

ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI PER LA PROVINCIA DI BRINDISI

LAVORI DI RECUPERO DEL PATRIMONIO I.A.C.P. NEL COMUNE DI
BRINDISI-RIONE PERRINO-VIA ARNO-LOTTO 80-COMPARTO A1
PIANO DI ZONA 167.

PROGETTO DEL PONTEGGIO METALLICO A TELAI PREFABBRICATI

PROGETTO

ELABORATI DI PROGETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

ALL. 1

PROGETTISTA

Ing. Paolo ALEMANNO

C.so Umberto 1°, 53 - MONTERONI (LE)

C.F. LMN PLA 64L25 E506V

Monteroni di Lecce, lì 01/10/2004



COMMITTENTE:

I.CO.EDIL. S.R.L.

VIA DEL MARE n. 31

MONTERONI DI LECCE

I. CO. EDIL S.R.L.

Via del Mare, 31

MONTERONI DI LECCE

C.F. 03610460754

RELAZIONE DI CALCOLO DEL PONTEGGIO

Il ponteggio che si intende adoperare per l'esecuzione dei lavori di manutenzione ordinaria delle facciate dell'edificio di proprietà dello I.A.C.P. posto nel comune di BRINDISI al rione Perrino via Arno, appaltati alla ditta I.CO.EDIL s.r.l., è di tipo metallico "a telai prefabbricati tipo portale 105 a perni - marchio PM" della ditta F.lli. MESSERSI Spa.

Detto ponteggio sarà posto in opera secondo le istruzioni e gli schemi riportati nel proprio manuale d'uso e approvati con l'Autorizzazione Ministeriale n. 21465 del 20/03/81 e secondo quanto previsto nell'elaborato grafico allegato alla presente relazione.

Trattandosi di lavori di manutenzione ordinaria delle facciate dell'edificio e in conseguenza della notevole quantità di ponteggio occorrente per l'esecuzione dei lavori, si è optato per la divisione in fasi operative di lavoro, la cui sequenza è riportata sugli elaborati grafici di progetto. Verranno eseguiti di conseguenza i lavori di una facciata per volta.

Premesso questo, ai fini del calcolo e delle verifiche occorrenti, si analizza di seguito il ponteggio necessario per la manutenzione della facciata più alta dell'edificio ($H=31,80$ m.); il ponteggio necessario alla esecuzione dei lavori sulle altre facciate, costituito da moduli a telai metallici prefabbricati, sarà realizzato nello stesso modo ed avrà soltanto altezze minori.

Il ponteggio oggetto di calcolo è alto m. 31,80 e lungo m. 10,85; prevede 16 ripiani aventi distanza tra loro di m. 2,00.

L'interasse longitudinale dei telai è di m. 1,80 mentre la larghezza del ponteggio, corrisponde all'interasse dei telai, è di m. 1,05.

Ogni piano è provvisto anteriormente di n.1 corrente parallelo e, posteriormente, di n. 1 corrente di collegamento fissato sotto il piano dei traversi.

In ossequio al disposto del 4° comma dell'art.35 del D.P.R. n.164 del 7/1/56 sono previsti i seguenti irrigidimenti e controventature:

- a) nel piano longitudinale n.1 diagonale di facciata per modulo, integrata dal corrente parallelo citato;
- b) nel piano trasversale orizzontale, per tutta la lunghezza del ponteggio, n.1 diagonale in pianta per modulo a piani alterni, posta sotto i traversi, a cominciare dal ripiano a circa m.1,80 da terra;
- c) nel piano trasversale verticale la funzione di controventatura è assolta dalla accertata rigidità degli stessi telai conseguente alla saldatura dei traversi ed all'apporto di due puntoncini di irrigidimento riuniti ad arco, saldati fra traverso e montanti.

Saranno poi posti in opera i seguenti parassassi: il primo a distanza da terra pari a 4 m., il secondo ed il terzo a distanza di 12 m. rispettivamente dal primo e dal secondo.

Per il calcolo si adotta un metodo semplificato in quanto, nella schematizzazione del ponteggio, sono soddisfatti i seguenti requisiti:

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

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio del ponteggio

Considerando che il peso proprio della parte metallica del ponteggio, per metroquadro di facciata è $p=8 \text{ Kg/mq}$, ne consegue che il peso proprio relativo ad una stilata alta m.31,80 è:

$$P = 8 \text{ kg/mq} \times 1,80 \times 31,80 = 457,92 \text{ kg}$$

Carichi di esercizio del ponteggio da manutenzione

Vengono assunte le seguenti ipotesi di calcolo:

n.3 impalcati con carico di esercizio di 150 kg/mq ;

n.6 ripiani di tavolato con peso proprio per ripiano di 30 kg/mq .

Il carico complessivo trasmesso al ponteggio è $Q_{\text{tot}} = 630 \text{ kg/mq}$.

Ne consegue che al piede della stilata, essendo la larghezza dell'impalcato pari a m. 1,00 si avrà:

$$\text{Pes} = 630 \text{ kg/mq} \times 1,00 \times 1,80 = 1.134 \text{ Kg}$$

Carico totale al piede della stilata nel ponteggio da manutenzione

$$P_{\text{man}} = P_p + \text{Pes} = 457,92 + 1.134 = 1.591,92 \text{ Kg}$$

Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in conformità alle Istruzioni CNR-UNI 10012/67, zona 2 ($q_{20}=80 \text{ kg/mq}$)

Poiché il montaggio del ponteggio avverrà secondo il modulo previsto nel manuale d'uso, l'azione del vento risulta pari a

$$N_v = 1,04 (S_m + S_l) \times 80 \text{ kg/mq} = 1,04 \times 0,83 \times 80 = 69 \text{ kg}$$

Con $S_m = 0,40 \text{ mq}$ (superficie delle parti metalliche) e $S_l = 0,43 \text{ mq}$ (superficie del legname).

VERIFICHE

Poiché il ponteggio oggetto di calcolo avrà:

- un carico di esercizio su un solo piano di lavoro pari a 150 kg/mq (ponteggio da manutenzione) minore del limite massimo di 300 kg/mq (ponteggio da costruzione);
- un carico di esercizio complessivo pari a 630 kg/mq minore di 720 kg/mq previsto nel manuale d'uso per il ponteggio da costruzione con $H=22$ m.;
- un carico totale al piede di una stilata pari a 1.591,92 kg minore del massimo carico pari a 1.614 kg previsto nel manuale d'uso per il ponteggio da costruzione con $H=22$ m.;
- un azione del vento pari a quella prevista nel manuale d'uso ($N_v=69$ Kg);

Tutto ciò premesso, poiché i carichi a cui sarà sottoposto il ponteggio ed i suoi elementi strutturali sono sempre minori di quelli previsti nei calcoli e nelle verifiche riportate nel manuale d'uso del ponteggio per $H=22$ m., si ritengono validi i calcoli per le situazioni più gravose in esso riportate e quindi risultano verificati gli elementi strutturali del ponteggio ed il ponteggio stesso.

