

# PONTEGGIO SECURIT 1



Autorizzazione Ministeriale  
1.15.VI/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006  
Estensione  
1.15.VI/17541/14.03.01.02 del 13.12.2007

## Relazione tecnica e Schemi di montaggio



**PONTEGGI S.r.l.**      ATTREZZATURE EDILI  
23884 CASTELLO BRIANZA (LC)  
Via delle Fornaci, 25  
Tel. 039 5311930 • Fax 039 5312642  
[www.triponteggi.com](http://www.triponteggi.com) • e-mail: [triponteggi@triponteggi.com](mailto:triponteggi@triponteggi.com)



Roma, 23 IUG. 2006

MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE  
DIREZIONE GENERALE DELLA TUTELA DELLE CONDIZIONI DI LAVORO  
DIVISIONE VI

All. n. 2

PROT. 15/VI/2014/4.0301.04

Alla Ditta TR.R. PONTEGGI S.R.L.  
Via Santa Vecchia, 7  
22049 VALMADRERA (LC)



S.p.A. s.p.a.; Alla Direzione Provinciale  
del Lavoro di  
LECCO

OGGETTO: Art. 30 e segg. D.P.R. 7 gennaio 1956, n. 164 - Autorizzazione alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati - Tipo "Portale a perni" - Denominazione commerciale "SECURIT 1" - Marchi: "TR.PO" e "TR.B.PO".

VISTI gli artt. 30 e segg. del D.P.R. 07/01/1956, n.164, concernente norme per la prevenzione degli infortuni nelle costruzioni;

VISTO il decreto ministeriale 2 settembre 1968 (G.U. n. 242 del 23/9/68), relativo al riconoscimento di alcune misure tecniche di sicurezza per ponteggi metallici fissi, sostitutivo 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 alla costruzione ed all'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati;

VISTA la relazione tecnica, a corredo della predetta domanda di autorizzazione e relative integrazioni e modifiche;

VISTI i certificati di prova allegati alla predetta documentazione tecnica;

VISTO il parere del Consiglio Nazionale delle Ricerche;

VISTO il parere della Commissione Consultiva Permanente per la Prevenzione degli Infortuni e l'Igiene del Lavoro;

#### SI AUTORIZZA

la costruzione e l'impiego del ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati, 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 provvisorie 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 che si intende rilasciata per il ponteggio metallico composto con gli elementi aventi le caratteristiche tecniche e dimensionali risultanti dalla relazione tecnica, sue integrazioni e modifiche e dai certificati alla

www.lavoro.gov.it

Autorizzazione Ministeriale n. 15/VI/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006

stessa allegati. Copia di tale documentazione resta depositata presso questo Ministero e presso la Direzione Provinciale del Lavoro cui la presente è diretta per conoscenza.

L'autorizzazione è subordinata all'osservanza delle vigenti disposizioni legislative, regolamentari e di buona tecnica nonché alle seguenti specifiche condizioni:

- 1) il ponteggio, in tutte le sue parti costruttive, sia realizzato in conformità a quanto indicato nella relazione tecnica soprariata;
- 2) sia consentito il controllo del ponteggio in tutte le fasi della produzione e commercializzazione mediante il prelievo da parte di questo Ministero - che ne rilascia apposita dichiarazione - di campioni degli elementi costituenti il ponteggio stesso in numero sufficiente ad effettuare le analisi, le prove e le ricerche necessarie. Le spese relative a detto prelievo, nonché alle analisi, alle prove e alle ricerche necessarie, sono a totale carico della Ditta titolare dell'autorizzazione;
- 3) 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 predetta documentazione, completa delle integrazioni e modifiche citate nella premessa, deve essere riprodotta in un apposito libretto da depositare entro sei mesi, ed in duplice copia, presso lo scrivente e presso la Direzione Provinciale del Lavoro in indirizzo.

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 delle vigenti disposizioni e delle predette condizioni.

IL DIRIGENTE  
(Dott. s.s. A.M. FAVENTI)

certificatosi per il sistema di firma



IL DIRETTORE GENERALE  
(Dott. s.s. G. BONELLI)

31.03.2006

**TR.B PONTEGGI s.r.l.**

22049 - Valmadra (LC) - Via Santa Vecchia 7  
Tel. 0341-582050 - Fax 0341-581368

## RICHIESTA DI AUTORIZZAZIONE ALLA COSTRUZIONE E ALL'IMPIEGO DI:

PONTEGGIO METALLICO FISSO A TELAI PREFABBRICATI,  
TIPO PORTALE A PERNI - MARCHIO "trb po" e "TR.B PO"  
DENOMINATO

**SECURIT 1**



RELAZIONE TECNICA PER IL CONSEGUIMENTO  
DELL'AUTORIZZAZIONE ALLA COSTRUZIONE E ALL'IMPIEGO  
(Artt. 30 e seg. del DPR 7.1.1956, n. 184)

TR.B. PONTEGGI s.r.l.  
L'Amministratore Unico  
Mauro Brigatti



SECURIT 1

Pagina 1 di 115

CAPITOLO IV

31.01.2008

CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI IMPIEGO

IV.1. PREMessa

Il calcolo viene condotto per le verifiche di resistenza relative agli elementi di ponteggio indicate nel Cap. I e per le verifiche di stabilità degli ecbani tipo allegati alla presente relazione e costituenti il Cap. VII.

La relazione è condotta osservando le seguenti disposizioni legislative regolamentari e amministrative:

1. D.P.R. 27 aprile 1955 n° 547 - Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro
2. D.P.R. 7 gennaio 1956 n° 164 - Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni
3. D.P.R. 24 maggio 1988 n° 224 - Responsabilità per danno da prodotti difettosi.
4. D.Lgs. 17 marzo 1994 n. 626 - Attuazione delle Direttive 89/391/CEE, 89/654/CEE, 89/655/CEE, 89/656/CEE, 90/269/CEE, 90/394/CEE e 90/679/CEE, riguardanti il miglioramento della sicurezza e della salute dei lavoratori.
5. D.Lgs. 17 marzo 1995 n° 115 - Sicurezza generale dei prodotti
6. D.Lgs. 4 agosto 1999 n. 359 - Attuazione della direttiva 95/63/CE che modifica la direttiva 89/655/CEE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori.
7. Accordo del 26.01.2006, Conferenza Permanente Stato-Regioni-Provinde Autonome, in attuazione degli artt. 36 quater, comma 8, e 36 quinquies, comma 4, del D. Lgs 626/94, in materia di prevenzione e protezione dei lavoratori sui luoghi di lavoro (G.U. n. 45 del 23.02.2006)
8. D.Lgs. 8 luglio 2003, n. 235 - Attuazione della Direttiva 2001/45/CE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e di salute per l'uso delle attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori.
9. D.M. del M.L.P.S. 2 settembre 1968 - Riconoscimenti di efficacia di alcune misure tecniche di sicurezza per i ponteggi metallici fissi, sostitutive di quelle indicate nel DPR 164/56
10. D.M. del M.L.P.S. 23 marzo 1990 n° 115 - Riconoscimenti di efficacia
11. D.M. del M.L.P.S. 22 maggio 1992 n. 466 - Riconoscimenti di efficacia
12. D.M. del M.L.P.S. 19 Settembre 2000 Riconoscimenti di efficacia
13. Circolare M.L.P.S. n. 85 del 09/11/78 - Autorizzazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici fissi
14. Lettera circolare M.L.P.S. n° 22268/PR-7 del 22/05/82 - Requisiti dimensionali
15. Circolare M.L.P.S. n° 149 del 22/11/85 - Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi
16. Circolare n° 44 del 15/05/90 - Aggiornamento delle istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi e teli prefabbricati.
17. Lettera circolare M.L.P.S. n° 20298/OM-4 del 09/02/95 - Utilizzo di elementi di impalcato metallico prefabbricato di tipo autorizzato in luogo di elementi di impalcato in legno.
18. Lettera circolare M.L.P.S. n° 22787/OM-4 del 21/01/99 - Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche - Precitazioni e chiarimenti.
19. Circolare M.L.P.S. n. 44 del 10/07/00 - Verifiche e controlli, modalità di conservazione delle relative documentazioni ex D. Lgs 359/99
20. Circolare M.L.P.S. n. 46 dell' 11/07/00 - Verifiche di sicurezza dei ponteggi metallici fissi.

TR.B. PONTEGGIO  
L'Amministratore  
Mauro Briganti

SECURIT 1



Pagina 62 di 115

Il coefficiente di raffica  $G_z$  è fornito dalla espressione:

$$G_z = 1 + 1.12(\alpha_d / \alpha_z) \text{ dove:}$$

$\alpha_z$  assume il valore precedentemente indicato,

$\alpha_d$  viene assunto pari a 1.

Il coefficiente di raffica, per verifiche condotte per zone fino a 5 metri, fino a 10 m, oltre 10 m e fino a 20 m, assume rispettivamente i valori:

$$G_{z0} = 2.45 \quad G_{z10} = 2.22$$

Si assumono infine, come velocità di riferimento  $V_{rif}$  rispettivamente i valori:

$$V_{rif} = 16 \text{ m/sec per la condizione di servizio}$$

$$V_{rif} = 30 \text{ m/sec per la condizione di fuori servizio}$$

TABELLA IV-1

Piano n°	Valori dei prodotti della pressione cinetica per i coefficienti di raffica (daN/m²)	
	Quota da terra m	Servizio
I	0	$P_s \cdot G_z$ (daN/m²)
II	2	17.5
III	4	17.5
IV	6	17.5
V	8	18.6
VI	10	19.9
VII	12	21.0
VIII	14	22.1
IX	16	23.3
X	18	24.6
XI	20	25.9
	22	27.2



TR.B. PONTEGGI  
L'Amministratore  
Meuro Brigati

SECURIT 1

d) Carichi per verifiche locali

Azioni su parapetti.

La spinta sui parapetti viene considerata orizzontale e di valore  $Q_p = 30 \text{ daN}$

Azioni sugli impalcati

Per gli impalcati dei ponteggi da costruzione, in alternativa all'azione del carico di servizio, deve essere considerata la più gravosa tra le seguenti azioni:

- un'azione  $Q_s = 300 \text{ daN}$  distribuita su una superficie  $S_1 = 0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$
- un'azione  $Q_s = 100 \text{ daN}$  distribuita su una superficie  $S_1 = 0.2 \text{ m} \times 0.2 \text{ m}$
- un'azione ripartita di  $500 \text{ daN/m}^2$  su una superficie parziale  $0.4A$ , avendo indicato con A la superficie di un modulo di impalcato ( $A = a_1 \cdot a_2$ ), applicata nella posizione più sfavorevole.

IV.3. CONDIZIONI DI CARICO

Sono previste due condizioni di carico:

- 1) condizione di servizio
- 2) condizione di fuori servizio

La condizione 1. cumula nella struttura i seguenti carichi nel modo più sfavorevole:

- peso proprio del ponteggio;
- carico di servizio p n. 1 impalcato;
- 50% del carico di servizio p su un secondo impalcato;
- l'azione del vento per la condizione servizio.

La condizione 2. cumula i seguenti carichi:

- peso proprio del ponteggio;
- il 50% del carico di servizio p su un impalcato (ovvero, se più sfavorevole, il carico neve applicato per intero sull'impalcato più elevato e sul parassata e per il 30% globalmente sugli impalcati sottostanti al più elevato);
- l'azione del vento per la condizione di fuori servizio.



IV.4. TENSIONI AMMISSIBILI

Si adottano le tensioni ammissibili per la 1a condizione di carico:

$$\sigma_{amm} = 1600 \text{ daN/cm}^2 \text{ per l'acciaio S235JR}$$

$$\sigma_{amm} = 1900 \text{ daN/cm}^2 \text{ per l'acciaio S275JR}$$

$$\sigma_{amm} = 2400 \text{ daN/cm}^2 \text{ per l'acciaio S355JR}$$

Per la 2° condizione di carico le tensioni ammissibili sono maggiorate del 12.5%.

TR.B. PONTEGGI  
L'Amministratore  
Meuro Brigati

SECURIT 1



SECURIT 1

31.03.2008

IV.5 CALCOLO DI VERIFICA DEL PONTEGGIO

IV.5.1 - Caratteristiche del ponteggio

- a) Caratteristiche funzionali
- Il ponteggio in oggetto è destinato a lavori di costruzione con un carico di servizio di  $p=300 \text{ daN/m}^2$
- b) Caratteristiche strutturali principali dello schema sottoposto a verifica
- Il ponteggio nello schema tipo ha un'altezza  $H \leq 20 \text{ m}$  e presenta le seguenti caratteristiche strutturali:
- n. 10 impalcati di servizio sulla stessa verticale, realizzati con tavole metalliche, tipo "A" o "C"
  - (\*) (E' vietato l'uso delle tavole in legno)
  - n. 1 doppio corrente esterno ed un fermapiede di facciata in ogni campo a tutti i piani;
  - n. 1 schema parasassi, con inclinazione sul piano orizzontale di  $40^\circ$  e aggetto di m. 1,5;
  - piano di raccordo dei parasassi realizzato sempre con tavole metalliche, (\*)
  - n. 1 diagonale di facciata esterna a tutti i piani e tutti i campi;
  - n. 1 corrente interno in ogni campo;
  - n. 1 diagonale in pianta in ogni campo ai piani ancorati,
  - telaio di coronamento all'ultimo piano;
  - un ancoraggio speciale  $\pm 900 \text{ daN}$  ogni 2 stilate (3,60 m) ai piani 2, 3 (interessati dai parasassi);
  - un ancoraggio normale  $\pm 650 \text{ daN}$  ogni 2 stilate (3,60 m) ai piani 1, 5, 7, 9 e 11;
  - n. 1 ancoraggio speciale  $\pm 900 \text{ daN}$  a "V" ogni 6° stilaia.

(\*) L'uso di tavole metalliche di tipo "C" di cui al disegno n. 16 dell'Allegato A, su due piani consecutivi, consente di non montare nei relativi campi il corrente interno e la diagonale in pianta montate il corrente interno.

L'uso di tavole metalliche di tipo "A" di cui al disegno n. 12 dell'Allegato A, impone il contemporaneo montaggio del corrente interno in tutti i piani e in tutti i campi e, della diagonale in pianta in tutti i campi dei piani ancorati.

In corrispondenza dei piani ancorati, deve essere previsto almeno un ancoraggio speciale a "V" ( $\pm 900 \text{ daN}$ ) ogni sei stilate in grado di resistere anche alle azioni orizzontali parallele alla facciata (635 daN).

(\*\*) L'ancoraggio al primo piano si può omettere quando la quota del travesso dal telaio è inferiore a 2000 mm dal piano campagna.

Per ulteriori informazioni, si veda la TABELLA LIMITI D'IMPIEGO.

TR.B. PONTEGGIO  
L'Amministrazione  
Mauro Briganti

SECURIT 1

Pagina 57 di 115



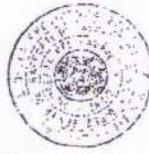
Autorizzazione Ministeriale n. 15/V/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006

31.03.2008

e) Caratteristiche dimensionali

TABELLA IV-2

CARATTERISTICHE DIMENSIONALI	mm
Intersasse tra i montanti della stilaia	$l_1 = 1050$
Luco netto tra i montanti della stilaia	$l_2 = 1002$
Lunghezza della diagonale di facciata	$l_3 = 2295$
Lunghezza della diagonale in pianta	$l_4 = 2041$
Lunghezza del corrente di facciata ed interno	$l_5 = 1800$
Lunghezza del travesso dei parasassi	$l_6 = 2000$
Aggetto dei parasassi	$g_1 = 1500$
Distansa asse travesso - attacco archetto su montante	$g_2 = 1532$
Distansa asse montante - attacco archetto su travesso	$g_3 = 524$
Eccentricità giunto ortogonale	$g_4 = 350$
Intersasse tra le stilate	$g_5 = 60$
Altezza telaio	$a_1 = 1800$
Altezza spico saetta telaio dall'estremo del montante	$b_1 = 2000$
Altezza tavola metallica	$b_2 = 1226$
Altezza tavola fermapiedi	$b_3 = 50$
Altezza della parte inclinata dei parasassi	$b_4 = 200$
Angolo inclinazione parasassi sull'orizzontale	$\alpha_1 = 1286$
Angolo inclinazione diagonale di facciata sull'orizzontale	$\alpha_2 = 40^\circ$
Angolo inclinazione diagonale in pianta - corrente	$\alpha_3 = 38^\circ 48'$
	$\alpha_4 = 30^\circ$



TR.B. PONTEGGIO  
L'Amministrazione  
Mauro Briganti

SECURIT 1

Pagina 58 di 115



Autorizzazione Ministeriale n. 15/V/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006

IV.6 CALCOLO DELLE AZIONI

31.03.2008

IV.6.1. Generalità

Il ponteggio per il quale viene effettuato il calcolo delle azioni, è quello relativo agli schemi tipo del capitolo 7.

IV.6.2. Dati costruttivi

Ai fini delle verifiche strutturali, vengono assunti i seguenti dati costruttivi:  
I pesi propri degli elementi sono riportati di seguito:

- telaio
  - telaio ridotto
    - G<sub>1</sub> = 20,0 daN
    - G<sub>2</sub> = 17,3 daN
    - G<sub>3</sub> = 2,2 daN
    - G<sub>4</sub> = 2,5 daN
    - G<sub>5</sub> = 2,5 daN
    - G<sub>6</sub> = 2,4 daN
    - G<sub>7</sub> = 0,15 daN
    - G<sub>8</sub> = 1,0 daN
    - G<sub>9</sub> = 7,4 daN
    - G<sub>10</sub> = 11,1 daN
    - G<sub>11</sub> = 8,1 daN
    - G<sub>12</sub> = 15,0 daN
    - G<sub>13</sub> = 22,0 daN
    - G<sub>14</sub> = 4,0 daN
    - G<sub>15</sub> = 7,0 daN
    - G<sub>16</sub> = 12,0 daN
    - G<sub>17</sub> = 8,0 daN
    - G<sub>18</sub> = 16,5 daN
    - G<sub>19</sub> = 28,1 daN
    - G<sub>20</sub> = 7,0 daN
    - G<sub>21</sub> = 12,50 daN
  - corrente
  - diagonale di facciata
  - diagonale in pianta
  - spina verme
  - basetta fissa
  - basetta regolabile da 1000 mm
  - parasassi prefabbricato
  - candelotto di testata
  - impalcato prefabbricato da cm 49
  - impalcato prefabbricato con botola
  - fermapiède metallico
  - scaletta per botola
  - mensola di disassamento 105 cm
  - puntone per mensola di disassamento
  - telaio di partenza stretta
  - telaio rastremato
  - montante di sovrappiù da 1350 mm
  - montante di sovrappiù da 2100 mm

IV.6.3. Azioni dovute ai pesi propri

I pesi propri degli elementi di un piano di struttura, provocano le seguenti azioni:  
- Sul montante esterno:

- Telaio (50%)
  - = 10,0 daN
  - Spina a verme
    - = 0,15 daN
    - Correnti esterni = 2 \* 2,2
      - = 4,40 daN
    - Diagonale di facciata
      - = 2,50 daN
    - Diagonale in pianta
      - = 2,40 daN
    - Impalcato metallico (50%)
      - = 15,00 daN
    - Fermapiède
      - = 4,00 daN
- TOTALE
  - = 38,45 daN

TR.B. PONTEGGI s.p.a.  
L'Amministrazione  
Mauro Brigati

SECURIT 1



Pagina 59 di 115

Sul montante interno

- Telaio (50%)
  - = 10,0 daN
  - Spina a verme
    - = 0,15 daN
  - Corrente interno
    - = 2,20 daN
  - Diagonale in pianta
    - = 2,40 daN
  - Impalcato metallico (50%)
    - = 15,00 daN
- TOTALE
  - = 29,75 daN

IV.6.4 Azioni ripartite sui traversi

a) Azioni sui traversi dei telai dovute agli impalcanti e ai carichi di servizio

TABELLA IV-3

Azione	Carico ripartito (daN/m)	Azioni sui traversi (daN/m)
Peso proprio impalcato metallico	$P_m = 15,6$	$q_{m1} = 28$
Peso proprio impalc. parasassi $\alpha_1 = 40^\circ$	$P_{pi} = P_m / \cos \alpha_1 = 39,1$	$q_{p1} = 70,4$
Carico di servizio cl. 2	$P_2 = 150$	$q_2 = 270$
Carico di servizio cl. 4	$P_4 = 300$	$q_4 = 540$
Carico di servizio cl. 2 + p.p. imp. metallico	$P_{2m} = 150 + 15,6 = 165,6$	$q_{2m} = 298,1$
Carico di servizio cl. 4 + p.p. imp. metallico	$P_{4m} = 300 + 15,6 = 315,6$	$q_{4m} = 568,1$
Neve ( $h_s = 500$ m. s.l.m.) (100%)	$P_s = 168$	$q_s = 302,4$
Neve su impalcato sottostante (30%)	$P_{sm} = 50,4$	$q_{sm} = 90,7$
Neve su parasassi incl. $\alpha = 40^\circ$ $\mu = 0,667$	$P_{pm} = 112,9$	$q_{pm} = 203,2$
Neve impalc. nec. parasassi $\alpha = 40^\circ$ (proiezione verticale)	$P'_m = 83,1$	$q'_{pm} = 149,6$
Neve 100% + p.p. imp. metallico orizz.	$P_{100} = 168 + 15,6 = 183,6$	$q_{100} = 330,5$
Neve 30% + p.p. imp. metallico orizz.	$P_{30} = 50,4 + 15,6 = 66$	$q_{30} = 118,8$
Neve imp. nec. paras. + p.p. imp. metallico	$P_{30m} = 83,1 + 15,6 = 98,7$	$q_{30m} = 177,6$

b) Azioni orizzontali del vento sul traverso dei parasassi

Le azioni dovute al vento sul traverso dei parasassi valgono, fino a quota 6 m:

- $F_{wp} = P_s * G_s * C_s * a_s = 17,5 * 1,3 * 1,8 = 41$  daN/m = 0,41 daN/cm per la condizione di servizio
- $F'_{wp} = P'_m * G'_m * C'_m * a'_m = 62,2 * 1,3 * 1,8 = 146$  daN/m = 1,46 daN/cm per la condizione di fuori servizio.

TR.B. PONTEGGI s.p.a.  
L'Amministrazione  
Mauro Brigati

SECURIT 1



Pagina 60 di 115

Le superfici di un modulo investite dal vento normale e parallelo al piano di facciata, sono indicate rispettivamente nei prospetti IV.4, IV.5, IV.6 e IV.7 che seguono.

a) Proiezioni su un piano parallelo alla facciata dell'opera servita, di un modulo di ponteggio (1 piano e 1 campo) in presenza di impalcanti

TABELLA IV-4

Vento normale all'opera servita in presenza di impalcanti.	
Elementi investiti	Superfici parziali (m <sup>2</sup> )
Montanti - $2 \cdot 2 \cdot 0,0483$	0,1932
Correnti anteriori $2 \cdot 1,8 \cdot 0,0269$	0,097
Diagonale di facciata $2,295 \cdot 0,03$	0,069
Totale $S_{1a}$	
Impalcato $1,8 \cdot 0,05$	0,09
Fornacipiede $1,8 \cdot 0,2$	0,36
Totale $S_{1b}$	
Totale modulo $S_{1tot}$	$0,359 \cdot 1,1 = 0,395$
	0,45
	0,845

b) Proiezioni su un piano parallelo alla facciata dell'opera servita, di un modulo di ponteggio (1 piano e 1 campo) in assenza di impalcanti

TABELLA IV-5

Vento normale all'opera servita in assenza di impalcanti.	
Elementi investiti	Superfici parziali (m <sup>2</sup> )
Montanti - $2 \cdot 2 \cdot 0,0483$	0,1932
Correnti anteriori $2 \cdot 1,8 \cdot 0,0269$	0,097
Diagonale di facciata $2,295 \cdot 0,03$	0,069
Diagonale in pianta $1,8 \cdot 0,0269$	0,048
Corrente interno $1,8 \cdot 0,0269$	0,048
Totale modulo $S'_{1tot}$	$0,455 \cdot 1,1 = 0,500$



SECURIT 1

TR.B. PONTEGGIO  
 L'Amministrazione  
 Mauro Spadaro

c) Proiezioni su un piano normale alla facciata dell'opera servita, di un modulo di ponteggio (1 piano e 1 campo).

TABELLA IV-6

Vento parallelo all'opera servita.

Elementi investiti	Superfici parziali (m <sup>2</sup> )	Superfici totali (m <sup>2</sup> )
Montanti - $2 \cdot 2 \cdot 0,0483$	0,1932	
Archetto $1,95 \cdot 0,0269$	0,0325	
Diagonale di facciata $1,35 \cdot 0,03$	0,0405	
$S_{1a}$ Traverso $1,002 \cdot 0,0483$	0,0484	
Totale $S_{1a}$ (con elem. di colleg.)		$S_{1a} = 0,0484$
$S_{1b}$ Impalcato $1,002 \cdot 0,05$	0,0501	
$S_{1b}$ Fornacipiede $1,002 \cdot 0,2$	0,2	
$S_{1tot}$ Totale modulo		$S_{1tot} = 0,3346 \cdot 1,10 = 0,368$
		$S_{1a} = 0,0501$
		$S_{1b} = 0,2$
		$S_{1tot} = 0,618$

d) Proiezioni su un piano normale alla facciata dell'opera servita, di un modulo di ponteggio (calcolate per 1 piano e 6 campi consecutivi).

