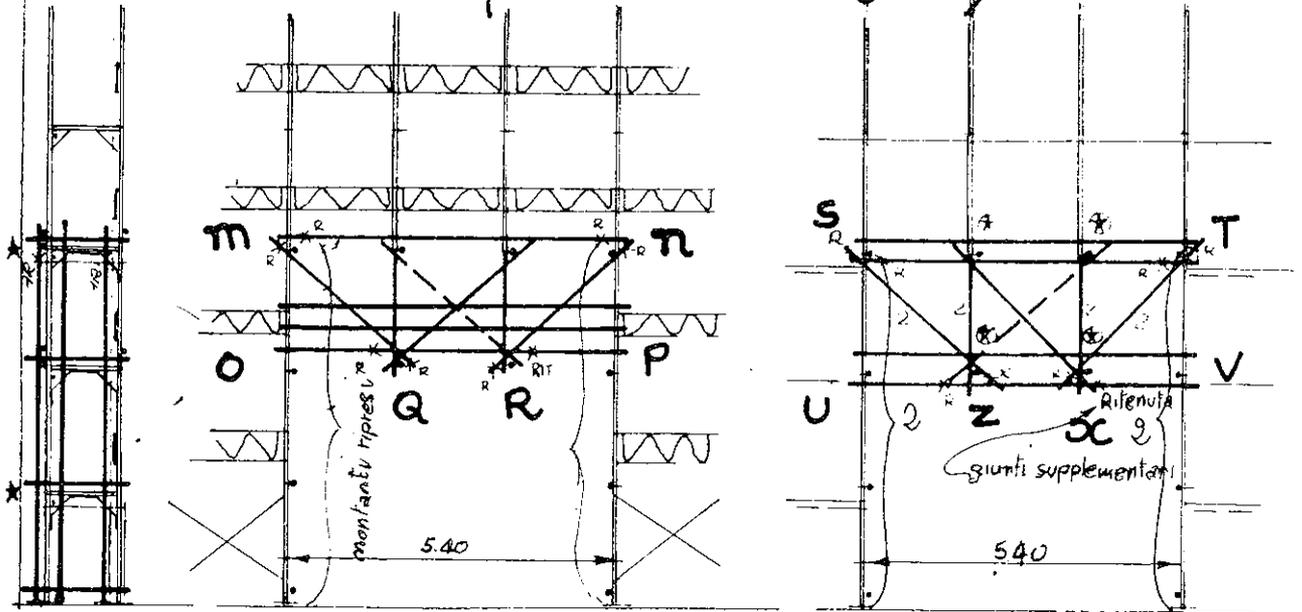
elemento	nodo	sforzo	1,5 x sforzo	N° giunti del nodo	
				Soc. CETA	altre società
briglie superiori	a	552	830	1N*	1N
	b	552	830	"	"
	f	1067	1600	1N+1S	1N+1S
	g	1067	1600	"	"
briglie inferiori	c	-			
	e	-			
	h	-			
diagonali	a	785	1180	1N+1S	1N+1S
	d	785	1180	"	"
	d	785	1180	"	"
	b	785	1180	"	"
	f	1500	2250	1N+1S	2N+1S
	l	1500	2250	"	"
	l	1500	2250	"	"
	g	1500	2250	"	"
montanti	a	552	830	1N	1N
	c	-			
	d	552	830	1N	1N
	e	-			
	f	1067	1600	1N+1S	1N+1S
	h	-			
	g	1067	1600	1N+1S	1N+1S
	l	1067	1600	1N+1S	1N+1S

elemento	nodo	sforzo	1,5 x sforzo	N° giunti del nodo	
				Soc. CETA	altre società
briglie superiori	m	1104	1660	1N+1S*	1N+1S
	n	1104	1660	"	"
	s	2133	3200	2N+1S	2N+2S
	t	2133	3200	"	"
briglie inferiori	o	-			
	q	1104	1660	1N+1S	1N+1S
	r	1104	1660	"	"
	p	-			
	u	-			
	z	2133	3200	2N+1S	2N+2S
diagonali	x	2133	3200	"	"
	v	-			
	m	1570	2350	1N+1S	2N+1S
	q	1570	2350	"	"
	r	1570	2350	"	"
	n	1570	2350	"	"
	s	3000	4500	2N+2S	3N+2S
	z	3000	4500	"	"
montanti	x	3000	4500	"	"
	t	3000	4500	"	"
	m	1104	1660	1N+1S	1N+1S
	q	1104	1660	"	"
	n	1104	1660	"	"
	r	1104	1660	"	"
	s	2133	3200	2N+1S	2N+2S
	z	2133	3200	"	"
	t	2133	3200	"	"
	x	2133	3200	"	"

\* N = giunto normale  
S = giunto supplementare

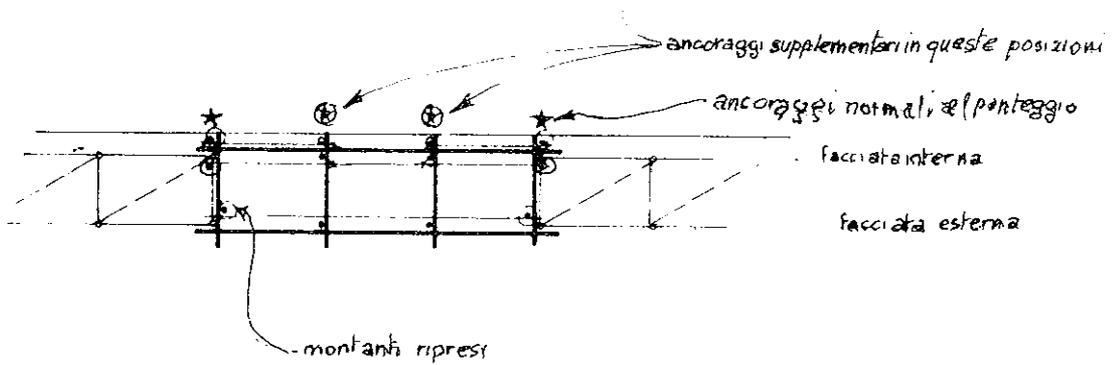
La rappresentazione grafica si riferisce all'uso di materiale ceta

*Interruzione di due stilate (varco di m. 5.40)  
(realizzata in tubo e giunto)*



facciata esterna

facciata interna



MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE

Direzione Generale dei Rapporti di Lavoro

Div. VII- Sicurezza e igiene del lavoro

ALLEGATO N. 2 all'autorizzazione di cui alla lettera

20524/PR-F-B 2

in data 10/3/78

PONTEGGI TUBOLARI CETA

SCHEMA TIPO DI PONTEGGIO A TELAI  
PREFABBRICATI PRE-PONT BF 1.05/d

PONTEGGIO DA COSTRUZIONE  $H \leq 20$  m.

ALLEGATO A 6  
ter.

Dott. Ing. Pier Paolo Rossi  
Via Sardegna, 8/4 - CINISELLO BALSAMO (MI)  
Iscritto all'Albo degli ingegneri della provincia  
di Milano al n. 2968.



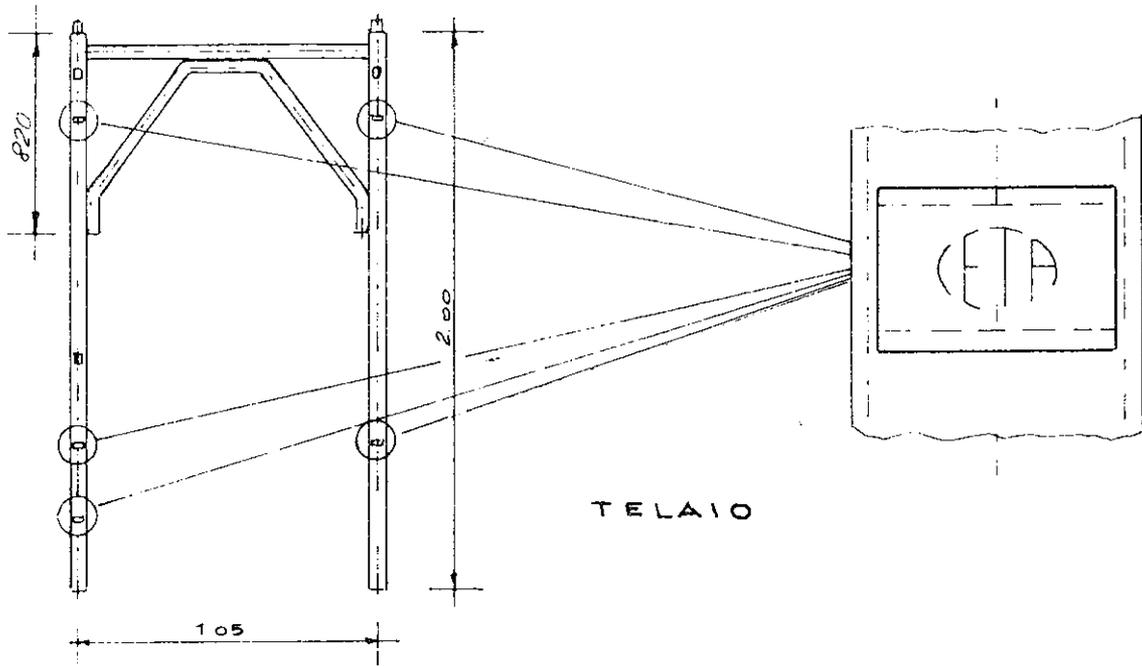
PONTEGGI TUBOLARI S.p.A.  
Il Consigliere Delegato  
Geom. Angelo Turchio

