

**Regione Basilicata**  
**COMUNE DI MELFI**  
 Località: VALLEVERDE

**PROGETTO DI DEMOLIZIONE  
 CONTROLLATA DI 14 FABBRICATI  
 PER COMPLESSIVI 123 ALLOGGI**

legge n. 560/1993

Responsabile del Procedimento:  
 ing. Pierluigi ARCIERI

Direttore dei Lavori:  
 ing. Michele GERARDI

Progettisti:

Progetto di demolizione:  
 prof. ing. Alberto BALSAMO \_\_\_\_\_

Collaboratori:  
 dott. arch. Renato BALSAMO

dott. ing. Ivano IOVINELLA

dott. ing. Anna CASTIGLIA

dott. ing. Rodolfo FISCIANO

UNITA' DI DIREZIONE : INTERVENTI COSTRUTTIVI - MANUTENZIONE - RECUPERO



elaborato:

**R.CP**

intervento di:

**DEMOLIZIONE CONTROLLATA DI N. 14  
 FABBRICATI PER COMPLESSIVI 123  
 ALLOGGI**

**RELAZIONE DI CALCOLO DEI PONTEGGI**

data:

Giugno 2013

	DATA	FIRMA
REDATTO		
VERIFICATO		
APPROVATO		

# RELAZIONE TECNICA

## **1.1 - DESCRIZIONE GENERALE DELLE LAVORAZIONI**

Le lavorazioni oggetto della presente relazione sono rappresentate dalla demolizione di n° 14 edifici costruiti tra gli anni 1978 ed il 1980 per complessivi 123 alloggi. Le operazioni di demolizione prevedono il recupero dei materiali metallici, del vetro ed il trasporto a discarica di tutta la parte inerte non recuperabile.

Per garantire il regolare svolgimento delle operazioni di demolizione e la sicurezza della pubblica incolumità è stata prevista laddove necessario l'installazione di un ponteggio con rete metallica a protezione delle strutture limitrofe da accidentali cadute di materiale dall'alto.

Nel seguito si riporta la verifica del più alto di tali ponteggi considerando verifica tutti gli altri di dimensioni inferiori. Si verifica, come da autorizzazioni ministeriali, una singola stilata, essendo tutte le altre realizzate nello stesso modo e dunque soggette alle stesse sollecitazioni.

Per la verifica in oggetto si fa riferimento ad un ponteggio misto in tubi e giunti e telai prefabbricati tipo quelli commercializzati dalla:

1. "MARCEGALLIA BUILDING" ed autorizzato con Aut. Min. (Tubi e Giunti)

- n. 2328/7/12/1/A-3 del 24 febbraio 1973
- n. 22968/PR-7 del 14 ottobre 1980
- n. 20614/OM – 4 del 8 luglio 1995
- n. 21879/PR – 7/A.3 del 21 novembre 1984

2. "EMMESSE" ed autorizzato con Aut. Min. (Telai Prefabbricati)

- n. 21423/PR/OP/PONT/A del 7 luglio 2003
- n. 21603/PR/OP/PONT/E del 4 agosto 2003

L'altezza massima di tutti i ponteggi realizzabili è pari a 8,00 metri nella sezione di altezza maggiore.

Non si prevede per i ponteggi in progetto la possibilità di stoccare materiale al di sopra di essi ne se ne prevede la transitabilità se non per motivi legati alla manutenzione il montaggio e lo smontaggio.

Il progetto prevede la possibilità di utilizzare elementi in tubi e giunti in abbinamento a elementi prefabbricati, tale possibilità è esplicitamente consentita dalla circolare del Ministero del Lavoro e delle Politiche sociali n. 20/2003.