TABELLA IV-7

Superficie esposta al vento parallelo all'opera servita valutata su 1 piano e 6 campi consecutivi.	
Elementi investiti	Superfici parziali (m <sup>2</sup> )
$S_{1a}$ (vedi tabella IV-6)	0,0484
$S_{1b}$ (vedi tabella IV-6)	0,368
$S_{1c}$ (vedi tabella IV-6)	0,0501
$S_{1d}$ (vedi tabella IV-6)	0,2
$S_{1tot}$ (vedi tabella IV-6)	0,618
$S_{27} = S_{1tot} + 6(S_{2a} - S_{1a}) + (6 \cdot S_{1b})$	
	$S_{27} = 2,836$



SECURIT 1

TR.B. PONTEGGIO  
 L'Amministrazione  
 Mauro Spadaro

IV.6.5.2 Azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche

Le azioni orizzontali dovute alle imperfezioni geometriche  $F_g$  vengono assunte, per ogni piano, pari a 1/100 dei carichi sovrastanti. A favore della sicurezza esse vengono assunte di valore uguale a quelle derivanti da una struttura impalcata a tutti i piani. I valori sono riportati nella tabella IV.7.

TABELLA IV-8

Piano n°	Azioni orizzontali $F_g$ dovute alle imperfezioni geometriche (daN)		Fuori servizio con neve	
	Quota da terra m	Servizio $F_g$	Totale	$F_{g,sn}$
I	2	19.2	36.9	18.4
II	4	18.2	35.9	17.4
III	6	16.0	31.7	15.9
IV	8	15.0	30.9	15.0
V	10	14.0	28.8	14.0
VI	12	13.1	27.6	13.1
VII	14	12.1	26.3	12.1
VIII	16	11.1	24.9	11.1
IX	18	10.1	23.7	10.1
X	20	6.4	13.8	6.4

IV.6.5.3 Azioni orizzontali complessive normali alla facciata

a) Piani con impalcati  
Per una superficie investita  $S = 0.845 \text{ m}^2$ , le azioni dovute al vento, quelle dovute alle imperfezioni geometriche e quelle complessive, sono riportate nella tabella IV-9. Le superfici relative all'ultimo piano, sono state valutate pari alla metà.

TABELLA IV-9

Piano n°	Azioni orizzontali complessive nel piano di sfilata con impalcati (daN)		Fuori servizio con neve	
	Quota da terra m	Servizio $F_{g,sn}$	Totale	$F_{g,sn}$
I	2	17.7	36.9	18.4
II	4	17.7	35.9	17.4
III	6	17.7	31.7	15.9
IV	8	18.9	33.9	16.9
V	10	20.2	34.2	17.6
VI	12	21.3	34.4	17.6
VII	14	22.4	34.5	17.5
VIII	16	23.6	34.7	17.5
IX	18	24.9	35.0	17.5
X	20	26.3	32.7	16.5
XI	22	13.8	13.8	6.4

TR.B. PONTESAGGI  
L'Amministrazione Provinciale  
Maurizio Briganti



SECURIT 1

b) Piani senza impalcati

Per una superficie investita  $S = 0.501 \text{ m}^2$ , essendo i piani privi di impalcati, le azioni dovute al vento, quelle dovute alle imperfezioni geometriche e quelle complessive, sono riportate nella tabella IV-10.

TABELLA IV-10

Piano n°	Azioni orizzontali complessive nel piano di sfilata per piani senza impalcati (daN)		Fuori servizio con neve	
	Quota da terra m	Servizio $F_{g,sn}$	Totale	$F_{g,sn}$
I	2	10.5	29.7	18.4
II	4	10.5	28.7	17.4
III	6	10.5	26.5	15.9
IV	8	11.2	26.2	15.9
V	10	12.0	26.0	14.0
VI	12	12.6	25.7	13.1
VII	14	13.3	25.4	12.1
VIII	16	14.0	25.1	11.1
IX	18	14.8	24.9	10.1
X	20	15.6	22.0	6.4
XI	22	16.4	16.4	5.9

IV.6.5.4 Azioni orizzontali complessive parallele alla facciata (relative a 1 piano e 1 campo)

Per una superficie investita  $S = 0.618 \text{ m}^2$ , le azioni dovute al vento, quelle dovute alle imperfezioni geometriche e quelle complessive parallele alla facciata, sono riportate nella tabella IV-11. (Le superfici relative al piano XI sono state valutate pari alla metà).

TABELLA IV-11

Piano n°	Azioni orizzontali complessive nel piano di facciata con impalcati per 1 piano e 1 campo (daN)		Fuori servizio con neve	
	Quota da terra m	Servizio $F_{g,sn}$	Totale	$F_{g,sn}$
I	2	13.0	32.2	18.4
II	4	13.0	31.2	17.4
III	6	13.0	26.0	15.9
IV	8	13.8	28.8	16.9
V	10	14.8	28.8	15.9
VI	12	15.6	28.7	14.8
VII	14	16.4	28.5	13.7
VIII	16	17.3	28.4	12.6
IX	18	18.2	28.3	11.5
X	20	19.2	25.6	10.4
XI	22	10.1	10.1	5.9

TR.B. PONTESAGGI  
L'Amministrazione Provinciale  
Maurizio Briganti



SECURIT 1

IV.6.5 Azioni orizzontali complessive parallele alla facciata per 1 piano e 6 campi.  
 La tabella IV-12 si riferisce alle azioni orizzontali complessive dovute al vento parallelo alla facciata e alle imperfezioni geometriche, valutate per lo schema normale in condizione di fuori servizio con neve, con impalcati per 1 piano e 6 campi. Per le azioni orizzontali dovute a imperfezioni geometriche, si è introdotta la correzione statistica pari alla radice quadrata del numero delle file.

TABELLA IV-12

Piano n°	Quota da terra m	Servizio (daN)		Fuori servizio con neve (daN)	
		F <sub>sp</sub>	F <sub>st</sub>	F <sub>sp</sub>	F <sub>st</sub>
I	2	-	-	211.7	49.8
II	4	-	-	211.7	46.0
III	6	-	-	211.7	31.5
IV	8	-	-	226.0	25.8
V	10	-	-	240.3	22.2
VI	12	-	-	248.4	23.5
VII	14	-	-	263.4	20.9
VIII	16	-	-	279.4	18.3
IX	18	-	-	295.4	15.6
X	20	-	-	312.8	10.6
XI	22	-	-	325.7	-
					Totale
					261.5
					257.7
					243.2
					266.5
					271.9
					284.3
					297.7
					311.0
					323.4
					325.7

IV.7 VERIFICHE

IV.7.1 Verifiche di stabilità

IV.7.1.1 Verifiche di stabilità dei montanti

La verifica viene effettuata per valutare la stabilità dei montanti per la più gravosa delle condizioni costituite dagli schemi tipo 20 (con perassati con aggetto pari a 1,5 m). Il minimo dei carichi di collasso registrato nelle prove condotte presso il laboratorio ISPESL di Monte Porzio Catone (vedi certificato n. POLITECNICO DI MILANO n. 2006/247 del 06/03/2006) su uno schema significativo di ponteggio, riferito al montante della stalla intermedia è stato:

$P_w = 64.21 / 2 = 32.11 \text{ kN}$

A tale carico corrisponde la seguente tensione critica:

$\sigma_c = P_w / A = 32.11 * 1000 / 414 = 77.56 \text{ N/mm}^2$   
 mentre si ha:

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  (tensione di snervamento del materiale del montante), per cui

$\sigma_c / f_y = 77.56 / 235 = 0.33$

TR.B. PONTEGGIO  
 L'Amministratore  
 Mauro Brigati

SECURIT 1



Consultando la tabella 7.1, curva a, della CNR 10011/97, si ha:

$\lambda/\lambda_c = 1.631$

Ors, essendo  $\lambda_c = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.14 \times \sqrt{\frac{206000}{235}} = 93$

si ha,  $\lambda = \lambda_c * 1.631 = 152$

Seppure dalla CNR 10011, tabelle 7-IIa e 7-VII, per  $\lambda = 152$  si ottiene:

$\omega = 3.05$        $\sigma_g = 880 \text{ daN/cm}^2$        $N_B = \sigma_g * 4.14 = 3643 \text{ daN}$

Lo verificato ad instabilità dei montanti, verranno quindi eseguite in base all'espressione:

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N}{A} + \frac{M_w}{W \cdot \phi} \left( 1 - \frac{M \cdot N}{N_w} \right) \leq \sigma_{lim}$$

dove:

N è il carico assiale sul montante

A è la sezione del montante (4,14 mm<sup>2</sup>)

$\omega$  è il coefficiente di amplificazione dei carichi basato sulle prove sperimentali (3.05)

$M_{eq}$  è il momento equivalente, assunto in base a quanto indicato al punto 7.4.1.1 delle Istruzioni CNR 10011/97 e vale:

a) nel caso di momento variabile linearmente lungo l'asta e con valori alle estremità di segno opposto  $M_{eq} = 0.0M_0 - 0.4M_0$  con  $|M_{eq}| \geq |M_{pl}|$ , con la limitazione:  
 $M_{eq} \geq 0.4M_0$

b) nel caso di momento variabile lungo l'asta e con valori alle estremità di segno uguale o di momento variabile non linearmente, si ha  $M_{eq} = 1.3M_{medio}$ , con la limitazione  $0.75M_{max} < M_{eq} < M_{max}$ .

$\phi$  è il fattore di adattamento plastico, assunto prudenzialmente pari a 1;  
 v è il coefficiente di sicurezza relativo alla condizione di carico considerata = 1,5 per la prima cond.  
 $N_w = 3643 \text{ daN}$

W è il modulo di resistenza del montante 4.43 cm<sup>3</sup>

I valori delle sollecitazioni relativi agli schemi con azione del vento dall'opera servita verso l'esterno (vento + / caso 1) e dall'esterno verso l'opera servita (vento - / caso 2) sono desunti dai tabulati STSER2.F3F per la condizione di servizio e STFSN2.F3F per la condizione di fuori servizio con neve.

TR.B. PONTEGGIO  
 L'Amministratore  
 Mauro Brigati

SECURIT 1



IV.6.5.5 Azioni orizzontali complessive parallele alla facciata per 1 piano e 6 campi.  
 La tabella IV-12 si riferisce alle azioni orizzontali complessive dovute al vento parallelo alla facciata e alle imperfezioni geometriche, valutate per lo schema normale in condizioni di fuori servizio con neve, con impalcati per 1 piano e 6 campi. Per le azioni orizzontali dovute a imperfezioni geometriche si è introdotta la correzione statistica pari alla radice quadrata del numero delle stilate.

TABELLA IV-12

Piano n°	Quota da terra		Servizio (daN)		Fuori servizio con neve (daN)	
	m	F <sub>w</sub>	F <sub>w</sub>	Totale	F <sub>w</sub>	Totale
I	2	-	211,7	49,8	261,5	
II	4	-	211,7	46,0	257,7	
III	6	-	211,7	31,5	243,2	
IV	8	-	226,0	28,8	254,8	
V	10	-	240,3	26,2	266,5	
VI	12	-	248,4	23,5	271,9	
VII	14	-	263,4	20,9	284,3	
VIII	16	-	279,4	18,3	297,7	
IX	18	-	295,4	15,6	311,0	
X	20	-	312,8	10,6	323,4	
XI	22	-	325,7	-	325,7	

IV.7 VERIFICHE

IV.7.1 Verifiche di stabilità

IV.7.1.1 Verifiche di stabilità dei montanti

La verifica viene effettuata per valutare la stabilità dei montanti per la più grossa delle condizioni costituite dagli schemi tipo alti 20 (con pernessi con aggetto pari a 1,5 m).  
 Il minimo dei carichi di collasso registrato nelle prove condotte presso il laboratorio ISPESL di Monte Porzio Caones (vedi certificato n. POLITECNICO DI MILANO n. 2006/247 del 06/03/2006) su uno schema significativo di ponteggio, riferito al momento della stilate intermedia è stato:

$P_m = 64,21 / 2 = 32,11 \text{ kN}$

A tale carico corrisponde la seguente tensione critica:

$\sigma_c = P_m / A = 32,11 * 1000 / 414 = 77,56 \text{ N/mm}^2$   
 mentre si ha:

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  (tensione di snervamento del materiale del montante), per cui

$\sigma_c / f_y = 77,56 / 235 = 0,33$

TR.L. PONTEGGIO  
 L'Amministratore  
 Mauro Briganti



SECURIT 1

Consultando la tabella 7.1, curva a, della CNR 10011/97, si ha:

$\lambda / \lambda_c = 1,631$

Ora, essendo  $\lambda_c = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{206000}{235}} = 93$

si ha,  $\lambda = \lambda_c * 1,631 = 152$

Sempre dalla CNR 10011, tabello 7-IIa e 7-VII, per  $\lambda = 152$  si ottiene:

$\alpha = 3,05$        $\sigma_y = 880 \text{ daN/cm}^2$        $N_g = \sigma_y * 4,14 = 3643 \text{ daN}$

Le verifiche ad instabilità dei montanti, verranno quindi eseguite in base all'espressione:

$$\sigma = \frac{W \cdot N}{A} + \frac{M_{eq}}{W \cdot \left( 1 - \frac{\mu \cdot N}{N_r} \right)} \leq \sigma_{lim}$$

dove:

N è il carico assiale sul montante

A è la sezione del montante (4,14 mm<sup>2</sup>)

α è il coefficiente di amplificazione dei carichi basato sulle prove sperimentali (3,05)

M<sub>eq</sub> è il momento equivalente, assunto in base a quanto indicato al punto 7.4.1.1 delle Istruzioni CNR 10011/97 e vale:

a) nel caso di momento variabile linearmente lungo l'asta e con valori alle estremità di segno opposto  $M_{eq} = 0,6M_g - 0,4M_b$  con  $|M_b| > \geq |M_g|$ , con la limitazione:  
 $M_{eq} \geq 0,4 M_g$

b) nel caso di momento variabile lungo l'asta e con valori alle estremità di segno uguale o di momento variabile non linearmente, si ha  $M_{eq} = 1,3 M_{medio}$ , con la limitazione  $0,75 M_{max} < M_{eq} < M_{max}$

W è il fattore di adattamento plastico, assunto prudenzialmente pari a 1;

μ è il coefficiente di sicurezza relativo alla condizione di carico considerata = 1,5 per la prima cond. di carico = 1,33 per la seconda cond. di carico).

$N_g = 3643 \text{ daN}$

W è il modulo di resistenza del montante 4,43 cm<sup>3</sup>

I valori delle sollecitazioni relativi agli schemi con azione del vento dall'opera servita verso l'esterno (vento + / caso 1) e dall'esterno verso l'opera servita (vento - / caso 2) sono desunti da tabulati STSER2.F3F per la condizione di servizio e STFSN2.F3F per la condizione di fuori servizio con neve.

TR.L. PONTEGGIO  
 L'Amministratore  
 Mauro Briganti



SECURIT 1

Nella tabella IV-13 sono stati tabulati i valori massimi degli sforzi a presso-inflessione calcolati nei montanti, in base ai casi di carico considerati.

La verifica, in base al valore di tensione ammissibile della II Condizione di carico pari a 1800 daN/cm<sup>2</sup>, risulta soddisfatta.

TABELLA IV-12

Verifica di stabilità dei montanti

CONDIZIONE	SERVIZIO	SERVIZIO	FUORI SERVIZIO CON NEVE
DIREZ. VENTO	Negativa (Caso 2)	Negativa (Caso 2)	Negativa (Caso 2)
FILB	STISER1.F3F	STISER2.F3F	STISER2.F3F
Montante	Esterno	Esterno	Esterno
1° carico	p. I 130 daN/m <sup>2</sup>	p. V 300 daN/m <sup>2</sup>	p. X 168 daN/m <sup>2</sup>
2° carico	p. II 150 daN/m <sup>2</sup>	p. VI 150 daN/m <sup>2</sup>	p. IX neve 50,4 daN/m <sup>2</sup> (30%)
Aste	123+124+125	132+133	123+124+125
Nodo a/quota cm	25/0	34/850	25/0
Nodo b/quota cm	28/250	36/1050	28/250
Azione assiale (daN)	1160	784	1343
Momento nodo a (daNcm)	0	-1653	0
Momento nodo b (daNcm)	-1144	2082	1328
Momento eq (daNcm)	858	1562	996
σ <sub>g</sub> (daN/cm <sup>2</sup> )	880	880	3.05
Tensione daN/cm <sup>2</sup> per azioni assiali	855	578	880
per momenti	371	521	990
Totale σ	1266	1099	441
Tensione Ammissibile (daN/cm <sup>2</sup> )	1800	1800	1800

AZIONI MASSIME AL PIEDE DEI MONTANTI:

Montante interno: N = -954 daN Condizione di servizio - Vento positivo

Montante esterno: N = -1343 daN Condizione di fuori servizio con neve - Vento negativo;

TR.B. PONTESGI  
L'Amministratore  
Mauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 07 di 115

IV.7.1.2. VERIFICA DEGLI IRROGIDIMENTI IN PIANTA

31.03.2006

IV.7.1.2.1 Verifica della diagonale in pianta relativa ad un piano generico superiore al 3° piano di impalcato.

Lo schema che si considera è quello con diagonali in pianta ai piani ancorati, per i quali si procede alla verifica a compressione. I piani di ponteggio considerati sono quelli superiori al 3°, dove si collega il tirante del parassisi.

- Valori statici:
- tipo tubo a sezione circolare  $d/s = 26,9/2,3 \text{ mm}$
  - area della sezione  $A = 1,78 \text{ cm}^2$
  - momento di inerzia  $J = 1,36 \text{ cm}^4$
  - modulo di resistenza  $W = 1,01 \text{ cm}^3$
  - raggio di inerzia  $i_p = 0,88 \text{ cm}$
  - luce libera di inflessione dell'asta  $l = 204,1 \text{ cm}$
  - angolo della diagonale con l'orizzontale  $\alpha_0 = 30^\circ$

Si ipotizza che le diagonali in pianta trasferiscono agli ancoraggi posti ogni 2 stilate, le azioni normali alla facciata, relative a due nodi sovrapposti, cioè le azioni dovute al vento normale alla facciata e le azioni derivanti dalle imperfezioni geometriche. Si assume il valore massimo riscontrato al piano X (vedi prospetto IV-9),  $N = 97,2 \text{ daN}$ .

Tali azioni determinano nelle diagonali:

- uno sforzo assiale pari a  $F_{dp} = \frac{N_y \times N}{N_d \times \sin \alpha} = \frac{194,4}{2 \times \sin 30^\circ} = 194,4 \text{ daN}$
- un momento  $M_{dp}$  di valore  $M_{dp} = e \times F_{dp} = 2,22 \times 194,4 = 432 \text{ daNcm}$



Dove:

$e_0 = 2,22 \text{ cm}$  è l'eccentricità tra asse della diagonale e il vincolo costituito dall'appoggio della diagonale al pannello

$N_y = 2$  = numero dei piani stabilizzati da una diagonale

$N_d = 2$  = numero delle diagonali sulle quali si scompone l'azione orizzontale

La luce libera di inflessione della diagonale (con  $\beta = 1$  per vincoli assimilati a cerniere), risulta  $l_0 = 204,1 \text{ cm}$ .

A tale luce libera corrisponde una snellezza:

$\lambda_0 = 204,1/0,88 = 232$  e quindi  $\lambda_{0p} = 6,69$  (Prospetto 7-IIIa CNR 1001.1/97)

$\sigma_{dp} = 380 \text{ daN/cm}^2$ , con  $\sigma_{dp}$  (Prospetto 7-VII CNR 1001.1/97).

La verifica di stabilità, è assicurata essendo:

TR.B. PONTESGI  
L'Amministratore  
Mauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 08 di 115

$$\sigma = \frac{\sigma_{\text{th}} \times F_{\text{th}}}{A_2} + \frac{F_{\text{th}} \times e_1}{W_2 \times \left(1 - \frac{1.33 \times F_{\text{th}}}{A_1 \times e_2}\right)}$$

$$\sigma = \frac{6.69 \times 194.4}{1.78} + \frac{194.4 \times 2.22}{1.01 \times \left(1 - \frac{1.33 \times 194.4}{1.78 \times 380}\right)} = 731.4 + 692 = 1423 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

Il carico minimo di collasso a compressione ottenuto in laboratorio (vedi certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2006/781 del 13/03/06) risulta:  $P_{\text{cr}} = 555 \text{ daN}$   
 A tale carico corrisponde nella diagonale in pianta un'azione di compressione pari a:

$$N_{\text{c}} = \frac{P_{\text{cr}}}{\cos 30^\circ} = \frac{555}{0.866} = 641 \text{ daN}$$

e quindi il coefficiente di sicurezza vale:  
 $\mu = N_{\text{c}}/P_{\text{th}} = 641/194.4 = 3.3 > 2.2$

IV.7.1.2.2 Verifica della diagonale in pianta tesa relativa al piano immediatamente superiore a quello di raccordo con il parasassi.

Valori statici:

- tipo tubo a sezione circolare
- area della sezione  $A = 1.78 \text{ cm}^2$
- modulo di resistenza  $W = 1.01 \text{ cm}^3$
- raggio di inerzia  $i = 0.88 \text{ cm}$
- lunghezza dell'asta  $l = 2041 \text{ mm}$

Lo schema strutturale è quello relativo a 2 campii.  
 Si ipotizza che le diagonali in pianta trasferiscano agli ancoraggi - posti ogni due stilate - le azioni massime normali alla facciata derivanti dall'azione del vento (+), della neve e delle imperfezioni geometriche.

Dal file STFSN.F3F, asta 602, si ricava il valore dell'azione  $F = 340 \text{ daN}$ , da applicarsi quindi con direzione dall'opera servita verso l'esterno, nello schema considerato.  
 Tale carico, determina nelle diagonali tese (vedi file DP2MPTIII.F3F, asta 401 e 402), un'azione massima di  $F_{\text{th}} = 316 \text{ daN}$ .

La verifica di resistenza è assicurata essendo:

$$\sigma = \frac{F_{\text{th}}}{A} + \frac{F_{\text{th}} \times e_1}{W}$$

$$\sigma = \frac{316}{1.78} + \frac{316 \times 2.22}{1.01} = 178 + 695 = 873 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_{\text{amm}} = 1600 \text{ daN/cm}^2 \text{ con } e_1 = 2.22 \text{ cm (vedi paragrafo precedente).}$$

Si è considerato, a favore della sicurezza,  $\phi = 1$ .

Il carico minimo di collasso a trazione ottenuto in laboratorio (vedi certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2006/781 del 13/03/06) risulta:  $P_{\text{cr}} = 1830 \text{ daN}$   
 A tale carico corrisponde nella diagonale in pianta un'azione di trazione pari a:

$$N_{\text{t}} = \frac{P_{\text{cr}}}{\cos 30^\circ} = \frac{1830}{0.866} = 2113 \text{ daN}$$

e quindi il coefficiente di sicurezza vale:  
 $\mu = N_{\text{t}}/F_{\text{th}} = 2113/316 = 6.6 > 2.2$

TR.B. PONTEGGI S.p.A.  
 L'Amministrazione  
 Mauro Brigati



SECURIT 1

IV.7.1.2.3 Verifica di stabilità degli irrigidimenti in pianta realizzati con impalcati metallici 1800x494 tipo "C"

Dalle prove di laboratorio (Certificato POLITECNICO DI MILANO N. 2002/1094 del 17/04/2002), il valore minimo fornito dalla prova di trazione è stato pari a 1030 daN, maggiore del valore richiesto di 1000 daN.

Per il comportamento della controventatura a compressione, si elaborano i dati delle prove sperimentali con impalcati metallici (Certificato POLITECNICO DI MILANO N. 2002/1095 del 24/04/2002), che hanno fornito i seguenti risultati:

- $F_1 = 980 \text{ daN}$
- $F_2 = 1020 \text{ daN}$
- $F_3 = 995 \text{ daN}$
- $F_4 = 1010 \text{ daN}$
- $F_5 = 1020 \text{ daN}$

Il valore  $F_{\text{med}}$  è pari a:

$$F_{\text{med}} = \left( \sum_{i=1}^n F_i \right) / n = 1005 \text{ daN}$$

Il frazione 10% è quindi pari a:

$$F_{\text{min}} = F_{\text{med}} - k \times s = 1005 - 3.413 \times 17.32 = 946 \text{ daN}$$

dove  $k = 3.413$  per  $n = 5$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (F_i - F_{\text{med}})^2}{(n-1)}} = 17.32$$

Si distinguono i casi relativi al piano di raccordo del parasassi e gli altri piani del perimetro.

a) Piano di raccordo del parasassi (piano II)

Dall'analisi elastica (File IMPCOLLC.F3F, asta 105), effettuata modellando un campo di irrigidimento in pianta in accordo alla metodologia di prova, il carico ultimo riferito alla diagonale fittizia compressa (per una azione pari a 946 daN), è stato pari a:

$$F_{\text{un}} = 475.8 \text{ daN}$$



TR.B. PONTEGGI S.p.A.  
 L'Amministrazione  
 Mauro Brigati

SECURIT 1

31.03.2006  
 Si modellano pertanto 2 campi di irrigidimento in pianta, in accordo con lo schema di ancoraggi e si applica l'azione orizzontale normale all'opera servita  $N = 453 \text{ daN}$  ( vedi file STFSN2.F3F, asta 601), uguale a quella cui il ponteggio è assoggettato.  
 L'analisi elastica, fornisce il seguente valore dell'azione di compressione nella identica diagonale stitizia (asta 109, file IMP2MPIL.F3F)

$$F_{st} = 293.1 \text{ daN}$$

Il coefficiente di sicurezza dell'irrigidimento risulta essere quindi:

$$\mu = \frac{F_{st}}{F_{st,lim}} = 2.3 > 1.5$$

La verifica si estende ovviamente anche ai piani superiori al secondo, dove le azioni applicate alla struttura sono di valore inferiore.

