

Lavori

Manutenzione straordinaria

Ubicazione

COMUNE DI NOVERASCO (MI)
Condominio - Via Sporting Mirasole

Committente

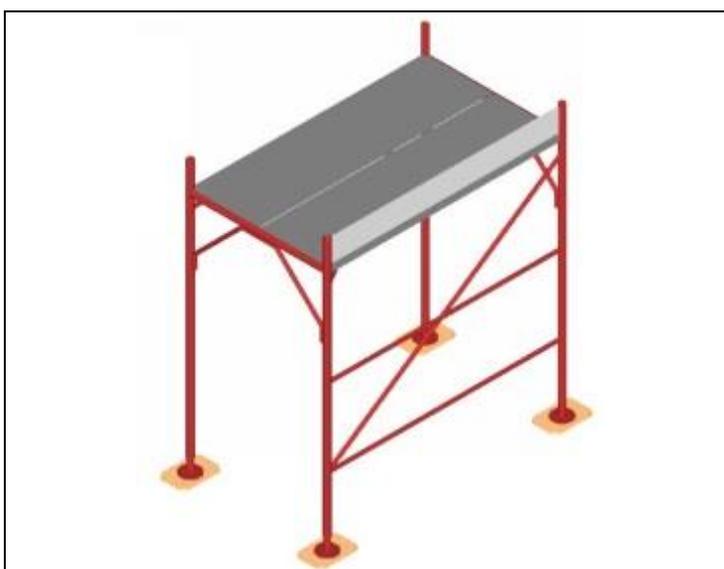
Impresa Esecutrice

RECOVER ITALIA SRL

Responsabile Lavori

Progettista

ING. MAGY HANNA



Data	Elaborato	Tavola N°
02/02/2022	CALCOLI DI RESISTENZA E STABILITA' DI UN PONTEGGIO METALLICO A TELAI PREFABBRICATI <i>(D.Lgs. 9 aprile 2008 n° 81 e s.m.i)</i>	Scala
Archivio		

Il Tecnico



Sommario

PONTEGGIO METALLICO A TELAI PREFABBRICATI	5
PROSPETTO SUD	6
1.1 CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO DELL'AREA DI CANTIERE	7
1.2 ANALISI DEI CARICHI	8
1.2.1. Peso proprio del ponteggio da costruzione	8
1.2.2. Carichi di esercizio nel ponteggio	8
1.3 MOMENTI FLETTENTI SUI MONTANTI DEI TELAI	9
1.3.1. Momento dovuto all'azione del vento	9
1.3.2. Momento dovuto al carico di esercizio	10
1.3.3. Momento flettente totale sul montante	10
1.4 VERIFICA DEI MONTANTI DEL PONTEGGIO	10
1.5 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ASSIALE DEI MONTANTI DEI TELAI	11
1.6 VERIFICA DELLE CONTROVENTATURE	12
1.6.1. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento.	12
1.6.2. Verifica del telaietto-parapetto	12
1.6.3. Verifica delle stilate alle azioni taglianti	13
1.7 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI	14
1.7.1. Azione del vento	14
1.7.2. Stabilizzazione delle stilate	14
1.7.3. Sforzo totale sull'ancoraggio	14
1.7.4. Verifica dell'ancoraggio a tassello	14
1.8 VERIFICA DEL CORRENTE POSTERIORE ALL' AZIONE DEL VENTO	14
1.9 VERIFICA DEL TELAIO AI CARICHI DI ESERCIZIO	15
1.10 VERIFICA DELL' IMPALCATO	15
1.11 VERIFICA DELLA PRESSIONE SUL PIANO DI APPOGGIO	16
1.11.1 Modalità di ripartizione del carico	16
1.11.2 Pressione sul piano di appoggio	16
1.12 VERIFICA DEL PARAPETTO	16
1.12.1 Calcolo del momento flettente e della freccia	16
1.13 VERIFICA Basette regolabili	17
1.14 VERIFICA DELL'ELEMENTO PARASASSI	17
PROSEPTTO EST	18
1.1 CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO DELL'AREA DI CANTIERE	20
1.2 ANALISI DEI CARICHI	21
1.2.1. Peso proprio del ponteggio da costruzione	21
1.2.2. Carichi di esercizio nel ponteggio	21
1.3 MOMENTI FLETTENTI SUI MONTANTI DEI TELAI	22
1.3.1. Momento dovuto all'azione del vento	22
1.3.2. Momento dovuto al carico di esercizio	23
1.3.3. Momento flettente totale sul montante	23
1.3.4. Mensole con Puntone	24
1.4 VERIFICA DEI MONTANTI DEL PONTEGGIO	24
1.5 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ASSIALE DEI MONTANTI DEI TELAI	25
1.6 VERIFICA DELLE CONTROVENTATURE	25
1.6.1. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento.	25
1.6.2. Verifica del telaietto-parapetto	26
1.6.3. Verifica delle stilate alle azioni taglianti	27
1.7 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI	27
1.7.1. Azione del vento	27
1.7.2. Stabilizzazione delle stilate	27
1.7.3. Sforzo totale sull'ancoraggio	27
1.7.4. Verifica dell'ancoraggio a tassello	27
1.8 VERIFICA DEL CORRENTE POSTERIORE ALL' AZIONE DEL VENTO	28
1.9 VERIFICA DEL TELAIO AI CARICHI DI ESERCIZIO	28
1.10 VERIFICA DELL' IMPALCATO	28
1.11 VERIFICA DELLA PRESSIONE SUL PIANO DI APPOGGIO	29
1.11.1 Modalità di ripartizione del carico	29
1.11.2 Pressione sul piano di appoggio	29