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- Norme Tecniche per le Costruzioni 14/01/2008
- C.N.R. 10012
- C.N.R. 10011
- DPR 164/56
- Circ. M.LL.PP del 04/07/96 n°156
- Circ. M.LL.PP n°20/2003

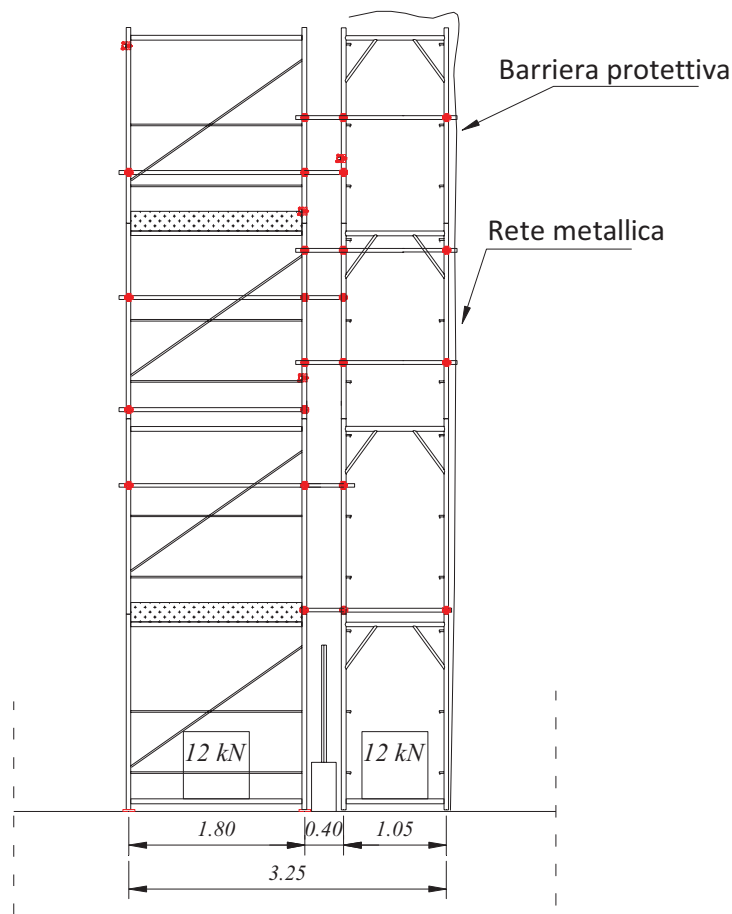
## **3. CARATTERISTICHE DIMENSIONALI**

Gli schemi di ponteggio per le diverse tipologie da adottare che si assumono per il calcolo sono quelli riportati nell'allegato grafico alla presente, che prevedono ripiani aventi tra loro distanza massimo di metri 2,00 per un'altezza totale (misurata dal piano di appoggio delle basette all'estradosso dell'ultimo tavolato praticabile) inferiore a 8,00 metri. Ciascun tratto di ponteggio deve essere caratterizzato da:

- un massimo di 4 impalcati sulla stessa verticale;
- ciascun impalcato praticabile deve essere provvisto anteriormente di un corrente parapetto ad altezza di 1,10 metri al di sopra del traverso ed un corrente interno posto direttamente sotto al traverso;
- presenza di una diagonale in ogni campo;
- altezza massima dell'ultimo impalcato utile : 8,00 m.

Nel calcolo si adopera un metodo semplificato che tiene conto del comportamento alla GRINTER a traversi infinitamente rigidi, di ciascun telaio. A tal fine si verifica che la snellezza delle aste non superi i valori di :

- 200 per membrature principali
- 250 per membrature secondarie.



**Figura 1. Sezione generica del ponteggio**

Le caratteristiche dimensionali e dei materiali, per ciascun tipo di ponteggio, sono indicate nei relativi libretti di autorizzazione ministeriale che devono essere associati alla presente e conservati in cantiere.

#### **4. CARICHI**

Vista la funzione di protezione contro la caduta accidentale di piccoli elementi lapidei, stante la limitata altezza del ponteggio che è inferiore ai 20 metri, limite massimo al di sotto del quale non è necessario provvedere alla progettazione, si considera per il seguente calcolo le due condizioni di seguito elencate:

Condizione 1 di FUORI SERVIZIO per vento;

Condizione 2 di FUORI SERVIZIO per neve.

Nel calcolo seguente inoltre si considera, a favore di sicurezza, il montaggio degli impalcati a piani alterni.

I pesi dei singoli elementi strutturali sono desunti dalle schede tecniche fornite dalla casa costruttrice.

#### 4.1. PESO PROPRIO

Il peso proprio di ciascun campo di ponteggio, desunto dalle autorizzazioni ministeriali di cui sopra, è esplicitato in Tabella 1.