Peso sul piano d'appoggio del ponteggio

I due montanti centrali a due moduli di ponteggio adiacenti trasmettono un carico alla base pari a 1591,92 kg e quindi ogni montante scarica alla base 795,96 Kg. Tale valore è minore del carico massimo al piede pari 807 Kg riportato nel manuale d'uso e pertanto risulta verificato.

Poiché però il ponteggio dovrà poggiare sul solaio dei garage posti al P.T., si prevede per detti solai l'adeguato puntellamento.

Verifica degli ancoraggi

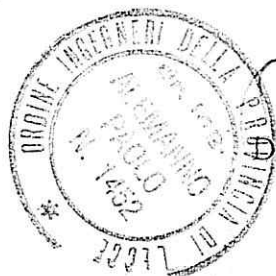
Gli ancoraggi sono sottoposti all'azione del vento ed a quella dovuta agli sforzi di stabilizzazione delle stilate.

Poiché gli sforzi trasmessi sono minori di quelli riportati nel manuale d'uso per il ponteggio $H=22$ m., si ritiene sufficiente dimensionare ogni ancoraggio per un sforzo totale pari a 550 kg.

Si prescrive pertanto un ancoraggio ogni 22 mq di ponteggio; essi saranno posti in opera secondo quanto riportato nell'elaborato di progetto allegato.

Per tutto quanto non riportato sulla presente relazione di calcolo si rimanda a quanto contenuto nel manuale d'uso del ponteggio, che qui si intende richiamato integralmente, diventando parte integrante della presente relazione.

Monteroni (Le) 01/10/2004



Dott. Ing. Paolo Alemanno

CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE CONDIZIONI DI IMPIEGO

4.1. - GENERALITÀ

Per il calcolo si assume lo schema riportato nello Schema tipo Allegato A, corrispondente al ponteggio da costruzione e da manutenzione, un prototipo del quale, di altezza convenzionale m 10,00 e larghezza m 5,40 è stato sottoposto a prove di carico, fino al collasso delle strutture, presso il Laboratorio ENPI in Monteporzio Catone (vedi certificazioni nn. 221426 ÷ 427 del 6-4-1976 allegate).

Detto schema prevede n. 11 ripiani aventi distanza fra loro di m 2,00 per un'altezza di circa m 19,85 misurata dal piano di appoggio delle basette all'estradosso del piano dell'impalcato utile più alto e di m 22,00 misurati dallo stesso piano di appoggio delle basette alla parte superiore del telaio dell'ultimo piano.

L'interasse longitudinale dei telai è di m 1,80 mentre la larghezza del ponteggio, corrispondente all'interasse dei telai, è di m 1,05.

Ogni piano è provvisto anteriormente di n. 1 corrente-parapetto e, posteriormente, di n. 1 corrente di collegamento fissato sotto il piano dei traversi.

In ossequio al disposto del 4° comma dell'art. 35 del D.P.R. n. 164 del 7-1-1956 sono previsti i seguenti irrigidimenti e controventature:

a) nel piano longitudinale n. 1 diagonale di facciata per modulo, integrata dal corrente parapetto citato;

b) nel piano trasversale orizzontale, per tutta la lunghezza del ponteggio, n. 1 diagonale in pianta per modulo a piani alterni, posta sotto i traversi, a cominciare dal ripiano a circa m 1,80 da terra;

c) nel piano trasversale verticale la funzione di controventatura è assolta dalla accertata rigidità degli stessi telai (v. certificati del laboratorio ENPI nn. 228427 ÷ 431 allegati) conseguente alla saldatura dei traversi ed all'apporto di due puntoncini di irrigidimento riuniti ad arco, saldati fra traverso e montanti.

Per il calcolo si adotta un metodo semplificato in quanto, nella schematizzazione del ponteggio, sono soddisfatti i seguenti requisiti:

— un ancoraggio almeno ogni 22 mq di facciata;

— snellezza delle aste non superiori a:

200 per le membrature principali;

250 per quelle secondarie.

4.2. - ANALISI DEI CARICHI

4.2.1. - Peso proprio del ponteggio da costruzione e da manutenzione

Considerando che il peso proprio della parte metallica del ponteggio, per metro quadro di facciata, è $p = 8 \text{ kg/mq}$ ne consegue che il peso proprio relativo ad una stilata alla m 22,00 è

$$P = 8 \times 1,80 \times 22 = 318 \text{ kg.}$$

4.2.2. - Carichi di esercizio nel ponteggio da costruzione

Vengono assunte le seguenti ipotesi di carico:

- n. 1 impalcato con carico di esercizio di 300 kg/mq;
- n. 2 impalcati con carico di esercizio di 150 kg/mq;
- n. 4 ripiani di tavole con peso proprio, per ripiano, di 30 kg/mq.

Il carico complessivo trasmesso al ponteggio è

$$Q_{\text{tot}} = 720 \text{ kg/mq}$$

Il carico al piede di una stilata, essendo la larghezza dell'impalcato uguale a m 1,00 risulta:

$$P_{\text{es}} = 720 \times 1,00 \times 1,80 = 1.296 \text{ kg}$$

4.2.2.1. - Carico totale al piede di una stilata nel ponteggio da costruzione

$$P = P_p + P_{\text{es}} = 318 + 1.296 = 1.614 \text{ kg}$$

4.2.3. - Carichi di esercizio nel ponteggio da manutenzione

Vengono assunte le seguenti ipotesi di carico:

- n. 3 impalcati con carico di esercizio di 150 kg/mq;
- n. 4 ripiani di tavolato con peso proprio, per ripiano, di 30 kg/mq.

Il carico complessivo trasmesso al ponteggio è

$$Q_{\text{tot}} = 570 \text{ kg/mq}$$

Ne consegue che al piede della stilata, essendo la larghezza dello impalcato uguale a m 1,00 si avrà

$$P_{\text{es}} = 570 \times 1,00 \times 1,80 = 1.026 \text{ kg}$$

4.2.3.1. - Carico totale al piede della stilata nel ponteggio da manutenzione

$$P_{\text{man}} = P_p + P_{\text{es}} = 318 + 1.026 = 1.344 \text{ kg}$$

4.2.3.2. - *NOTA* - Si sono esposte qui sopra le varianti che, generalmente, diversificano tra loro i due tipi di ponteggio: da costruzione e da manutenzione.

Le condizioni di carico più gravose risultano evidentemente quelle del primo per cui, nel seguito della presente Relazione, saranno eseguite solo le calcolazioni relative ad esso, essendo superfluo ripetere quelle per il tipo da manutenzione i cui carichi di esercizio previsti sono minori.