1.12 VERIFICA DEL PARAPETTO	30
1.12.1 Calcolo del momento flettente e della freccia	30
1.13 VERIFICA Basette regolabili	30
1.14 VERIFICA DELL'ELEMENTO PARASASSI	31
PROSPETTO NORD	32
1.1 CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO DELL'AREA DI CANTIERE	33
1.2 ANALISI DEI CARICHI	34
1.2.1. Peso proprio del ponteggio da costruzione	34
1.2.2. Carichi di esercizio nel ponteggio	34
1.3 MOMENTI FLETTENTI SUI MONTANTI DEI TELAI	36
1.3.1. Momento dovuto all'azione del vento	36
1.3.2. Momento dovuto al carico di esercizio	36
1.3.3. Momento flettente totale sul montante	36
1.4 VERIFICA DEI MONTANTI DEL PONTEGGIO	37
1.5 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ASSIALE DEI MONTANTI DEI TELAI	38
1.6 VERIFICA DELLE CONTROVENTATURE	38
1.6.1. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento.	38
1.6.2. Verifica del telaietto-parapetto	39
1.6.3. Verifica delle stilate alle azioni taglianti	39
1.7 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI	40
1.7.1. Azione del vento	40
1.7.2. Stabilizzazione delle stilate	40
1.7.3. Sforzo totale sull'ancoraggio	40
1.7.4. Verifica dell'ancoraggio a tassello	40
1.8 VERIFICA DEL CORRENTE POSTERIORE ALL' AZIONE DEL VENTO	41
1.9 VERIFICA DEL TELAIO AI CARICHI DI ESERCIZIO	41
1.10 VERIFICA DELL' IMPALCATO	41
1.11 VERIFICA DELLA PRESSIONE SUL PIANO DI APPOGGIO	42
1.11.1 Modalità di ripartizione del carico	42
1.11.2 Pressione sul piano di appoggio	42
1.12 VERIFICA DEL PARAPETTO	42
1.12.1 Calcolo del momento flettente e della freccia	42
1.13 VERIFICA Basette regolabili	43
1.14 VERIFICA DELL'ELEMENTO PARASASSI	44
PROSPETTO OVEST	45
1.1 CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO DELL'AREA DI CANTIERE	46
1.2 ANALISI DEI CARICHI	47
1.2.1. Peso proprio del ponteggio da costruzione	47
1.2.2. Carichi di esercizio nel ponteggio	47
1.3 MOMENTI FLETTENTI SUI MONTANTI DEI TELAI	49
1.3.1. Momento dovuto all'azione del vento	49
1.3.2. Momento dovuto al carico di esercizio	49
1.3.3. Momento flettente totale sul montante	49
1.3.4. Mensole con Puntone	50
1.4 VERIFICA DEI MONTANTI DEL PONTEGGIO	50
1.5 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ASSIALE DEI MONTANTI DEI TELAI	51
1.6 VERIFICA DELLE CONTROVENTATURE	52
1.6.1. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento.	52
1.6.2. Verifica del telaietto-parapetto	52
1.6.3. Verifica delle stilate alle azioni taglianti	53
1.7 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI	53
1.7.1. Azione del vento	54
1.7.2. Stabilizzazione delle stilate	54
1.7.3. Sforzo totale sull'ancoraggio	54
1.7.4. Verifica dell'ancoraggio a tassello	54
1.8 VERIFICA DEL CORRENTE POSTERIORE ALL' AZIONE DEL VENTO	54
1.9 VERIFICA DEL TELAIO AI CARICHI DI ESERCIZIO	54
1.10 VERIFICA DELL' IMPALCATO	55
1.11 VERIFICA DELLA PRESSIONE SUL PIANO DI APPOGGIO	55
1.11.1 Modalità di ripartizione del carico	55
1.11.2 Pressione sul piano di appoggio	56