	P.U.	Qtà	Mont. Int.
	kN		kN
Telai	0,21	4	0,84
Diagonale di facciata	0,046	4	0,18
Corrente di facciata	0,043	8	0,34
Corrente interno	0,043	8	0,34
Spine a Verme	0,001	8	0,01
Fermapiedi	0,065	4	0,26
Tavole d'impalcato	0,150	6	0,90
<b>TOTALE</b>			<b>2,83</b>

**Tabella 1 - Peso proprio Ponteggio**

#### 4.2. SOVRACCARICO

Il carico accidentale per i motivi sopracitati verrà considerato nullo.

#### 4.3. CARICO DA NEVE

Il carico da neve gravante sugli impalcato orizzontali viene valutato secondo le indicazione del punto 3.4 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" con la seguente espressione :

$$q_s = \mu_i q_{sk}$$

dove:

$q_s$  = carico neve sull'ultimo impalcato;

$\mu_i$  = coefficiente forma impalcato;

$q_{sk}$  = valore riferimento del carico da neve al suolo.

Il carico agisce in direzione verticale ed,essendo l'edificio ad una quota superiore a 200 m.s.l., si ha il seguente valore:

ZONA= III

$a_s$  = 530 m s.l.m.

$$q_{sk} = 0,51 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{481} \right)^2 \right] = 1,12 \frac{kN}{mq}$$

$$\mu_i = 0,80$$

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} = 0,80 \cdot 1,12 = 0,90 \frac{kN}{mq}$$

#### 4.4. CARICO DA VENTO

Le azioni del vento  $F_v$  sono valutate secondo le indicazioni del punto 3.3 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" con la seguente espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

L'area oggetto dell'intervento si trova in zona IV ed ipotizzando un'altezza dal suolo pari a 9 metri

$$c_e = 1,7$$

$$c_t = 1,0$$

$$c_d = 1,2$$

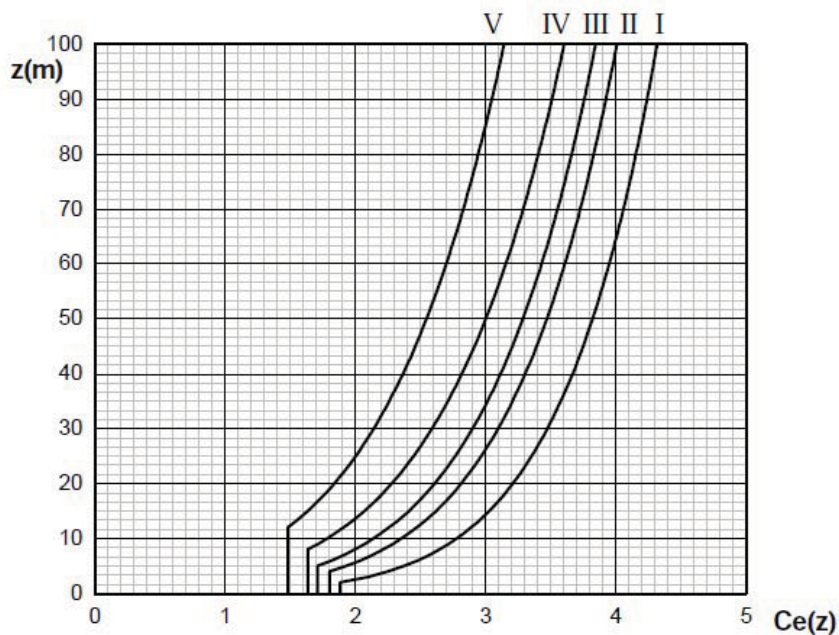


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  con la quota (per  $c_t = 1$ )

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad \text{dove } \rho \text{ è la densità dell'aria assunta pari a } 1,25 \text{ kN/m}^3 \text{ mentre}$$

$$v_b = v_{b,0} + k_\alpha (a_s - a_0) = 27 + 0,02 \cdot (530 - 500) = 27,60 \frac{m}{s} \quad a_0 < a_s < 1500 \text{ m}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 476,10 \frac{N}{m^2}$$

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 476,10 \cdot 1,7 \cdot 1,2 = 971,24 \frac{N}{m^2}$$