#### IV.7.2.2 VERIFICA DI STABILITA' DEGLI IRREGIDIMENTI DI FACCIATA

IV.7.2.2.1 Verifica dell'irrigidimento di facciata mediante corrente e diagonale

Valori statici:

- tipo tubo a sezione circolare  $d = 302.0 \text{ mm}$
- area della sezione  $A = 1.76 \text{ cm}^2$
- momento di inerzia  $I = 1.73 \text{ cm}^4$
- modulo di resistenza  $W = 1.15 \text{ cm}^3$
- raggio di inerzia  $i = 0.99 \text{ cm}$
- lunghezza dell'asta  $l = 2248 \text{ mm}$

Lo schema strutturale è quello relativo ad una diagonale di facciata in ogni campo.

Si ipotizza che i piani ancorati siano vincolati all'opera servita mediante gli ancoraggi e che le diagonali di facciata debbano resistere alle azioni parallele alla facciata relative ad un modulo di ponteggio, cioè le azioni dovute al vento parallelo alla facciata ed alle azioni derivanti dalla imperfezioni geometriche.

Tali azioni determinano nella diagonale di facciata, uno sforzo assiale pari:

$$F_{df} = \frac{(F_{st} + F_{sp}) \times n_x}{\cos \alpha_x}$$

dove nel caso in esame si ha:

$$F_{sp} = F_{sp}^{top} + F_{sp}^{bot} = 72.2 \text{ daN (tab. IV-11 al piano X)}$$

$n_x = 2$  è il numero di stilate collegate da una diagonale di facciata  
 $\alpha_x = 36^\circ 48'$  è l'angolo formato dalla diagonale con l'orizzontale

TR.B. PONTEGGI  
 L'Amministratore  
 Mauro Briganti

SECURIT 1



Pagina 71 di 115

e quindi si ha:

$$F_{df} = \frac{72.2 \times 2}{0.801} = 180 \text{ daN}$$

La luce libera di infissione della diagonale è pari alla sua lunghezza (con vincoli assimilabili a cerniere) per cui risulta

$$\lambda_{df} = 224.8/0.99 = 227$$

A tale snellezza corrisponde, dal prospetto 7-IIa della CNR 10011/97, un coefficiente di amplificazione dei carichi  $e_{df} = 6.41$ .  
 La verifica di stabilità è assicurata essendo:

$$s = \frac{6.41 \times 227}{1.76} = 827 \text{ daN/cm}^2 \leq s_{lim} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica nei confronti dei risultati sperimentali, viene condotta adottando il metodo statistico calcolando il frattile 10% dei carichi di collasso ed effettuando il confronto tra i risultati delle prove di compressione condotte sugli irrigidimenti di facciata realizzati con diagonale e corrente e quelli relativi alle azioni massime agenti sugli irrigidimenti.

Le 5 prove di carico hanno fornito i seguenti valori di collasso a compressione (certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2006/623 del 20/03/2006):

$$F_1 = 560 \text{ daN} \quad F_2 = 535 \text{ daN} \quad F_3 = 520 \text{ daN} \quad F_4 = 550 \text{ daN} \quad F_5 = 540 \text{ daN}$$

Il valore  $F_{med}$  è pari a:

$$F_{med} = \left( \sum_{i=1}^5 F_i \right) / 5 = 541 \text{ daN}$$

Il frattile 10% è quindi pari a:

$$F_{sp10\%} = F_{med} - k^* s = 541 - 3.413 \times 12 = 500 \text{ daN}$$

dove  $k^* = 3.413$  per  $n = 5$

$$s \text{ è lo scarto quadratico medio o cost definito: } s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^5 (F_{med} - F_i)^2}{(n-1)}} = 12$$

Il coefficiente di sicurezza vale pertanto:

$$\nu = \frac{F_{sp10\%}}{2 \times F_{df}} = \frac{500}{2 \times 180} = 1.444 > 1.5$$

TR.B. PONTEGGI  
 L'Amministratore  
 Mauro Briganti

SECURIT 1



Pagina 72 di 115



Valutato  $\beta_2 = 0.01$  rad l'angolo massimo di inclinazione del montante con la verticale (corrispondente alle imperfezioni geometriche previste dalle istruzioni CNR 10027/85), la verifica della basetta viene così eseguita:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot h \cdot (\beta_1 + \beta_2) + M}{W} = \frac{1343}{3.44} + \frac{1343 \cdot 20 \cdot (0.0346 + 0.01) + 353}{2.369} = 390 + 655 = 1045 \text{ daN/cm}^2 < 1800 = \sigma_{\text{amm}}$$

dove

$N = 1343$  daN è il massimo carico assiale nella zona fra spinotto a vite e montante (condizione di fuori servizio per neve, file STFSN2.F3F, asta 123, caso 2)  
 $M = 353$  daNcm è il massimo momento flettente nella zona fra spinotto a vite e montante (file STFSN2.F3F, asta 123, caso 2).

IV.7.3.3.3 Confronto con i risultati sperimentali

Il carico di collasso minimo, riscontrato nelle prove sperimentali (vedi certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2006/625 del 21/02/2006) è stato pari a 8130 daN e pertanto il coefficiente di sicurezza rispetto al carico di progetto vale:

$$\mu = P_c/N = 8130/1343 = 6.05 > 2.2$$

IV.7.3.4 VERIFICA DELLA BASETTA REGOLABILE CON ALTEZZA DI REGOLAZIONE MASSIMA = 525 mm

IV.7.3.4.1 Valori statici della sezione

Per questi valori si rimanda al paragrafo IV.7.3.3.1, tranne che per i seguenti:  
 - Lunghezza minima dello spinotto  $h_s = 175$  mm  
 - Altezza massima di regolazione della basetta  $h = 525$  mm

IV.7.3.4.2 Verifica

La lunghezza di sovrapposizione è pari a  $h_s$ , ovvero 175 mm e quindi si ha:  
 $\text{tg}\beta_1 \approx \beta_1 = 0.0257 \text{ rad} = 1^\circ 30'$

Dal file STFSN2.F3F, si ricavano i seguenti valori di  $N$  e  $M$  (asta 123, caso 2):  
 $N = 1343$  daN  
 $M = 353$  daNcm

La verifica è quindi la seguente:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot h \cdot (\beta_1 + \beta_2) + M}{W} = \frac{1343}{3.44} + \frac{1343 \cdot 52.5 \cdot (0.0257 + 0.01) + 353}{2.369} = 390 + 1212 = 1602 \text{ daN/cm}^2 < 1800 = \sigma_{\text{amm}}$$

TR.B. PONTEGGI  
 L'Amministrazione  
 Mauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 75 di 115

IV.7.3.4.3 Confronto con i risultati sperimentali

Con riferimento al certificato di prova del Politecnico di Milano n. 2006/624 del 21/02/2006 risulta un carico di collasso della base  $P = 7400$  daN ne deriva un coefficiente di sicurezza

$$\mu = P_c/N = 7400/1343 = 5.5 > 2.2$$

IV.7.3.5 VERIFICA DELLA BASETTA REGOLABILE CON ALTEZZA DI REGOLAZIONE MASSIMA = 750 mm

IV.7.3.5.1 Valori statici della sezione

Per questi valori si rimanda al paragrafo IV.7.3.3.1, tranne che per i seguenti:  
 - Lunghezza minima dello spinotto  $h_s = 250$  mm  
 - Altezza massima di regolazione della basetta  $h = 750$  mm

IV.7.3.5.2 Verifica

La lunghezza di sovrapposizione è pari a  $h_s$ , ovvero 250 mm e quindi si ha:  
 $\text{tg}\beta_1 \approx \beta_1 = 0.018 \text{ rad} = 1^\circ 01'$

Dal file STFSN2.F3F, si ricavano i seguenti valori di  $N$  e  $M$  (asta 123, caso 2):  
 $N = 1343$  daN  
 $M = 353$  daNcm

La verifica è quindi la seguente:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot h \cdot (\beta_1 + \beta_2) + M}{W} = \frac{1343}{3.44} + \frac{1343 \cdot 75 \cdot (0.018 + 0.01) + 353}{2.369} = 390 + 1340 = 1730 \text{ daN/cm}^2 < 1800 = \sigma_{\text{amm}}$$

IV.7.3.5.3 Confronto con i risultati sperimentali

Con riferimento al certificato di prova del Politecnico di Milano n. 2006/626 del 21/02/2006 risulta un carico di collasso della base  $P = 7400$  daN ne deriva un coefficiente di sicurezza

$$\mu = P_c/N = 7320/1343 = 5.45 > 2.2$$

IV.7.3.6 VERIFICA DEI CORRENTI DI PARAPETTO

IV.7.3.6.1 Valori statici

- tipo tubo a sezione circolare  
 - area della sezione  $A = 1.78 \text{ cm}^2$   
 - momento di inerzia  $J = 1.36 \text{ cm}^4$   
 - modulo di resistenza  $W = 1.01 \text{ cm}^3$   
 - raggio di inerzia  $i = 0.88 \text{ cm}$   
 - lunghezza dell'asta  $l = 1800 \text{ mm}$

TR.B. PONTEGGI  
 L'Amministrazione  
 Mauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 76 di 115

IV.7.3.6.2 Verifica

31.03.2008

La verifica viene condotta per una azione  $Q = 30$  daN agente alla mezz'ora del corrente. Sotto tale azione si ha (avendo assunto  $\Phi = 1$ ):

$$M = \frac{Q \times s_1}{4} = \frac{30 \times 1.8}{4} = 13.5 \text{ daNm}$$

$$\sigma = \frac{M}{\Phi \times W} = \frac{1350}{1.01} = 1337 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

Sotto l'azione  $Q = 30$  daN la freccia risulta:

$$f = \frac{Q \times s_1^3}{48EJ} = \frac{30 \times 180^3}{48 \times 2.1 \times 10^4 \times 1.36} = 1.276 \text{ cm}$$

Sotto l'azione  $Q' = 125$  daN la freccia risulta:

$$f' = f \times \frac{Q'}{Q} = 1.25 / 30 = 5.31 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

IV.7.3.6.3 Confronti con i risultati sperimentali

Le prove a flessione effettuate sul corrente di parapetto (vert. Certificato ENPI N. 306463-306467 FTP8 del 02/06/1980) hanno evidenziato un carico minimo di collasso pari a 130 daN e quindi si ha:

$$\mu = 130/30 = 4.3 > 2.2$$

IV.7.3.7 VERIFICA DEL PARASASSI

IV.7.3.7.1 Dati statici delle sezioni

TRAVERSO	
Diametro/spessore :	48.3/2.9 mm
A	4.14 cm <sup>2</sup>
J	10.7 cm <sup>4</sup>
W	4.43 cm <sup>3</sup>
TIRANTE	
Diametro/spessore :	26.9/2.0 mm
A	1.56 cm <sup>2</sup>
J	1.22 cm <sup>4</sup>
W	0.91 cm <sup>3</sup>

TR.B. PONTEGGI  
L'Amministratore  
Mauro Briganti



SECURIT 1

Pagina 77 di 115

31.03.2008

IV.7.3.7.2 Verifica analitica

Il parasassi viene verificato nella condizione più severa, che è quella di vento di fuori servizio con neve. Dal file STFSN2.F3F, si ricavano le seguenti azioni interne:

TABELLA IV-15  
Azioni nelle aste del parasassi

CASO 1 - VENTO POSITIVO			
N (daN)	TRAVERSO (Asta 401)	TIRANTE (Asta 501)	
$M_x$ (daNcm)	-131	304	
	5138	0	
CASO 2 - VENTO NEGATIVO			
N (daN)	TRAVERSO (Asta 401)	TIRANTE (Asta 501)	
$M_x$ (daNcm)	-286	142	
	2299	0	

La verifica a resistenza del traverso del parasassi è la seguente:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{131}{4.14} + \frac{5138}{4.43} = 1192 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica del tirante è la seguente:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{304}{1.56} = 195 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

Per la verifica ad instabilità del traverso del parasassi, si assume a favore della sicurezza  $\beta = 1$ .  
 $L = 205$  cm,  $i = 1.6$  cm e quindi si ha:  
 $\lambda = L/i = 205/1.6 = 127$   
 da cui, in base alle istruzioni CNR 10011/97 si ha:

$$\omega = 2.25 \text{ (prospetto 7-IIa)}$$

$$\sigma_2 = 1260 \text{ daN/cm}^2 \text{ (prospetto 7-VII)}$$

La verifica è soddisfatta in quanto si ha:

$$\sigma = \frac{2.25 \times 131}{4.14} + \frac{5138 \times 0.75}{4.43 \times \left(1 - \frac{1.33 \times 131}{4.14 \times 1260}\right)} = 71 + 900 = 971 \text{ daN/cm}^2 < 1800 = \sigma_{\text{max}}$$

TR.B. PONTEGGI  
L'Amministratore  
Mauro Briganti



SECURIT 1

Pagina 78 di 115

31.03.2006  
 IV.7.3.7.3 Confronto con i risultati sperimentali  
 Con riferimento al certificato di prova POLITECNICO DI MILANO n. 2006/1011 del 20/03/2006 risulta un valore minimo di collasso di 675 daN nella mezzera del traverso. Questo carico determina un momento flettente di collasso, considerando a favore della sicurezza l'elemento incastrato alle due estremità, che vale:

$$M_{max} = P \cdot L/8 = (675 \cdot 205)/8 = 17297 \text{ daNcm}$$

ne deriva un coefficiente di sicurezza  $\mu = 17297/5138 = 3,37 > 2,2$

IV.7.3.8 VERIFICA DELLA SPINA A VERME

IV.7.3.8.1 Dati statici della sezione

Tipo: profilo tondo in acciaio S235JR

Diametro: 10 mm

\* Area della sezione: 0,785 cm<sup>2</sup>

$\tau_{amm} = 1039 \text{ daN/cm}^2$  per la 2° condizione di carico

IV.7.3.8.2 Verifica

Si considerano due campi di telai sovrapposti, montati al di sopra del più elevato piano di ancoraggio. In questa situazione e nel caso di fuori servizio per neve, l'azione del vento su due moduli vale (si veda la tabella IV.9):

$$N_V = 2 \cdot P \cdot V_m = 2 \cdot 97,2 = 194,4 \text{ daN}$$

e la conseguente azione assiale sul collegamento dei montanti risulta:

$$T = \frac{N \cdot a}{b} = \frac{194,4 \cdot 4}{1,05} = 741 \text{ daN}$$

La tensione tangenziale che risulta sulla spina a verme vale:

$$\tau = \frac{T}{2 \cdot A \cdot 3} = \frac{741}{2 \cdot 0,785 \cdot 3} = 629 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{amm} = 1039 \text{ daN/cm}^2$$

IV.7.3.8.3 Confronto con i risultati sperimentali

Il minimo carico di rottura del collegamento assiale riscontrato nelle prove (Certificato POLITECNICO DI MILANO N. 2006/1562 del 27/03/2006) è stato pari a 4830 daN e pertanto il coefficiente di sicurezza vale:

$$\mu = 4830/741 = 6,52 > 2,2$$

TR.B. PONTEGGI  
 L'Amministratore  
 Mauro Brigati  
 Pagina 76 di 115  
 SECURIT 1  


IV.7.3.9 VERIFICA DELL'IMPALCATO METALLICO 180 x 495 MM TIPO "A"

31.03.2006

IV.7.3.9.1 Valori statici della sezione dell'impalcato

La larghezza efficace dell'ala superiore per larghezza tra due anime di (153-42,5); 20; 45,20; (189-95)/2 vale 49-20+45-20+94,4 = 158,4 mm

Il momento di inerzia si deduce dalla seguente tabella.

N°	A [mm <sup>2</sup> ]	y [mm]	A*y [mm <sup>3</sup> ]	A*y <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]	y <sub>c</sub> [mm]	I <sub>0</sub> [mm <sup>4</sup> ]	I <sub>x</sub> = A*y <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
1	158,4*1	0,5	79,2	39	15,3	13	37201
2	46*1	24	1104,0	26496	-8,2	8111	3074
3	25*1	47,5	1187,5	56406	-31,7	2	25082
4	40	1,5	60,0	90	14,3	3	8208
5	45,6*1/2	25,5	2325,6	59302	-9,7	15187	8536
6	30*1	47,5	1425,0	67687	-31,7	2	30098
T	390,6	-	6181,3	210020	-	23318	112199

$$y_c = 6181,3 = 15,8 \text{ mm}$$

$$W_{sup} = \frac{135517 \cdot 2}{15,8} = 17126 \text{ mm}^3$$

$$W_{inf} = \frac{271034}{32,2} = 8423 \text{ mm}^3$$

$$J = 271034 \text{ mm}^4 \quad E = 206000 \text{ N/mm}^2$$

IV.7.3.9.2 Valori statici della sezione del giacino

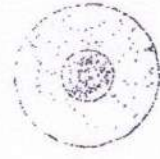
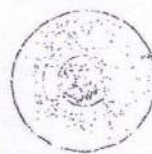
I due risalti si possono identificare con due semi-anelli aventi raggio interno = 2,5 mm e raggio esterno R=5,0 mm.

L'area di ogni semi-anello è pari a  $(95-19)/2 = 37 \text{ mm}^2$

La distanza del baricentro del semi-anello rispetto al diametro vale  $d = \frac{4 \cdot R^3 \cdot \pi^2}{3\pi \cdot R^2 \cdot \pi^2} = 2,66 \text{ mm}$

Il momento di inerzia baricentrico di un semi-anello è  $i = \frac{688}{2} - 37 \cdot 2,66^2 = 82,2 \text{ mm}^4$

TR.B. PONTEGGI  
 L'Amministratore  
 Mauro Brigati  
 Pagina 80 di 115  
 SECURIT 1  

La distanza del baricentro del semi-anello dalla base vale:  $2,66 + 3 = 5,66$  mm

Valori statici della sezione del gancio

N°	A [mm <sup>2</sup> ]	y [mm]	A*y [mm <sup>3</sup> ]	A*y <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]	y <sub>c</sub> [mm]	i <sub>c</sub> [mm <sup>4</sup> ]	i <sub>c</sub> = A * y <sub>c</sub> <sup>2</sup> [mm <sup>4</sup> ]
1	37 * 2	5,66	418,8	2370	-2,9	82	62,4
2	60 * 3	1,5	270,0	405	1,26	135	283
T	250	-	688,8	2775	-	217	907

$y_1 = \frac{688,8}{250} = 2,76$  mm

$i_{c1} - y_1 = 8,2 - 2,76 = 5,44$  mm

$W_m = \frac{1124}{2,76} = 407$  mm<sup>3</sup>

$W_d = \frac{1124}{5,44} = 206,6$  mm<sup>3</sup>

IV.7.3.9.3 Verifica dell'impalcato e dei ganci

La verifica viene condotta su un impalcato soggetto all'azione del peso proprio  $G=14,7$  daN/cm ed alternativamente ad una delle seguenti azioni:

- 1) carico ripartito di servizio  $q_1 = 300$  daN/m<sup>2</sup> = 0,495 daN/cm = 148,5 daN/m = 1,485 daN/cm
- 2) carico concentrato  $Q_2 = 300$  daN applicato su una superficie di  $50 * 50$  cm
- 3) carico concentrato  $Q_3 = 100$  daN applicato su una superficie di  $20 * 20$  cm
- 4) carico ripartito  $q_{sp} = 500$  daN/m<sup>2</sup> = 0,05 daN/cm<sup>2</sup> applicato su una superficie parziale avente area  $A_p = 0,4$  A =  $0,4 * L^2 = 0,4 * 1,8^2 = 0,72$  m<sup>2</sup>

Per una lunghezza  $b = 49,5$  cm, quest'area determina una lunghezza del carico distribuito di  $0,72/0,495 = 1,455$  m = 145,5 cm

Si ha:

Carico ripartito dovuto al peso proprio  $q_1 = G/L = 14,7/180 = 0,0817$  daN/cm

$q_2 = (Q_2 * 0,495/0,5)/50 = 297/50 = 5,94$  daN/cm, applicati su una lunghezza di 50 cm in mezz'area

$q_3 = Q_3/20 = 5$  daN/cm applicati su una lunghezza di 20 cm in mezz'area

TR.B. PONTEGGI S.p.A.  
L'Amministratore Mauro Briganti

SECURIT 1



Pagina 81 di 116

$q_1 = q_{sp} = 5 * 0,495 = 2,475$  daN/cm, posti su una lunghezza  $L_c = 145,5$  cm, concentrati in mezz'area. A favore della sicurezza, si considera che il carico di 2,475 daN/cm venga applicato su tutta la lunghezza della tavola.

Ricerchando il massimo dei momenti, si ha:

$M_1 = \frac{(q_1 + q_2) * L^2}{8} = 6345$  daNcm

$M_2 = \frac{q_1 * L^2}{8} + \frac{q_2 * 50 * L}{2} - \frac{q_2 * (50)^2}{2} = 331 + 13365 - 1856 = 11840$  daNcm

$M_3 = \frac{q_1 * L^2}{8} + \frac{q_2 * 20 * L}{2} - \frac{q_2 * (20)^2}{2} = 331 + 4500 - 250 = 4581$  daNcm

$M_4 = \frac{(q_1 + q_2) * L^2}{8} = 10355$  daNcm

I carichi vengono posizionati in condizioni da rispecchiare il più possibile lo schema di prova con il carico di prossimità degli appoggi, al fine di massimizzare i tagli: la posizione della risultante dei carichi deve essere, per quanto possibile, la più prossima a  $(2,50+33) = 283$  mm dall'appoggio per  $R_2$  ed a  $(100+33) = 133$  mm dall'appoggio per  $R_1$ .

$R_1 = \frac{G}{2} + \frac{q_1 * L}{2} = 141,0$  daN

$R_2 = \frac{G}{2} + \frac{Q_2 * (L - 28,3)}{L} = 260,2$  daN

$R_3 = \frac{G}{2} + \frac{Q_3 * (L - 13,3)}{L} = 100$  daN

$R_4 = \frac{G}{2} + \frac{q_1 * L}{2} = 230,1$  daN

Le differenze tra le frecce dell'impalcato sotto i carichi  $Q$  e  $Q_1$  ed un impalcato scarico risultano (considerando in favore della sicurezza i carichi concentrati in mezz'area):

$f_1 < f_2 = \frac{5}{384} \frac{(q_1 + q_2) * L^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(0,0817 + 2,485) * 180^4}{2060000 * 27,1} = 0,628$  cm

$f_3 = \frac{1}{48} \frac{Q_2 * L^3}{EI} = \frac{1}{48} \frac{300 * 180^3}{48 * 2060000 * 27,1} = 0,652$  cm

$f_4 = \frac{1}{48} \frac{Q_3 * L^3}{EI} = \frac{1}{48} \frac{100 * 180^3}{48 * 2060000 * 27,1} = 0,218$  cm

TR.B. PONTEGGI S.p.A.  
L'Amministratore Mauro Briganti

SECURIT 1



Pagina 82 di 115

Entrambi i valori sono inferiori ai valori di riferimento:  $f_{\text{amm}} = L/100 = 1,8 \text{ cm}$  e  $f'_{\text{amm}} = 2 \text{ cm}$  31.03.2008

Le tensioni massime risultano:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{M_1}{\Phi \times W_{el}} = \frac{11840}{1 \times 8,423} = 1406 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{R_2 \times e}{3 \times \Phi \times W_g} = \frac{260,2 \times 3,3}{3 \times 1 \times 0,2066} = 1385 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

#### IV.7.3.9.4 Confronto con i risultati sperimentali

Il rapporto tra il minimo dei momenti  $M_2$  che ha provocato la rottura durante la prova ed il momento  $M_2$  corrispondente alla più gravosa condizione di carico, essendo  $F_e = 900 \text{ daN}$  il valore minimo di rottura durante la prova (vedi certificato INSPESI DTS-XI/93/95/PTP del 14/12/1995),

$$M_2 = 900 \cdot 180/4 = 40500 \text{ daNcm}$$

$$\mu = M_2/M_2 = 40500/11840 = 3,42 > 2,2$$

#### IV.7.3.10 VERIFICA DELL'IMPALCATO METALLICO 180 x 494 MM TIPO "C"

##### IV.7.3.10.1 Valori statici

Le dimensioni principali della sezione dell'impalcato sono le seguenti:

Lunghezza utile  $l = 180 \text{ cm}$   
Larghezza utile  $b = 49,4 \text{ cm}$

Si consideri la sezione trasversale della tavola e si centri una coppia di assi cartesiani al cui X coincide con il filo del piano di calpestio

Y è perpendicolare a X e passa per la mezzetta della sezione trasversale.

Posizione del baricentro:  $X_0 = 0$

$Y_0 = -14,27 \text{ mm}$

Momento di inerzia di una sezione ridotta in base ai requisiti della norma CNR 10022 (si veda appendice 2 di calcolo automatico):  $J = 31,09 \text{ cm}^4$

Modulo di resistenza maggiore  $W = 21,79 \text{ cm}^3$   
Modulo di resistenza minore  $W = 8,9366 \text{ cm}^3$

TR.B. PONTEGGI  
L'Amministrazione  
Mauro Brigatti



SECURIT 1

Pagina 83 di 115

#### IV.7.3.10.2 Verifica dell'impalcato

31.03.2008

Si ripete la verifica eseguita al paragrafo IV.7.3.9.2, con le uniche varianti relative ai valori statici e al peso proprio della tavola.