1.12 VERIFICA DEL PARAPETTO	56
1.12.1 Calcolo del momento flettente e della freccia	56
1.13 VERIFICA Basette regolabili	56
1.14 VERIFICA DELL'ELEMENTO PARASASSI	57
TRATTO TIPO CAMPATE (24-25/48-49)	58
1.1 CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO DELL'AREA DI CANTIERE	60
1.2 ANALISI DEI CARICHI	60
1.2.1. Peso proprio del ponteggio da costruzione	60
1.2.2. Carichi di esercizio nel ponteggio	61
1.3 MOMENTI FLETTENTI SUI MONTANTI DEI TELAI	62
1.3.1. Momento dovuto all'azione del vento	62
1.3.2. Momento dovuto al carico di esercizio	62
1.3.3. Momento flettente totale sul montante	63
1.3.4. Mensole con Puntone	63
1.4 VERIFICA DEI MONTANTI DEL PONTEGGIO	64
1.5 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ASSIALE DEI MONTANTI DEI TELAI	65
1.6 VERIFICA DELLE CONTROVENTATURE	65
1.6.1. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento.	65
1.6.2. Verifica del telaio-parapetto	66
1.6.3. Verifica delle stilate alle azioni taglianti	66
1.7 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI	67
1.7.1. Azione del vento	67
1.7.2. Stabilizzazione delle stilate	67
1.7.3. Sforzo totale sull'ancoraggio	67
1.7.4. Verifica dell'ancoraggio a tassello	67
1.8 VERIFICA DEL CORRENTE POSTERIORE ALL' AZIONE DEL VENTO	68
1.9 VERIFICA DEL TELAIO AI CARICHI DI ESERCIZIO	68
1.10 VERIFICA DELL' IMPALCATO	68
1.11 VERIFICA DELLA PRESSIONE SUL PIANO DI APPOGGIO	69
1.11.1 Modalità di ripartizione del carico	69
1.11.2 Pressione sul piano di appoggio	69
1.12 VERIFICA DEL PARAPETTO	69
1.12.1 Calcolo del momento flettente e della freccia	69
1.13 VERIFICA Basette regolabili	70
1.14 VERIFICA DELL'ELEMENTO PARASASSI	71

PONTEGGIO METALLICO A TELAI PREFABBRICATI

CALCOLI DI RESISTENZA E STABILITA' PER LA REALIZZAZIONE DI UN PONTEGGIO METALLICO

COMUNE
UBICAZIONE CANTIERE
LAVORI

NOVERASCO (MI)
Condominio - Via Sporting Mirasole
Manutenzione straordinaria

COMMITTENTE
Indirizzo residenza
Città

RESPONSABILE LAVORI
Indirizzo residenza
Città

IMPRESA
Indirizzo sede
Città

RECOVER ITALIA SRL
VIA TRENTO 34
GARBAGNATE MILANESE

PROGETTISTA
Indirizzo studio
Città

ING. MAGY HANNA
VIA II GIUGNO 2
CARPIANO (MI)

DATI PONTEGGIO
Produttore
Tipo
Autorizzazione Ministeriale

CORTI FABRIZIO S.N.C.
Tipo "Portale a boccole"
1112/14.03.01.01 del 24.01.05

CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI IMPIEGO

PROSPETTO SUD

Il calcolo viene riferito agli schemi tipo, riportati nei disegni allegati, per l'impiego del ponteggio da costruzione e da manutenzione, di cui due prototipi sono stati assoggettati separatamente a prove di collaudo fino al raggiungimento del carico limite di collasso delle strutture, presso il Laboratorio autorizzato di cui alle certificazioni allegate.