BERGAMO - maggio 1977

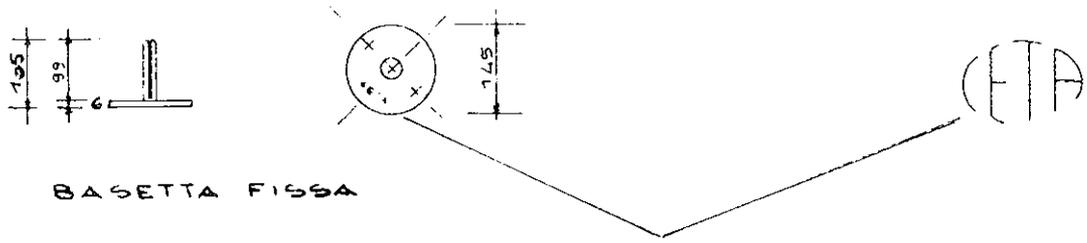
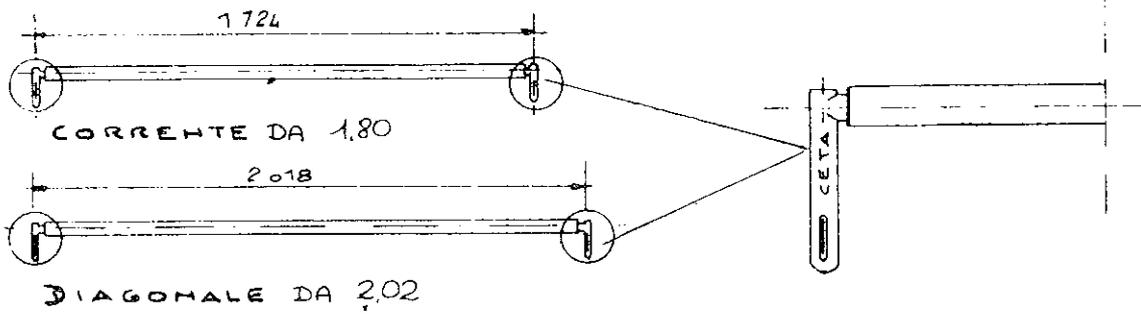
ELEMENTI

e

MARCATURE



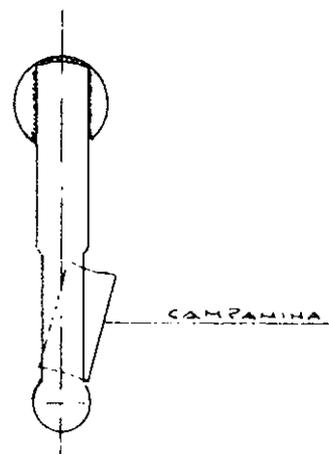
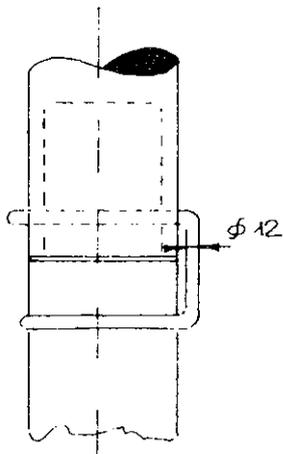
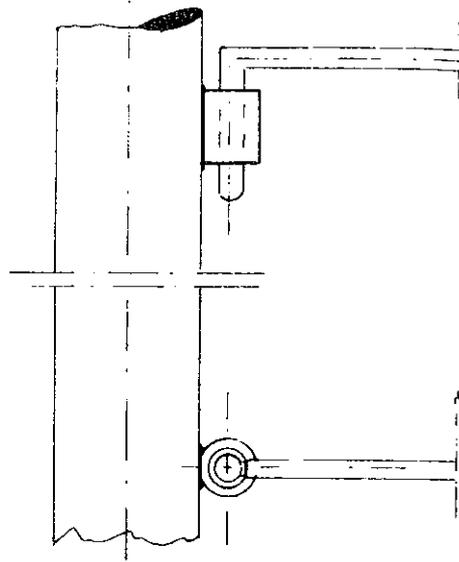
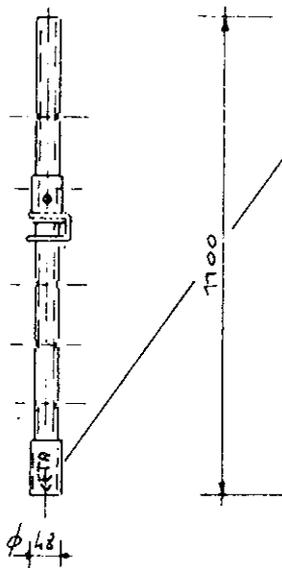
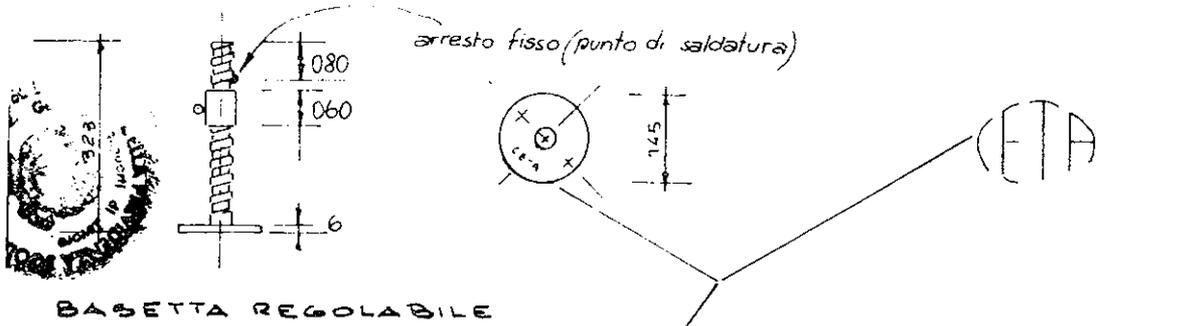
TELAIO



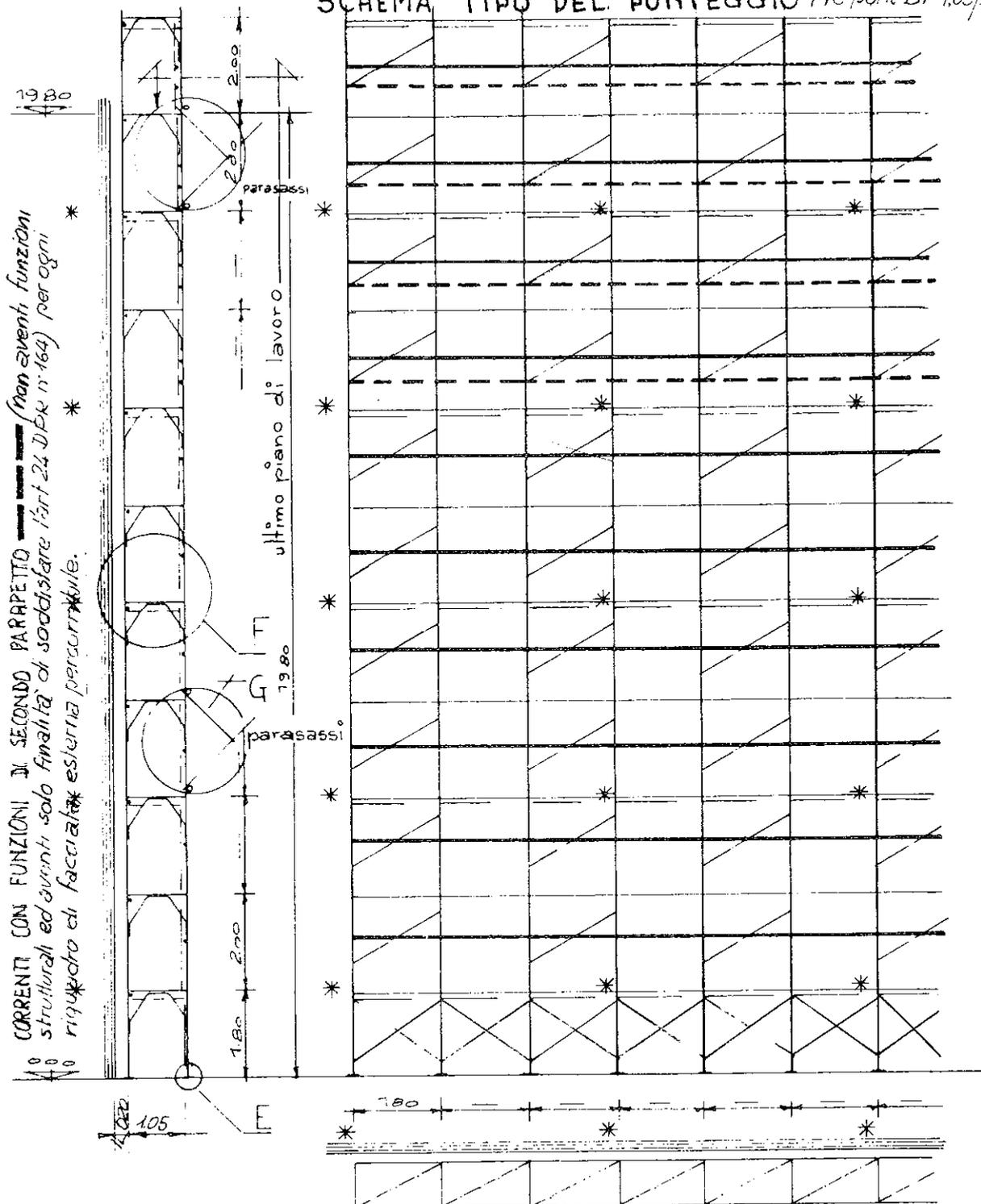
BASETTA FISSA



ELEMENTI & MARCATURE



SCHEMA TIPO DEL PONTEGGIO Pre pont BF 1,05/D



CORRENTI CON FUNZIONI DI SECONDO PARAPETTO (non aventi funzioni strutturali ed aventi solo finalità di soddisfare l'art 24 D.P.R. n. 164) per ogni riquadro di facciata esterna percorribile.

DIAGONALI IN PIANTA ——— semplici per ogni riquadro a piani alternati di ponteggio  
 DIAGONALI IN VISTA ——— incrociate nel solo riquadro al piede (semplici per gli altri riquadri alternati)  
 C CORRENTI CON FUNZIONI DI PARAPETTO ——— per ogni riquadro di facciata esterna (mancano nell' riquadro al piede)  
 C CORRENTE NORMALE ——— per ogni riquadro di facciata interna al di sotto del traverso  
 DISPOSIZIONE INDICATIVA DELLA POSIZIONE DEGLI ANCORAGGI. DOVRA ESSERE PREVISTO 1 ANCORAGGIO AL MEHO OGNI 22 mq. DI PONTEGGIO. CIASCUN ANCORAGGIO DOVRA ESSERE DIMENSIONATO PER UNA FORZA DIRETTA NORMALMENTE ALLA FACCIATA PARI A  $\pm 5455$  Kg.