Con i relativi parametri desunti dalla tabella 3.3.I delle NTC 2008

**Tabella 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$**

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

La superficie investita dal vento ( $S_{vento}$ ) per ciascun campo di ponteggio è desunta dal libretto del ponteggio ed è considerata non superiore a  $1,00 \text{ m}^2$  come indicato nella tabella seguente:

SUPERFICIE INVESTITA DAL VENTO IN DIREZIONE ORTOGONALE PER CAMPO				
Descrizione	Qta	Lunghezza	Proiezione	TOTALE
		[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]
Montanti	2	2,00	0,048	0,19
Fermapiedi	1	1,80	0,200	0,36
Correnti di facciata	3	1,80	0,048	0,26
Diagonale di facciata	1	2,10	0,048	0,10
Tavole d'impalcato	1	1,75	0,053	0,09
TOTALE				1,00

Tuttavia si considera inoltre che sul ponteggio verrà applicata una rete di protezione contro il passaggio dei residui di piccole dimensioni, si assume per essa un percentuale di protezione pari al 50% della superficie coperta ovvero

$$S_{vento} = 0,40 \cdot 14,40 \text{ m}^2 = 5,76 \text{ m}^2$$

La forza esercitata dal vento dunque risulta:

$$P = p \cdot S_{vento} = (5,76 + 4,00) \cdot 971,24 = 9,48 \text{ kN}.$$

## 5. VERIFICA AL CARICO DA NEVE

Il carico da neve calcolato al punto 4.3 risulta inferiore al carico di esercizio per il quale il ponteggio è verificato secondo le autorizzazioni ministeriali, per tale motivo si omette la suddetta verifica.

## 6. VERIFICA AL RIBALTAMENTO DA VENTO

Il calcolo viene effettuato in conformità alle istruzioni autorizzate dal Ministero del Lavoro e delle Politiche Sociali

- n. 2328/7/12/1/A-3 del 24 febbraio 1973
- n. 22968/PR-7 del 14 ottobre 1980
- n. 20614/OM – 4 del 8 luglio 1995
- n. 21879/PR – 7/A.3 del 21 novembre 1984

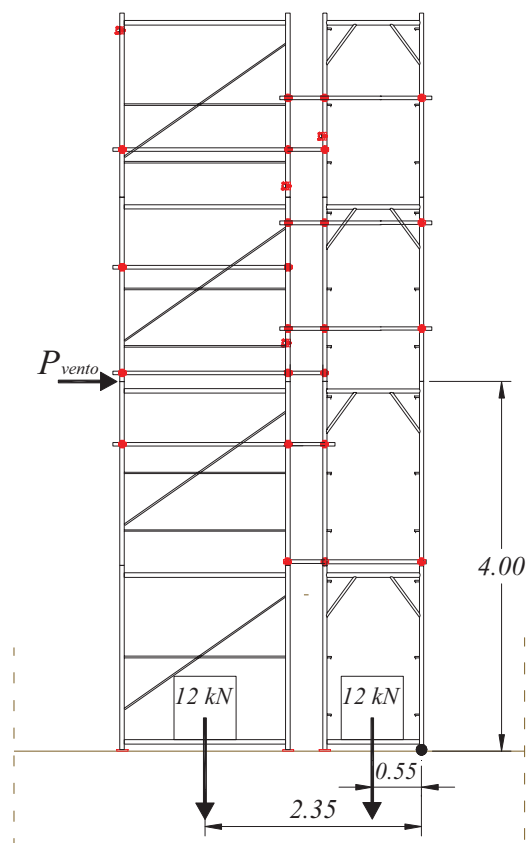


Figura 2. Azioni agenti sul ponteggio



Con riferimento alla Figura 2 sul ponteggio insistono le seguenti forze:

Forza ribaltante dovuta al vento	10,88 kN
Forza stabilizzante dovuta al peso proprio	2x2,83 kN
Forza stabilizzante dovuta alla zavorra	2x12,00 kN

Si considera la possibilità di ribaltamento del ponteggio intorno ad una cerniera cilindrica passante per gli appoggi dei montanti al suolo, in tal caso le forze sopracitate genereranno i seguenti momenti:

Momento ribaltante dovuto al vento

$$M_R = P_{vento} \cdot 4,00m = 9,48kN \cdot 4,00m = 37,92kNm$$

Momento stabilizzante

$$M_s = (P_{proprio}^1 + P_{zavorra}) \cdot 0,55m + (P_{proprio}^2 + P_{zavorra}) \cdot 2,35m = 14,83kN \cdot (0,55 + 2,35) = 43,01kNm$$

La verifica è soddisfatta risultando:

$$C.F. = \frac{M_s}{M_R} > 1$$

## **7. VERIFICA AL RIBALTAMENTO DA IMPATTO**

Nella condizione più svantaggiosa i detriti possono cadere da un'altezza massima di 17 metri dovendo percorrere, prima di impattare sulla parte sommitale del ponteggio, la distanza di 9 metri.

La velocità con la quale il detrito impatta sul ponteggio, in ipotesi di caduta libera ed in assenza di attrito dovuto all'atmosfera, è pari a  $8,86 \frac{m}{s} \approx 9,00 \frac{m}{s}$

La forza statica equivalente, come suggerito dalle autorizzazioni ministeriale, è ottenuto amplificando il peso reale del detrito per il coefficiente

$$\psi = 1 + 0,6 \cdot V = 1 + 0,6 \cdot 9,00 = 6,40$$

con V velocità del detrito espressa in metri al secondo.

Si assume come massima dimensione ammissibile del detrito quella inscritta in un cubo di 0,25 metri di lato ovvero con un volume pari a  $16 \times 10^{-3} m^3$  ed un peso di 0,39 kN.

La forza da esso esercitata sul ponteggio sarà uguale a  $F_{sta} = \psi \cdot P = 6,40 \cdot 0,39kN = 2,50kN$  generando alla base del ponteggio un momento pari a

$$M_R = F_{stat} \cdot 8,00m = 2,50kN \cdot 8,00m = 20,00kNm$$

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento dovuto all'impatto dei detriti vale pertanto

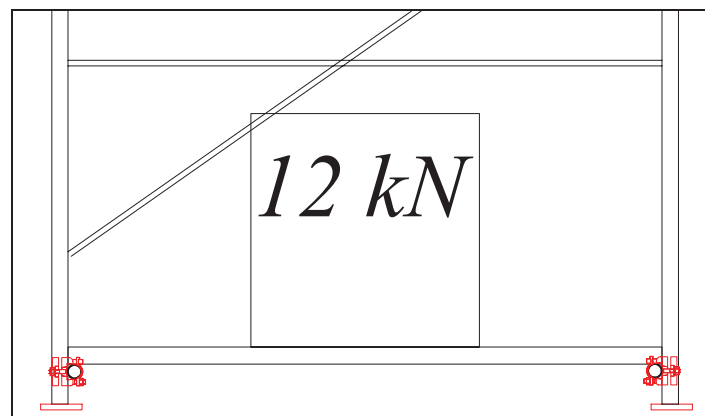
$$C.F. = \frac{M_s}{M_R} = \frac{43,01}{20,00} = 2,15$$

## 8. VERIFICA DEI GIUNTI

La zavorra o gli eventuali ancoraggi dovranno essere fissati al ponteggio secondo lo schema di Figura 3 attraverso dei giunti che saranno sottoposti ad una forza di sfilamento pari a

$$F_{sfil} = \frac{M_R}{3,25m} = \frac{37,92kNm}{3,25m} = 11,66kN$$

Su ciascun giunto insisterà una forza pari a  $F_{sfil(1)} = \frac{11,66kN}{2} = 5,83kN$



**Figura 3. Schema dell'ancoraggio della zavorra**

Si impone che per la realizzazione dell'ancoraggio si utilizzi un giunto ortogonale, con resistenza allo sfilamento, considerato il frattile al 5%, pari a 11,55 kN (libretto di autorizzazione ministeriale "Marcegallia Building" pg. 27). Il coefficiente di sicurezza allo sfilamento pertanto varrà:

$$c.c. = \frac{11,55}{5,83} = 1,98 > 1.5$$

Si stabilisce inoltre che l'eventuale ancoraggio sia realizzato con anello (schema riportato nei grafici allegati alla presente), quest'ultimo costituito da un tondino di acciaio avente diametro non inferiore a 6 mm.