Peso proprio dell'impalcato  $G = 14,8 \text{ daN}$

Carico ripartito dovuto al peso proprio  $q_1 = G/L = 14,8/180 = 0,0822 \text{ daN/cm}$

Ricercando il massimo dei momenti, si ha:

$$M_1 = \frac{(q_1 + q_2) \cdot L^2}{8} = 6347 \text{ daNcm}$$

$$M_2 = \frac{q_1 \cdot L^2}{8} + \frac{q_2 \cdot 50 \cdot L}{2} - \frac{q_2 \cdot (50)^2}{2} = 333 + 13365 - 1856 = 11842 \text{ daNcm}$$

$$M_3 = \frac{q_1 \cdot L^2}{8} + \frac{q_2 \cdot 20 \cdot L}{2} - \frac{q_2 \cdot (20)^2}{2} = 333 + 4500 - 250 = 4583 \text{ daNcm}$$

$$M_4 = \frac{(q_1 + q_2) \cdot L^2}{8} = 10357 \text{ daNcm}$$

$$R_1 = \frac{G}{2} + \frac{q_1 \cdot L}{2} =$$

$$= 141,1 \text{ daN}$$

$$R_2 = \frac{G}{2} + \frac{Q_2 \cdot (180 - 28,3)}{180} =$$

$$= 260,2 \text{ daN}$$

$$R_3 = \frac{G}{2} + \frac{Q_2 \cdot (180 - 13,3)}{180} =$$

$$= 100 \text{ daN}$$

$$R_4 = \frac{G + (q_1 \cdot L)}{2} =$$

$$= 230,1 \text{ daN}$$

Per ogni condizione di carico, la freccia dell'impalcato valutata in modo approssimato, nel caso di momento massimo, vale:

$$f_1 < f_c = \frac{5}{384} \cdot \frac{(q_1 + q_2) \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(0,0822 + 2,475) \cdot 180^4}{2060000 \cdot 31,09} = 0,546 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_2 \cdot L^3}{EI} = \frac{1}{48} \cdot \frac{300 \cdot 180^3}{2060000 \cdot 31,09} = 0,569 \text{ cm}$$

$$f_3 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q_2 \cdot L^3}{EI} = \frac{1}{48} \cdot \frac{100 \cdot 180^3}{2060000 \cdot 31,09} = 0,19 \text{ cm}$$

TR.B. PONTEGGI  
L'Amministrazione  
Mauro Brigatti



SECURIT 1

Pagina 84 di 115

Tutti i valori sono inferiori ai valori di riferimento:  $f_{max} = L/100 = 1.8 \text{ cm}$  e  $f'_{max} = 2 \text{ cm}$

Le tensioni massime risultano:

nel manico  $\sigma_{max} = M_f / \Phi W = 11842 / 1 * 8.9366 = 1325 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$

in uno dei tre ganci, avendo assunto  $W = 0.203 \text{ cm}^3$   $\Phi = 1$  e  $e = 3.3 \text{ cm}$

$\sigma_{max} = R_2 * e / (3 * \Phi * W) = 260.2 * 3.3 / (3 * 1 * 0.203) = 1410 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$

IV.7.3.10.3 Confronto con i risultati sperimentali

Il minimo dei momenti  $M_f$  che ha provocato la rottura durante la prova, essendo  $P_r = 740 \text{ daN}$  il valore minimo di rottura durante la prova (vedi certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2002/1094 del 17/04/2002), vale:

$M_f = 740 * 180/4 = 33300 \text{ daNcm}$

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra  $M_f$  e il momento  $M_d$  calcolato al paragrafo precedente e vale:

$\mu = M_f / M_d = 33300 / 11842 = 2.81 > 2.2$

IV.7.3.11. VERIFICA DEL FERMAPIEDE PREFABBRICATO

IV.7.3.11.1 Dati statici della sezione

Lunghezza utile  $l = 180 \text{ cm}$   
Larghezza utile  $b = 20 \text{ cm}$

Si consideri il punto di mezzzeria della sezione trasversale del fermapiiede sulla faccia opposta rispetto alla profondità di irrigidimento.

Il baricentro si trova a  $5.95 \text{ mm}$  da detto punto ed essendo il momento di inerzia baricentrico pari a  $J = 1.446 \text{ cm}^4$  (si veda l'Appendice 2 di calcolo automatico), si ha che il modulo di resistenza  $W = 1.108 \text{ cm}^3$

IV.7.3.11.2 Verifica analitica

La verifica viene condotta per un carico concentrato  $P = 30 \text{ daN}$  posto in mezzzeria, che determina un momento flettente nel fermapiiede pari a:

$M_r = 30 * 180/4 = 1350 \text{ daNcm}$

Ne deriva uno sforzo che vale:

$\sigma = M_r / W = 1350 / 1.108 = 1218 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$

TR.B. PONTESGA  
L'Amministrazione Ufficio  
Maurizio Brigodi



SECURIT 1

Pagina 85 di 115

Per quanto concerne la freccia sotto carico, si ha:

$f = \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot L^3}{EI} = \frac{1}{48} \cdot \frac{30 \cdot 180^3}{2060000 \cdot 1.108} = 1.596 \text{ cm}$

IV.7.3.11.3 Confronto con i dati sperimentali

Dalla prova di laboratorio (Certificato ISPRESI DTS-XJ94/95/PTP del 14/12/1995), il framite dei valori minimi di collasso riscontrati è stato  $P_r = 50 \text{ daN}$ , per cui il coefficiente di sicurezza nei confronti del carico di progetto vale:

$\mu = P_r / P = 50/30 = 1.666 > 1.5$

IV.7.3.12 VERIFICA DELL'IMPALECATO METALLICO 180 x 495 MM CON BOTOLA B SCALETTA

IV.7.3.12.1 Verifica della tavola con botola

Per la verifica della tavola con botola, si devono considerare le due zone costituite dalla botola vera e propria, dove la struttura portante è formata da due profili a C 50x20x10 sp. 3 mm e la restante parte della tavola, dove a questi due profili si aggiungono due profili a U 40x20 sp. 2 mm.

Le caratteristiche statiche dei due profili sono le seguenti:

C 50x20x10x3:  $A = 271 \text{ mm}^2$   $J = 88381 \text{ mm}^4$   $W = 3335 \text{ mm}^3$   
U 40x20x2:  $A = 147 \text{ mm}^2$   $J = 34701 \text{ mm}^4$   $W = 1733 \text{ mm}^3$

Per completezza quindi vengono riportate le verifiche eseguite nella mezzzeria della tavola (dove si sommano tutti i valori dei profili a "C" e a "U") e quelle relative al telaio della botola, dove la sezione minima resistente, è rappresentata dai due profili a "C". I valori statici sono i seguenti:

$W_t$  (mezzzeria della tavola) =  $(2 * 3335) + (2 * 1733) = 10.54 \text{ cm}^3$  (si veda paragrafo 7.3.7.1)

Botola:

$A = (2 * 271) = 542 \text{ cm}^2$   
 $J = (2 * 88381) = 1767 \text{ cm}^4$   
 $W_b = (2 * 3335) = 7.07 \text{ cm}^3$

Il peso proprio della tavola è:  $G = 21.6 \text{ daN}$

Si considerano movimenti i casi di carico già riportati nel paragrafo IV.7.3.9, con la variante della presenza della botola:

- 1) carico ripartito di servizio  $q_1 = 300 \text{ daN/cm}^2 + 0.495 = 148.5 \text{ daN/m} = 1.485 \text{ daN/cm}$
- 2) carico concentrato  $Q_2 = 300 \text{ daN}$  applicato su una superficie di  $50 * 50 \text{ cm}$
- 3) carico concentrato  $Q_3 = 100 \text{ daN}$  applicato su una superficie di  $20 * 20 \text{ cm}$

TR.B. PONTESGA  
L'Amministrazione Ufficio  
Maurizio Brigodi



SECURIT 1

Pagina 86 di 115



$$W_p = \frac{733}{1.39} = 462 \text{ mm}^3 \quad W_p = \frac{733}{3.42} = 214 \text{ mm}^3$$

Assumendo la reazione  $R_3$  già valutata nel paragrafo IV.7.3.9.3 ( $R_3 = 260.2 \text{ daN}$ ) e per un'eccentricità di applicazione del carico pari 3.3 cm, si ha:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{R_3 \cdot e}{3 \cdot \Phi \cdot W_p} = \frac{260.2 \cdot 3.3}{3 \cdot 1 \cdot 0.214} = 1338 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

IV.7.3.12.3. Confronto con i risultati sperimentali

Dal certificato ISPESL DTS/XI/9697/PTP del 28/11/1997, risulta un carico minimo di collasso pari a 670 daN e quindi un valore del momento di collasso pari a:

$$M_c = 670 \cdot 180/4 = 30150 \text{ daNcm}$$

In base a quanto valutato, il coefficiente di sicurezza vale:

$$v = \frac{M_c}{M_{\text{max}}} = \frac{30150}{11995} = 2.51 > 2.2$$

Per quanto riguarda la prova di carico sulla botola, avvenuta mediante applicazione di un carico concentrato posto nella mezzera della botola stessa, a 38 cm dall'appoggio, il valore minimo riscontrato è stato di 940 daN. Ipotesizzando che detto valore si riferisca ai profili portanti della botola, si ha:

$$v = \frac{M_c}{M_{\text{max}}} = \frac{940 \cdot 38 \cdot 142}{11650} = \frac{28179}{11650} = 2.42 > 2.2$$

IV.7.3.12.4 Verifica della scalera

IV.7.3.12.4.1 Verifica del montante

I montanti sono costituiti da tubi circolari  $\Phi 33.4 \cdot 2 \text{ mm}$ , la cui luce libera d'inflessione è di 200 cm e hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

$$A = 1.97 \text{ cm}^2 \quad W = 1.46 \text{ cm}^3 \quad J = 2.44 \text{ cm}^4 \quad i = 1.18 \text{ cm}$$

La verifica viene condotta considerando l'azione assiale N pari al 75% della massima azione prevista per le verifiche locali (150 daN); da cui  $N = 0.75 \cdot 150 = 112.5 \text{ daN}$

Per la verifica si assume un'incollatura rispetto al piano orizzontale di  $75^\circ$ .  
La snellezza vale:  $\lambda = 200/1.11 = 180$  a cui corrisponde (Tab. IIa CNR 1001/197)

$$\sigma_c = 63 \text{ N/mm}^2 \quad N_{\text{Rd}} = \alpha_c \cdot A = 63 \cdot 1.97 = 1241 \text{ daN}$$

Il momento vale:  $M = 112.5 \cdot 200 \cdot \cos 75^\circ / 4 = 1456 \text{ daNcm}$

La tensione sul montante vale:

$$\sigma = \frac{4.14 \cdot 112.5}{1.97} + \frac{1456}{1.46 \left( 1 - \frac{1.5 \cdot 112.5}{1241} \right)} = 237 + 1154 = 1391 \text{ daN/cm}^2 < 1600 = \sigma_{\text{max}}$$

Il valore minimo di collasso avuto nelle prove di laboratorio (certificato ISPESL DTS-XI-9597/PTP del 28.12.1997) è stato di 145 daN, maggiore di 125

TR.B. PONTEGGI  
L'Amministratore  
Maurizio Brigati

SECURIT 1  
Pagina 89 di 115



IV.7.3.12.4.2 Verifica del piolo

I pioli della scaletta sono costituiti da tubi circolari  $\Phi 26.9 \cdot 2 \text{ mm}$ , la cui luce libera d'inflessione è di 35 cm e hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

$$W = 0.91 \text{ cm}^3 \quad i = 0.88 \text{ cm}$$

Il piolo, considerato incastrato, è soggetto al momento dovuto alla forza massima di servizio di 150 daN applicata nella mezzera.

La tensione nell'incastrato quindi risulta:

$$\sigma_M = \sqrt{v^2 + 3t^2} = \sqrt{\left( \frac{150 \cdot 35^3}{8 \cdot 0.91} + 3 \cdot \left( \frac{3 \cdot 150}{2 \cdot 1.57} \right)^2 \right)} = \sqrt{721^2 + 3 \cdot 143^2} = 763 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 1600 \text{ daN/cm}^2$$

IV.7.3.13 VERIFICA DEL CANCELLETTO DI TESTATA

Si omette la verifica analitica degli elementi del cancelletto di testata, dato che gli elementi orizzontali sono della stessa tipologia dei correnti e anche la fascia fermapiombo è identica per tipologia a quella fucinato parte dei fermapiombo di facciata. Detti elementi infatti hanno una luce inferiore rispetto a quella degli elementi già verificati.

Per quanto concerne la prova di laboratorio (Certificato Politecnico di Milano n. 2000/1696 del 02/06/2000) il valore minimo di collasso riscontrato è stato pari a  $P_{cr} = 310 \text{ daN}$  e pertanto il coefficiente di sicurezza rispetto al carico da garantire  $P = 30 \text{ daN}$  risulta:  $v = 310/30 = 10.3 > 2.2$

IV.7.3.14 VERIFICA DEL MONTANTE DI SOMMITA' H=1350 MM

Il montante è realizzato in tubo  $\Phi 48.3 \cdot 2.9 \text{ ed}$  è sottoposto all'azione derivante dal corrente di parapetto il cui filo superiore è a quota 1150 mm dall'estradosso del traverso del telaio.

$$A = 4.14 \text{ cm}^2 \quad W = 4.45 \text{ cm}^3 \quad i = 1.61 \text{ cm}$$

IV.7.3.14.1

La verifica viene condotta per una azione  $Q = 30 \text{ daN}$ .

Sotto tale azione (avendo assunto  $\psi = 1$ ) si ha:

$$M = Q \cdot a = 30 \cdot 115 = 3450 \text{ daNcm}$$

$$\sigma = M/W = 3450/4.43 = 779 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

IV.7.3.14.2 Confronto con i risultati sperimentali

In base a quanto riportato nel certificato ISPESL DTS-XI-5294/PTP del 16/05/1994, l'elemento ha avuto un carico minimo di collasso di 350 daN, in corrispondenza del quale si sono manifestate deformazioni visive permanenti di grandi entità.

Assumendo come carico di riferimento quello massimo in corrispondenza del quale le frecce residue si possono definire elastiche, si ha:

$$v = P_{cr}/P = 90/30 = 3.00 > 2.2$$

IV.7.3.15 VERIFICA DEL MONTANTE DI SOMMITA' H=2100 MM

Si omette la verifica dell'elemento essendo la luce d'inflessione del montante di 1036 mm, inferiore a 1150 mm cioè alla luce verificata al precedente punto ed essendo invece il montante realizzato con gli stessi tubi utilizzati per la costruzione del Montante di sommità di 1350 mm (vedi paragrafo IV.7.2.9 mm).

L'Amministratore  
Maurizio Brigati

SECURIT 1  
Pagina 80 di 115



IV.8 VERIFICA DELLA PANTENZA STRETTA

31.03.2006

IV.8.1. Caratteristiche del ponteggio

Il ponteggio nello schema tipo ha un'altezza H ≤ 20 m e presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- n. 10 impalcati di servizio sulla stessa verticale, realizzati con tavole metalliche, tipo "A" o "C"
- (\*) (E' vietato l'uso delle tavole in legno)
- n. 1 sovrano parasassi, con inclinazione sul piano orizzontale di 40° e oggetto di m. 1.50;
- piano di raccordo dei parasassi realizzato sempre con tavole metalliche, corrente interno e diagonale in piana (\*\*)
- n. 1 telaio di partenza stretta e n. 1 telaio rastrenato;
- n. 1 doppio corrente esterno ed un fermapiede di fucolati in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 corrente interno in ogni campo;
- n. 1 diagonale di fucolata esterna in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 telaio di coronamento all'ultimo piano;
- n. 1 diagonale in piana in ogni campo ai piani ancorati;
- n. 1 ancoraggio speciale (900 daN) a tutte le stilate in corrispondenza dei piani n. 1 e 2;
- n. 1 ancoraggio speciale ± 900 daN ogni 2 stilate (3,60 m) al piano 3
- n. 1 ancoraggio normale ± 650 daN ogni 2 stilate (3,60 m) ai piani 5, 7, 9 e 11;
- n. 1 ancoraggio speciale ± 900 daN a "V" ogni 6° stilate;
- n. 1 diagonale in piana a campi alterni al telaio di partenza, in tubi e giunti appartenenti ad unica autorizzazione.

(\*) L'uso di tavole metalliche di tipo "C" di cui al disegno n. 16 dell'Allegato A, su due piani consecutivi, consente di non montare nei relativi campi il corrente interno e la diagonale in piana nel piano ancorato. Fa eccezione il piano di raccordo dei parasassi (piano II), dove occorre sempre montare il corrente interno.

L'uso di tavole metalliche di tipo "A" di cui al disegno n. 12 dell'Allegato A, impone il contemporaneo montaggio del corrente interno in tutti i piani e in tutti i campi e, della diagonale in piana in tutti i campi dei piani ancorati.

In corrispondenza dei piani ancorati, deve essere previsto almeno un ancoraggio speciale a "V" (± 900 daN) ogni sei stilate in grado di resistere anche alle azioni orizzontali parallele alla facciata (635 daN).

Per ulteriori informazioni, si veda la TABELLA LIMITI D'IMPIEGO.

IV.8.2. Verifica ad instabilità

Si determina dapprima il valore del carico critico euleriano, in base alle istruzioni CNR 10011/97 ed in base alle risultanze della prova sperimentale di collasso.

Essendo il montante un tubo Ø 48.3\*2.9 mm i valori statici sono i seguenti:

A = 4,14 cm<sup>2</sup>      W = 4,43 cm<sup>3</sup>      i = 1,61 cm

Il minimo dei carichi di collasso registrato durante le prove, su uno schema significativo di ponteggio con partenza stretta riferito ad un montante di una stilate, è stato pari a P<sub>cr</sub> = 2882 daN (Certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2002/789/1 del 02/05/2002).

TR.B. PONTEGGI s.r.l.  
L'Amministratore Unico  
Mauro Brigatti



SECURIT 1

Pagina 01 di 115

31.03.2006

A tale carico corrisponde una tensione critica :  $\sigma_c = P_{cr}/A = 2882/4,14 = 696 \text{ daN/cm}^2$   
Assumendo  $f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$  (tensione di snervamento del montante), si ha:

$\sigma_c/f_y = 696/2350 = 0,296$

Si ha per  $\alpha_1/f_y = 0,296$  del prospetto 7-1 (a) delle istruzioni CNR 10011/97  $\lambda_{c0} = \pi = 3,14 = 94$   
e quindi  $\lambda = 1,734 * \lambda_{c0} = 163$

Cui corrisponde in base ai prospetti 7-IIa e 7-VII delle istruzioni CNR 10011/97,  
 $\omega = 3,45$        $\sigma_{cr} = 770 \text{ daN/cm}^2$        $N_{cr} = \omega g^2 A = 3188 \text{ daN}$ .

Lo sforzo ad instabilità nei montanti viene verificato con l'espressione:

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N}{A} + \frac{M_{eq}}{W \cdot \Phi \left( 1 - \frac{M \cdot N}{N_{cr}} \right)} \leq \sigma_{adm}$$

in cui:

- N è il carico assiale
- A è la sezione del montante
- $\omega$  è il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente alla snellezza risultante dalle prove di carico.
- $M_{eq}$  è il momento equivalente, assunto in base a quanto indicato al punto 7.4.1.1 delle istruzioni CNR 10011/97 e vale:
- c) nel caso di momento variabile linearmente lungo l'asta e con valori alle estremità di segno opposto  $M_{eq} = 0,6 M_a = 0,4 M_b$ , con  $|M_b| \geq |M_a|$ , con la limitazione  $M_{eq} \geq 0,4 M_a$ .
- d) nel caso di momento variabile lungo l'asta e con valori alle estremità di segno uguale o di momento variabile non linearmente, si ha  $M_{eq} = 1,3 M_{medio}$ , con la limitazione  $0,75 M_{max} \leq M_{eq} \leq M_{max}$ .

- $\Phi$  è il fattore di adattamento plastico, assunto prudenzialmente  $\Phi = 1$ .
- $\mu$  è il coefficiente di sicurezza relativo alla condizione di carico considerata ( $\mu = 1,5$  per la c.c.
- $N_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A$  con  $\sigma_{cr}$  = tensione critica calcolata con la formula di Euler, anche in campo plastico, per la snellezza considerata.
- W è il modulo di resistenza del montante (4,43 cm<sup>3</sup>)

I valori delle sollecitazioni relativi agli schemi con azione del vento dall'opera servita verso l'esterno (vento + / caso 1) e dall'esterno verso l'opera servita (vento - / caso 2) sono definiti per le condizioni di servizio e di vento di fuori servizio con neve, rispettivamente dai tabulati PFSER.F3P e PFSFN.F3P.

Con i dati indicati in precedenza e con i risultati delle analisi elastiche condotte con calcolo automatico si effettuano le verifiche di stabilità dei montanti riportate nel prospetto seguente. TABELLA IV-16

TR.B. PONTEGGI s.r.l.  
L'Amministratore Unico  
Mauro Brigatti



SECURIT 1

Pagina 02 di 115

TABELLA IV-16  
VERIFICA DI STABILITA' DEI MONTANTI  
DELLA PARTENZA STRETTA

CONDIZIONE	SERVIZIO	FUORI SERVIZIO NEVE
DIREZ. VENTO	Negativa (Caso 2)	Positiva (Caso 1)
FILE	PSSER2.F3P	PFSFN.F3P
Montante	Esterno	Esterno
1° carico	p. IV 300 daN/mq	p. X 168 daN/mq
2° carico	p. III 150 daN/mq	p. IX neve 30,4 daN/mq (30%)
Aria	124+125+126+127	124+125+126+127
Nodo a/quota	2570 cm	2570 cm
Nodo b/quota	29283 cm	29283 cm
Azione assiale max (daN)	-809	1108
Momento (daNcm)	0	0
	nodo a	3040
	nodo b	1824
Momento eq (daNcm)	-1724	345
$\sigma$	1034	770
Tensione daN/cm <sup>2</sup>	345	923
Per azioni assiali	770	766
Per momenti	674	1689
Totale $\sigma$	377	1800
Tensione Ammissibile (daN/cm <sup>2</sup> )	1051	1800

AZIONI MASSIME AL PIEDE DEI MONTANTI:

Momento interno : N = -1158 daN Condizioni di servizio - Vento negativo

Momento esterno : N = -1022 daN Condizioni di fuori servizio con neve - Vento positivo

Si omette la verifica del puntone del telaio rastrenato, per l'effetto combinato di una minore snellezza rispetto al montante e per il riscontro di azioni interne di valore inferiore!

IV.8.3 Verifica a resistenza

Per la verifica a resistenza, si riscontrano i seguenti valori massimi:

- condizione di servizio - asta 104 - caso 2 (vento negativo)  
N = 1144 daN  
M = 4069 daNcm

$\sigma_{max} = N/A + M/W = 1144/4,14 + 4069/4,43 = 1195 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \text{ daN/cm}^2$

- condizione di vento di fuori servizio con neve - asta 104 - caso 1 (vento positivo)  
N = 975 daN  
M = 5780 daNcm

$\sigma_{max} = N/A + M/W = 975/4,14 + 5780/4,43 = 1540 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \text{ daN/cm}^2$

TR.B. POFERGO  
L'Amministrazione  
Meuro (Tg) 19/01



SECURIT 1

Pagina 93 di 116

IV.9 VERIFICA DELLA PARTENZA DISASSATA CON MENSOLA DA 105 CM E PUNTONO

IV.9.1. Caratteristiche del ponteggio

Le prove di collaudo riguardanti la mensola con puntone, sono state eseguite presso il Laboratorio del Politecnico di Milano, come risulta dal certificato citato nel capitolo III della presente relazione. Il ponteggio nello schema tipo ha un'altezza  $h \leq 20 \text{ m}$ . e presenta le seguenti caratteristiche strutturali:

- n. 10 impalcati di servizio sulla stessa verticale, realizzati con tavole metalliche, tipo "A" o "C" (\*) - (\*\*): vietato l'uso delle tavole in legno
- n. 1 mensola con puntone a quota 4 m circa;
- n. 1 schema parasassi, con inclinazione sul piano orizzontale di 40° e soggetto di m. 1.50
- piano di ricorrido dei parasassi realizzato sempre con tavole metalliche, corrento interno e diagonale in piana (\*)
- n. 1 doppio corrento esterno ed un fermipiede di facciata in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 corrento interno in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 diagonale di facciata esterna in ogni campo a tutti i piani;
- n. 1 diagonale in piana in ogni campo ai piani ancorati;
- n. 1 ancoraggio normale  $\pm 650 \text{ daN}$  ad ogni stila al piano 1 e 2;
- n. 1 ancoraggio speciale  $\pm 900 \text{ daN}$  ogni 2 stilate (3,60 m) al piano 3 del tirante dei parasassi;
- n. 1 ancoraggio normale  $\pm 650 \text{ daN}$  ogni 2 stilate (3,60 m) ai piani n. 5, 7, 9, 11;
- n. 1 ancoraggio speciale  $\pm 900 \text{ daN}$  a "v" ogni 6° stila;
- raddoppio del montante esterno della stila interrotta fino a quota 4 m con tassi e giunti autorizzati appartenenti ad unica autorizzazione.