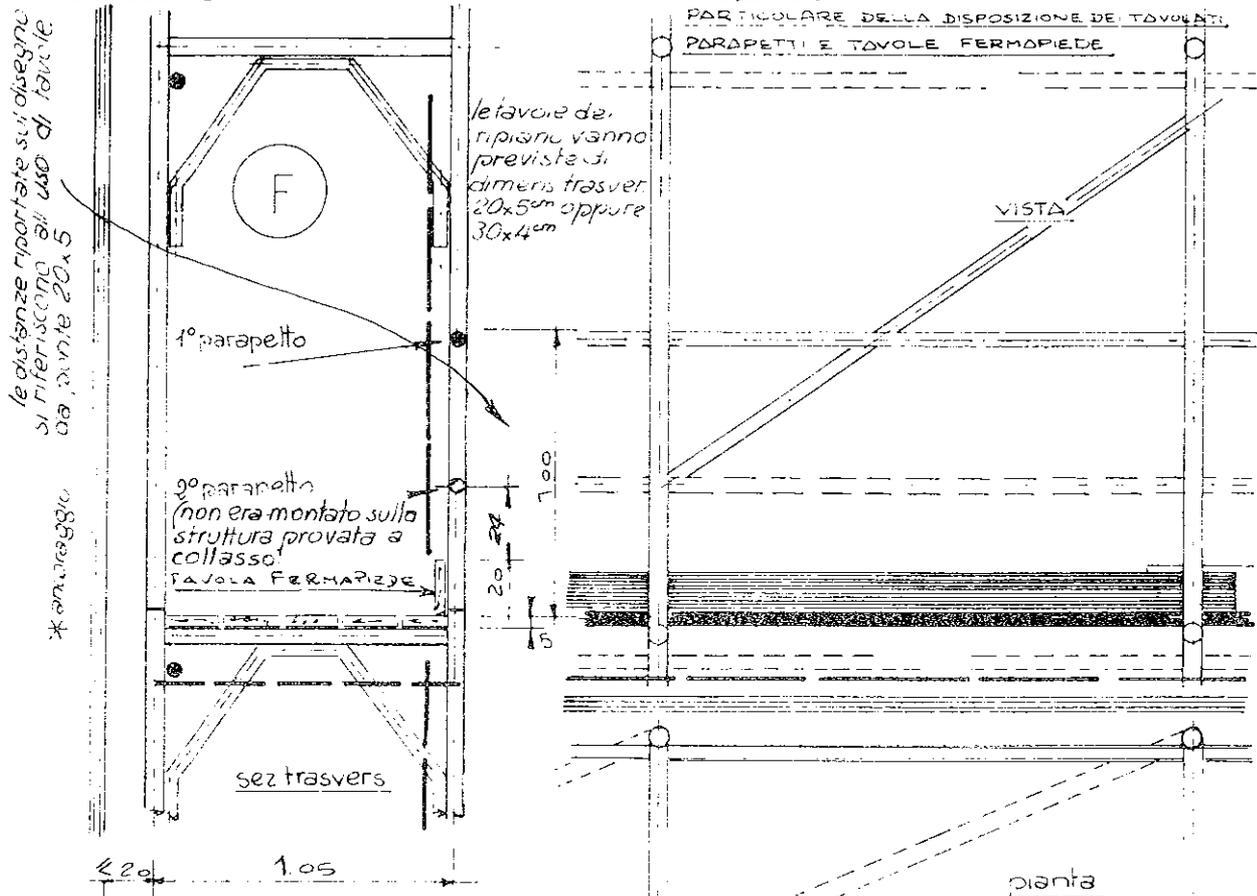
# SOVRACCARICHI & PARTICOLARI

n°4 RIPIANI DI TAVOLE (30 Kg. mq. cad.)

SOVRACCARICHI PER IL PONTEGGIO n°1 RIPIANO CON 300Kg. mq. UNIFORME R. PARTITO DA COSTRUZIONE n°1 RIPIANO CON 150 Kg. mq. " " " "

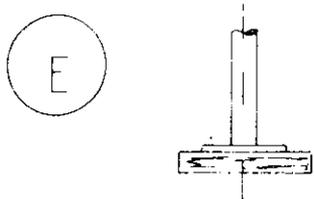
TOTALE IN PROIEZIONE ORIZZONTALE 570 Kg. mq.

NB I Ripiani di tavole carichi o scarichi, possono essere comunque disposti in altezza entro i limiti massimi di sovraccarico



NB per lavori di rifinitura e ammessa una distanza del ponteggio dalla facciata di 20cm

## PARTICOLARE APPOGGIO CON ELEMENTO DI RIPARTIZIONE



CARICO MASSIMO AL PIEDE :  
 PONTEGGIO DA COSTRUZIONE 675 Kg  
 PONTEGGIO PER LAVORI 300 Kg

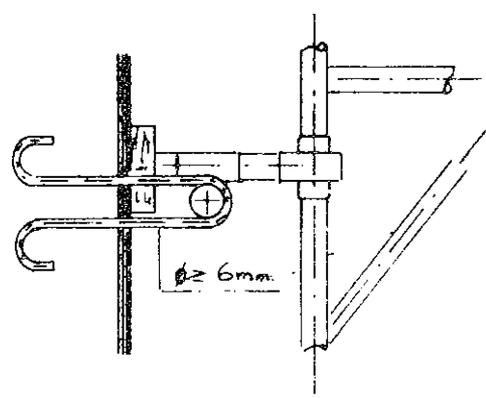
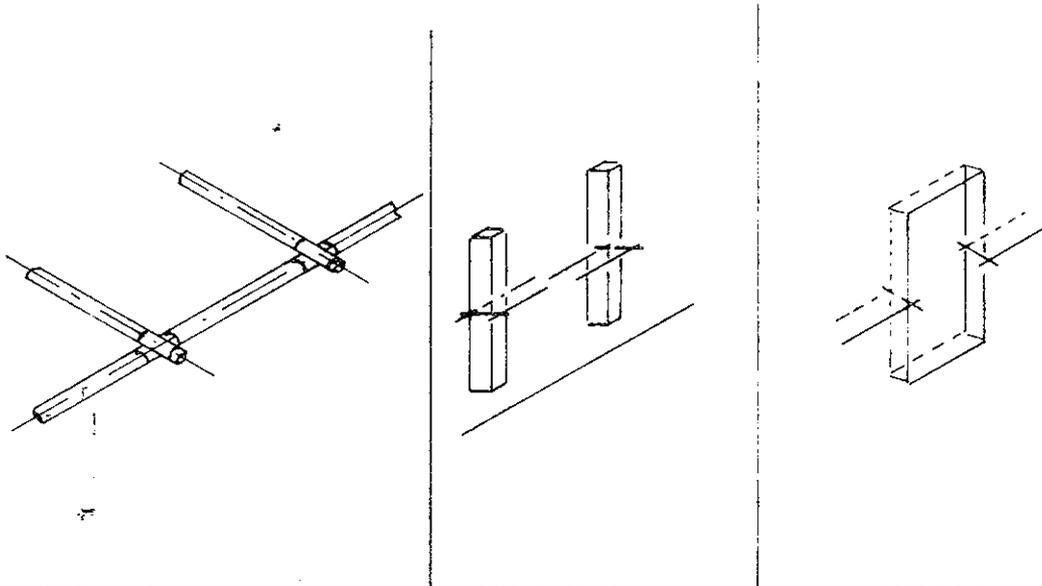
ELEMENTO DI RIPARTIZIONE  
 SECONDO D.M. 2/9/1968

*[Handwritten signature]*

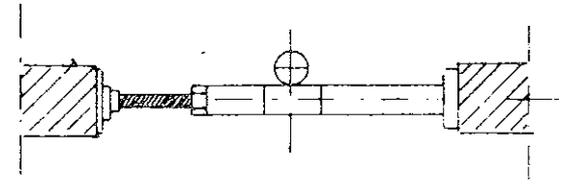
Ing. Paolo Rossi  
 Via ... SENE ... BALSAMO (MI)  
 ... della provincia di Milano