In tale condizione si ha :

$$\sigma = \frac{S_T}{2 \pi r^2} = \frac{5830}{56,52} = 103 \text{ MPa} < \sigma_{amm}$$

Il tassello meccanico che verrà utilizzato nella realizzazione dell'ancoraggio dovrà avere carico di estrazione maggiore di

$$S_{ESTR} = 2,5 \cdot S_T = 2,5 \cdot 5,83 > 14,57 \text{ kN}$$

I giunti alla base sono i più sollecitati, pertanto sono soddisfatte tutte le verifiche dei giunti a quota superiore.

## **9. ULTERIORI VERIFICHE**

Non è necessario eseguire le verifiche del traverso, dei fermapiedi e dell'impalcato poiché tali elementi sono realizzati secondo il progetto standard. Per ulteriori specifiche si faccia riferimento al libretto delle autorizzazioni ministeriali.

## **10. PRESCRIZIONI PARTICOLARI**

In armonia con le prescrizioni normative riportate nel DPR n. 164/56 recante le "Norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni" si ricorda quanto segue:

Le tavole devono essere assicurate contro gli spostamenti e ben accostate tra loro e all'opera in costruzione.

Gli impalcati e ponti di servizio, le passerelle, le andatoie, che siano posti ad un'altezza maggiore di 2 metri, devono essere provvisti su tutti i lati verso il vuoto di robusto parapetto costituito da uno o più correnti paralleli all'intavolato, il cui margine superiore sia posto a non meno di m 1 dal piano di calpestio, e di tavola fermapiede alta non meno di cm 20, messa di costa e aderente al tavolato.

Correnti e tavola fermapiede non devono lasciare una luce, in senso verticale, maggiore di cm 60.

Sia i correnti che la tavola fermapiede devono essere applicati dalla parte interna dei montanti.

Sopra i ponti di servizio e sulle impalcature in genere è vietato qualsiasi deposito, eccettuato quello temporaneo dei materiali ed attrezzi necessari ai lavori.

Si devono far controllare sistematicamente da persona competente:

- la regolarità degli impalcati e il loro fissaggio al ponteggio

- l'esistenza di parapetti completi sugli impalcati di lavoro
- il rispetto dei limiti di sovraccarico previsti e l'osservanza dei limiti nel numero degli impalcati scarichi e carichi, fissata nello schema
- la corrispondenza della disposizione e del tipo degli ancoraggi previsti nel progetto
- l'efficienza dei dispositivi di messa a terra del ponteggio

Gli impianti elettrici e gli apparecchi mossi elettricamente, comunque interessanti ponteggio, debbono essere costituiti da materiale idoneo alle condizioni di lavoro ed essere installati in modo da evitare sulle strutture la presenza di tensioni da contatto.

Nelle fasi di smontaggio bisogna osservare le seguenti precauzioni:

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

Sotto ogni montante del ponteggio devono essere predisposte delle tavole di legno dello spessore minimo di 4 cm in grado di distribuire il carico del montante sulla superficie di appoggio.

Laddove il ponteggio è appoggiato a strutture esistenti la direzione dei lavori avrà cura di verificare la staticità delle strutture orizzontali su cui il ponteggio è appoggiato nonché di monitorare periodicamente le stesse.

## **11. CONCLUSIONI**

Il ponteggio calcolato nella presente relazione di calcolo ha una rettangolare allungata e viene realizzato seguendo le indicazioni delle autorizzazioni ministeriali.

Gli elaborati grafici allegati alla presente nonché gli schemi qui riportati fanno riferimento ad un ponteggio tipo realizzato con tre campi da 1,80 metri, l'aggiunta di ulteriori campi non pregiudica la stabilità del ponteggio.

Tutte le verifiche eseguite sono soddisfatte.

Napoli, giugno/2013

Il Progettista  
**Prof. Ing. Alberto Balsamo**

## **NOTA**

Per quanto non riportato nel presente ALLEGATO GRAFICO, si faccia riferimento ai libretti di uso e manutenzione dei ponteggi approvati dal Ministero del Lavoro e delle Politiche Sociali come indicato a pagina 1.