(\*) L'uso di tavole metalliche di tipo "C" di cui al disegno n. 16 dell'Allegato A, si deve pigliare consecutivi, consentendo di non montare nei relativi campi il corrento interno e la diagonale in piana nel piano ancorato. Fa eccezione il piano di ricorrido dei parasassi (piano II), dove occorre sempre montare il corrento interno.

L'uso di tavole metalliche di tipo "A" di cui al disegno n. 12 dell'Allegato A, impone il contemporaneo montaggio del corrento interno in tutti i piani e in tutti i campi e, della diagonale in piana in tutti i campi dei piani ancorati.

In corrispondenza dei piani ancorati, deve essere previsto almeno un ancoraggio speciale a "v" ( $\pm 900 \text{ daN}$ ) ogni sei stilate in grado di resistere anche alle azioni orizzontali parallele alla facciata ( $\pm 635 \text{ daN}$ ).

Per ulteriori informazioni, si veda la TABELLA LIMITI D'IMPIEGO.

TR.B. POFERGO  
L'Amministrazione  
Meuro (Tg) 19/01



SECURIT 1

Pagina 94 di 116

IV.9.2 Verifica ed insabbiabilità del montante esterno raddoppiato

31.03.2006

Il montante esterno della stufa, viene raddoppiato fino a quota 4 m. con tubi e giunti di tipo autorizzati appartenenti a stessa ditta. A favore della sicurezza si assume il tubo di rinforzo identico al tubo dei montanti dei telai, vale a dire Ø48.3 x 2.9 mm i cui valori statici sono i seguenti:  
 $A = 4,14 \text{ cm}^2$   $W = 4,43 \text{ cm}^3$   $i = 1,61 \text{ cm}$

I nuovi valori statici del montante raddoppiato fino a quota 4 m risultano essere quindi i seguenti:

$$A = 2 \cdot 4,14 = 8,28 \text{ cm}^2 \quad W = 2 \cdot 4,43 = 8,86 \text{ cm}^3 \quad i = 1,61 \text{ cm}$$

Con riferimento a quanto già esposto al punto IV.7.1.1, si ha:

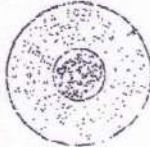
$$\sigma_1 = 2,88 \quad \sigma_2 = 940 \text{ daN/cm}^2 \quad N_1 = \sigma_1 \cdot A = 3892 \text{ daN}$$

Lo sforzo ad insabbiabilità nei montanti viene quindi verificato con la seguente espressione:

$$\sigma = \frac{\sigma \cdot N}{A} + \frac{M_{max}}{W \cdot \left(1 - \frac{\mu \cdot N}{N_{cr}}\right)} \leq \sigma_{max}$$

I valori delle sollecitazioni relativi agli schemi con azione del vento dall'opera servita verso l'esterno (vento + / caso 1) e dall'esterno verso l'opera servita (vento - / caso 2) sono desunti per le condizioni di servizio e di vento di fuori servizio con neve, rispettivamente dai tabulati MESER2.F3F e MESFN2.F3F.

Con i dati indicati in precedenza e con i risultati delle analisi elastiche condotte con calcolo automatico si effettuano le verifiche di stabilità dei montanti riportate nel prospetto seguente.



TR.B. PONTEGGI  
L'Amministratore Ubaldo  
Mauro Brigatti

SECURIT 1



Pagina 85 di 115

TABELLA IV-17 - VERIFICHE DI STABILITÀ DEI MONTANTI RADDOPPIATI DELLA PARTENZA DIRASSATA CON MENSOLO DA 105 CM

31.03.2006

CONDIZIONE DIREZ. VENTO	Positiva (Caso 1)	Positiva (Caso 1)	FUORI SERVIZIO NEVE
FILE	MESER2.F3F	MESFN2.F3F	
Montante	Esterno	Esterno	
1° carico	p. III 300 daN/mq	p.X 168 daN/mq	
2° carico	p. IV 150 daN/mq	p. IX neve 50.4 daN/mq (30%)	
Aste	123+124+125	123+124+125	
Nodo a/quota	250 cm	250 cm	
Nodo b/quota	28250 cm	28250 cm	
Azione assiale (daN)	1784	1818	
Momento (daNcm)	nodo a	0	
	nodo b	164	
Momento eq. (daNcm)		123	
$\sigma$		2,88	
Tensione daN/cm <sup>2</sup>		940	
per azioni assiali		620	
Totale $\sigma$		21	
Tensione Ammissibile (daN/cm <sup>2</sup> )		641	
		1800	

IV.9.3 Verifica a resistenza

Per la verifica a resistenza, si riscontrano i seguenti valori massimi:

$$N = 1776 \text{ daN} \quad M = 237 \text{ daNcm}$$

$$G_{max} = N/A + M/W = 1778/8,28 + 164/8,86 = 233 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \text{ daN/cm}^2$$

- condizione di servizio - asta 125 - caso 2 (vento negativo)

$$N = 1812 \text{ daN} \quad M = 156 \text{ daNcm}$$

$$G_{max} = N/A + M/W = 1812/8,28 + 156/8,86 = 237 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \text{ daN/cm}^2$$

- condizione di vento di fuori servizio con neve - asta 125 - caso 2 (vento negativo)

IV.9.4 Verifica del puntone della mensola

Si determina dapprima il valore del carico critico euleriano, in base alle istruzioni CNR 1001/197 ed in base alle risultanze della prova sperimentale di collasso.

Essendo il montante un tubo Ø48.3x2.9 mm i valori statici sono i seguenti:  
 $A = 4,14 \text{ cm}^2$   $W = 4,43 \text{ cm}^3$   $i = 1,61 \text{ cm}$

Dall'esame del certificato di prova (POLITECNICO DI MILANO n. 2002/1382/1 del 04/06/2002), risulta un carico minimo di collasso di 2800 daN.

TR.B. PONTEGGI  
L'Amministratore Ubaldo  
Mauro Brigatti

SECURIT 1



Pagina 96 di 115

Assumendo questo valore e con riferimento alla metodologia già utilizzata nel paragrafo IV.7.1.1, si ha:

$$\sigma_s = P_{\omega}/A = 2800/4,14 = 676 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2 \text{ (tensione di inervamento del montante)}$$

$$\sigma_s/f_y = 676/2350 = 0,288$$

Per  $\sigma_s/f_y = 0,249$  dal prospetto 7-I delle istruzioni CNR 10011/97 si ottiene  $\lambda_{L0} = 1,76$  dove  $\lambda_0 = \pi \sqrt{E I / f} = 3,14 \sqrt{210000 / 235} = 94$  e quindi  $\lambda = 1,76 \cdot \lambda_0 = 1,66$

Cui corrisponde in base ai prospetti 7-IIa e 7-VII delle istruzioni CNR 10011/97,  $\omega = 3,56$   $\sigma_g = 740 \text{ daN/cm}^2$   $N_g = \sigma_g \cdot A = 4,14 \cdot 3064 \text{ daN}$

Si valuta il parametro di snellezza anche in base alle caratteristiche geometriche e si ha:  $\lambda = L/i = 209/1,61 = 130$

da cui, in base alle Istruzioni CNR 10011/97 si ha:

$$\omega = 2,34 \text{ (prospetto 7-IIa)}$$

$$\sigma_g = 1200 \text{ daN/cm}^2 \text{ (prospetto 7-VII)}$$

$$N_g = 4,14 \cdot 1200 = 4968 \text{ daN}$$

Per la verifica si selezionano quindi i valori ricavati per via sperimentale.

Lo sforzo ad instabilità nel puntone viene verificato con l'espressione:

$$\sigma = \frac{\omega \cdot N}{A} + \frac{M_{eq}}{W \cdot \phi \left( 1 - \frac{\mu \cdot N}{N_{cr}} \right)} \leq \sigma_{amm}$$

in cui:

- $N$  è il carico assiale
- $A$  è la sezione del montante
- $\omega$  è il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente alla snellezza risultante dalle prove di carico.
- $M_{eq}$  è il momento equivalente, assunto in base a quanto indicato al punto 7.4.1.1 delle Istruzioni CNR 10011/97 e vale:
  - e) nel caso di momento variabile linearmente lungo l'asta e con valori alle estremità di segno opposto  $M_{eq} = 0,6 M_g - 0,4 M_b$  con  $|M_b| \geq |M_g|$ , con la limitazione  $M_{eq} \geq 0,4 M_g$
  - f) nel caso di momento variabile lungo l'asta e con valori alle estremità di segno uguale o di momento variabile non linearmente, si ha  $M_{eq} = 1,3 M_{medio}$ , con la limitazione  $0,75 M_{max} \leq M_{eq} \leq M_{max}$
- $\phi$  è il fattore di adattamento plastico, assunto prudenzialmente  $\phi = 1$ .
- $\mu$  è il coefficiente di sicurezza relativo alla condizione di carico considerata ( $\mu = 1,5$  per la I.c.c. e  $\mu = 1,33$  per la II.c.c.)
- $N_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A$  con  $\sigma_{cr}$  = tensione critica calcolata con la formula di Euler, anche in campo plastico, per la snellezza considerata.
- $W$  è il modulo di resistenza del montante ( $4,43 \text{ cm}^3$ )

TR.B. PONTEGGI  
L'Amministrazione Ufficiale  
Mauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 97 di 115

Dall'analisi dei tubolati (MESER2.F3F e MEFSN2.F3F) si riportano i seguenti risultati:

Tratto asta		Puntone - Dati di modellazione		Numerazione nodo b	
Superiore	Inferiore	Longh.(mm)	Numeraz. nodo a	Iniziale: 28	Finale: 82
701	702	2010	2010	28	82
702	701	90	90	82	81
Condizione di fuori servizio neve - caso 1 - vento +					
Tratto asta	N° Az. assiale (daN)	Nodo a	Mom.to (daNcm)	Nodo b	Mom.to (daNcm)
Superiore	-1077	28	0	82	722
Inferiore	-899	82	722	81	-4041
Condizione di fuori servizio neve - caso 2 - vento -					
Tratto asta	N° Az. assiale (daN)	Nodo a	Mom.to (daNcm)	Nodo b	Mom.to (daNcm)
Superiore	-1069	28	0	82	752
Inferiore	-892	82	752	81	-3975
Condizione di servizio - caso 1 - vento +					
Tratto asta	N° Az. assiale (daN)	Nodo a	Mom.to (daNcm)	Nodo b	Mom.to (Nm)
Superiore	-929	28	0	82	629
Inferiore	-772	82	629	81	-3480
Condizione di servizio - caso 2 - vento -					
Tratto asta	N° Az. assiale (daN)	Nodo a	Mom.to (daNcm)	Nodo b	Mom.to (Nm)
Superiore	-924	28	0	82	639
Inferiore	-768	82	639	81	-3449

Il puntone della mensola di dissestamento viene quindi verificato per i seguenti valori:  
Compressione assiale  $N = 1077 \text{ daN}$   $M_{eq} = 0,75 \cdot 722 = 542 \text{ daNcm}$

$$\sigma = \frac{3,56 \cdot 1077}{4,14} + \frac{542}{4,43 \cdot \left( 1 - \frac{1,33 \cdot 1077}{3064} \right)} = 926 + 290 = 1116 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \text{ daN/cm}^2$$

La parte di puntone più corta (asta 602- files MESER2.F3F e MEFSN2.F3F) viene verificata a resistenza con i seguenti valori:

Compressione assiale  $N = 892 \text{ daN}$   $M_{max} = 4041 \text{ daNcm}$

e pertanto si ha:

$$\sigma_M = N_{max}/A + M_{max}/W = 892/4,14 + 4041/4,43 = 1128 \text{ daN/cm}^2 < 1800 \text{ daN/cm}^2$$

TR.B. PONTEGGI  
L'Amministrazione Ufficiale  
Mauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 98 di 115

IV.9.5 Verifiche a resistenza dei traversi della mensola e della tralicciatura

31.03.2008

Dai risultati dell'analisi mediante calcolo automatico (file MESER2 e MEFNS2), si ricavano i valori delle azioni interne dei componenti della mensola. Per ciascuna tipologia di profilo, è stata selezionata l'asta dove si riscontrano gli sforzi massimi e si procedono quindi alla verifica secondo le Istruzioni CNR 1001/1/97.

Asta	Ø profilo	N daN	M daNcm	Valori statici				$\sigma_{amm}$ daN/cm <sup>2</sup>
				A = cm <sup>2</sup>	I = cm <sup>4</sup>	W = cm <sup>3</sup>	$\sigma$ daN/cm <sup>2</sup>	
608	Ø48.3/2.9	923	3117	4.14	1.61	4.43	927	1800
606	Ø40/2.0	725	924	2.39	1.34	2.16	731	1800

IV.9.6 Confronto con i dati sperimentali

Le prove effettuate presso il laboratorio del Politecnico di Milano (Certificato POLITECNICO DI MILANO n. 2002/1382 del 04.06.2002), hanno evidenziato un carico minimo di collasso  $N = 2800$  daN.

Essendo il carico massimo applicato sulla mensola di 923 daN (asta n. 608, file MEFNS2.E3F), il coefficiente di sicurezza risulta essere:

$$v = P_{max} / P = 2430 / 923 = 2.63 > 2.2$$



TRB. PONTEGGI s.r.l.  
L'Amministratore Unico  
Mauro Brigatti



SECURIT 1

Pagina 89 di 115

Autorizzazione Ministeriale n. 15M/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006

IV.10 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

31.03.2008

IV.10.1 Schema normale con dieci impalcati e parasassi - Modalità di ancoraggio

Gli ancoraggi sono disposti secondo le seguenti modalità:  
- presenza di un ancoraggio a quota 10, 14, 18 e 22 m ogni 2 campi.  
- presenza di un ancoraggio a quota 4 e 6 m (piani interessati dal parasassi) ogni 2 campi.

Nella tabella IV-18 sono mostrati i valori massimi delle reazioni ottenuti tramite il calcolo automatico (vedi file STPANC.F3F), con le convenzioni precedentemente adottate:  
Caso 1: azione del vento dall'opera servita verso l'esterno (vento +)  
Caso 2: azione del vento dall'esterno verso l'opera servita (vento -)

Il segno negativo dei valori delle reazioni indica un'azione di trazione sull'ancoraggio.

TABELLA IV-18  
REAZIONI SUGLI ANCORAGGI (daN)

Caso	Quota piano ancorato			> 6 m (*)
	4 m	6 m	6 m	
1 (vento +)	2*101=202	2*340=680	2*189=378	2*189=378
2 (vento -)	2*442=884	2*7=-14	2*189=378	2*189=378
Campi interessati da un ancoraggio	2	2	2	2

(\*) = Piano ancorato generico superiore al 3°. Le azioni risultano massime a quota 18 m.  
Predisposizione degli ancoraggi:  
• Ai piani II e III interessati dal parasassi - n. 1 ancoraggio ogni due stilate ± 900 daN  
• Ai piani V, VII, IX e XI - n. 1 ancoraggio ogni due stilate ± 650 daN

IV.10.2 Schema con partenza stretta e telaio rastremato - Modalità di ancoraggio

Nella tabella IV-19 sono mostrati i valori massimi delle reazioni ottenuti tramite il calcolo automatico (vedi file PFSN2.F3F), con le convenzioni precedentemente adottate:

TABELLA IV-19  
REAZIONI SUGLI ANCORAGGI PER SCHEMA CON PARTENZA STRETTA E TELAIO RASTREMATO (daN)

Caso	Quota piano ancorato				> 6 m (*)
	2 m	4 m	6 m	6 m	
1 (vento +)	1*331 = -330	1*465 = 465	2*327 = 654	2*189 = 378	2*189 = 378
2 (vento -)	1*491 = -491	1*43 = 43	2*35 = -70	2*189 = -378	2*189 = -378
Campi interessati da un ancoraggio	1	1	2	2	2

TRB. PONTEGGI s.r.l.  
L'Amministratore Unico  
Mauro Brigatti



SECURIT 1

Pagina 100 di 115

Autorizzazione Ministeriale n. 15M/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006

- (\*) = Piano ancorato generico superiore al 3° - Le azioni risultano massime a quota 18 m  
 Predisposizione degli ancoraggi:
- Ai piani I e II n. 1 ancoraggio ± 900 daN ad ogni stilata (viene rispettato lo schema adottato durante la prova di collasso);
  - Al piano III n. 1 ancoraggio ± 900 daN ogni due stilate;
  - Ai piani V, VII, IX e XI : n. 1 ancoraggio ± 650 daN ogni due stilate;

**IV.10.3 Schema con mensola da 105 cm e puntone - Modalità di ancoraggio**

Nella tabella IV-20 sono mostrati i valori massimi delle reazioni ottenuti tramite il calcolo automatico (vedi file MEF2N2.F3P), con le convenzioni precedentemente adottate:  
 Caso 1 : azione del vento dall'opera servita verso l'esterno (vento +)  
 Caso 2 : azione del vento dall'esterno verso l'opera servita (vento -)  
 Il segno negativo dei valori delle reazioni indica un'azione di trazione sull'ancoraggio.

**TABELLA IV-20  
 REAZIONI SUGLI ANCORAGGI PER SCHEMA CON  
 MENSOLA DA 105 CM E PUNZIONE (daN)**

Caso	Quota piano ancorato		
	2 m	4 m	6 m
1 (vento +)	1* -487	1*601 = 601	2*344 = 688
2 (vento -)	1* -647	1*185 = 185	2* -8 = -16
Campi interessati da un ancoraggio	1	1	2

- (\*) = Piano ancorato generico superiore al 3° - Le azioni risultano massime a quota 18 m  
 Predisposizione degli ancoraggi:
- Al piano I e II : n. 1 ancoraggio a tutto lo stilate ± 650 daN
  - Al piano III interessato dai parasassi - n. 1 ancoraggio ogni due stilate ± 900 daN
  - Ai piani V, VII, IX e XI - n. 1 ancoraggio ogni due stilate ± 650 daN

**IV.10.4 Tipologie di ancoraggi**  
 IV.10.4.1 Premessa

Con riferimento alla tabella IV-18, IV-19 e IV-20, l'ancoraggio viene realizzato secondo le modalità riportate nei disegni Allegato A n. 53 e 54. Inoltre gli ancoraggi devono essere in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di facciata e a forze orizzontali parallele al piano di facciata.

TR.B. PONTÈGGI s.r.l.  
 L'Amministratore Unico  
 Mauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 101 di 115

**IV.10.4.2 Verifica degli ancoraggi in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di facciata per azioni di ± 650 daN**

a) Verifica dell'ancoraggio a cravatta  
 Per l'ancoraggio a cravatta - realizzato con tubi e giunti di tipo autorizzato - è sufficiente la verifica del giunto allo accostamento sotto l'azione complessiva massima  $F_{\text{a}} = \pm 650$  daN.  
 Tale verifica è automaticamente soddisfatta in quanto per un ancoraggio con giunto normale (frattile convenzionale  $F_{\text{g}} = 981$  daN) risulta un coefficiente di sicurezza  
 $\mu = 981/650 = 1,509 > 1,5$ .

b) Verifica dell'ancoraggio ad anello  
 L'ancoraggio viene verificato per la massima azione di trazione  $F_{\text{a}} = \pm 650$  daN.

Per l'ancoraggio ad anello (di diametro  $d_{\text{a}} = 6,6$  cm), il fondino presenta un diametro  $d_{\text{f}} = 1,6$  cm, cui corrispondono le seguenti caratteristiche geometriche:

$$A_{\text{a}} = \frac{p \cdot d_{\text{a}}^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$W_{\text{f}} = \frac{p \cdot d_{\text{f}}^3}{32} = 4,02 \text{ cm}^3$$

Il materiale del fondino è S355JR.

Si ha pertanto:

$$\sigma = \frac{F_{\text{a}}}{2 \cdot A_{\text{a}}} + \frac{0,144 \cdot F_{\text{a}} \cdot d_{\text{a}}}{W_{\text{f}}} = 161,7 + 1536,7 = 1698,5 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{amm}} = 2700 \text{ daN/cm}^2$$



IV.10.4.3. Verifica degli ancoraggi in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di facciata per azioni di ± 900 daN

Verifica dell'ancoraggio ad anello  
 Ripetendo la verifica eseguita al punto IV.7.5.2.2 (b), per  $F_{\text{a}} = 900$  daN e per un anello con le medesime caratteristiche, si ha:

TR.B. PONTÈGGI s.r.l.  
 L'Amministratore Unico  
 Mauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 102 di 115

$$\sigma = \frac{F_n}{2 \times A_n} + \frac{0.144 \times F_n \times d_n}{W_n} = 222.9 + 2127.8 = 2351.7 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{lim}} = 2700 \text{ daN/cm}^2$$

Per l'ancoraggio a tassello, questo dovrà essere realizzato con tasselli meccanici o chimici, aventi coefficiente di sicurezza - risultante da prove sperimentali eseguite dal fabbricante del tassello o da accertamenti effettuati in cantiere - pari o superiore a 2.5.

IV.10.4.4. Verifica dello stacco d'ancoraggio (a tassello meccanico/chimico) in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di fissatura per azioni di  $\pm 900 \text{ daN}$   
 Valori statici del tondo  $\Phi 2.2 \text{ cm}$  S275JR:  $W = 1.04 \text{ cm}^3$   $A = 3.79 \text{ cm}^2$   
 Tassello d'ancoraggio in tondo  $\Phi 1.2 \text{ cm}$ . Occhio  $\Phi 2.3 \text{ cm}$   
 Essendo l'eccentricità tra il gancio in tondo  $\Phi 2.2 \text{ cm}$  e l'occhiolo del tassello  $1.7 \text{ cm}$ , l'azione diviene:  
 $\sigma = N/A + M/W = 900/3.79 + (900 \times 1.7)/1.04 = 1708 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{lim}} = 1900 \text{ daN/cm}^2$   
 L'ancoraggio dovrà essere realizzato con tasselli meccanici o chimici, aventi coefficiente di sicurezza, risultante da prove sperimentali eseguite dal fabbricante del tassello o da accertamenti effettuati in cantiere, pari o superiore a 2.5 il valore nominale richiesto.

IV.10.4.5. Verifica dell'ancoraggio con tubo  $\Phi 48.3 \times 3.2$  e tassello meccanico/chimico in grado di resistere a forze orizzontali perpendicolari al piano di fissatura per azioni di  $\pm 900 \text{ daN}$   
 Valori statici del tubo  $\Phi 48.3/3.2$ :  $W = 4.8 \text{ cm}^3$   $A = 4.53 \text{ cm}^2$   
 Il tronco di tubo che si collega al tassello, è sollecitato a taglio e flessione, quest'ultimo dovrà all'eccentricità tra il tassello e l'asse del tubo collegato ai montanti, pari a  $4 \text{ cm}$ . Si ha quindi:  

$$\sigma_R = \sqrt{f^2 + 3t^2} = \sqrt{\left(\frac{T \times e}{W}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{3 \times T}{2 \times A}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{900 \times 4}{4.8}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{3 \times 900}{2 \times 4.53}\right)^2} = \sqrt{750^2 + 3 \times 298^2} = 911 \text{ daN/cm}^2 < 1600 \text{ daN/cm}^2$$

L'ancoraggio dovrà essere realizzato con tasselli meccanici o chimici, aventi coefficiente di sicurezza, risultante da prove sperimentali eseguite dal fabbricante del tassello o da accertamenti effettuati in cantiere, pari o superiore a 2.5 il valore nominale richiesto.

IV.10.4.6. Realizzazione di ancoraggi in grado di resistere a forze orizzontali parallele al piano di fissatura  
 Nella tabella IV-12, sono state valutate le azioni orizzontali complessive dovute al vento parallelo alla facciata e alle imperfezioni geometriche, calcolate per i piani e 6 campate consecutivi. Per poter resistere a tali azioni, in collaborazione con la diagonale di facciata, occorre prevedere un ancoraggio di tipo speciale (vedi disegno Allegato A n. 54) posizionato, a favore della sicurezza, ogni 6° stilata.

La situazione più gravosa si verifica per l'ancoraggio al piano IX, che reagisce all'azione dovuta ai piani IX e X, pari a  $634.4 \text{ daN}$  (vedi tabella IV-12).

TR.B. PONTEGGI s.r.l.  
 L'Amministratore Unico  
 Mauro Brigati

SECURIT 1

Pagina 103 di 115

CAPITOLO V

31.03.2006

ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEI PONTEGGI

V.1. PREMESSA

I prototipi dei ponteggi, eretti in conformità agli schemi tipo, sono stati sottoposti a prove di collaudo con le modalità previste dalle disposizioni emanate dal Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale.  
 I ponteggi eretti con elementi approvati, ma in difformità dagli schemi tipo, devono essere sottoposti, sotto la responsabilità del progettista, a prove di carico intese a verificare l'esistenza di un fattore di sicurezza non inferiore a 1.5.

Tali prove non sono richieste quando sia stato assunto come carico di collaudo, quello ottenuto durante le prove sugli schemi-tipo approvati, alla condizione che si verifichi una delle seguenti condizioni:

- 1) difformità limitata al sistema geometrico di realizzazione degli ancoraggi, a condizione che la diversa distribuzione non ne riduca la densità né la omogeneità di distribuzione;
- 2) difformità limitata alla distanza tra le stilate, a condizione che non siano ridotte le rigidità nel piano di stilata ed in piano.

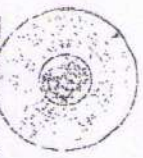
V.2. MODO DI CONDUZIONE DELLE PROVE

Le prove di carico devono essere condotte su un saggio di ponteggio eretto in conformità allo schema funzionale ipotizzato per il ponteggio da realizzare.