# PARTICOLARI

## ANCORAGGI A CRAVATTA



ANCORAGGIO AD ANELLO

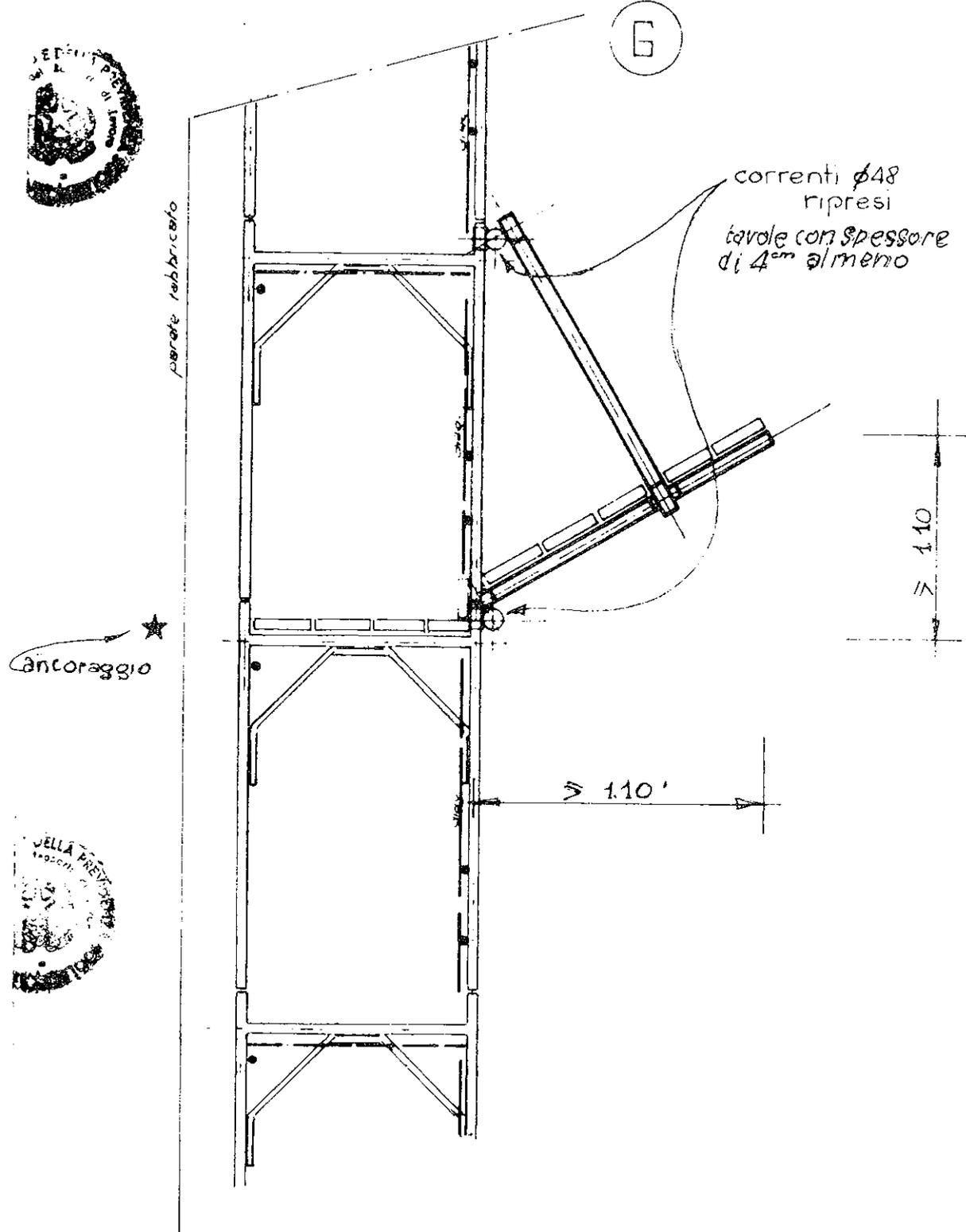


ANCORAGGIO A VITONE

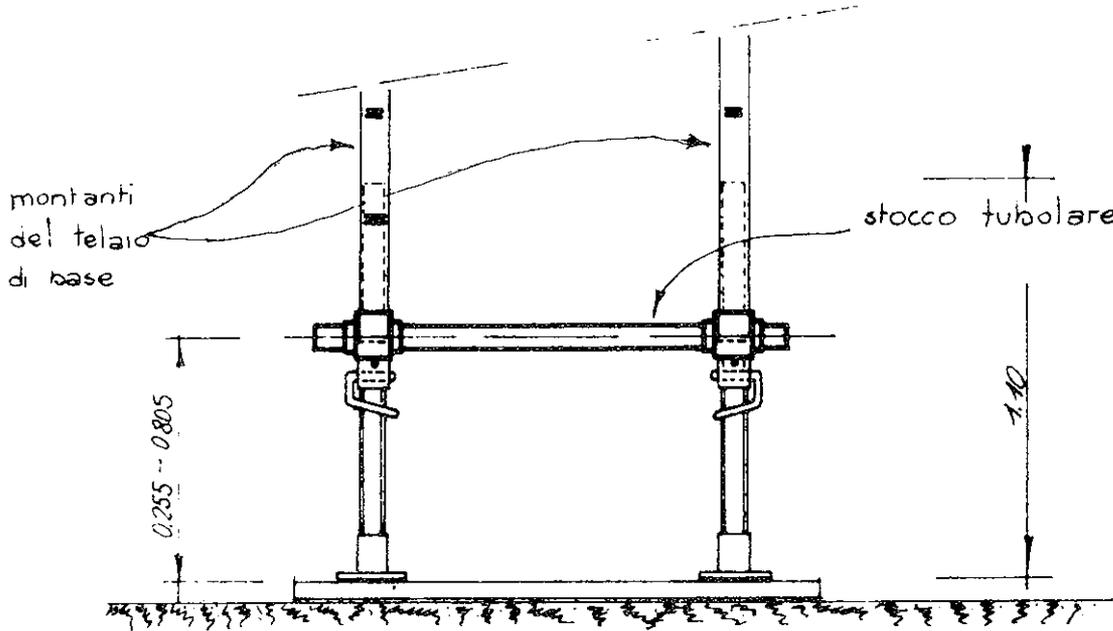


# SCHEMI DI IMPIEGO DI ELEMENTI PARTICOLARI

*parasassi (realizzato in tubo e giunto)*



# asta forata di regolazione

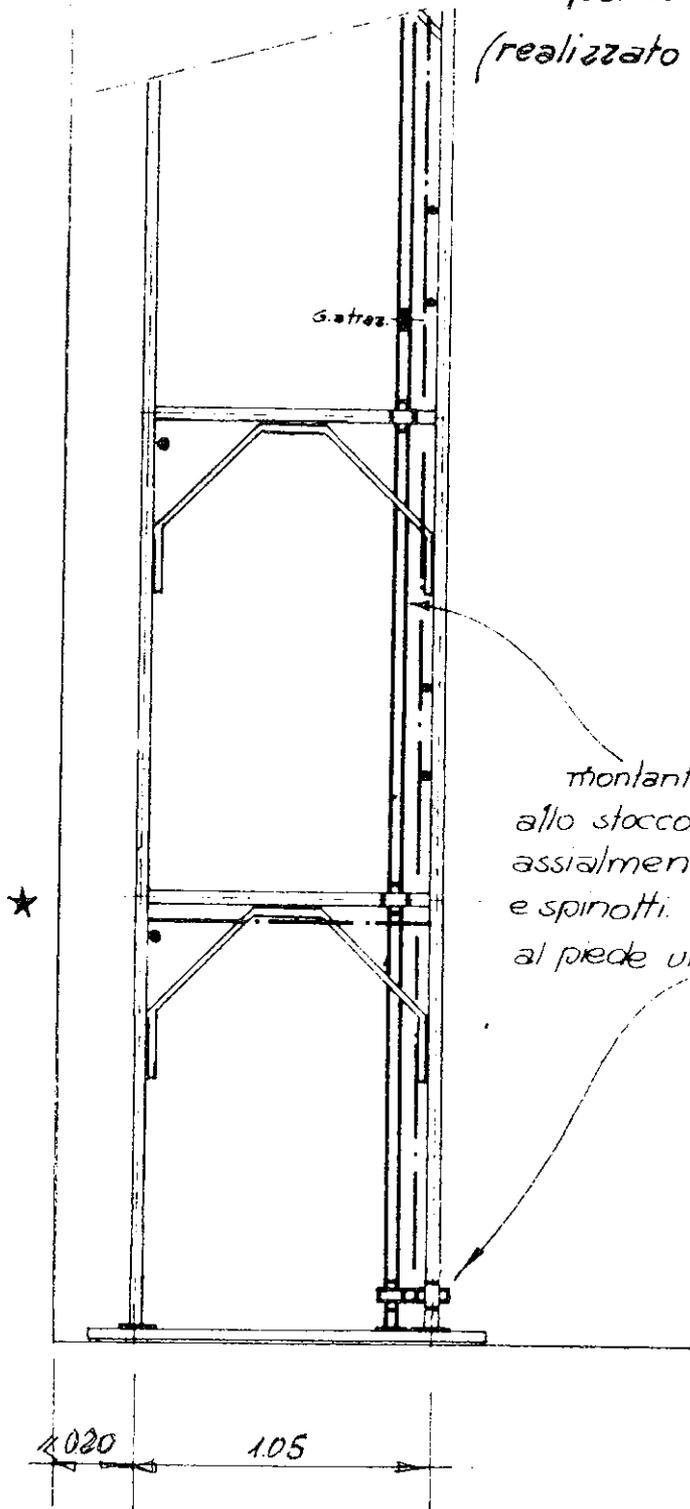


LABORATOIO  
FISICA  
UNIVERSITA' DI TORINO

LABORATOIO  
FISICA  
UNIVERSITA' DI TORINO

raddoppio del montante per l'applicazione di apparecchi  
per il sollevamento.

(realizzato in tubo & giunto)



montante  $\phi 48$  ripreso, legato  
allo stocco del telaio ed  
assialmente con giunti a traz  
e spinotti.

al piede uno stocchetto di fermo





PONTEGGIO DA COSTRUZIONE - acciaio tipo 2

← ponteggio con varco di m. 3,60

→ ponteggio con varco di m. 5,40

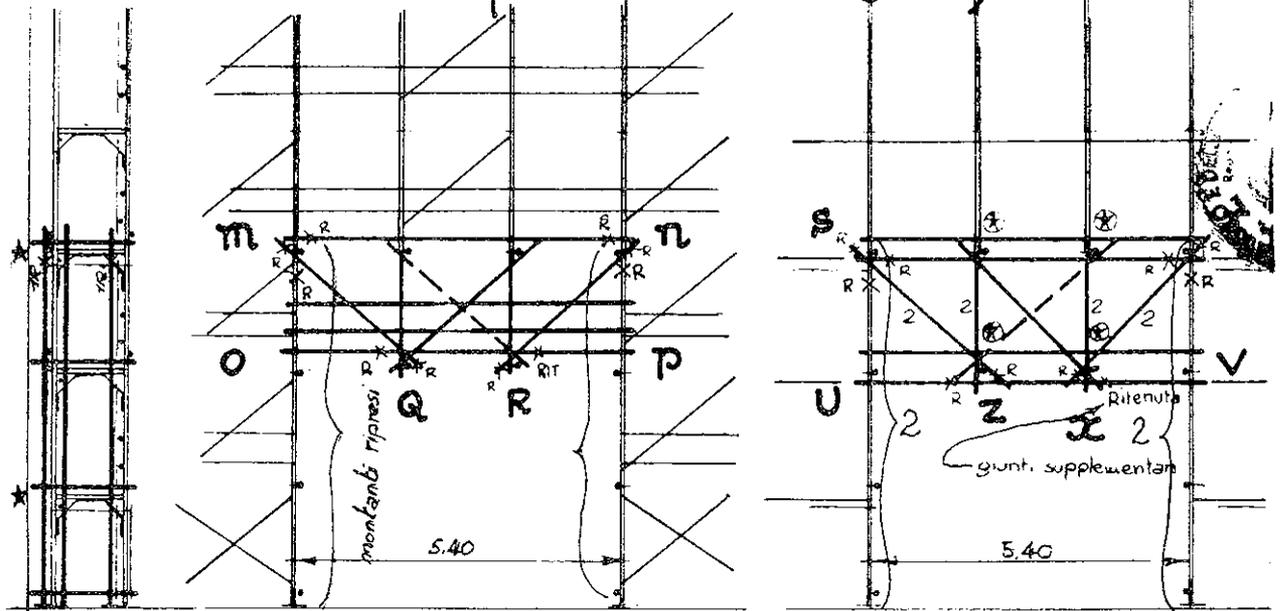
		SOC CETA				ALTRE SOCIETA'					
frattile 5%		1giunto normale Kg 1040 1 " " + 1supplementare " 2431				1giunto normale Kg 1000 1 " " + 1supplementare " 2000					
elemento	nodo	sforzo	1,5 x sforzo	N° giunti del nodo		elemento	nodo	sforzo	1,5 x sforzo	N° giunti del nodo	
				Soc. CETA	altre società					Soc. CETA	altre società
briglie superiori	a	552	830	1N*	1N	briglie superiori	m	1104	1660	1N+1S*	1N+1S
	b	552	830	"	"		n	1104	1660	"	"
	f	1067	1600	1N+1S	1N+1S		s	2133	3200	2N+1S	2N+2S
	g	1067	1600	"	"		t	2133	3200	"	"
briglie inferiori	c	-	-			briglie inferiori	o	-	-		
	e	-	-				q	1104	1660	1N+1S	1N+1S
	h	-	-				r	1104	1660	"	"
	l	-	-				p	-	-		
diagonali	a	785	1180	1N+1S	1N+1S	diagonali inferiori	u	-	-		
	d	785	1180	"	"		z	2133	3200	2N+1S	2N+2S
	d	785	1180	"	"		x	2133	3200	"	"
	b	785	1180	"	"		v	-	-		
	f	1500	2250	1N+1S	2N+1S		m	1570	2350	1N+1S	2N+1S
	l	1500	2250	"	"		q	1570	2350	"	"
	l	1500	2250	"	"		r	1570	2350	"	"
	g	1500	2250	"	"		u	1570	2350	"	"
montanti	a	552	830	1N	1N	diagonali superiori	s	3000	4500	2N+2S	3N+2S
	c	-	-				z	3000	4500	"	"
	b	552	830	1N	1N		x	3000	4500	"	"
	e	-	-				t	3000	4500	"	"
	f	1067	1600	1N+1S	1N+1S		m	1104	1660	1N+1S	1N+1S
	h	-	-				q	1104	1660	"	"
	g	1067	1600	1N+1S	1N+1S		n	1104	1660	"	"
	l	-	-				r	1104	1660	"	"
	d	1067	1600	1N+1S	1N+1S		s	2133	3200	2N+1S	2N+2S
	l	1067	1600				z	2133	3200	"	"
						t	2133	3200	"	"	
						x	2133	3200	"	"	