Fermo restando, peraltro, il limite massimo di 300 kg/mq per il carico di esercizio su un solo piano di lavoro, è possibile ritenere valido il calcolo proposto per altre condizioni di carico, in dipendenza del numero di piani carichi e scarichi presenti, purché non si superino i 720 kg/mq, compresi i pesi dei tavolati, montati sulla stessa verticale.

4.2.4. - AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento viene valutata in conformità alle Istruzioni CNR-UNI 10012/67, zona 2 ($q_{20} = 80 \text{ kg/mq}$).

L'azione del vento su un modulo viene calcolata valutando le superfici in-

vestite dal vento, considerando cioè sia quella interna che quella esterna (vedi allegato disegno P/032 fig. 1).

1) La superficie della parte metallica di un modulo, che in totale è m 2 x 1,8 = mq 3,6 è costituita da

- telaio: m 4 x 0,048 = 0,19 mq
- correnti n. 3: m 1,75 x 0,0269 x 3 = 0,12 mq
- diagonali in vista n. 1: m 2,10 x 0,0269 = 0,05 mq
- diagonali in pianta n. 1: m 1,75 x 0,0269 = 0,04 mq

Totale superficie metallica S_m = 0,40 mq

2) La superficie della parte in legno di un modulo è costituita da

- tavola fermapiède m 0,20 x 1,75 = 0,35 mq
- impalcato m 0,05 x 1,75 = 0,08 mq

Totale superficie in legname S_l = 0,43 mq

Considerando il ponteggio, nelle condizioni peggiori, eretto a ridosso di una costruzione a strutture intelaiate aperte, l'azione di schermo esercitata da detto edificio può essere valutata pari al 40% di quella relativa al ponteggio isolato: pertanto l'azione del vento su un modulo risulta

$$N_v = 1,04 (S_m + S_l) \times 80 = 1,04 \times 0,83 \times 80 = 69 \text{ kg}$$

4.3. - MOMENTI SUI MONTANTI DEL TELAIO

4.3.1. - Momento dovuto all'azione del vento

Si ammette che la pressione del vento possa considerarsi concentrata in corrispondenza dell'incrocio tra montanti e traverso, che sia uguale a quella dovuta ad un modulo (N_v) ed inoltre che si possa far riferimento a telai con i montanti incastrati alla base.

Pertanto ad ognuno dei due telai compresi nella lunghezza di 4,00 metri (distanza tra due ancoraggi), viene applicata una forza, coassiale al traverso, pari a $N_v/2$ kg la quale dà, all'attacco del traverso stesso, il momento massimo su ogni montante pari a

$$M_v = \frac{N_v}{2} \times \frac{h'}{2} = \frac{69}{2} \times \frac{1,43}{2} = 24,66 \text{ kgm}$$

nella quale $h' = 1,43$ m è l'altezza, espressa in metri, misurata rispetto all'altro so sottostante, della quota di spico del puntoncino di rinforzo del telaio.

4.3.2. - Momento dovuto al carico di esercizio

Assunto come carico di esercizio il carico distribuito complessivo $q = 330 \text{ kg/mq}$ e ponendo:

- a = lunghezza del traverso = 1,00 m;
- b = interasse delle stilate = 1,80 m;
- h = misura del montante tra due traversi successivi = 2,00 m;
- $h' =$ come già definito in 4.3.1. = 1,43 m;
- $J_2 =$ momento d'inerzia della sezione normale del traverso;
- $J_1 =$ momento d'inerzia della sezione normale del montante;

$$-k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{a} = 1 \times \frac{2,00}{1,00} = 2$$

risulta un momento, all'attacco del traverso, pari a:

$$M = \frac{q a^2 b}{6(2+k)} = \frac{330 \times 12 \times 1,80}{6(2+2)} = 24,75 \text{ kgm}$$

Il momento massimo allo spicco del puntoncino sarà:

$$M_{es} = M \times \frac{h'}{h} = 24,75 \times \frac{1,43}{2} = 17,70 \text{ kgm}$$

4.3.3. - Momento totale sul montante

Da quanto sopra si ricava che il momento totale sul montante, dovuto all'azione del vento ed al carico di esercizio è

$$M_T = M_v + M_{es} = 24,66 + 17,70 = 42,36 \text{ kgm}$$

da cui, secondo le Norme CNR UNI 10011/73 punto 4.4.1.1., siccome il valore del momento flettente varia lungo l'asta, si assumerà, per la valutazione degli sforzi flessionali, il valore

$$M_T = 0,75 M_T^+$$

cioè

$$M_T = 0,75 \times 42,36 = 31,77 \text{ kgm}$$

4.4. - VERIFICA DEL MONTANTE DEL PONTEGGIO

Dalle due prove di carico a collasso eseguite presso il Laboratorio ENPI risulta che il carico minimo per il montante (v. certificazioni nn. 221426 + 427 allegate) è stato:

$$P_{cr} = 3.500 \text{ kg}$$

La tensione critica risulta, pertanto, essendo $A = 414 \text{ mm}^2$ l'area della sezione del tubo montante:

$$\sigma_c = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{3.500}{414} = 8,45 \text{ kg/mm}^2$$

Inoltre la tensione minima di snervamento consentita per l'acciaio tipo 1 (v. CNR UNI 10011/73) è

$$\sigma_s = 24 \text{ kg/mm}^2$$

Questi due valori ci consentono di ricavare il rapporto

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{8,45}{24} = 0,352$$

cui corrisponde, nel prospetto 4-I la curva c delle Norme citate

$$\frac{\lambda}{\lambda_p} = 1,56$$

cioè, essendo

$$\lambda_p = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_s}}$$

la snellezza corrispondente al limite di validità del comportamento in fase puramente elastica dell'asta, si ha:

$$\lambda_p = 3,14 \cdot \frac{21.000}{24} = 92,88$$

per cui

$$\lambda = 92,88 \times 1,56 = 145$$

cui corrisponde (v. prospetto 4-II-c. delle Norme citate) $\omega = 2,81$.

La verifica di stabilità del ponteggio può essere limitata a quella di stabilità del montante pressoinflessione (v. CNR UNI 10011/73 punto 4.4.1.). Si dovrà verificare.

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{\omega P_m}{A} + \frac{M_T}{(1 - \frac{1,5 P_m}{P_{cr}}) W} \leq \sigma_{am}$$

nella quale:

- P_m è il carico al piede del montante dovuto al peso proprio ed al carico di esercizio = 807 kg;
- ω è il coefficiente di amplificazione dei carichi relativo alla snellezza λ dedotto dal prospetto citato = 2,81;
- A è l'area della sezione del montante = 414 mm²;
- M_T è il momento totale sul montante (v. 4.3.3.) = 31,77 kgm;
- P_{cr} è il carico minimo sperimentale di collasso = 3.500 kg;
- W è il modulo di resistenza della sezione del tubo = 4.430 mm³;
- σ_{am} è il valore della tensione ammissibile per il materiale nella condizione di carico II = 18 kg/mm².