V.3. MODO DI MONTAGGIO DEL SAGGIO

V.3.1. Dimensioni minime del saggio  
 Il saggio deve avere le seguenti dimensioni minime:

- a) Larghezza  
 La larghezza del saggio, quando non coincida con quella della struttura da realizzare, deve essere non inferiore alla distanza tra le stilate ancorate.  
 Qualora il saggio non sia ricavato da un ponteggio avente larghezza maggiore da quella risultante dal schema precedente, deve essere ampliato mantenendo lo stesso schema funzionale, in modo che i nodi esterni del più elevato piano di saggio sottoposti a prova siano ancorati.
- b) Altezza  
 L'altezza del saggio deve essere non inferiore al doppio della distanza verticale massima tra i piani del ponteggio ancorati.  
 In ogni caso l'altezza del saggio è comunque condizionata dal numero di impalcati necessario per realizzare le condizioni di carico previste dal punto 5.4.



TR.B. PONTEGGI s.r.l.  
 L'Amministratore Unico  
 Mauro Brigati

SECURIT 1

Pagina 104 di 115

## V.3.2 Autoteggi

Il saggio deve essere oneroso, per modalità e per distribuzione, in modo conforme a quanto previsto per il ponteggio da realizzare.

Per consentire, per motivi di sicurezza contro i rischi di crollo improvviso, utilizzare sistemi di trattenuta supplementari, purché tali sistemi interessino attino addosso a quote del saggio sottoposto a prova di carico e purché i sistemi siano realizzati costruttivamente in modo da non creare condizioni di vincolo che possano mutare la validità dell'assunzione della prova di carico.

## V.3.3 Irregolamenti di facciata ed in pianta

Il saggio deve presentare irregolamenti nella facciata ed in pianta in modo analogo a quanto previsto nello schema di ponteggio da realizzare.

## V.4 CARICHI DI PROVA

I carichi di prova devono essere individuati dal progettista in modo da realizzare sui montanti delle stilate una tensione media staticamente equipollente ad 1,5 volte quella massima desunta dalla più sfavorevole condizione di carico prevista nella relazione di calcolo.

Sul saggio dovranno quindi essere applicati, sia carichi di prova corrispondenti ai pesi propri della struttura progettata ed ai relativi carichi di lavoro o fuori esercizio, sia carichi aggiuntivi, verticali da applicare sugli impalcati - per indurre sui montanti stati tensionali equipollenti a quelli relativi alle altre azioni, anche orizzontali (vento, ecc.) previste nella relazione di calcolo.

E' ammesso ridurre l'entità dei carichi aggiuntivi in modo da indurre sui montanti tensioni aggiuntive consona con i criteri di valutazione dei momenti contenuti nel punto 7.4.1.1. delle Istruzioni CNR 10011/97.

## V.5 MODALITÀ DI CONDUZIONE DELLA PROVA

La prova deve essere condotta sotto la diretta responsabilità del progettista, il quale deve eliminare i rischi di incidenti controllando:

- 1) che i carichi di prova siano applicati a distanza, senza esposizione diretta (a parte di operatori, ma ricorrendo a sistemi appropriati (carichi idraulici, martinetti, ecc.) attivabili da posizione di sicurezza;
- 2) che la zona circostante il ponteggio - che potrebbe essere interessata da eventuali crolli del saggio in prova - sia stata preventivamente segregata in modo da evitare la presenza di persone in condizioni di pericolo;
- 3) che le operazioni di rimozione graduale del carico di prova siano effettuate a distanza, sistemando gli addetti in zona di sicurezza.

## V.6 RELAZIONE DI COLLAUDO

Le risultanze delle prove di carico debbono essere riportate in una relazione di collaudo, firmata dal progettista e allegata alla relazione di calcolo, da tenere in cantiere a disposizione degli Organi di Vigilanza.

TR.B. PONTEGGI S.r.l.  
L'Amministratore Unico  
Mauro Brigati



SECURITY 1

Pagina 106 di 115

## CAPITOLO VI

## ISTRUZIONI PER IL MONTAGGIO, L'IMPIEGO E LO SMONTAGGIO DEL PONTEGGIO

## VII. NORMATIVA APPLICABILE

Le operazioni inerenti al montaggio, l'impiego e il controllo durante l'esercizio e lo smontaggio del ponteggio, devono essere eseguite seguendo le istruzioni e le prescrizioni di seguito riportate.

Per quanto non espressamente previsto nelle istruzioni particolari, le norme seguenti, quando applicabili, devono essere osservate:

1. D.P.R. 27 aprile 1955 n° 547 - Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro
2. D.P.R. 7 gennaio 1956 n°164 - Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni
3. D.P.R. 24 maggio 1988 n° 224 - Responsabilità per danno da prodotti difettosi
4. D.Lgs 17 marzo 1994 n. 626 - Attuazione della Direttiva 89/391/CEE, 89/654/CEE, 89/655/CEE, 89/656/CEE, 90/269/CEE, 90/394/CEE e 90/679/CEE, riguardanti il miglioramento della sicurezza e della salute dei lavoratori.
5. D.Lgs. 17 marzo 1995 n° 115 - Sicurezza generale dei prodotti
6. D.Lgs. 4 agosto 1999 n. 359 - Attuazione della direttiva 95/63/CE che modifica la direttiva 89/655/CEE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e salute per l'uso di attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori.
7. Accordo del 26.01.2006, Conferenza Penale Stato-Regioni-Provinche Autonome, in attuazione degli artt. 36 quater, comma 8, e 36 quinquies, comma 4, del D. Lgs 626/94, in materia di prevenzione e protezione dei lavoratori sui luoghi di lavoro (G.U. n. 45 del 23.02.2006)
8. D.Lgs. 8 luglio 2003, n. 235 - Attuazione della Direttiva 2001/45/CE relativa ai requisiti minimi di sicurezza e di salute per l'uso delle attrezzature di lavoro da parte dei lavoratori.
9. D.M. del M.L.P.S. 2 settembre 1968 - Riconoscimenti di efficacia di alcune "unite tecniche" di sicurezza per i ponteggi metallici fissi, sostituite di quelle indicate nel DPR 184/59
10. D.M. del M.L.P.S. 23 marzo 1990 n° 115 - Riconoscimenti di efficacia
11. D.M. del M.L.P.S. 22 maggio 1992 n. 466 - Riconoscimenti di efficacia
12. D.M. del M.L.P.S. 19 Settembre 2000 Riconoscimenti di efficacia
13. Circolare M.L.P.S. n. 85 del 09/11/78 - Autotestazione alla costruzione e all'impiego dei ponteggi metallici fissi
14. Lettera circolare M.L.P.S. n° 22268/PR-7 del 22/05/82 - Requisiti dimensionali
15. Circolare M.L.P.S. n° 149 del 22/11/85 - Disciplina della costruzione e dell'impiego dei ponteggi metallici fissi
16. Circolare n° 44 del 15/05/90 - Aggiornamento delle istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche per ponteggi metallici fissi a telai prefabbricati.
17. Lettera circolare M.L.P.S. n° 20298/OM-4 del 09/02/95 - Utilizzo di elementi di impalcato metallico prefabbricato di tipo autorizzato in luogo di elementi di impalcato in legname.
18. Lettera circolare M.L.P.S. n° 22787/OM-4 del 21/01/99 - Istruzioni per la compilazione delle relazioni tecniche - Precisioni e chiarimenti.
19. Circolare M.L.P.S. n. 44 del 10/07/00 - Verifiche e controlli, modalità di conservazione delle relative documentazioni ex D. Lgs 359/99
20. Circolare M.L.P.S. n. 46 del 11/07/00 - Verifiche di sicurezza dei ponteggi metallici fissi
21. Circolare M.L.P.S. n. 3 dell' 08/01/01 - Chiarimenti sul regime delle verifiche periodiche di alcune attrezzature di lavoro ex D.Lgs 359/99

TR.B. PONTEGGI S.r.l.  
L'Amministratore Unico  
Mauro Brigati



SECURITY 1

Pagina 106 di 115

- 22. Circolare M.L.P.S. n. 20 del 23 05/2003 - "Chiarimenti in relazione all'uso promiscuo dei ponteggi metallici fissi"
- 23. Circolare M.L.P.S. n. 102/2003 - "Chiarimenti concernenti la definizione di "fabbricante" di ponteggi metallici fissi."
- 24. Circolare M.L.P.S. n. 28/2004 del 08/07/2004 "Chiarimenti concernenti le tolleranze dimensionali dei profili cavi".
- 25. C.N.R. 1001/97 C.N.R. 10012/85 C.N.R. 10022/84 C.N.R. 10027/85

**VI.2 GENERALITA'**

**VI.2.1.** - Il disegno esecutivo, unitamente alla copia dell'autorizzazione e del P.I.M.U.S. (Piano di montaggio, uso e smontaggio del ponteggio) di cui all'art. 36 quater del D.Lgs. n. 626/1994, deve essere tenuto in cantiere a disposizione delle autorità di controllo.

Il disegno esecutivo deve essere conforme allo schema tipo fornito dal fabbricante del ponteggio; ogni modifica del ponteggio, che deve essere compatibile con la sua stabilità, può avere luogo solamente nell'ambito dello schema tipo e deve essere riportata sul disegno esecutivo.

Per ponteggi di altezza inferiore a 20 m, il disegno esecutivo deve essere firmato dal responsabile del cantiere per conformità agli schemi tipo forniti dal fabbricante, mentre per i ponteggi di altezza superiore a 20 m, per ponteggi non conformi agli schemi tipo e per opere speciali, deve essere redatto un progetto firmato da un ingegnere o architetto abilitato all'esercizio della professione ed iscritto negli albi professionali.

E' vietato montare sul ponteggio tabelloni pubblicitari, grafici, teli o altre schermature, a meno che non si sia provveduto a redigere apposito calcolo, eseguito da ingegnere o da architetto abilitato all'esercizio della professione, in relazione all'azione del vento presumibile per la zona, ove il ponteggio è montato.

Tale calcolo può tenere conto della permeabilità delle strutture servite.

**VI.2.2** - In conformità all'articolo 36 quater del Decreto Legislativo 626/94, nonché del DPR 164/56, le operazioni di montaggio e 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 sopra citate e le seguenti istruzioni.

**VI.2.3** - Gli elementi del ponteggio da utilizzare devono essere controllati, tenendo conto anche della Circolare 46/2000, prima del loro impiego allo scopo di eliminare quelli che presentano deformazioni, rotture e corrosioni pregiudizievoli per la resistenza del ponteggio.

Gli elementi insufficientemente protetti contro la corrosione non devono essere impiegati.

**VI.2.4.** - Gli addetti alle operazioni di montaggio, controllo e smontaggio, devono essere forniti delle attrezzature necessarie, comprese quelle indicate nel P.I.M.U.S. ed usare durante il lavoro, P.I.M.U.S. guanti, calzature con suola flessibile antiscivolo/levole, cinture a bretella provviste di un mezzo per l'aggancio alle strutture del ponteggio o ad opportuni organi di ritenuta.

TR.B. PONTEGGI s.r.l.  
L'Amministrazione Unico  
Miauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 107 di 115

**VI.3 MONTAGGIO**

Il montaggio del ponteggio deve essere eseguito secondo le seguenti istruzioni, oltre a quelle più dettagliate contenute nel P.I.M.U.S. (Piano di montaggio, uso e smontaggio del ponteggio) redatto per ogni specifico cantiere.

**VI.3.1.** L'appoggio del ponteggio deve avvenire con le seguenti modalità:  
- il piano di appoggio deve offrire garanzie sufficienti di resistenza durevole, da verificare preliminarmente.

- la ripartizione del carico sul piano di appoggio deve essere realizzata per mezzo di basette con l'interposizione di elementi atti a ripartire il carico sul piano di appoggio stesso in modo da non superare la resistenza unitaria; detti elementi devono offrire resistenza sufficiente all'azione delle basette. Quando in conseguenza dell'impiego di basette regolabili, il primo travaso dei telai sia posto ad un'altezza del piano di appoggio maggiore di 205 cm, le basette devono essere fissate agli elementi di ripartizione che, in tal caso, interesseranno almeno due montanti adiacenti.

**VI.3.2.** Nel corso del montaggio del ponteggio si deve costantemente verificare, tenendo conto anche della Circolare M.L.P.S. n. 46/2000:

- 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 VI.1.1);
- la verticalità dei montanti ed il loro collegamento assiale;
- l'orizzontalità dei correnti e dei traversi;
- l'assetto operativo dei dispositivi di collegamento assiale dei telai (spine a venaio);
- la corretta posizione del dispositivo di bloccaggio degli attacchi per correnti, diagonali e telai di parapetto;
- il rispetto della distanza orizzontali e verticali previste dal disegno esecutivo;
- la messa in opera degli ancoraggi, che dovrà attenersi ai sistemi previsti secondo le indicazioni riportate nei disegni dell'allegato A e delle diagonali (di fasciata ed in pianta), che dovrà avvenire seguendo il normale progredire del montaggio del ponteggio ed in conformità ai disegni esecutivi.

che la distanza tra il travaso più alto del ponteggio in corso di montaggio e l'ultimo ordine di ancoraggi, non superi i 4,00 m. Ove per esigenze specifiche fosse necessaria un'altezza libera del ponteggio, oltre l'ultimo ordine di ancoraggi, eccedente i 4,00 m, dovranno essere previsti progettualmente accorgimenti opportuni per garantire la stabilità della struttura.



TR.B. PONTEGGI s.r.l.  
L'Amministrazione Unico  
Miauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 108 di 115

VI.3.3. - Il montaggio deve essere effettuato nel seguente ordine:

1. Controllo dell'efficienza dei piani di appoggio e della resistenza degli elementi di ripartizione del carico.
2. Eseecuzione del tracciamento della struttura.
3. Posa in opera degli elementi di ripartizione del carico alla base e delle basette sotto ogni montante dei telai di partenza.
4. Posa dei telai alla base e verifica della verticalità e dei loro interassi.
5. Prosecuzione del montaggio avendo cura di realizzare sistematicamente la messa in opera degli ancoraggi e di ottemperare alle istruzioni sotto riportate.
6. Il montaggio degli impalcati deve essere realizzato dal piano sottostante, curando che vengano attivati i dispositivi di blocco dell'impalcato stesso sul travaso.
7. Qualora non sia prevista la presenza di impalcati a tutti i piani di montaggio, il montaggio e lo smontaggio dovranno essere effettuati dal piano di montaggio immediatamente sottostante disponendo su tale piano un impalcato provvisorio costituito da tavolo in legno (20 x 5 cm, oppure 30 x 4 cm) aventi lunghezza non inferiore a 4,0 m.
8. La realizzazione di tale impalcato provvisorio deve procedere da un campo di montaggio (costituito dall'impalcato corrispondente al sistema di scasso di cui al punto 8 della Tabella Limite di Impiego, tavola n. 58 dell'Allegato A), verso l'estremità del ponteggio.
9. Lo smontaggio di tale piano provvisorio di impalcato deve avvenire in senso inverso dall'estremità fino alla campata iniziale di partenza.

VI.3.4. Nel montaggio degli elementi costituenti il ponteggio devono essere osservate 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 telai-parapetto, le travi per vanchi e passi carrai ed i parasassi devono essere collegati in almeno due punti curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale; il dispositivo di collegamento deve realizzare l'unione degli elementi in maniera tale che la separazione degli stessi possa avvenire solo con intervento volontario e non sia esclusa la disattivazione per causa accidentale;
- su tutti i riquadri orizzontali dei piani ancorati si devono realizzare collegamenti di controventatura in pianta, come previsto nello schema tipo, curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale. I controventi orizzontali potranno essere rimossi esclusivamente metallici prefabbricati;
- in tutti i campi del piano di facciata esterna si devono realizzare controventamenti longitudinali (di fascina) mediante correnti e diagonali, curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale;
- i montanti di sommità devono superare di almeno 1,2 m l'ultimo impalcato o il piano di gronda; la chiusura di testata deve prevedere il montaggio di un fermapiEDE (l = 200 mm) e di n. 2 sponde al fine di garantire una quota minima di protezione di 1000 mm;
- gli ancoraggi devono essere realizzati su strutture resistenti in conformità agli schemi di cui all'allegato A;
- gli ancoraggi devono essere disposti seguendo quanto indicato nello schema tipo del ponteggio e comunque ogni 14,4 m<sup>2</sup>;
- quando il ponteggio viene montato in zone con altitudine sul livello del mare superiore a quelle indicate negli schemi tipo, si deve provvedere ad effettuare specifici studi di verifica.

TR.B. PONTeggi s.r.l.  
L'Amministratore Unico  
Mauro Briganti



SECURIT 1

Pagina 106 di 116

VI.3.5 - L'accesso ai piani di ponteggio sarà realizzato mediante l'impiego di impalcati provvisti di botola di cui ai disegni n. 25 + 29 della presente autorizzazione e relative scale secondo gli schemi autorizzati, oppure con il montaggio di una torre scala affiancata, realizzata con elementi e schemi di ponteggio autorizzato, nel rispetto del comma 6 dell'art. 8 del D.P.R. 7 gennaio 1956 n. 164.

VI.3.6. Qualora sia necessario utilizzare elementi di ponteggio a tubi e giunti per realizzare il livellamento del piano di partenza dei ponteggi a telaio, o per partenze particolari, o per ottenere aperture per passi carrai, o per parasassi, è necessario:

- che gli elementi di ponteggio a tubi e giunti appartengano ad unico tipo di ponteggio autorizzato;
- che vengano scrupolosamente seguiti, per la parte realizzata in tubi e giunti, gli specifici schemi previsti nell'allegato A;
- che il serraggio dei giunti venga effettuato con il momento indicato dal fabbricante;
- che sia possibile realizzare la giunzione tra elementi a tubi e giunti ed elementi a telaio senza il ricorso a soluzioni di ripiego ovvero all'utilizzo di elementi non previsti nelle autorizzazioni;
- che si provveda comunque a chiudere i telai prefabbricati in prossimità dell'incastro.

VI.4. - IMPIEGO.

VI.4.1. Piani del ponteggio.

I piani del ponteggio destinati al lavoro devono:

- essere del tipo previsto nella relazione tecnica. Nel caso di utilizzo di tipi diversi dovranno essere osservate le modalità previste dalle disposizioni ministeriali in merito alla compatibilità della scollatura: in tale ipotesi dovrà conservarsi in cantiere una relazione firmata dal responsabile del cantiere e quando necessario, dal progettista della struttura, in merito alla compatibilità della modifica apportata con i problemi di sicurezza e di stabilità;
- essere ben ancorati tra loro e all'opera in costruzione e consentito un distacco dalla muratura non superiore a 20 cm.
- essere utilizzati solo allorché non distino più di due metri dall'ordine più alto di ancoraggi;
- essere provvisti, su ciascun lato libero, di correnti parapetto e da un fermapiEDE.
- avere il bordo superiore del corrente più alto a non meno di 1,00 m dal piano dell'impalcato;
- essere provvisti di fermapiEDE, appoggiati con il bordo inferiore sul piano dell'impalcato, con altezza pari a 20 cm.
- essere provvisti per tutta l'estensione dell'impalcatura di lavoro (esclusa le zone interdette al transito di persone), di un parasassi con sporgenza orizzontale di m. 1,50, capace di intercettare la caduta dei materiali.

TR.B. PONTeggi s.r.l.  
L'Amministratore Unico  
Mauro Briganti



SECURIT 1

Pagina 110 di 115

VL.4.2. Protezioni contro la caduta di materiali.  
 Il personale che deve erigersi per almeno 1.50 m dal filo del montante estremo deve essere realizzato secondo gli schemi indicati nell'allegato A.  
 Quando fosse necessario effettuare lavori nel 1° piano del ponteggio, la protezione contro la caduta di materiali da tale piano deve essere effettuata ricorrendo a graticciati o schermi in rete a maglie fitte, da collocare sulla facciata esterna del ponteggio estesi a tutta la zona di facciata del 1° piano del ponteggio interessato dai lavori.  
 I fermapièdi devono essere ancorati all'impalcato ed avere altezza pari a 20 cm.

#### VL.4.3. Sovracarichi.

I piani di lavoro non devono essere caricati con carichi di servizio superiori a quelli indicati negli schemi tipo dell'allegato A.

I ponteggi inoltre devono essere provvisti di indicazione chiara e visibile delle condizioni massime ammissibili di carico.

#### VL.4.4. Controlli.

VL.4.4.1 Il responsabile del cantiere, tenendo conto anche della Circolare ministeriale N.46/2000, deve assicurarsi, ad intervalli periodici, e comunicare ogni tre mesi, o dopo violente perturbazioni atmosferiche o prolungate interruzioni del lavoro:

- dello stato degli appoggi;
- della verticalità dei montanti;
- dell'efficienza dei collegamenti;
- dell'efficienza degli ancoraggi e delle protezioni contro le cadute di persone e di materiali, curando l'eventuale sostituzione degli elementi inefficienti.

VL.4.4.2. Il capo cantiere, tenendo conto anche della Circolare ministeriale N.46/2000, deve far sistematicamente controllare, da persona competente:

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

VL.4.5 - Gli impianti elettrici e gli apparecchi mosi elettricamente, comunque interessanti il ponteggio, debbono essere, per costruzione, idonei alle condizioni di lavoro (umidità, pioggia, ecc.) ed essere installati in modo da evitare sulle strutture tensioni di contatto.

#### VL.5 SMONTAGGIO.

Si devono osservare le seguenti prescrizioni oltre a quelle più dettagliate contenute nel P.I.M.U.S (Piano di montaggio, uso e smontaggio del ponteggio) redatto per ogni specifico cantiere:

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

TR.B. PONTEGGI s.r.l.  
 L'Amministratore Unico  
 Mauro Briganti

SECURIT 1



Pagina 111 di 115

## CAPITOLO VII

### SCHEMI TIPO

31.03.2006

Schemi tipo del ponteggio con l'indicazione dei massimi ammessi di sovraccarico, di altezza dei ponteggi di larghezza degli impalcati, per i quali non massime l'obbligo di calcolo per ogni singola applicazione.