\*

N = giunto normale  
S = giunto supplementare

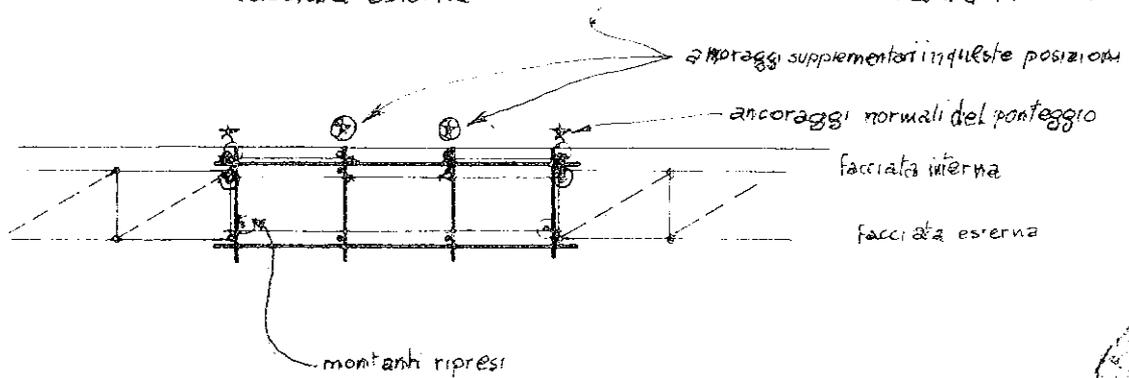
La rappresentazione grafica si riferisce all'uso di materiale ceta

*Interruzione di due stilate (varco di m. 5.40)  
(realizzata in tubo e giunto)*



facciata esterna

facciata interna



## ALLEGATO 4.b

# ISTRUZIONI DI CALCOLO PER PONTEGGI METALLICI AD ELEMENTI PREFABBRICATI DI ALTEZZA SUPERIORE A 20 METRI E PER ALTRE OPERE PROVVISORIALI, COSTITUITE DA ELEMENTI METALLICI, O DI NOTEVOLE IMPORTANZA E COMPLESSITA'

## 1) SCOPO

Le presenti istruzioni definiscono le modalità per il calcolo dei ponteggi metallici di altezza superiore a 20 metri e di altre opere provvisorie (1) costituite da elementi metallici, o di notevole importanza e complessità in rapporto alle loro dimensioni ed ai sovraccarichi.

## 2) CARICHI PERMANENTI

Debbono essere valutati in relazione agli schemi di ponteggio o di opera provvisoria considerando i valori medi unitari dei pesi degli elementi e prevedendo per i ponteggi di servizio, oltre la presenza degli impalcati di lavoro necessari, quella dei relativi sottoponti, degli schermi parasassi e degli impalcati normalmente lasciati sulla struttura.

In particolare per ponteggi predisposti al servizio di costruzioni edili si deve considerare la presenza di impalcati (ponti, sottoponti o parasassi) in numero N dato dalla seguente espressione:

$$N \geq 3 + \frac{H}{10}$$

avendo indicato con H (20) l'altezza del ponteggio in metri. Quando sia previsto il ricorso ad un minor numero di impalcati, il progettista può tener conto di tale situazione adottando nei calcoli un diverso valore per N ed indicando i limiti di impiego nei progetti del ponteggio o dell'opera speciale.

(1) Strutture di sostegno (centine, ecc.), vie di transito per veicoli, sovrappassi, strutture a torre, strutture per tavolati, coperture provvisorie, ecc.



### **3) SOVRACCARICHI**

Salvo i casi di strutture di sostegno o di strutture miste di servizio o di sostegno che comportino una azione dinamica dei carichi (da valutare mediante maggiorazione dei carichi statici relativi) tutti i carichi possono essere considerati come agenti staticamente.

#### **3.1. Carichi di esercizio**

3.1.1 L'entità dei carichi verticali, comprensivi dei normali materiali ed attrezzi da lavoro e degli effetti dinamici ordinari, per impalcati di ponteggi può essere desunta dal prospetto 3.A; quando la struttura sia impiegata per realizzare piani di deposito di materiali o per il sostegno di strutture, le valutazioni dei carichi debbono essere effettuate in conformità ai prospetti 2.I, 2.II e 2.III di cui all'istruzione C.N.R. - U.N.I. - 10012/67.

3.1.2 Nel caso di ponteggi o altre opere provvisionali soggette a sforzi dovuti all'azione di apparecchi di sollevamento, dovrà considerarsi l'effetto dinamico moltiplicando gli sforzi dovuti al carico di servizio per il coefficiente dinamico.

$$\psi = 1 + 0,6 V$$

ove  $V$  è la velocità di sollevamento espressa in m/s.

3.1.3 Nei ponteggi per costruzioni edilizie, quando siano presenti più impalcati carichi sulla stessa verticale, agli effetti dei calcoli della struttura devono essere considerati per i carichi di servizio:

- a pieno carico un impalcato nella posizione più sfavorevole;
- con carico ridotto al 50 % gli altri.

3.1.4 Agli effetti della verifica degli elementi di impalcato, oltre alla verifica globale con carico come dal prospetto 3.A deve effettuarsi quella per un treno di carichi concentrati (comprensivi degli effetti dinamici) di almeno 120 Kg ciascuno, a distanza di 0,90 m.

## PROSPETTO 3.A

### CARICHI MINIMI DI ESERCIZIO PER IMPALCATI DI SERVIZIO

N.	Destinazione	Carico Kg/m <sup>2</sup>
1	Impalcati per lavori leggeri (quali normali lavori di manutenzione e riparazione)	150
3	Impalcati per ponteggi di normale lavoro di costruzione	300
3	Vie di transito per veicoli: secondo i casi, comunque non minore di Inoltre dovrà considerarsi l'azione di carichi concentrati.	600

### 3.2 Neve

Quando in relazione alle condizioni di esposizione stagionali e di clima si prevedono precipitazioni nevose, deve essere effettuata verifica di stabilità del ponteggio o dell'opera provvisoria seguendo il punto 3.2 delle ipotesi di carico sulle costruzioni (CNR - UNI 10012/67).

### 3.3 Vento

Le azioni del vento si suppongono, di regola, di carattere statico e con direzione orizzontale.

Le pressioni devono essere calcolate secondo quanto stabilito nelle ipotesi di carico sulle costruzioni di cui alle istruzioni CNR - UNI 10012/67. Le superfici investite sono quelle effettive (quindi compresi tabelloni pubblicitari, graticciati, veli, ecc.) previste nel ponteggio o nell'opera provvisoria.

## 4) CALCOLO DI VERIFICA

I carichi di cui ai punti 2. e 3. verranno cumulati sulla struttura nel modo più sfavorevole considerando una sola condizione di carico; si potrà escludere la concomitanza tra carico di esercizio e neve



quando siano adottate misure o disposizioni atte ad evitarne l'accumulo sugli impalcati.

Per i carichi di cui sopra si determinano, con gli usuali metodi di calcolo, le sollecitazioni nei diversi elementi della struttura, verificando che siano soddisfatte le condizioni di sicurezza di cui ai punti 4.1, 4.2, 4.3.

#### **4.1 Verifiche di resistenza e di stabilità degli elementi metallici**

Tali verifiche devono essere eseguite secondo le istruzioni di cui alle norme CNR-UNI 10011/73 con gradi di sicurezza previsti nella prima condizione di carico.

#### **4.2 Verifica dei tavolati**

Per la verifica dei tavolati di impalcato debbono assumersi i seguenti valori.

##### **4.2.1 Impalcati in legno di abete**

La tensione ammissibile a flessione ( $\delta_{am}$ ) deve essere determinata in base alle caratteristiche del legname e comunque non deve superare 80 Kg/cm<sup>2</sup>.

##### **4.2.2 Impalcati in lamiera di acciaio profilata a freddo**

Per la lamiera avente carico di rottura non inferiore a 37 Kg/mm<sup>2</sup>, la tensione ammissibile è di 16 Kg/mm<sup>2</sup>.

##### **4.2.3 Impalcati in materiale plastico ed impalcati compositi**

Deve assumersi un coefficiente di sicurezza dettato da norme di buona tecnica.

#### **4.3 Impiego di altri elementi (tubi e giunti)**

Qualora vengano impiegati altri elementi (tubi e giunti) questi devono essere elementi costituenti di uno stesso ponteggio autorizzato.