Con tali notazioni si avrà

$$\sigma = \frac{2,81 \times 807}{414} + \frac{31,770}{(1 - \frac{1,5 \times 807}{3.500}) 4.430} =$$

$$= 5,47 + 10,95 = 16,42 < 18 \text{ kg/mm}^2$$

4.5. - VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ASSIALE DEI MONTANTI DEI TELAI

La pressione del vento su due moduli liberi (v. disegno P/032 allegato, fig. 2) quando non si tiene conto della riduzione dovuta alla azione di schermo esercitata dall'edificio (v. punto 4.2.4.) è

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

cioè

$$N'_v = 1,2 \times 0,83 \times 80 \times 2 = 159 \text{ kg}$$

per cui lo sforzo sul collegamento assiale dei montanti è

$$X = N'_v \times \frac{h}{a} = 159 \times \frac{2}{1} = 318 \text{ kg}$$

Poiché il carico minimo di rottura di tale collegamento assiale (v. punto 3.2.6.) è $Y = 3.300 \text{ kg}$ il coefficiente di sicurezza risulta

$$v = \frac{Y}{X} = \frac{3.300}{318} = 10,37 > 2,2$$

4.4. - VERIFICA DELLE DIAGONALI

4.4.1. - Verifica delle diagonali di facciata (in vista)

Si suppone che le diagonali di facciata stabilizzino entrambi i montanti della slitta. Chiamato P il carico totale al piede di questa, lo sforzo tagliante (fittizio) è

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

che per $\lambda = 145$ ed $\omega = 2,81$ diviene

$$T^+ = \frac{1.614 \times 2,81}{100} = 45,4 \text{ kg}$$

Poiché la diagonale forma con il piano orizzontale l'angolo $\alpha = 33^\circ$ lo sforzo sulla diagonale stessa è

$$N_d = \frac{T^+}{\cos \alpha} = \frac{45,4}{0,838} = 54,2 \text{ kg}$$

Chiamando:

— l_d la lunghezza della diagonale = 2.100 mm

— A_d area della sezione della diagonale = 178 mmq;

$$\lambda_d = \frac{l_d}{i_d} \quad \text{la snellezza della diagonale} = \frac{2.100}{8,74} = 240,$$

— ω_d il coefficiente di amplificazione dei carichi = 7,14; si dovrà verificare

$$\sigma = \frac{N_d \omega_d}{A_d} \leq \sigma_{am}$$

ed esplicitando

$$\sigma = \frac{54,2 \times 7,14}{178} = 2,17 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

Dalle prove di trazione condotte sui collegamenti di facciata (v. certificazioni nn. 228432 + 436 allegate) risulta un carico minimo di rottura $R_d = 1.650$; il grado di sicurezza degli attacchi risulta pertanto

$$v = \frac{R_d}{N_d} = \frac{1.650}{54,2} \times 30 > 2,2$$

Analogamente, dalle prove di compressione condotte sugli stessi collegamenti risulta un carico minimo di collasso $R_{crit} = 260 \text{ kg}$ (vedi certificazioni nn. 228437 + 441 allegate); il grado di sicurezza risulta quindi

$$v = \frac{R_{crit}}{N_d} = \frac{260}{54,2} \times 4,79 > 2,2$$

4.6.2. - Verifica delle diagonali del piano orizzontale (in pianta) all'azione del vento

Le diagonali in pianta vengono verificate per accertare la loro capacità a trasmettere all'ancoraggio le azioni dovute al vento. È prevista la presenza di un piano controventato in pianta ogni due piani di ponteggio, per cui una diagonale trasmette l'azione del vento relativa a due moduli ($2 N_v$).

Se $\alpha = 30^\circ$ è l'angolo che la diagonale forma con il corrente del piano della facciata interna, lo sforzo nella diagonale è

$$N_p = \frac{2 N_v}{\sin \alpha} = \frac{138}{0,5} = 276 \text{ kg}$$

Chiamati:

— l_p la lunghezza della diagonale in pianta = 1,96 m;

— i_p il raggio d'inerzia della sua sezione trasversale = 8,74 mm;

— λ_p la snellezza relativa alla diagonale = 224

— A_p l'area della sezione della diagonale = 178 mmq

dal prospetto 4-II-c delle Norme si ricava $\omega = 6,23$ per cui si ha:

$$\sigma = \frac{N_p \omega_p}{A_p} = \frac{276 \times 6,23}{178} = 9,66 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

Alteso che dalle prove di trazione condotte sui collegamenti in pianta (v. certificazioni nn. 228442 - 446 allegate) risulta un carico minimo di rottura $R_p = 1.320$ kg il grado di sicurezza risulta

$$v = \frac{R_p}{2 N_v} = \frac{1.320}{138} = 9,56 > 2,2$$

Analogamente, siccome dalle prove di compressione condotte sui collegamenti in pianta risulta (v. certificazioni nn. 228447 - 451 allegate) un carico minimo di collasso $R_{crit} = 380$ kg il grado di sicurezza risulta

$$v = \frac{R_{crit}}{2 N_v} = \frac{380}{138} = 2,75 > 2,2$$

4.6.3. - Verifica delle stilate alle azioni taglianti

Il telaio deve essere in grado di assorbire gli sforzi orizzontali derivanti dalle azioni instabilizzanti imputabili alla snellezza della stilata. Il telaio, pertanto, viene verificato per resistere, nel suo piano, ad uno sforzo tagliante

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

uguale a quello indicato al punto 4.6.1. e quindi, con gli stessi valori numerici di cui sopra, si ha

$$T^+ = \frac{1.614 \times 2,81}{100} = 45,4 \text{ kg}$$

Per questo sforzo si ha sui montanti, allo spicco del puntoncino di controventatura del telaio, un momento

$$M = \frac{T^+ h^*}{4}$$

ove h^* ha il valore indicato in 4.3.1. cioè

$$M = \frac{45,4 \times 1,43}{4} = 16,23 \text{ kgm}$$

valore nettamente inferiore a quello riscontrato in 4.3.3. e che non si cumula con esso.