Gli schemi e gli elementi autorizzati sono riportati nell'Allegato A che risulta costituito dai seguenti disegni:

- n. 01 "Telaio 1050 x 2000"
- n. 02 "Telaio ridotto 1050 x 1200 di partenza"
- n. 03 "Particolare del perno e dello spinotto"
- n. 04 "Spina a verme Ø10"
- n. 05 "Elementi di collegamento"
- n. 06 "Basetta fissa"
- n. 07 "Basetta regolabile H = 330 mm"
- n. 08 "Basetta regolabile H = 700 mm"
- n. 09 "Basetta regolabile H = 1000 mm"
- n. 10 "Stocchi di ancoraggio con trondino Ø 22"
- n. 11 "Stocchi di ancoraggio con tubo Ø 48,3 tipo A e B"
- n. 12 "Tavola metallica tipo "A" - Assieme e vista laterale"
- n. 13 "Tavola metallica tipo "A" - Vista frontale e particolari"
- n. 14 "Tavola metallica tipo "A" - Particolare della testata"
- n. 15 "Tavola metallica tipo "A" - Particolare dei punti saldati"
- n. 16 "Tavola metallica tipo "C" - Assieme e vista laterale"
- n. 17 "Tavola metallica tipo "C" - Vista frontale e particolari"
- n. 18 "Tavola metallica tipo "C" - Particolare della testata"
- n. 19 "Tavola metallica tipo "C" - Particolare dei punti chiodati e saldati"
- n. 20 "Fermapièdi metallici di facciata"
- n. 21 "Fermapièdi metallici di testata"
- n. 22 "Montante di sommità H = 1350 mm"
- n. 23 "Montante di sommità H = 2100 mm"
- n. 24 "Particolare del semigiunto per montante di sommità"
- n. 25 "Tavola metallica con botola - Vista superiore e vista laterale"
- n. 26 "Tavola metallica con botola - Vista inferiore e sezione longitudinale"
- n. 27 "Tavola metallica con botola - Sezioni"
- n. 28 "Tavola metallica con botola - Vista di testata e particolari"
- n. 29 "Tavola metallica con botola - Vista superiore ed inferiore del coperchio"
- n. 30 "Scalotta per tavola con botola"
- n. 31 "Cannelletto di testata"
- n. 32 "Particolari del cancelletto di testata - Gancio mobile e gancio fisso"
- n. 33 "Telaio di partenza stretto"



SECURIT 1

TR.B. PONTEGGI s.r.l.  
 L'Amministratore Unico  
 Mauro Briganti

Pagina 112 di 115

- n. 34 "Telo nastro"
- n. 35 "Mensola di disassamento 105 cm"
- n. 36 "Puntone per mensola di disassamento"
- n. 37 "Puntone per mensola di disassamento"
- n. 38 "Mensola di disassamento"
- n. 39 "Mensola di disassamento"

**Schema e particolari di montaggio**

- n. 39 "Schema di montaggio H ≤ 20 m"
- n. 40 "Schema di montaggio portanza estesa"
- n. 41 "Disposizione delle diagonali in piano di piano"
- n. 42 "Disposizione delle diagonali in piano di piano"
- n. 43 "Schema di montaggio con mensola di disassamento"
- n. 44 "Particolare di montaggio protezione senza impalcati"
- n. 45 "Particolare di montaggio protezione con impalcati tipo "A"
- n. 46 "Particolare di montaggio protezione con impalcati tipo "C"
- n. 47 "Particolare di montaggio della portanza stretta con tavolo metal. di tipo "A" dia. n. 12"
- n. 48 "Partic. di mont. mensola di disassamento stretta con tavolo metal. di tipo "C" dia. n. 16"
- n. 48/1 "Partic. di mont. mensola di disassamento stretta con tavolo metal. di tipo "A" dia. n. 12"
- n. 49 "Particolare di montaggio di disassamento stretto con tavolo metal. di tipo "C" dia. n. 16"
- n. 50 "Montaggio tavolo metallico tipo "A" e tipo "C" accostate al montante esterno"
- n. 51 "Partic. di mont. montante di sommità H = 1350 mm con tavolo met. di tipo "C" dia. n. 16"
- n. 52 "Partic. di mont. montante di sommità H = 2100 mm con tavolo met. di tipo "A" dia. n. 12"
- n. 53 "Partic. di mont. montante di sommità H = 2100 mm con tavolo met. di tipo "C" dia. n. 16"
- n. 54 "Partic. di mont. montante di sommità H = 2100 mm con tavolo met. di tipo "A" dia. n. 12"
- n. 55 "Schema di montaggio ancoraggi speciali"
- n. 56 "Disposizioni per l'impiego delle basette regolabili"
- n. 57 "Tabella materiali M1, M2, M3, M4"
- n. 58 "Tabella limiti d'impiego"
- n. 59 "Particolari"

*Brigati*  
 TR.B. PONTTEGGI s.r.l.  
 L'Amministratore Unico  
 Mauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 113 di 115

**INDICE**

TR.B. PONTTEGGI s.r.l.  
 L'Amministratore Unico  
 Mauro Brigati

**CAPITOLI I - Disposizioni degli elementi che costituiscono il ponteggio, loro dimensioni, tolleranze ammesse e schemi dell'insieme**

Descrizione degli elementi che costituiscono il ponteggio	I	4
Suoi dimensioni	I.1	4
Tolleranze ammesse	I.2	16
Verifiche di accoppiabilità	I.3	19
Protezione contro la corrosione	I.4	19
	I.5	19

**CAPITOLI II - Caratteristiche di resistenza e di solidità dei materiali impiegati e coefficienti di sicurezza adottati per i singoli materiali.**

Caratteristiche meccaniche e di resistenza dei materiali	II	20
Coefficienti di sicurezza	II.1	20
Tabella dei materiali impiegati	II.2	20
	II.3	20
	II.4	21

**CAPITOLI III - Indirizzatori delle prove di carico cui sono stati sottoposti i vari elementi**

Prove su prototipi di ponteggio con correnti e diagonali	III	24
Caratteristiche dimensionali e costruttive del tubo Ø248.25 sp. 2.9	III.1	24
Caratteristiche dimensionali e costruttive del tubo Ø240 sp. 2.0	III.2	26
Caratteristiche dimensionali e costruttive del tubo Ø226.9 sp. 2.3	III.3	27
Prove su telai	III.4	27
Prove su correnti di parapetto - Prova di flessione	III.5	28
Prove su correnti di parapetto - Prova di trazione	III.6	28
Prove su attacchi assiali dei montanti	III.7	29
Prova di portanza su piastra base fissa	III.8	29
Prova di portanza su piastra base di tipo regolabile da 330 mm	III.9	30
Prova di portanza su piastra base di tipo regolabile da 700 mm	III.10	30
Prova di portanza su piastra base di tipo regolabile da 1000 mm	III.11	31
Prove su controventatura trasversale orizzontale con correnti e diagonale	III.12	32
Prove su controventatura longitudinale di facciata con corrente e diagonale	III.13	32
Prove su impalcati metallici 0.495 x 1.80 m tipo "A"	III.14	33
Prove su impalcati metallici 0.494 x 1.80 m tipo "C"	III.15	35
Prove su controventatura trasversale orizzontale con due impalcati metallici 0.495 x 1.80 m tipo "C"	III.16	37
	III.17	40

*Brigati*  
 TR.B. PONTTEGGI s.r.l.  
 L'Amministratore Unico  
 Mauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 114 di 115

Prove su tavola metallica con botola 0,495 x 1,80 m  
 Prove su botole per tavola con botola  
 Prove su fermapièda metallico da 1,80 m  
 Prove eseguite su parastrada prefabbricato  
 Prove eseguite su montante passaggio di sommità  
 Prove a collaudo di un ponteggio con partenza stretta  
 Prove eseguite su mensola da 1,05 cm con puzzone  
 Prove diverse su cancelletto di testata

**CAPITOLO IV - Calcolo del ponteggio nelle diverse condizioni di impiego**

- IV Premessa
- IV.1 Valutazione dei carichi
- IV.2 Condizioni di carico
- IV.3 Tensioni ammissibili
- IV.4 Calcolo di verifica del ponteggio
- IV.5 Calcolo delle sezioni
- IV.6 Verifiche
- IV.7 Verifica della partenza stretta
- IV.8 Verifica della partenza dissastata con mensola da 1,05 cm
- IV.9 Verifica degli ancoraggi
- IV.11

**CAPITOLO V - Istruzioni per le prove di carico del ponteggio**

- V Premessa
- V.1 Modo di conduzione delle prove
- V.2 Modo di montaggio del saggio
- V.3 Carichi di prova
- V.4 Modalità di conduzione della prova
- V.5 Relazione di collaudo
- V.6

**CAPITOLO VI - Istruzioni per il montaggio l'impiego e lo smontaggio del ponteggio**

- VI Normativa applicabile
- VI.1 Generalità
- VI.2 Montaggio
- VI.3 Impiego
- VI.4 Smontaggio
- VI.5

**CAPITOLO VII - Schemi tipo**

- VII Indice

III.18	41
III.19	43
III.20	44
III.21	45
III.22	47
III.23	48
III.24	49
III.25	50

IV	52
IV.1	52
IV.2	53
IV.3	56
IV.4	56
IV.5	57
IV.6	59
IV.7	65
IV.8	91
IV.9	94
IV.11	100

V	104
V.1	104
V.2	104
V.3	104
V.4	105
V.5	105
V.6	105

VI	106
VI.1	106
VI.2	107
VI.3	108
VI.4	110
VI.5	111

VII	112
	114

TR.B. PONTEGGI s.r.l.  
 L'Amministratore Unico  
 Mauro Brigati



SECURIT 1

Pagina 115 di 115

TR.B. PONTEGGI s.r.l.

Autorizzazione alla costruzione e all'impiego di ponteggio metallico-fisso a telai prefabbricati, tipo portale a perni, marchio "trb po" e "TR.B. PO"

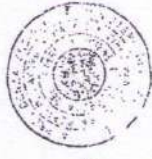
MINISTERO DEL LAVORO E DELLA PREVIDENZA SOCIALE  
 Direzione Generale della Tutela delle Condizioni di Lavoro  
 Divisione VI



Allegato n°1 all'Autorizzazione di cui alla lettera  
 Prot. 15/11/14/1 / 14.03.01.01 in data - 3 LUG. 2006

**DISEGNI ALLEGATO A**

- n. 01 "Tavola 1050 x 2000"
- n. 02 "Tavolo ridotto 1050 x 1200 di partenza"
- n. 03 "Particolare del perno e dello spunto"
- n. 04 "Spina a verme Ø10"
- n. 05 "Elementi di collegamento"
- n. 06 "Basetta fissa"
- n. 07 "Basetta regolabile H = 330 mm"
- n. 08 "Basetta regolabile H = 700 mm"
- n. 09 "Basetta regolabile H = 1000 mm"
- n. 10 "Stocchi di ancoraggio con trondino Ø 22"
- n. 11 "Stocchi di ancoraggio con tubo Ø 48.3 tipo A e B"
- n. 12 "Tavola metallica tipo "A" - Assieme e vista laterale"
- n. 13 "Tavola metallica tipo "A" - Vista frontale e particolari"
- n. 14 "Tavola metallica tipo "A" - Particolare della testata"
- n. 15 "Tavola metallica tipo "A" - Particolare dei punti saldati"
- n. 16 "Tavola metallica tipo "C" - Assieme e vista laterale"
- n. 17 "Tavola metallica tipo "C" - Vista frontale e particolari"
- n. 18 "Tavola metallica tipo "C" - Particolare della testata"
- n. 19 "Tavola metallica tipo "C" - Particolare dei punti saldati"
- n. 20 "Fermapièda metallico di testata"
- n. 21 "Fermapièda metallico di testata"
- n. 22 "Montante di sommità H = 1350 mm"
- n. 23 "Montante di sommità H = 2100 mm"
- n. 24 "Particolare del semigiunto per montante di sommità"
- n. 25 "Tavola metallica con botola - Vista superiore e vista laterale"
- n. 26 "Tavola metallica con botola - Vista inferiore e sezione longitudinale"
- n. 27 "Tavola metallica con botola - Sezioni"
- n. 28 "Tavola metallica con botola - Vista di testata e particolari"



TR. B. PONTEGGI  
 Mauro Brigati

SECURIT 1

**TR.B PONTEGGI s.r.l.**

Autorizzazione alla costruzione e all'impiego di ponteggio metallico fisso a telai prefabbricati, tipo portale a perni, marchio "trb po" e "TR.B PO" denominato - SECURIT 1 -

- n. 29 "Tavola metallica con botola - Vista superiore ed inferiore del coperschio"
- n. 30 "Scalaia per tavola con botola"
- n. 31 "Cancellotto di tenata"
- n. 32 "P articolari del cancellotto di tenata - Gancio mobile e giaculo fisso"
- n. 33 "Telaio di partenza stretta"
- n. 34 "Telaio mastroscato"
- n. 35 "Mensola di disassamento 105 cm"
- n. 36 "Puntone per mensola di disassamento"
- n. 37 "P articolare del semigiungo per mensola, puntone e parasassi"
- n. 38 "Parasassi prefabbricato"

**Schema e particolari di montaggio**

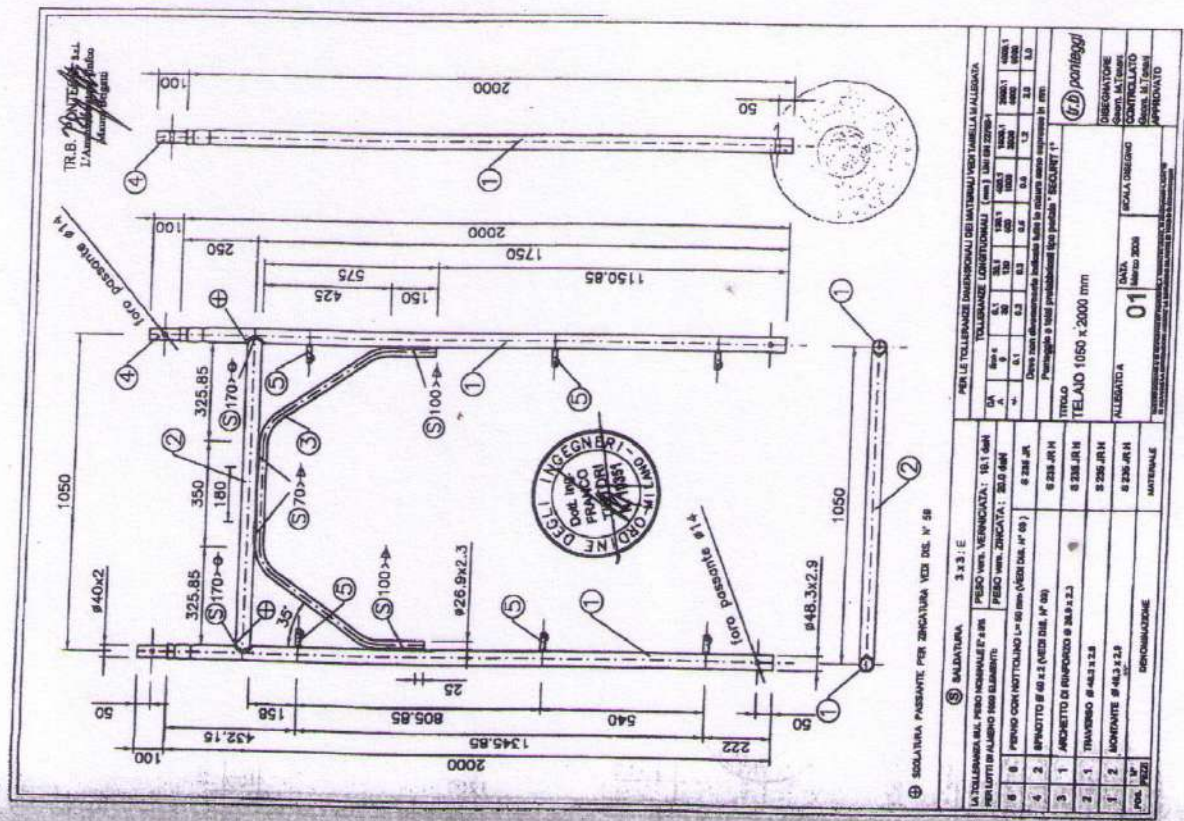
- n. 39 "Schema di montaggio H ≤ 20 m"
- n. 40 "Schema di montaggio partenza stretta"
- n. 41 "Dispos. delle diagonali in pianta ai piani interessati dal parasassi con tavole met. di tipo "A"
- n. 42 "Dispos. delle diagonali in pianta ai piani interessati dal parasassi con tavole met. di tipo "C"
- n. 43 "Schema di montaggio con mensola di disassamento stitta"
- n. 44 "Particolare di montaggio ponteggio senza impalcati"
- n. 45 "Particolare di montaggio ponteggio con impalcati tipo "A"
- n. 46 "Particolare di montaggio ponteggio con impalcati tipo "C"
- n. 47 "Particolare di montaggio della partenza stretta con tavole metalliche di tipo "A" dis. n. 12"
- n. 47/1 "Particolare di montaggio della partenza stretta con tavole metalliche di tipo "C" dis. n. 16"
- n. 48 "Partic. di mont. mensola di disassamento stitta con tavole metalliche di tipo "A" dis. n. 12"
- n. 48/1 "Partic. di mont. mensola di disassamento stitta con tavole metalliche di tipo "C" dis. n. 16"
- n. 49 "Particolare di montaggio del telaio ridotto di base"
- n. 50 "Montaggio tavole metalliche tipo "A" e tipo "C" accostate al mont. di base"
- n. 51 "Montaggio tavole metalliche tipo "A" e tipo "C" accostate al mont. di base"
- n. 52 "Partic. di mont. montante di sommità H = 1350 mm con tavole met. di tipo "C" dis. n. 16"
- n. 52/1 "Partic. di mont. montante di sommità H = 1350 mm con tavole met. di tipo "A" dis. n. 12"
- n. 53/1 "Partic. di mont. montante di sommità H = 2100 mm con tavole met. di tipo "C" dis. n. 16"
- n. 53/2 "Partic. di mont. montante di sommità H = 2100 mm con tavole met. di tipo "A" dis. n. 12"
- n. 54 "Schema di montaggio ancoraggi speciali"
- n. 55 "Schema di montaggio ancoraggi normali"
- n. 56 "Disposizione per l'impiego delle baccette regolabili"
- n. 57 "Tabella materiali M1, M2, M3, M4"
- n. 58 "Tabella limiti d'impiego"
- n. 59 "Particolari"



TR.B PONTEGGI s.r.l.  
Migro B. B. B.

SECURIT 1

Autorizzazione Ministeriale n. 15VI/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006



PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA A ALLEGATA	
TOLLERANZE DIMENSIONALI (mm) UNI EN 20784	
Classe	Dimensione
A	0,1
B	0,2
C	0,3
D	0,4
E	0,5
F	0,6
G	0,7
H	0,8
I	0,9
J	1,0
K	1,2
L	1,5
M	2,0
N	2,5
O	3,0
P	4,0
Q	5,0
R	6,0
S	8,0
T	10,0
U	12,0
V	15,0
W	20,0
X	25,0
Y	30,0
Z	40,0

Nota: Devia non dimensionalmente indicata sulla tabella sono indicate le tolleranze per il montaggio.

Particolarità e Note particolari tipo ponteggio SECURIT 1

TITOLO  
TELAIO 1050 x 2000 mm

ALLEGATA  
01

DATA  
14/03/2006

SCALA DISEGNO  
1:1

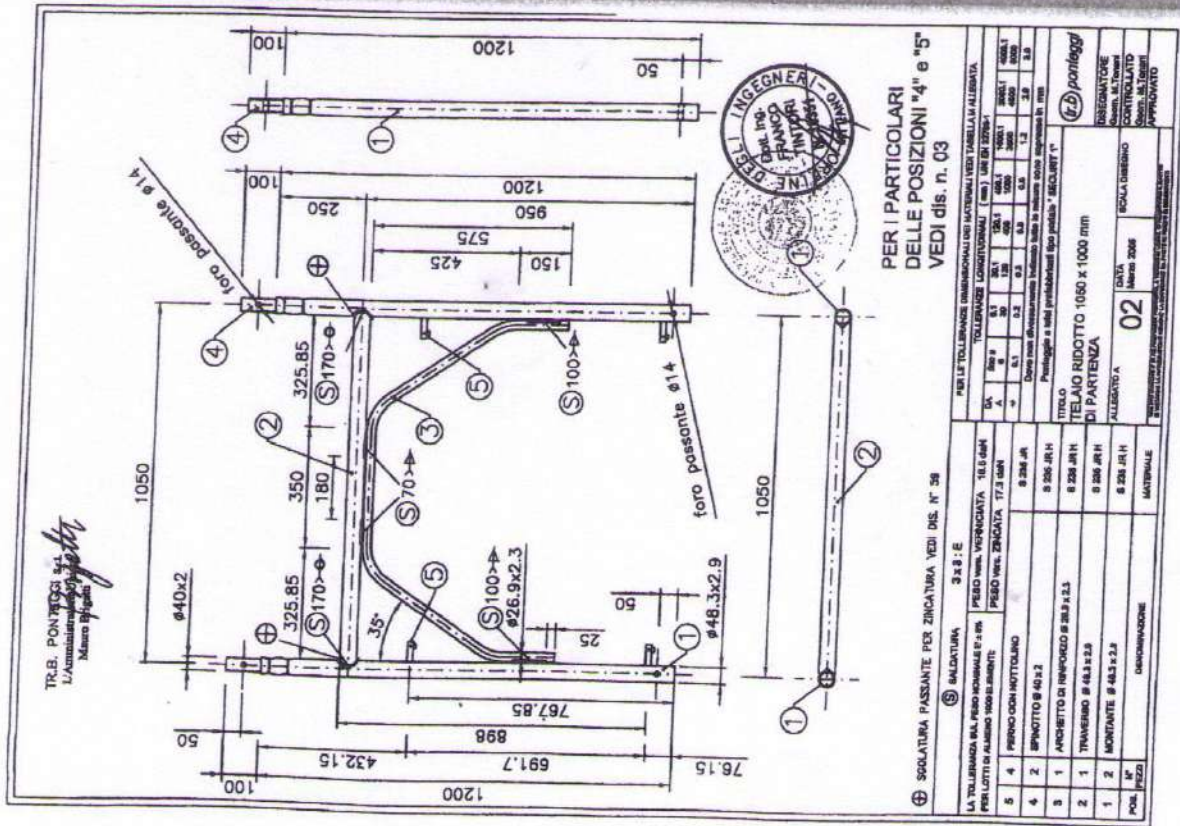
REVISIONE  
01

PROGETTO  
Migro B. B. B.

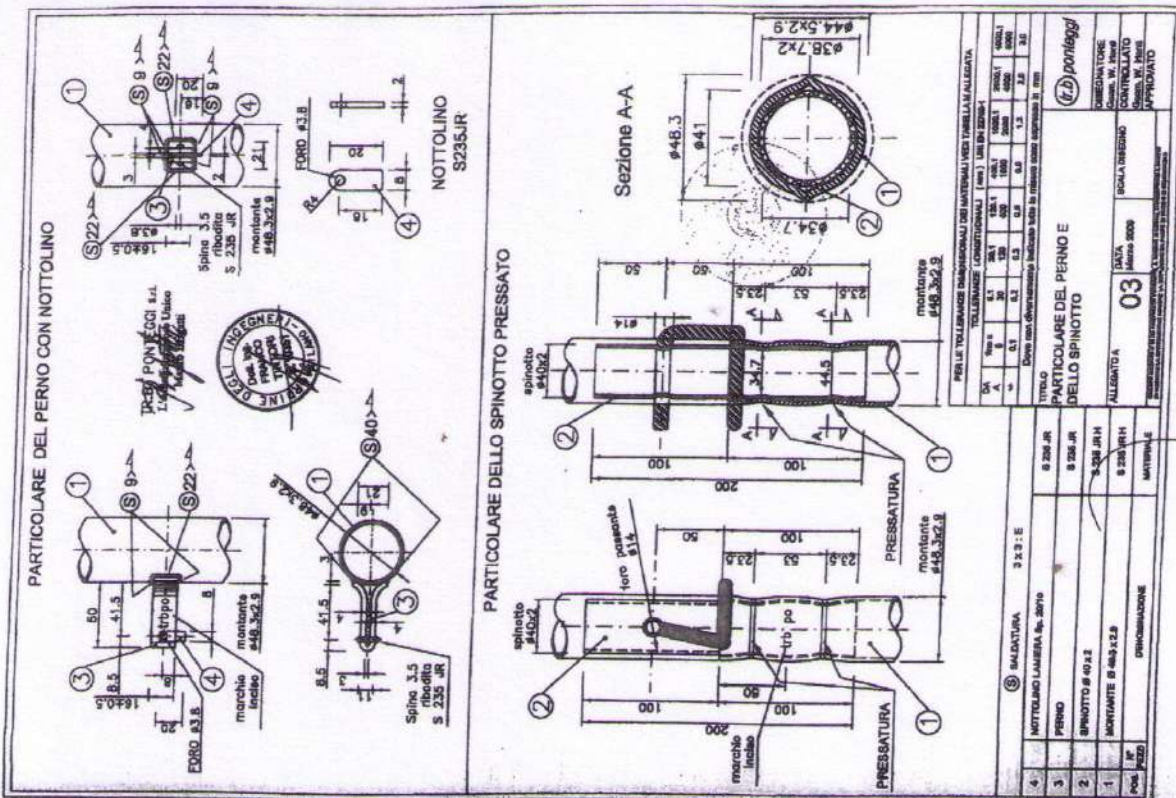
VERIFICATO  
Migro B. B. B.

APPROVATO  
Migro B. B. B.

Autorizzazione Ministeriale n. 15VI/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006

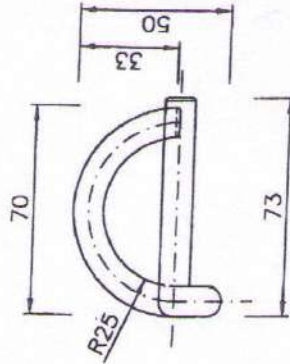
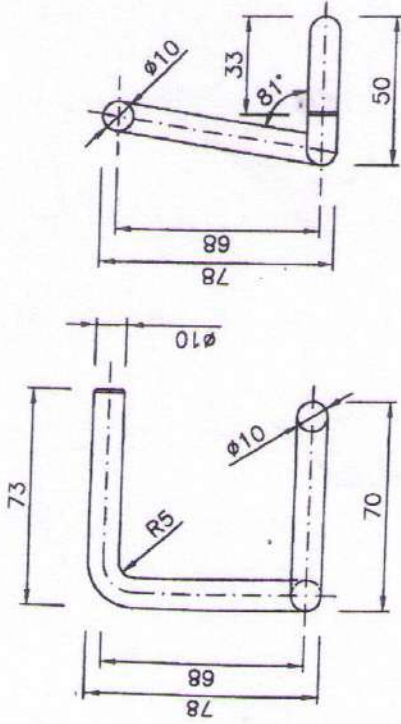


Autorizzazione Ministeriale n. 15/V/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006



Autorizzazione Ministeriale n. 15/V/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006

SPINA A VERME Ø10 S 236 JR (PESO 0.15 daN)



LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE E' 5% PER I LOTTI DI ALIBRIO SUO ESCLUSIVO.		TITOLO	
PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA IN ALLEGATA		SPINA A VERME Ø10	
DA	NOVA	DATA	04
A	ALLEGATA	MESE	2004
+		ANNO	2004
Dove non diversamente indicato tutte le tolleranze sono approssimate in cm.		SCELTA TUBI	
DA	NOVA	DATA	05
A	ALLEGATA	MESE	2004
+		ANNO	2004
Dove non diversamente indicato tutte le tolleranze sono approssimate in cm.		SCELTA TUBI	
DA	NOVA	DATA	05
A	ALLEGATA	MESE	2004
+		ANNO	2004
Dove non diversamente indicato tutte le tolleranze sono approssimate in cm.		SCELTA TUBI	

Autorizzazione Ministeriale n. 15/MV/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006

CORRENTE INTERNO - CORRENTE DI FACCIATA TUBO Ø208.9 x 2.3 PESO VERNICIATO: 2.10 daN - ZINCATO 2.20 daN

DIAGONALE IN PIANTA TUBO Ø208.9 x 2.3 PESO VERNICIATO: 2.30 daN - ZINCATO 2.40 daN

DIAGONALE DI FACCIATA TUBO Ø208.9 x 2.3 PESO VERNICIATO: 2.40 daN - ZINCATO 2.50 daN

FORO CIECO PER ZINCATURA P6

FORO CIECO PER ZINCATURA P6

FORO CIECO PER ZINCATURA P6

TRIPOLI PONTICCI s.r.l. L'ALIBRIO SUI TUBI

INGEGNERI - ONLINE

LA TOLLERANZA SUL PESO NOMINALE E' 5% PER I LOTTI DI ALIBRIO SUO ESCLUSIVO.