Occorre comunque effettuare le seguenti verifiche.

### 4.3.1 Verifiche dei giunti

#### Giunti ortogonali

Si deve assicurare che esista una sufficiente garanzia nei confronti dello scorrimento, assumendo un grado di sicurezza, rispetto al carico caratteristico di scorrimento (percentile 5% o frattile 5%) \* riferito a giunti ed aste normalmente protetti pari ad almeno 1,5.

Il carico caratteristico di scorrimento percentile 5% (o frattile 5%) deve essere quello indicato dal fabbricante, risultante da certificati di prova rilasciati da laboratori ufficiali appartenenti alle amministrazioni dello Stato, alle università e politecnici o dall'ENPI.

Deve essere effettuata anche una valutazione della sicurezza dello scorrimento rispetto a tubi e giunti protetti, invecchiati. Le modalità di prova da seguire sono riportate nel punto 4.3.2.

#### Giunti di altro tipo

Ove si impieghino altri tipi di giunti debbono essere assunti gli stessi gradi di sicurezza del punto 4.2.1 in relazione ai risultati di idonee prove.

### 4.3.2 Modalità di prova di scorrimento dei giunti

Le prove di scorrimento devono essere condotte:

- a) su tubi e giunti protetti contro la corrosione con il normale sistema di protezione previsto dal fabbricante;

---

(\*) Il percentile 5% (o frattile 5%)  $P_{5\%}$  relativo ad un numero  $n$  di osservazioni  $P_i$  è dato dalla relazione

$$P_{5\%} = \bar{P} - Ks$$

ove 
$$P = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_i$$

$$K = 1,65 \text{ per } n \geq 24$$

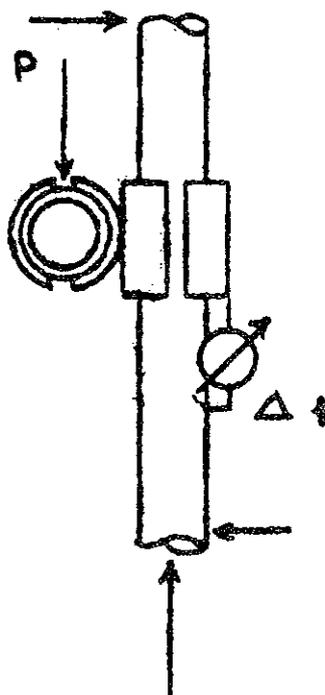
$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\bar{P} - P_i)^2$$



b) su tubi e giunti predisposti come al punto a), ma sottoposti ad invecchiamento artificiale mediante bollitura in soda caustica per la durata di 2 ore e successivo lavaggio ed asciugamento.

Il serraggio deve essere realizzato (previo grassaggio dei filetti dei bulloni) con il momento torcente indicato dal fabbricante (comunque non superiore a 600 Kg/cm).

Si deve determinare il carico massimo che produce lo scorrimento del giunto, intendendosi convenzionalmente avvenuto lo scorrimento per uno spostamento  $f_1 = 0,5$  mm valutato come in figura 1. La misura dello scorrimento deve essere iniziata dopo l'applicazione di un carico di assestamento del giunto pari a 100 Kg.



La velocità di incremento del carico di prova deve essere di circa 25 Kg al secondo. In ogni caso il carico non deve provocare danneggiamento visibile del tubo.

Per i giunti che non diano luogo a scorrimento, si deve determinare il carico massimo che non provoca danni visibili.

Le prove di scorrimento sui gruppi di saggi a) e b) devono essere effettuate, ciascuna, su dodici campioni: per ciascun campione devono essere effettuate 2 osservazioni, una per ciascun cap-

pello, dopo aver disserrato il giunto ed averlo riserrato su una nuova zona del tubo.

Il certificato deve indicare per ciascun gruppo di saggi a) e b), oltre ai valori medi, i risultati delle 24 osservazioni effettuate.

### 4.3.3 Ancoraggi

Gli ancoraggi dei ponteggi e delle altre opere provvisionali debbono essere idonei a resistere agli sforzi di trazione e di compressione risultanti dal calcolo.

#### 4.3.3.1 Modalità per il calcolo dello sforzo di ancoraggio

Il calcolo deve essere effettuato cumulando:

- la spinta esercitata dal vento nella zona di ponteggio o di opera provvisoria servita dall'ancoraggio; in particolare per i ponteggi di facciata si deve considerare la depressione dovuta al vento considerando le superfici effettive investite, tenendo conto della presenza di tabelloni, graticciati, veli, ecc.
- lo sforzo  $T^*$  necessario per la stabilizzazione delle stilate nella zona del ponteggio o dell'opera provvisoria servita dall'ancoraggio;
- ogni altra azione normale alla facciata prodotta da mezzi di sollevamento ecc.;
- ai soli fini del dimensionamento degli ancoraggi, lo sforzo di stabilizzazione  $T^*$  delle stilate — considerato diretto normalmente alla parete del ponteggio o dell'opera provvisoria — va calcolato per ogni ancoraggio secondo l'espressione:

$$T^* = \omega \frac{P}{100}$$

ove:

$P$  è il carico assiale totale di tutti i montanti della zona di ponteggi o dell'opera provvisoria servita dall'ancoraggio;

$\omega$  è il coefficiente di amplificazione dei carichi indicato nella CNR - UNI 10011/73 in funzione del tipo di acciaio impiegato nei montanti e della snellezza.



#### **4.3.3.2 Verifica degli ancoraggi**

La resistenza degli ancoraggi deve essere determinata in relazione alle più gravose condizioni di carico;

La verifica degli ancoraggi non realizzati a tubi e giunti deve effettuarsi con grado di sicurezza non inferiore a 2,5.

#### **4.3.4 Diagonali o altri elementi**

Le strutture debbono essere provviste di diagonali o di altri elementi che assolvono la funzione relativa, in grado di assicurare la stabilità d'insieme e di assorbire le forze orizzontali.

#### **4.3.5 Superfici di appoggio**

Si deve verificare che le superfici di appoggio siano adeguatamente dimensionate in relazione ai carichi ed ai materiali di appoggio e di sostegno. In particolare si deve controllare che le pressioni specifiche degli elementi di ripartizione sul terreno — sottostanti le basette — siano inferiori alle pressioni ammissibili sul terreno stesso.

#### **4.3.6 Stabilità al ribaltamento**

Quando la stabilità del ponteggio e dell'opera provvisoria non sia assicurata da ancoraggi, deve effettuarsi una verifica della stabilità dell'opera rispetto al ribaltamento, in relazione alle condizioni di carico più sfavorevoli. Il grado di sicurezza al ribaltamento non deve essere inferiore a 2.

**AUTORIZZAZIONE ALLA COSTRUZIONE ED  
ALL'IMPIEGO DI PONTEGGI METALLICI FISSI  
(ART. 30 E SEGG. D.P.R. 164 DEL 7 GENNAIO 1956)  
PONTEGGI METALLICI A TELAIO  
PREFABBRICATO TIPO PRE-PONT BF 105**

**ALLEGATO N° 1**

**RILASCIATO DAL MINISTERO DEL LAVORO  
E DELLA PREVIDENZA SOCIALE  
PROT. N° 7RL/21843/OM-4 DEL 30 AGOSTO 1990**



Roma 30 AGO 1980 19

Ministero del Lavoro  
e della Previdenza Sociale

DIREZIONE GENERALE DEI RAPPORTI DI LAVORO  
DIPARTIMENTO CENTRALE DEI RAPPORTI DI LAVORO  
DIV. VII



L. 2843/OM-4

1980

Alla Ditta CE-TA Ponteggi Tubolari  
S.p.A.

Via Grumello 47

- BERGAMO -

OGGETTO: Estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego di ponteggi metallici fissi a telaio prefabbricato - Ponteggio "PRE PONT BF.105", della ditta CE-TA.

e p.c. - All'Ispettorato Provinciale  
del Lavoro di

- BERGAMO -

VISTA l'istanza presentata da codesta Ditta, concernente l'oggetto, nonché i relativi allegati tecnici;

VISTA l'autorizzazione rilasciata con nota n. 20524/PR-7-B2 del 10/3/78 da questo Ministero;

VISTI gli artt. 30 e segg. del DPR 7/1/56 n. 164, concernente norme per la prevenzione degli infortuni nelle costruzioni;

si concede l'ESTENSIONE della predetta autorizzazione all'impiego anche di "correnti" e "diagonali" previsti negli schemi di montaggio del ponteggio "PRE PONT BF. 105", a cui si apporta una modifica al procedimento costruttivo del dispositivo di estremità a "pipetta", nel senso che il dispositivo stesso viene realizzato con procedimento "a freddo" anziché "a caldo", ferme restando tutte le caratteristiche dimensionali significative ed anche quelle funzionali.

La modifica di cui sopra deve essere realizzata in conformità alla relazione tecnica e ai disegni costruttivi allegati alla presente nota, di cui fanno parte integrante.

La presente estensione è concessa a condizione che detti disegni costruttivi e relativi schemi di montaggio siano inseriti ad integrare il "libretto" di autorizzazione da consegnarsi agli acquirenti del ponteggio, che siano integralmente rispettate le clausole riportate nella lettera di autorizzazione summenzionata e che copia del libretto di cui sopra, debitamente integrato come indicato, sia tempestivamente rimessa allo scrivente.

L'istanza presentata dalla Ditta CE-TA Ponteggi Tubolari S.p.A. è stata esaminata e approvata dal sottoscritto in data 28/8/80.