Alteso che dalle prove di rigidezza, condotte sulla controventatura trasversale nel piano degli stessi elementi componenti il telaio è risultato un carico minimo di collasso $T = 500$ kg il grado di sicurezza risulta

$$v = \frac{T}{T^+} = \frac{500}{45,4} = 11 > 2,2$$

4.7. - VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

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

4.7.1. - Azione del vento

Con la schematizzazione prevista (v. disegno P/032 allegato, fig. 3) su ogni ancoraggio grava l'azione esercitata dal vento su 6 moduli per cui lo sforzo sull'ancoraggio, dovuto al vento, è (v. 4.2.4.):

$$S_v = 6 N_v = 6 \times 69 = 414 \text{ kg}$$

4.7.2. - Stabilizzazione delle stilate

Con la schematizzazione prevista, ogni ancoraggio deve stabilizzare tre stilate. Tenuto conto del valore T^+ indicato al punto 4.6.3., lo sforzo trasmesso all'ancoraggio è

$$S_s = 3 T^+ = 3 \times 45,4 = 136 \text{ kg}$$

4.7.3. - Sforzo totale sull'ancoraggio

Da quanto sopra si ricava lo sforzo totale sull'ancoraggio

$$S_T = S_v + S_s = 414 + 136 = 550 \text{ kg}$$

4.7.4. - Verifica dell'ancoraggio a cravatta realizzato mediante tubi e giunti ortogonali

Nel caso in cui l'ancoraggio sia realizzato mediante cravatta costituita da giunti e tubi (v. fig. 1 di pag. 14 dello Schema Tipo Allegato A) occorre che questi siano forniti da ditta autorizzata.

Ammettendo uguale a 1.000 kg il valore medio dei valori fruttali 5% risultanti dalle prove di scorrimento su giunti non invecchiati, con lo sforzo totale sull'ancoraggio ricavato si ha un coefficiente di sicurezza

$$v = \frac{1.000}{550} = 1,81 > 1,5$$

4.7.5. - Verifica dell'ancoraggio a sbatacchio con anello

Nel caso in cui l'ancoraggio sia realizzato mediante sbatacchio con anello (v. fig. 2 di pag. 14 dello Schema Tipo Allegato A) quest'ultimo deve essere costituito da un fondo di acciaio con diametro non inferiore a 6 mm; in tale condizione si ha

$$\sigma = \frac{S_T}{2 \pi r^2} = \frac{550}{56,52} = 9,8 < 14 \text{ kg/mm}^2$$

L'anello deve essere adeguatamente annegato in parti stabili delle strutture.

4.8. - VERIFICA DEL CORRENTE INTERNO ALL'AZIONE DEL VENTO

Per effetto dell'azione del vento, il corrente interno viene sollecitato da uno sforzo

$$N_c = \frac{2 N_v}{\lg \alpha} = \frac{138}{0,577} = 239 \text{ kg}$$

dove N_v è la pressione del vento su un modulo (v. 4.2.4.) e $\alpha = 30^\circ$ è l'angolo

formato dalla diagonale in pianta con il corrente interno.

Chiamando:

- l_c la lunghezza del corrente = 1.750 mm;
 - i_c il raggio d'inerzia della sua sezione trasversale = 8,74 mm;
 - λ_c la snellezza del corrente = 200
 - ω_c il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente (v. prospetto 4-II-c delle norme citate) = 5,04;
 - A_c l'area della sezione del corrente = 178 mmq.
- si avrà

$$\sigma = \frac{N_c}{A_c} \omega_c = \frac{239 \times 5,04}{178} = 6,76 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

4.9. - VERIFICA DEL TELAIO AI CARICHI DI ESERCIZIO

Il momento massimo nella mezzeria del traverso, per un carico ripartito di 330 kg/mq, senza tener conto della controventatura del telaio e usando gli stessi simboli del punto 4.3.2., sarà

$$M_T = \frac{2 + 3k}{2 + k} \cdot \frac{q a^2 b}{24} = 2 \cdot \frac{330 \times 1 \times 1,8}{24} = 49,5 \text{ kgm}$$

per cui la sollecitazione risultante è

$$\sigma = \frac{M_T}{W} = \frac{49.500}{4.430} = 11,17 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

4.9.1. - Verifica dell'impalcato

Gli impalcati possono essere realizzati con le seguenti caratteristiche minime:

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

Per questi tipi di impalcato è stata di seguito condotta verifica statica. Qualora l'impalcato venisse realizzato con altri tipi di materiale, dovrà essere fatta, caso per caso, verifica statica.

L'ipotesi di calcolo adottata prevede la verifica per un carico di 330 kg/mq compreso il peso proprio delle tavole, uniformemente distribuito, oppure un carico concentrato di 120 kg in mezzeria, oppure due carichi di 120 kg concentrati, distanti fra loro di 90 cm posti nella posizione di massimo momento flettente: si nota che quest'ultima condizione di carico coincide con la precedente.

Gli appoggi delle tavole sono ad interasse di 180 cm.

I risultati sono stati raccolti nella tabella seguente:

	Impalcati tipo "a"	Impalcati tipo "b"
Carico uniformemente distribuito	= 32,2 kg/cmq	= 33,5 kg/cmq
Carico concentrato	= 65 kg/cmq	= 68 kg/cmq

4.10. - VERIFICA DI ELEMENTI PARTICOLARI

4.10.1. - Interruzione di una stilata con interposizione di due travette costruite in tubi e giunti

Come già accennato, per l'interruzione di una stilata in posizione allineata qualsiasi, vengono costruite due travette con elementi del ponteggio a tubi e giunti, forniti da Ditta autorizzata, secondo gli schemi della Relazione Tecnica approvata dal Ministro del Lavoro e della Previdenza Sociale.

In questa sede si verificano soltanto gli elementi che diversificano da essa per essere propri del ponteggio a telai.

4.10.1.1. - Verifica del montante adiacente alla stilata sospesa

Si considera la figura di pag. 12 dello Schema Tipo Allegato A in cui la travetta, montata all'altezza del secondo piano, sopporta il carico derivante dalla stilata sospesa per i rimanenti 9 piani.

Le ipotesi di carico sono le stesse che per il ponteggio fin qui esaminato, per cui si ha:

— Carico accidentale sulla mezzeria della travetta, dovuto alla stilata sospesa:

$$N_a = 720/2 \times 1,00 \times 1,80 = 648 \text{ kg}$$

— Peso proprio della stilata alta 18 m, su una travetta

$$N_p = 18 \times 1,80 \times 8/2 = 130 \text{ kg}$$

— Azione complessiva sulla mezzeria della travetta:

$$N_{tot} = N_a + N_p = 648 + 130 = 778 \text{ kg}$$

— Azione complessiva sul montante singolo, dovuta alla stilata sospesa

$$N_1 = N_{tot}/2 = 389 \text{ kg}$$

A questo valore va aggiunta l'azione sul montante dovuta alla stilata propria (v. 4.2.2.1)

$$N_2 = 807 \text{ kg}$$

per cui il carico complessivo sul montante risulta

$$N = N_1 + N_2 = 389 + 807 = 1.196 \text{ kg}$$

Dato l'elevato valore di tale carico e di quello del momento totale sul montante, si deve prevedere il raddoppio dei montanti interessati dalla interruzione, da terra fino all'attacco delle travette.