PER LE TOLLERANZE DIMENSIONALI DEI MATERIALI VEDI TABELLA IN ALLEGATA

TITOLO

ELEMENTI DI COLLEGAMENTO

ALLEGATA

DATA

05

MESE

2004

ANNO

2004

SCELTA TUBI

Dove non diversamente indicato tutte le tolleranze sono approssimate in cm.

DA	NOVA	DATA	05
A	ALLEGATA	MESE	2004
+		ANNO	2004
Dove non diversamente indicato tutte le tolleranze sono approssimate in cm.		SCELTA TUBI	
DA	NOVA	DATA	05
A	ALLEGATA	MESE	2004
+		ANNO	2004
Dove non diversamente indicato tutte le tolleranze sono approssimate in cm.		SCELTA TUBI	

Autorizzazione Ministeriale n. 15/MV/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006

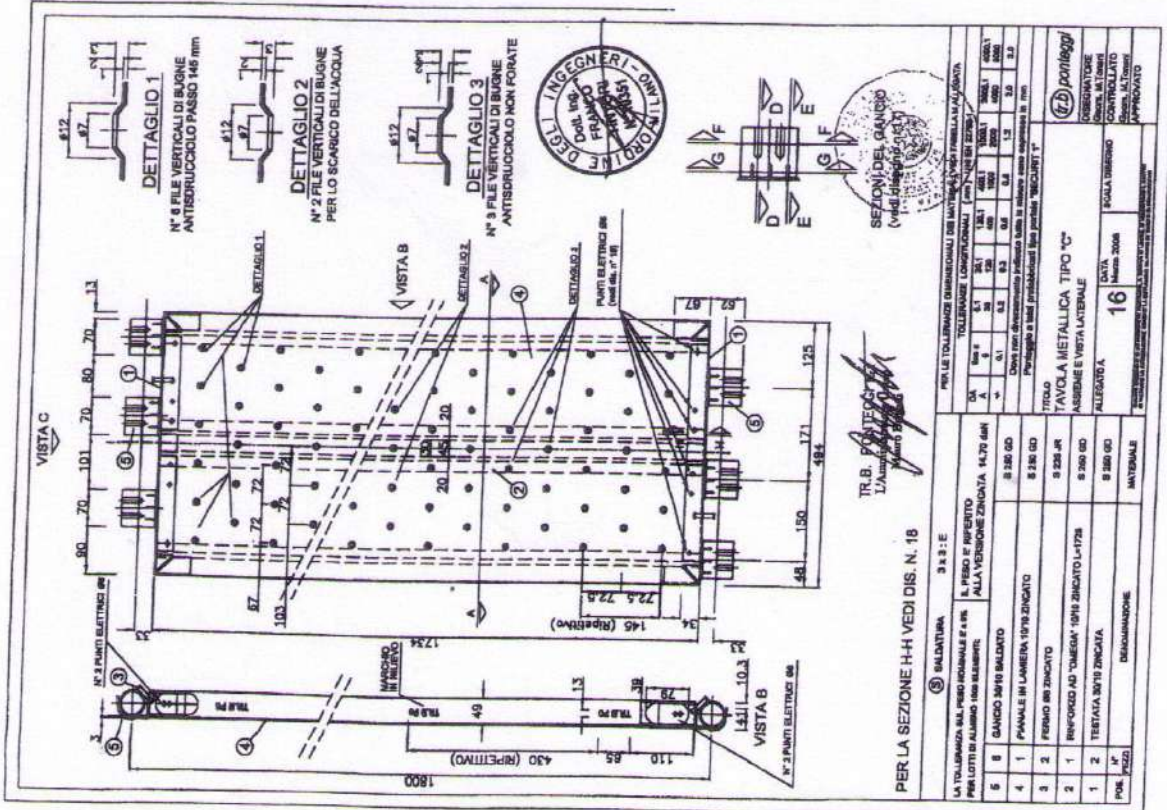






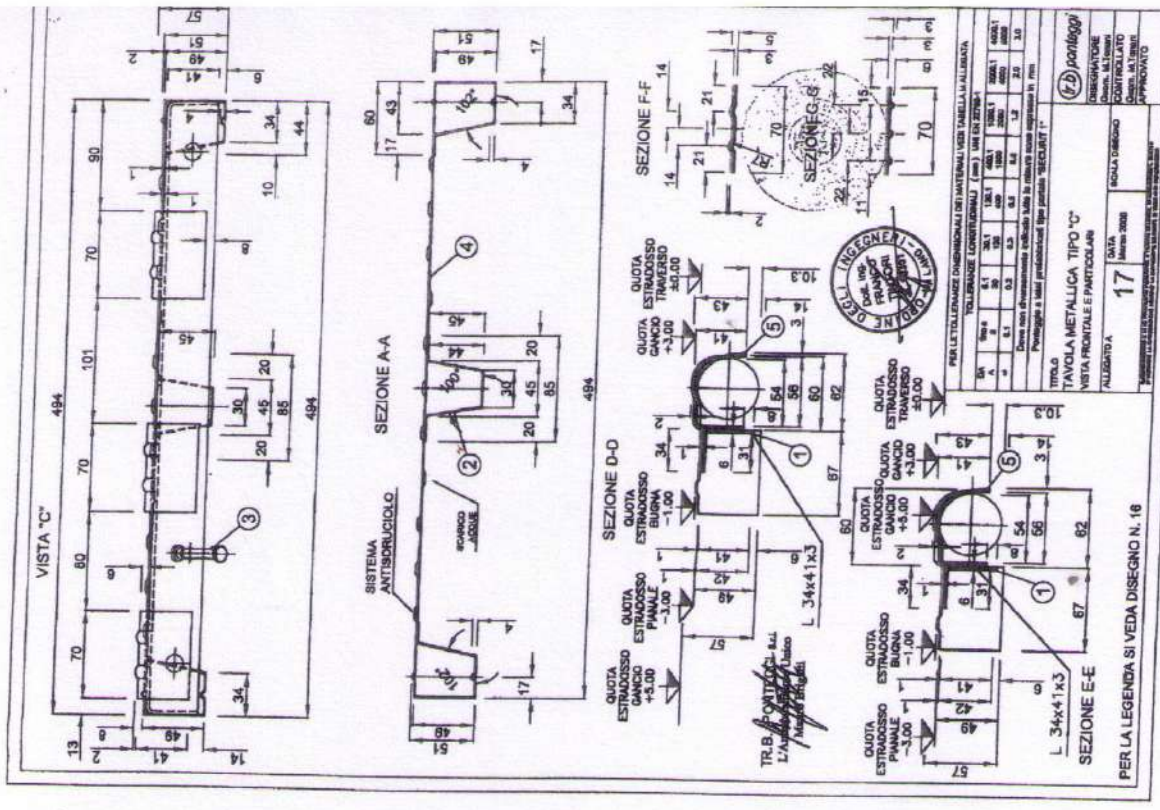






86

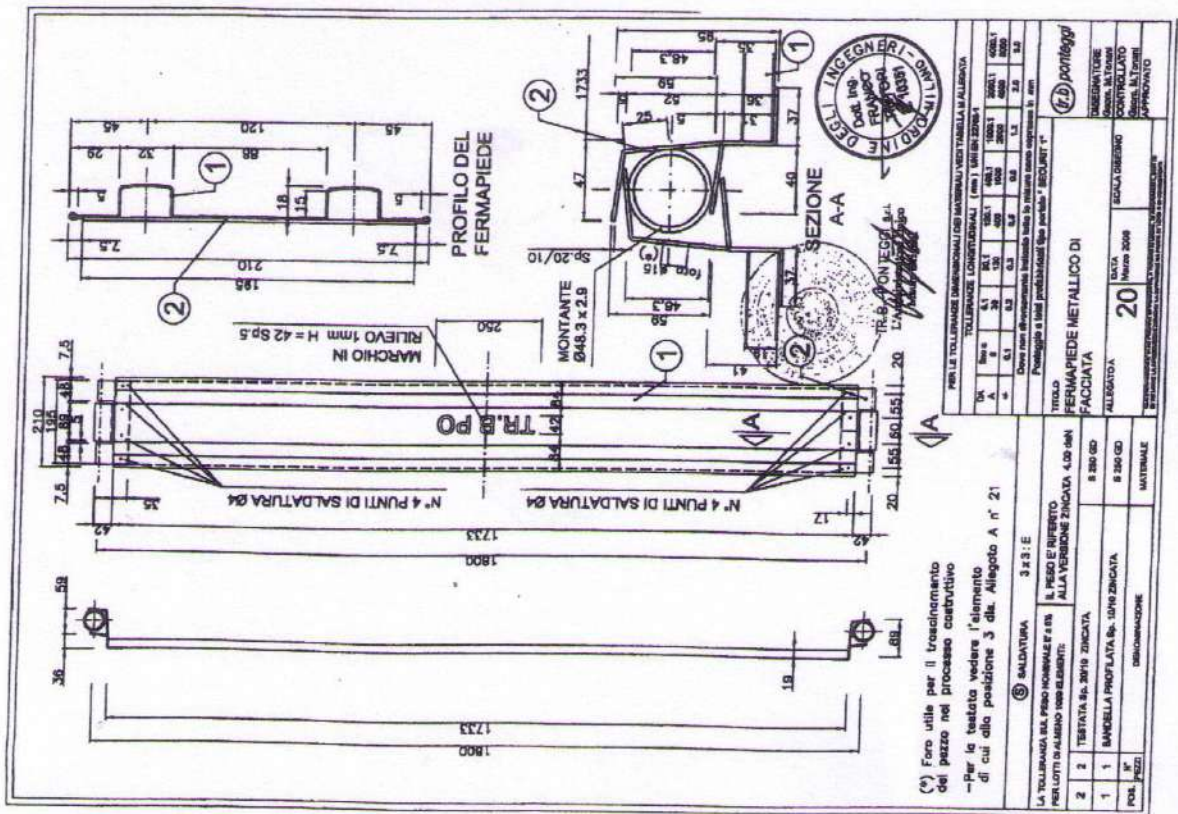
Aut autorizzazione Ministeriale n. 15/M/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006



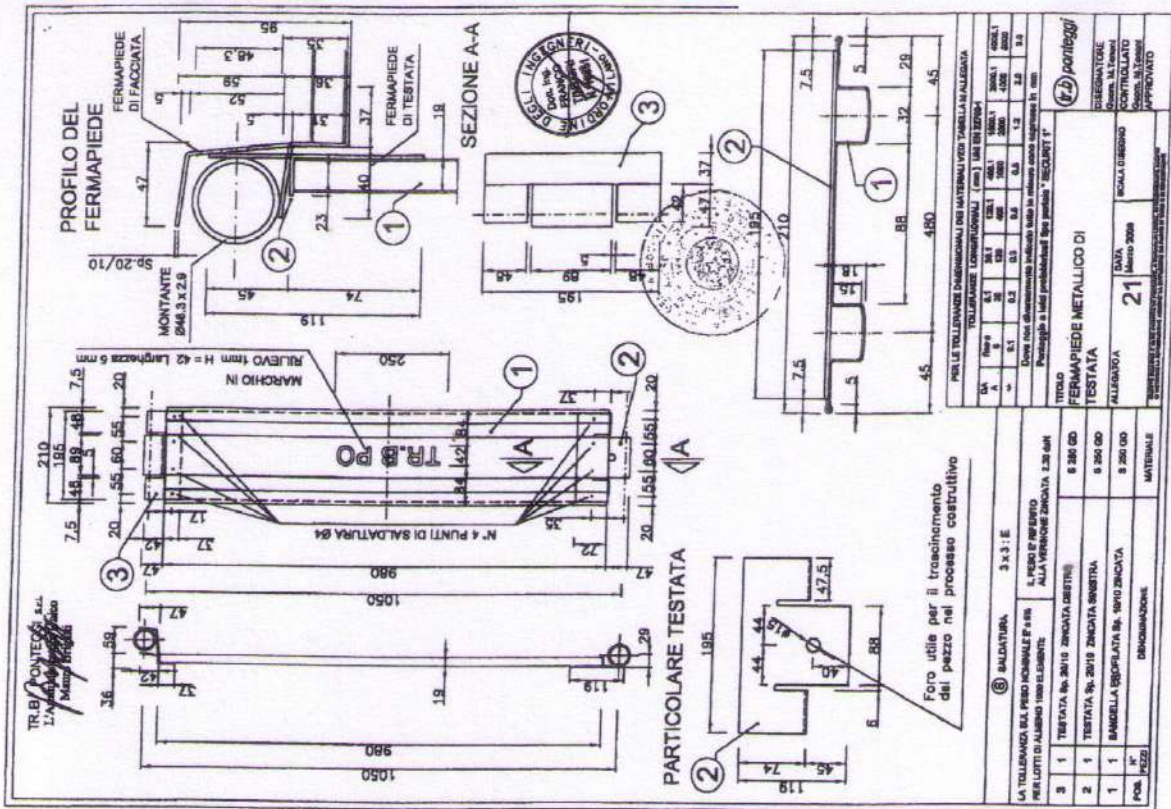
87

Aut autorizzazione Ministeriale n. 15/M/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006

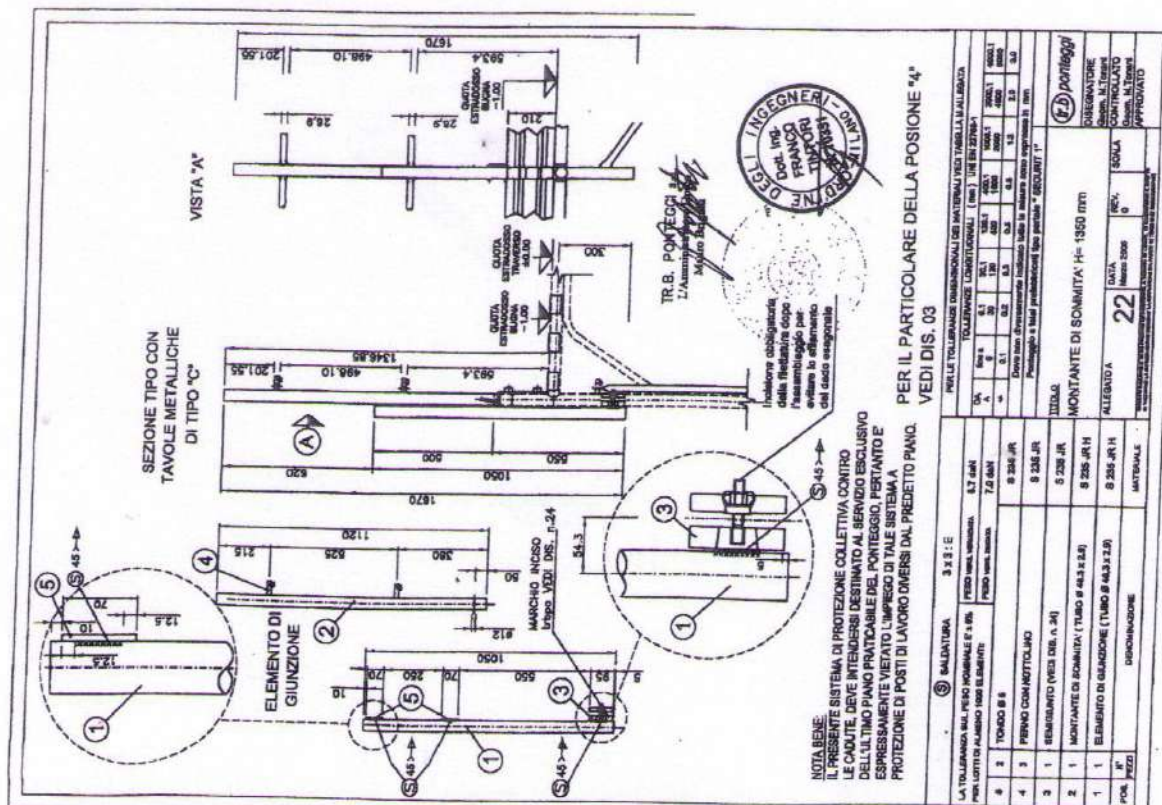




Autorizzazione Ministeriale n. 15V/192/14.03.01.01 del 03.07.2006

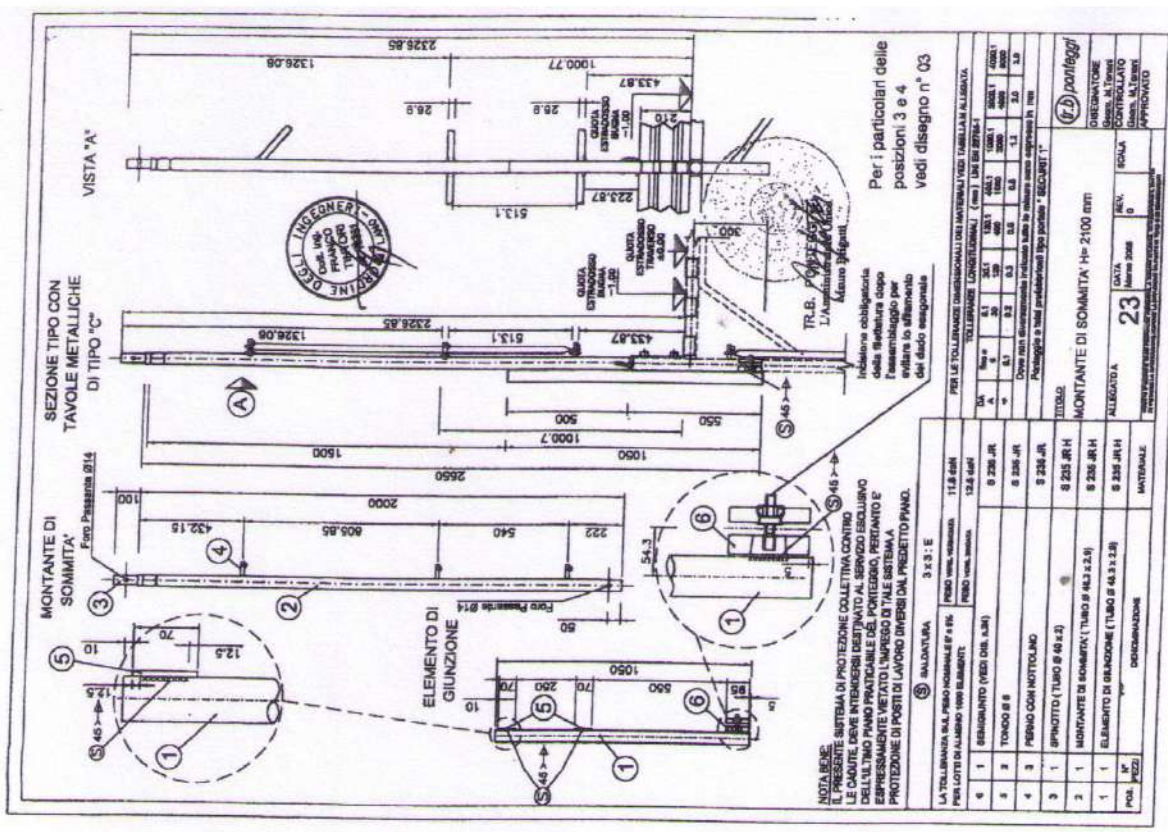


Autorizzazione Ministeriale n. 15V/192/14.03.01.01 del 03.07.2006



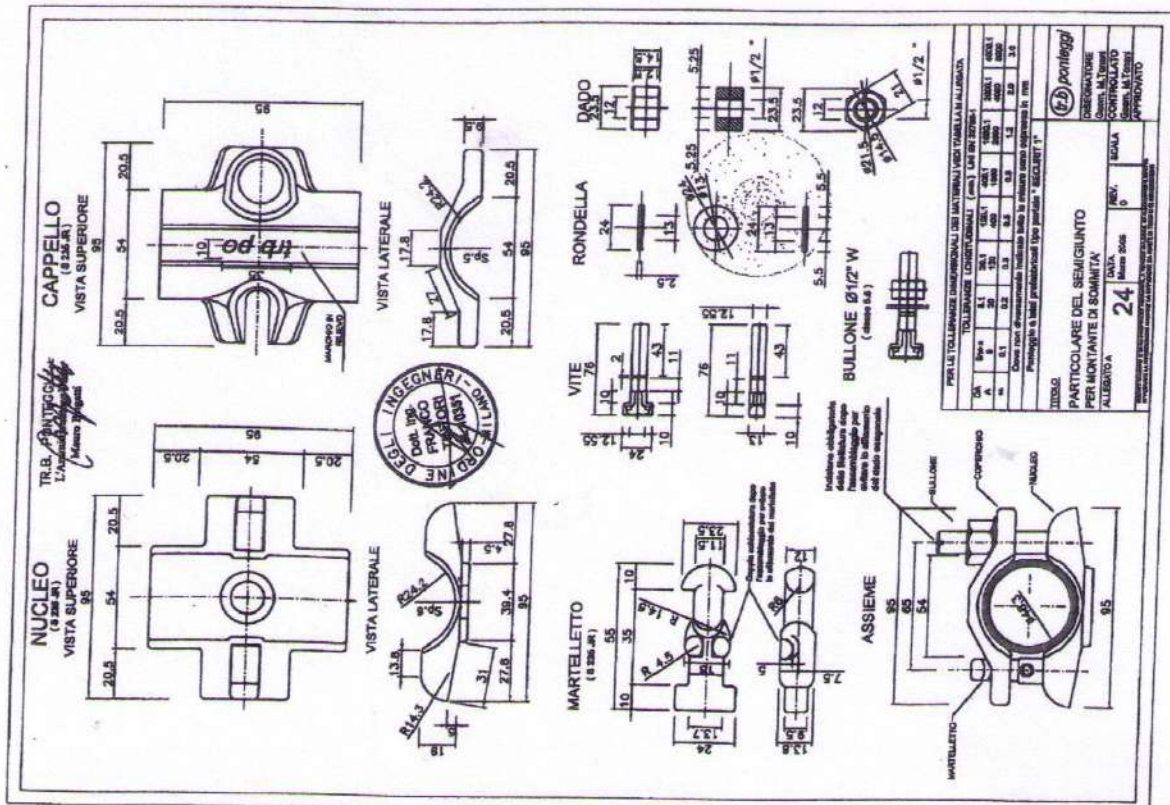
92

Autorizzazione Ministeriale n. 15/VI/192/1/4.03.01.01 del 03.07.2006

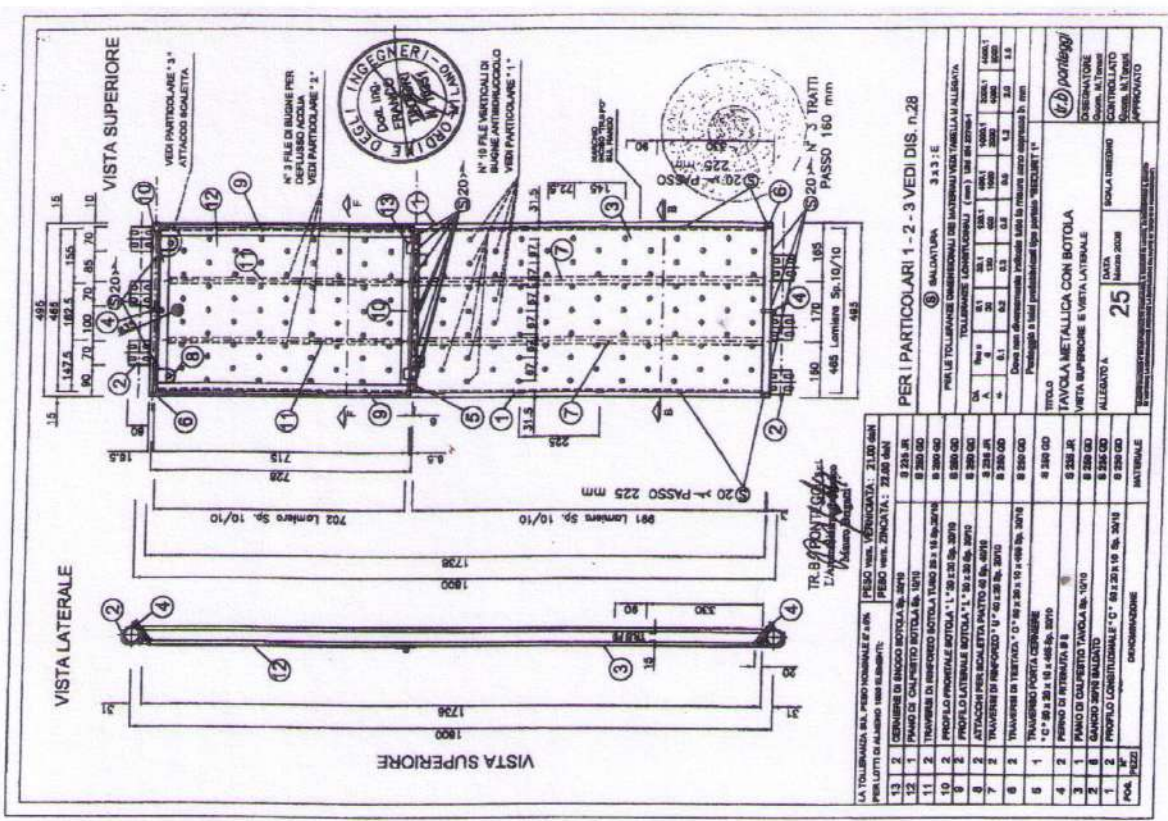


92

Autorizzazione Ministeriale n. 15/VI/192/1/4.03.01.01 del 03.07.2006



Autorizzazione Ministeriale n. 15/M/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006



Autorizzazione Ministeriale n. 15/M/1921/14.03.01.01 del 03.07.2006