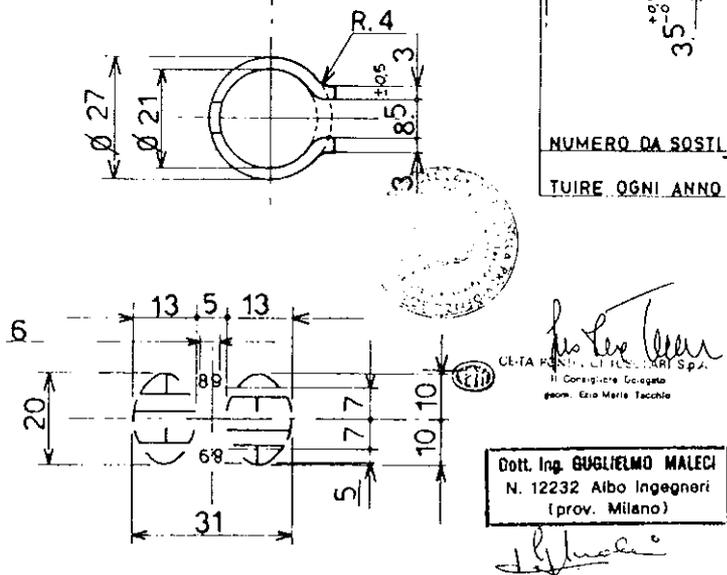
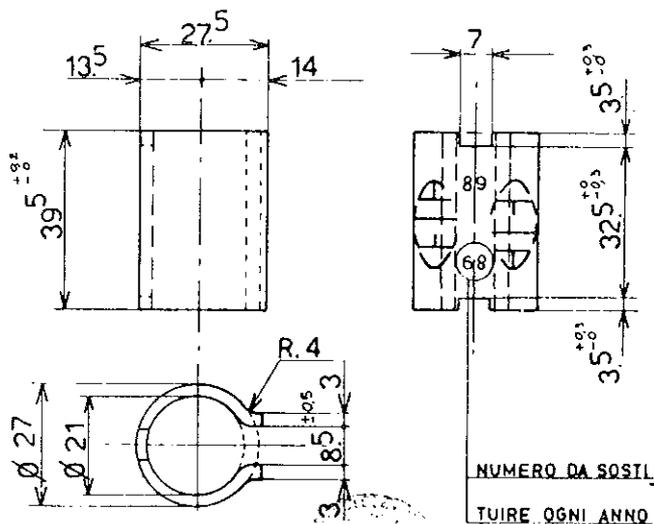
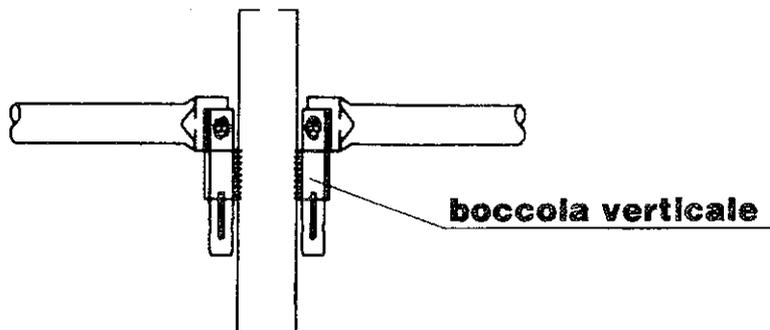
CAN/Cr

R



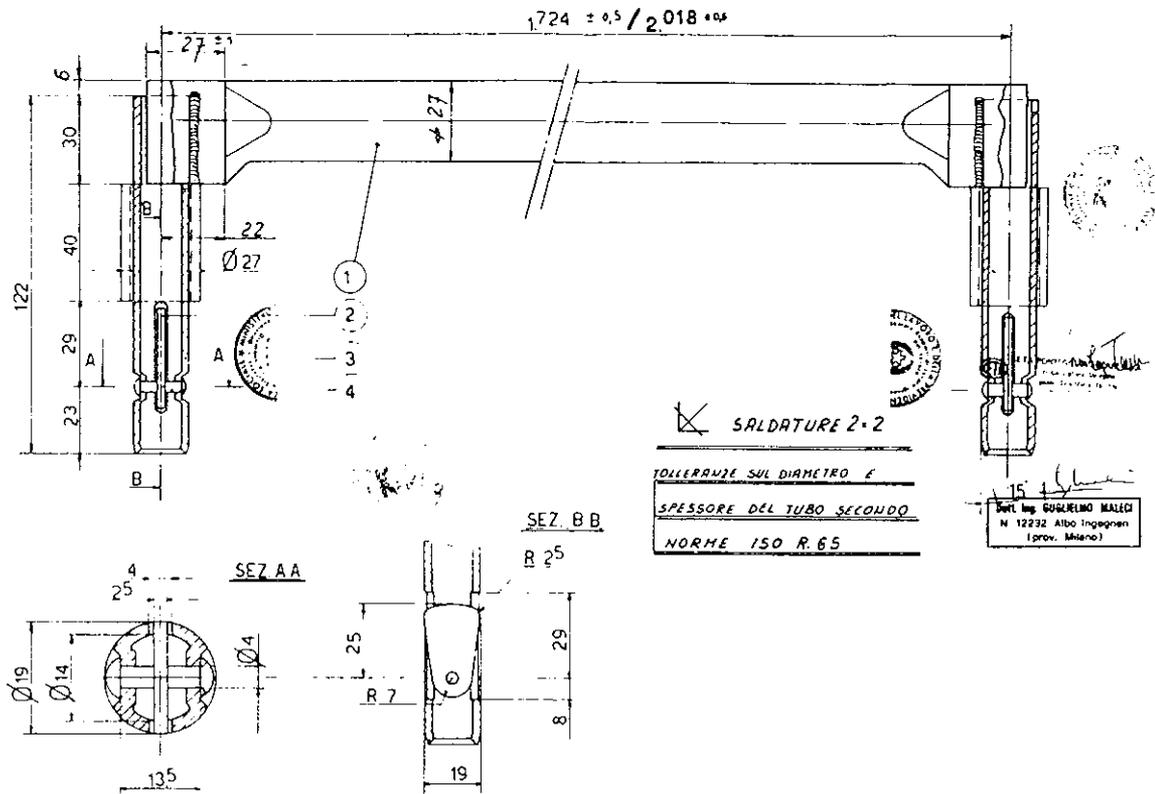
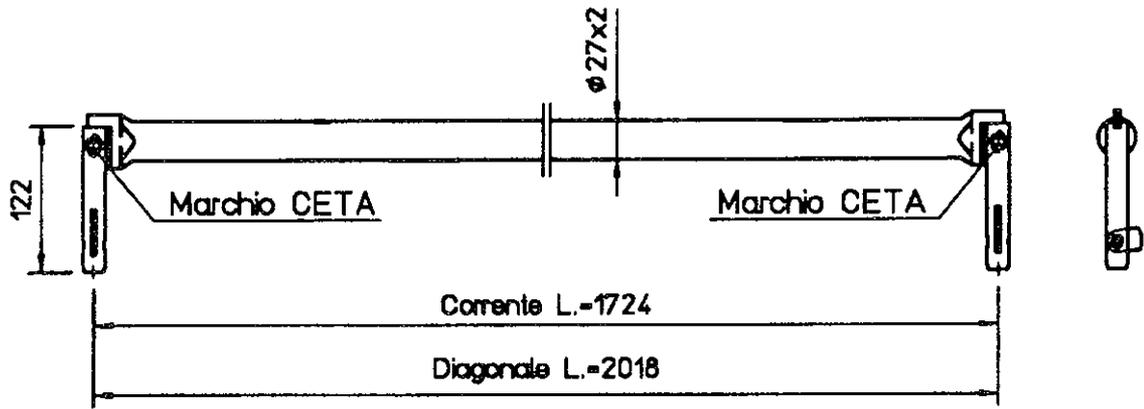
IL MINISTRO

# BOCCOLA VERTICALE STAMPATA A FREDDO



INCISIONE MARCHIO mm. 0,5

# "PIPETTA" STAMPATA A FREDDO per correnti, diagonali ed elementi di protezione



**AUTORIZZAZIONE ALLA COSTRUZIONE ED  
ALL'IMPIEGO DI PONTEGGI METALLICI FISSI  
(ART. 30 E SEGG. D.P.R. 164 DEL 7 GENNAIO 1956)  
PONTEGGI METALLICI A TELAIO  
PREFABBRICATO TIPO PRE-PONT BF 105**

# **ALLEGATO N° 2**

**RILASCIATO DAL MINISTERO DEL LAVORO  
E DELLA PREVIDENZA SOCIALE  
PROT. N° 21393/OM-4 DEL 9 NOVEMBRE 1992**



Roma: 9 NOV 1992 10

*Ministero del Lavoro  
e della Previdenza Sociale*

Al la CE-TA Ponteggi Tubolari S.p.A.  
Via Grumello, 47

DIREZIONE GENERALE DEI RAPPORTI DI LAVORO

DIV. VII

BERGAMO

*Prot. N.º* 21393/OM.4  
*Allegati* Vari

OGGETTO : Artt. 30 e segg. DPR 7/1/56 n. 164 - Estensione dell'autorizzazione alla costruzione ed all'impiego dei ponteggi metallici fissi a telaio prefabbricato. Tipo "PRE PONT BF 105", "PRE PONT 120" e "TOTAL X 105".

e, p.c. All'Ispettorato Prov.le  
del Lavoro di

BERGAMO

VISTA l'istanza presentata da codesta Ditta, concernente l'oggetto, nonché i relativi allegati tecnici;

VISTA l'autorizzazione rilasciata con nota n. 20524/PR.7-82 del 10/3/78 da questo Ministero;

VISTI gli artt. 30 e segg. del DPR 7/1/56 n. 164, concernente norme per la prevenzione degli infortuni nelle costruzioni;

si concede l'ESTENSIONE della predetta autorizzazione:

- a) per il ponteggio tipo "PRE PONT BF 105" e tipo "PRE PONT 120" allo impiego, in alternativa ai telai già autorizzati, di telai resi simmetrici montando su entrambi i montanti lo stesso numero di boccole (10 boccole ogni montante) e nei quali la boccola inferiore (in cui va innestato il corrente intermedio di parapetto) è del tipo "a due vie";
- b) per il ponteggio tipo "TOTAL X 105" all'impiego, in alternativa ai telai già autorizzati, anche di telai resi simmetrici montando su entrambi i montanti lo stesso numero di spine (2 spine diritte ed una spina curva per ogni montante) e nei quali, la spina diritta alla quale vengono collegati i correnti di parapetto (la diagonale di irrigidimento, è realizzata con procedimento di stampaggio a freddo.

Se prega l'azienda per ogni altro chiarimento, rivolgersi nella sede del D.L. di Stato civile di Bergamo a cui è competente.

./.

Le modifiche di cui sopra devono essere realizzate in conformità alle relazioni tecniche e ai disegni costruttivi allegati alla presente nota, di cui fanno parte integrante.