In conseguenza di ciò e della presenza di rinforzi supplementari (vedi Schema tipo Allegato A) costituiti da:

- ancoraggi aggiuntivi, uno per telaio in ognuna delle stilate laterali con inizio a circa m 1,80 da terra, ed uno al piede del telaio di ripresa;
- rinforzi di stila, in tubi e giunti, consistenti in uno stocco e una diagonale per ogni telaio verso il vuoto;
- diagonale in pianta a tutti i moduli che contornano quelli mancanti; il montante interessato viene verificato per una lunghezza libera di inflessione pari a 200 per cui si ha

$$\lambda = \frac{200}{1,61} = 124 \quad \text{ed} \quad \omega = 2,17$$

e quindi (v. punto 4.4.)

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M \leq \sigma_{am}$$

ove σ_N è il valore della tensione relativa al carico complessivo sul montante ricavato in questo punto e σ_M è il valore della tensione relativa al momento totale sul montante di cui al punto 4.3.3.; sarà

$$\sigma = \frac{N\omega}{2A} + \frac{M_T}{(1 - \frac{1,5N}{P_{cr}})2W} \leq \sigma_{am}$$

cioè

$$\sigma = \frac{2,17 \times 1.196}{2 \times 414} + \frac{31.770}{(1 - \frac{1,5 \times 1.196}{3.500}) \times 2 \times 4.430} =$$

$$= 3,13 + 7,35 = 10,48 < 18 \text{ kg/mm}^2$$

4.10.1.2. - Verifica delle diagonali in vista

Si considera una delle diagonali in vista che stabilizzano il montante della stila. Poiché il carico su questo è 1.196 kg. con le stesse notazioni del punto precedente, dalla

$$T = \frac{N\omega}{100}$$

essendo $\lambda = 124$ ed $\omega = 2,17$ si ha

$$T = \frac{2,17 \times 1.196}{100} = 26 \text{ kg}$$

Chiamato quindi $\alpha = 33^\circ$ l'angolo formato da detta diagonale in vista

con il piano orizzontale, la diagonale stessa risulterà sollecitata da

$$N_d = \frac{T}{\cos \alpha} = \frac{26}{0,838} = 31 \text{ kg}$$

La sollecitazione risultante sarà, usando le stesse notazioni del punto 4.6.1. in cui $l_d = 2.100 \text{ mm}$, $\lambda = 240$ ed $\omega = 7,14$ essendo $A_d = 178 \text{ mm}^2$ risulterà

$$\sigma = \frac{N_d \omega_d}{A_d} = \frac{31 \times 7,14}{178} = 1,25 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

4.10.1.3. - Verifica della diagonale posta ad irrigidimento trasversale del telaio

Si impiegano elementi del ponteggio a tubi e giunti. Il tubo diagonale sarà sollecitato da una forza

$$N = \frac{2 N_d}{\sin \alpha}$$

dove N_d è lo sforzo tagliante dovuto al carico assiale per montante e $\alpha = 35^\circ$ è l'angolo tra il montante stesso e la diagonale considerata. Sarà

$$N = \frac{2 \times 32}{0,573} = 112 \text{ kg}$$

Per la sollecitazione, essendo la lunghezza libera di inflessione della diagonale coincidente con quella effettiva di essa a causa delle cerniere di estremità, costituite da giunti girevoli, e quindi $\beta = 1$ sarà

$$\lambda = \frac{1.800}{16,1} = 112 \text{ cui corrisponde } \omega = 1,86 \text{ e quindi}$$

$$\sigma = \frac{N\omega}{A} = \frac{1,86 \times 112}{459} = 0,453 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

4.10.2. - Verifica dell'elemento parasassi

L'intavolato di protezione, attuato per una larghezza di m 1,70 con tavole di abete aventi spessore non minore di 4 cm, grava sull'elemento portante del parasassi per l'ampiezza di una campata, cioè m 1,80 con il carico complessivo di

$$1,70 \times 1,80 \times 0,04 \times 700 = 86 \text{ kg circa}$$

ove 700 kg/m^3 è il valore del peso specifico del legno di abete.

Si dà per scontata la capacità dei due elementi componenti, tirante e portante, a sorreggere tale carico; la stessa cosa si può dire della resistenza allo scorrimento dei giunti di attacco al ponteggio e di quello che collega le due aste tra di loro.

Per la verifica all'azione del vento, con riferimento alle Norme CNR UNI 10012/67 punto 3.4.4.3., sul tratto di parasassi relativo ad un modulo si avrà una forza

$$F = S c q = 1,7 \times 1,8 \times 0,6 (1 + \sin \alpha) \times 86 \text{ kg che per}$$

$$\alpha = 45^\circ \text{ si esplica in}$$

$$F = 1,7 \times 1,8 \times 1,02 \times 86 = 268 \text{ kg}$$

Adoperando giunti autorizzati, per i quali si ammette che la resistenza allo scorrimento abbia un valore fra l'1% e il 5% pari a 1.000 kg si avrà un coefficiente di sicurezza

$$V = \frac{1.000}{268} = 3,75 > 1,5$$

Considerando, inoltre, il tirante - puntone come asta incastrata ad un estremo e cernierata all'altro, si avrà per essa $\beta = 0,8$ e quindi la sua lunghezza libera sarà

$$l = \beta l_0 = 0,8 \times 1.700 = 1.360 \text{ mm}$$

in cui 1.700 mm è la lunghezza effettiva dell'asta.

Da quanto sopra si ricava

$$\lambda = \frac{1.360}{16,1} = 84,5 \text{ cui corrisponde } \omega = 1,36.$$

Con detti valori, la sollecitazione indotta dal vento sul tirante puntone del parasassi risulterà

$$\sigma = \frac{N \omega}{A} = \frac{268 \times 1,36}{459} = 0,79 < 16 \text{ kg/mm}^2$$

CAPITOLO V

ISTRUZIONI PER LE PROVE DI CARICO DEL PONTEGGIO

Sono stati sottoposti a prova di carico, fino al collasso della struttura, presso il Laboratorio ENPI in Monteporzio Catone, due prototipi di ponteggio, entrambi montati secondo lo Schema-tipo, costituiti da 5 piani (altezza m 10,00) e da 4 stilate (larghezza m 5,40) collegati strutturalmente:

a) *sul piano della facciata esterna*

— da 1 corrente per ogni riquadro di facciata, impiegando complessivamente n. 15 elementi;

— da 1 diagonale per ogni riquadro di facciata, impiegando complessivamente n. 15 elementi;

b) *sul piano della facciata interna*

— da un corrente per ogni riquadro di facciata, ancorato ai perni dei montanti posti al disotto dei traversi, impiegando complessivamente n. 15 elementi;

c) *sui piani trasversali orizzontali*

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

Gli ancoraggi sono stati realizzati sulle stilate esterne del prototipo sottoposto a prova, in corrispondenza dei piani 1°, 3°, 5°, impiegando un totale di 6 ancoraggi.

Il dispositivo di carico prevedeva:

n. 1 piano di lavoro caricato con 330 kg/mq (tavolato + zavorra);

— forze orizzontali di 50 kg cadauna, normali al piano di facciata, applicate ai nodi delle stilate centrali, per un totale di $8 \times 50 = 400 \text{ kg}$;

— una forza orizzontale di 200 kg parallela al piano di facciata, applicata in corrispondenza del 4° piano del prototipo;

— carichi assiali fissi di 400 kg per stila, costituiti dal dispositivo di applicazione dei carichi variabili indotti dai martinetti;

— carichi assiali crescenti, applicati alla sommità degli otto montanti.

Per le risultanze delle prove si rimanda a quanto contenuto nei certificati relativi nn. 221426 - 427 del 6.4.1976 allegati.

Da essi si rileva che i valori dei carichi che hanno determinato il collasso, relativi al piede delle stilate esterne del prototipo, sono:

$$\begin{aligned} P_{c1} &= 3.500 \text{ kg} \\ P_{c2} &= 4.020 \text{ kg} \end{aligned}$$

Il carico al piede di un montante, nel ponteggio di altezza pari a 22,00 metri, pur considerando la presenza di impalcati a tutti i ripiani e due piani caricati con il carico di esercizio, risulta:

Peso proprio della struttura.
 Peso impalcati ($30 \times 10 = 300 \text{ kg/mq}$)

$$300 \times \frac{1,8}{2} \times 1,00 = 159 \text{ kg}$$

Carico di esercizio ($300 + 150 = 450 \text{ kg}$)

$$450 \times \frac{1,8}{2} \times 1,00 = 270 \text{ kg}$$

$$\text{Carico totale } P_m = 834 \text{ kg}$$

Il coefficiente di sicurezza della struttura, rispetto al minimo dei carichi di collasso, risulta pertanto:

$$v = \frac{P_{c \text{ min}}}{P_m} = \frac{3.500}{834} = 4,19 > 2,5$$

CAPITOLO VI

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

PREMESSA

Oltre le seguenti istruzioni per il montaggio, l'impiego e lo smontaggio del ponteggio, debbono essere osservate tutte le Norme del D.P.R. 7.1.1956 n. 164 e del D.P.R. 27.4.1955 n. 547.

6.1. - GENERALITÀ

6.1.1. - Il disegno esecutivo, unitamente alla copia dell'autorizzazione deve essere tenuto in cantiere a disposizione degli Ispettori del Lavoro.

Il disegno esecutivo deve essere conforme allo schema tipo fornito dal fabbricante del ponteggio: ogni modifica di questo compatibile con la sua stabilità, può aver luogo solo nell'ambito dello schema tipo e deve essere riportata sul disegno esecutivo.

Per i ponteggi di altezza utile inferiore a 20 m il disegno esecutivo deve essere firmato dal responsabile del cantiere per conformità agli schemi tipo forniti dal fabbricante, mentre per ponteggi di altezza utile 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 da un architetto abilitati all'esercizio della professione ed iscritti negli Albi Professionali.

È vietato montare sul ponteggio tabelloni pubblicitari, graticciati, teli o altre schermature a meno che non sia provveduto all'aumento, rispetto allo schema tipo, del numero degli ancoraggi e di diagonali, sulla base di un calcolo eseguito da un Ingegnere o da un Architetto abilitati all'esercizio della professione, in relazione all'azione del vento presumibile per la zona ove il ponteggio viene montato (v. punto 3.4. delle Norme CNR. UNI 10012/67).

6.1.2. - Le operazioni di montaggio e di smontaggio devono essere effettuate da personale pratico; il responsabile del cantiere deve assicurarsi che il ponteggio sia montato a regola d'arte, in conformità al disegno esecutivo ed osservando la Norme del D.P.R. n. 164 del 7.1.1956 e le seguenti istruzioni.

6.1.3. - Gli elementi del ponteggio da utilizzare devono essere controllati prima del loro impiego allo scopo di eliminare quelli che presentino deformazioni, rotture, ossidazioni e corrosioni pregiudizievoli per la resistenza del ponteggio. Gli elementi non sufficientemente protetti contro gli agenti atmosferici, non devono venire impiegati.

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

- guanti;
- elmetti;
- calzature con suole flessibili ed antisdrucciolevoli,
- cinture di sicurezza a bretella, provviste di un mezzo per l'aggancio alle strutture del ponteggio.

6.2. - MONTAGGIO

6.2.1. - L'appoggio del ponteggio deve avvenire secondo le seguenti istruzioni:
 — il piano di appoggio deve offrire garanzie sufficienti di resistenza durevole, da verificare sperimentalmente;

la ripartizione del carico sul piano di appoggio deve essere realizzata a mezzo di basette con l'interposizione di elementi atti a ripartire il carico sul piano di appoggio, in modo da non superare la resistenza unitaria di questo: detti elementi devono offrire resistenza sufficiente all'azione delle basette.

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

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

- la distanza tra il ponteggio e l'edificio in modo da assicurare, seguendo il disegno esecutivo, la costruzione di impalcati accostati all'opera in costruzione (vedi anche 6.3.1);
- la verticalità dei montanti ed il loro collegamento assiale;
- l'orizzontalità dei correnti e dei traversi;
- l'assetto operativo dei dispositivi di collegamento;
- il corretto inserimento e rotazione del dispositivo di collegamento assiale dei telai (spine);
- la corretta posizione del dispositivo di bloccaggio degli attacchi per correnti, diagonali e parapetti;
- il rispetto delle distanze orizzontali e verticali previste nel disegno esecutivo;
- la messa in opera degli ancoraggi, delle diagonali in vista e in pianta, seguendo il normale progredire del montaggio del ponteggio ed in conformità ai disegni esecutivi;
- che il traverso più alto del ponteggio in corso di costruzione non superi di m 4 l'ultimo ordine di ancoraggi.

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

6.2.3 - Il montaggio deve essere effettuato nel seguente ordine:

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

6.2.4 - Nel montaggio degli elementi costituenti il ponteggio devono 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, le mensole, le travette per varchi e passi carrai, i passanti, ecc. devono essere collegati almeno in due punti; il dispositivo di collegamento deve realizzare l'unione degli elementi in modo tale che la separazione degli stessi possa avvenire soltanto con intervento volontario e ne sia esclusa la disattivazione per causa accidentale.
- Si devono realizzare su tutti i riquadri collegamenti orizzontali (diagonali in pianta) almeno ogni due piani di ponteggio, curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale.
- Si devono realizzare collegamenti longitudinali (di facciata) mediante correnti e diagonali, curando l'attivazione dei dispositivi contro lo sganciamento accidentale.
- Gli ancoraggi devono essere realizzati su strutture resistenti, in conformità ai disegni di cui allo Schema tipo Allegato A.