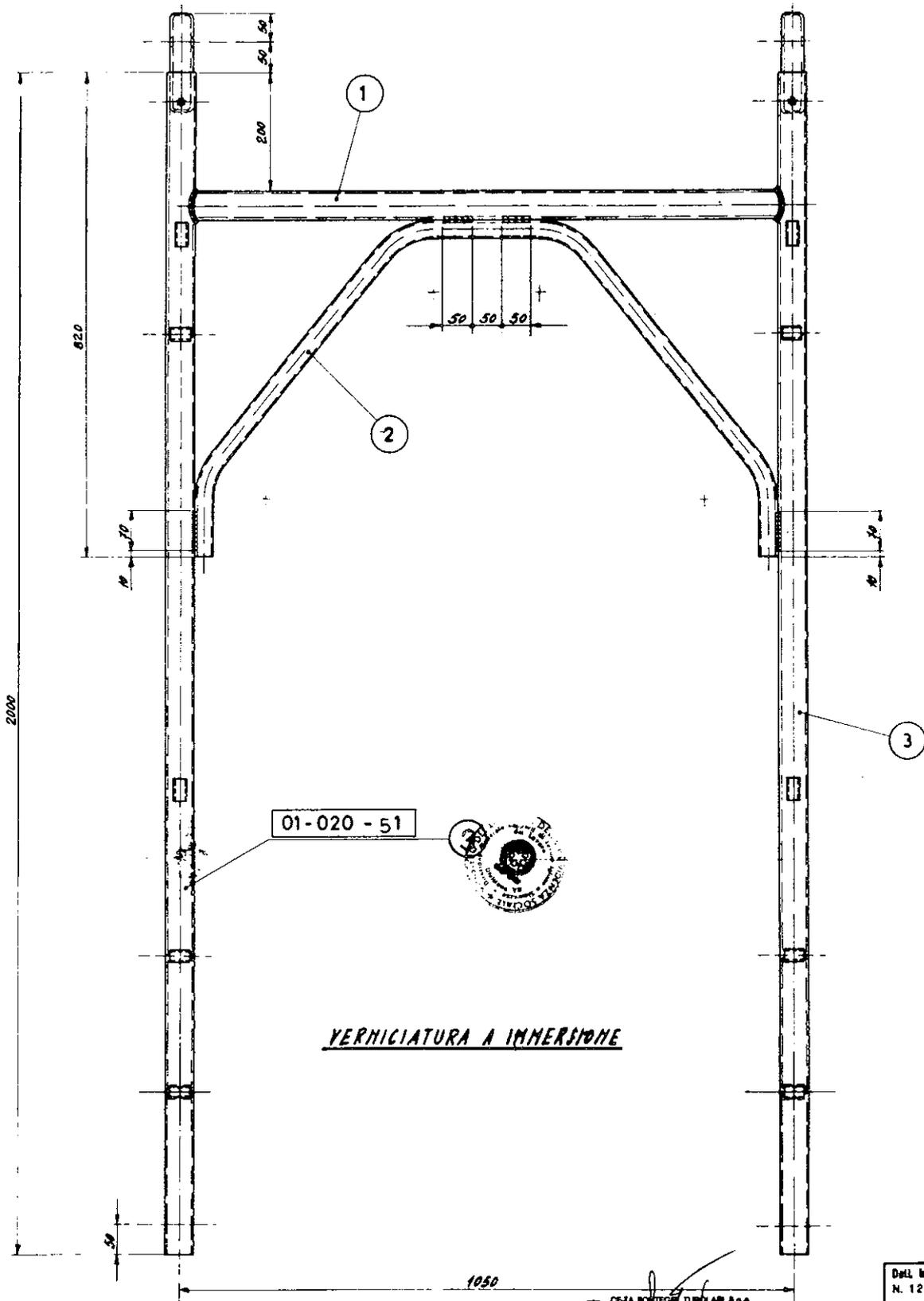
La presente estensione è concessa a condizione che:

- detti disegni costruttivi siano inseriti ad integrare il "libretto" di autorizzazione da consegnarsi agli acquirenti del ponteggio. Tale libretto deve, inoltre, essere depositato in duplice copia, ed entro sei mesi, presso lo scrivente e presso l'Ispettorato Provinciale del Lavoro in indirizzo;
- siano integralmente rispettate le clausole riportate nella lettera di autorizzazione summenzionata, il cui punto 1 si intende completato come segue:  
"Detto prelievo, insieme alle analisi, alle prove e alle ricerche necessarie, sono a totale carico della ditta titolare dell'autorizzazione".



IL MINISTRO  
*Carf*

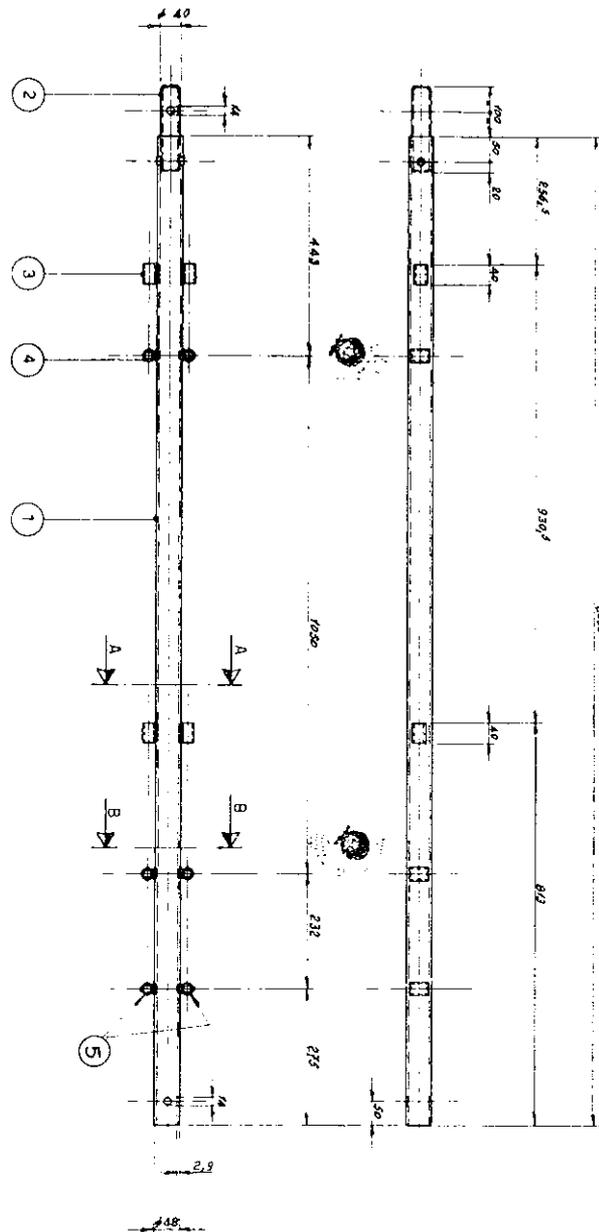
# TELAIO BF/72 S



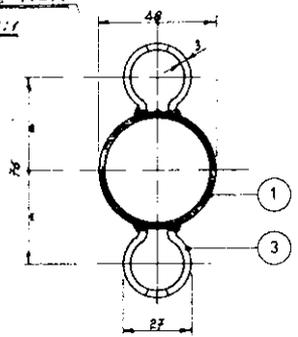
DE SA POSTEGGI TUMOLARI S.p.A.  
- *[Signature]*

Dott. Ing. GABRIELINO MALECI  
N. 12232 Albo Ingegneri  
(Prov. Milano)  
*[Signature]*

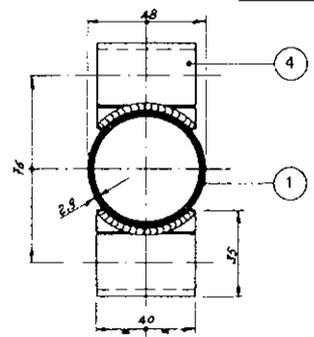
# TELAIO BF/72 S - MONTANTE



sezione A-A  
scala 1:1



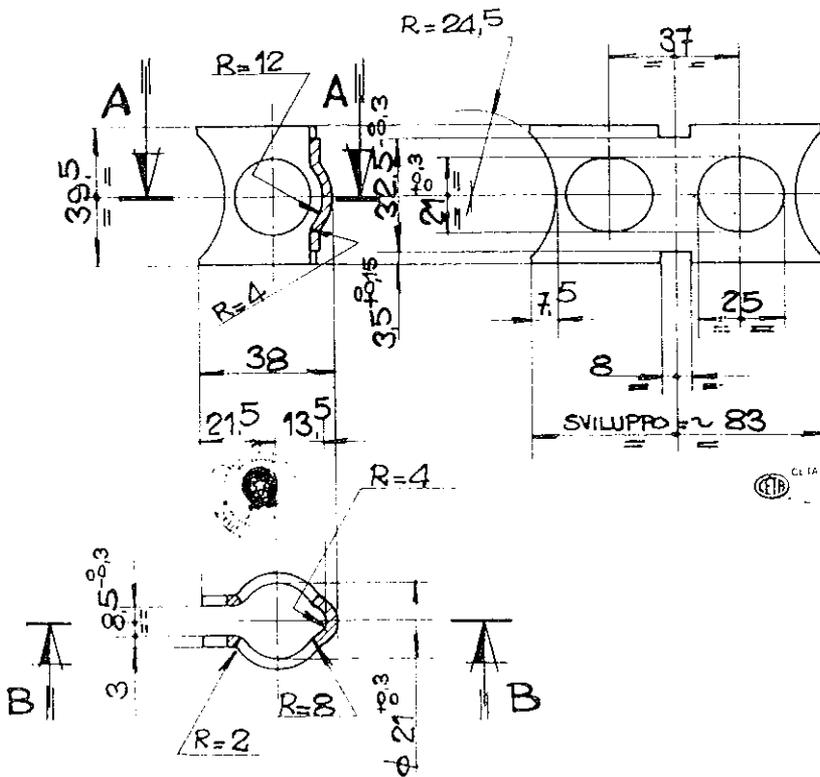
sezione B-B  
scala 1:1



# BOCCOLA ORIZZONTALE STAMPATA A FREDDO "A DUE VIE"

SEZIONE: B-B

VISTA SVILUPPATA



NOTE:

Dis. Ing. EUGENIO MASCI  
N. 1723/A. Lit. Pignone  
Ipr. e. 27/0001

1. IL PEZZO DEVE ESSERE  
ESENTE DA BAVE.

CE SA PROTEGGE I DIRITTI SU  
QUESTO PRODOTTO  
© 1983

SEZIONE: A-A