L'impiego dei vitoni è consentito alla condizione che le superfici di contatto offrano durevoli condizioni di resistenza

Gli ancoraggi devono essere disposti seguendo quanto indicato nello Schema tipo del ponteggio.

— L'interruzione del ponteggio per la realizzazione di passi carrai o per altri motivi è consentita solo qualora sia realizzata conformemente a quanto indicato nello Schema tipo Allegato A.

Sullo stesso Allegato A è riportato lo schema di montaggio di una travella con la indicazione dei carichi massimi previsti e del numero di giunti — normali più supplementari — necessari per la sua corretta realizzazione.

Al riguardo, ed a maggior chiarimento, si precisa che vanno applicati alle singole aste i giunti qui appresso indicati:

- Briglia superiore: n. 2 giunti (normale + supplementare) ad ogni estremità; n. 1 giunto normale al centro.
- Briglia inferiore: n. 1 giunto normale per nodo.
- Diagonali: n. 2 giunti (normale + supplementare) ad ogni estremità.
- Montante centrale: n. 1 giunto normale al nodo con la briglia superiore, come già detto; n. 2 giunti (normale + supplementare) al collegamento con la briglia inferiore.

In questo caso ed in tutti gli altri in cui sia necessario utilizzare elementi del ponteggio a tubi e giunti (livellamento di piani di partenza dei ponteggi a telaio oppure particolari partenze del ponteggio stesso, oppure per ottenere aperture diverse) è necessario:

- che gli elementi del ponteggio a tubi e giunti appartengano ad un unico tipo di ponteggio autorizzato;
- che vengano scrupolosamente seguiti, per la parte realizzata con elementi a tubi e giunti, gli specifici schemi previsti nell'autorizzazione, sia per quanto riguarda il numero e la posizione degli elementi utilizzati che per quanto riguarda i sistemi di vincolo necessari (ancoraggi);
- che sia possibile la normale giunzione tra elementi a tubi e giunti ed elementi a telaio, senza ricorso a soluzioni di ripiego o all'impiego di elementi di raccordo non previsti nell'autorizzazione;
- che si provveda, comunque, a chiudere i telai dei ponteggi prefabbricati in prossimità dell'innesto.

Il montaggio di apparecchi di sollevamento sui ponteggi è consentito per apparecchi aventi portata non superiore a 200 kg e sbraccio non superiore a m 1,20 alle seguenti condizioni:

- a) raddoppio del montante interessato (realizzato con giunti resistenti a trazione);
- b) realizzazione di un adeguato sistema di ancoraggio.

Il raddoppio viene effettuato affiancando al montante interessato per tutta la sua altezza, un tubo collegato mediante giunti paralleli, in corrispondenza del piede di ciascun telaio; tubi e giunti debbono appartenere ad un unico tipo di ponteggio autorizzato.

6.3 - IMPIEGO

6.3.1 - I piani del ponteggio destinati al lavoro devono:

- avere elementi di tavolato con sezioni, se in legno, non inferiori a 5 x 20 cm oppure 4 x 30 cm. Le tavole non devono presentare parti a sbalzo; le loro estremità devono essere sovrapposte, sempre in corrispondenza di un traverso, per non meno di 40 cm;
- essere costituiti da intavolati bene accostati tra loro ed all'opera in costruzione. Soltanto per l'esecuzione dei lavori di finitura è consentito un distacco dalla muratura, per il tavolato, non superiore a 20 cm.
- essere utilizzati solo allorché non distino più di 2 metri dall'ordine più alto di ancoraggi;

- essere provvisti di un Impalcato di sicurezza (sottoponte) avente resistenza non inferiore a quella prevista nello schema tipo del ponteggio, con tavole assicurate in maniera adeguata contro gli spostamenti;
- essere provvisti, su ciascun lato libero, di un parapetto composto di un corrente superiore, di un corrente intermedio e di una tavola fermapièdi, alta non meno di 20 cm.

In questi elementi:

- i due correnti di facciata hanno posizione fissa, con altezza ed intervallo tali da garantire la rispondenza alle Norme di Legge;
- la tavola fermapièdi va poggiata con il bordo inferiore a contatto con il piano di calpestio dell'impalcato;
- alle estremità del ponteggio, ai ripiani interessati, la difesa verso il vuoto sarà costituita da due correnti in tubi e giunti e dalla tavola fermapièdi.

I giunti ortogonali del collegamento vanno sistemati al disopra dei perni di attacco dei correnti parapetto della facciata esterna e su quella posteriore allo stesso livello come indicato a pagina 6 A dello Schema tipo Allegato A.

- Essere provvisti, per tutta l'estensione dell'impalcato (escluso lo spazio necessario al passaggio dei materiali sollevati con apparecchi di sollevamento montati sul ponteggio e le zone interdette al transito di persone) di un parasassi capace di intercettare la caduta di materiali.

La distanza massima tra i parasassi ed un qualsiasi impalcato utile non deve superare 12 metri.

I parasassi devono estendersi, in proiezione orizzontale e verticale fuori dell'impalcato, per almeno m 1,10 e devono raccordarsi con un impalcato regolamentare.

- Essere provvisti di indicazione chiara e visibile delle condizioni massime ammissibili di carico.

6.3.2. - L'utilizzazione dell'ultimo ripiano, a quota di circa 20,00 metri, è consentita solo a condizione che venga montato, al disopra di esso come indicato nello Schema tipo Allegato A, un ulteriore ordine di telai per coronamento ed irrigidimento superiore, regolarmente collegati e controventati: ciò, s'intende, oltre alla applicazione dell'impalcato, del parapetto regolamentare e della tavola fermapièdi.

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

6.3.4. - Devono essere effettuati i seguenti controlli:

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

6.3.5. - Si devono far controllare, da persona competente:

- la regolarità degli impalcati ed il loro fissaggio al ponteggio;
- la esistenza di parapetti completi sugli impalcati di lavoro;
- il rispetto dei limiti di sovraccarico previsti e la osservanza dei limiti nel numero degli impalcati carichi e scarichi fissati nello schema;

- l'osservanza del divieto di salire e scendere lungo i montanti;
- la corrispondenza della disposizione e del tipo degli ancoraggi, secondo quanto previsto nel progetto;
- la efficienza dei dispositivi e dei conduttori di messa a terra del ponteggio.

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

6.4. - SMONTAGGIO

Si devono osservare le seguenti precauzioni:

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