Lo schema strutturale tipo (vedi figura qui di seguito) prevede n. 15 ripiani a distanza mutua di m 2 per un'altezza utile di circa m 30,00 misurata dal piano di appoggio delle basette fino all'estradosso dell'intavolato utile, piano di lavoro, più alto e di ml. 31,20 dallo stesso piano di appoggio delle basette fino alla sommità terminale dei telai di protezione dell'ultimo piano. L'interasse longitudinale del ponteggio tra due stilate, cioè relativo al modulo, è di m 1.80 mentre la larghezza dei telaietti è di m 1,05.

Caratteristiche geometriche

N° Ripiani utili	: 15
N° Campate	: 13
Interasse montanti (Im)	: 1.80 m
Interasse ripiani (Ir)	: 2 m
Larghezza del ponteggio (L1)	: 1,05 m
Altezza del ponteggio	: 31,20 m

Tubi principali

Materiale	: Acciaio tipo Fe360
Diametro esterno	: 48.25 mm
Spessore	: 2.90 mm
Tensione ammissibile	: 16 daN/mm ²

Tubi secondari

Materiale	: Acciaio tipo Fe360
Diametro esterno	: 26.90 mm
Spessore	: 2.30 mm
Tensione ammissibile	: 16 daN/mm ²

Tavole da impalcato in legno

Larghezza tavole	: 20 cm
Spessore tavole	: 5 cm
Peso specifico legno	: 600 daN/m ³
Modulo elastico normale E	: 10500 daN/cm ²
Tensione ammissibile	: 80 daN/cm ²

Tavole da impalcato in lamiera zincata

Larghezza tavole	: 50 cm
Spessore tavole	: 3.6 mm
Modulo di resistenza a flessione	: 10 cm ³
Tensione ammissibile	: 20 daN/cm ²

Nello schema del ponteggio sono contemplati i seguenti elementi di collegamento, di irrigidimento e di controventatura:

1) Ad ogni ripiano è previsto un corrente posteriore di collegamento per modulo, disposto al di sotto del rango dei traversi.

2) Nel piano trasversale orizzontale, n. 1 diagonale per modulo, parimenti collocata al di sotto dei piano dei traversi, con disposizione, per l'intera lunghezza del ponteggio, a linea spezzata tra le stilate consecutive. La disposizione è ripetuta a piani alterni nel ponteggio, in corrispondenza dei piani ancorati, a partire dal primo.

3) Nel piano trasversale verticale la funzione di controventatura e' affidata alla idonea rigidità accertata (V. Certificazioni allegate) in conseguenza della saldatura dei traversi ai montanti e del contributo delle due saette di irrigidimento disposte e saldate a 45° tra montanti e traverso.

4) Nel piano longitudinale della facciata esterna è previsto un telaietto-parapetto con funzione di collegamento dei telai, di parapetto completo e di controventatura nel piano longitudinale.

Per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione massime e per i calcoli di verifica alla stabilità delle strutture del ponteggio viene di seguito adottato un metodo semplificato, considerato che nella schematizzazione strutturale del ponteggio risultano soddisfatti i seguenti requisiti:

1 ancoraggio ogni 14.40 m² di facciata, ovvero 1 ancoraggio ogni 4 moduli di ponteggio.

Snellezza delle aste non superiore a:

l = 200 per le membrature principali

l = 250 per le membrature secondarie

1.1 CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO DELL'AREA DI CANTIERE

Il calcolo della pressione del vento per l'area di cantiere in esame, è stato effettuato conformemente a quanto previsto dal *Decreto ministeriale 17 gennaio 2018* (G.U. n. 8 del 20 febbraio 2018).



Figura 1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Zona di classificazione (vedi figura 1)	1
Altitudine cantiere (metri s.l.m.)	102
Classe rugosità terreno	A
Distanza dalla linea di costa (km)	113
Altezza massima ponteggio (m)	31,20
Coeff. Topografia Ct	1.00
Coeff. Di forma Cp	1.00
Coeff. Dinamico Cd	1.00
Pressione del vento calcolata (daN/m ²)	84,7

1.2 ANALISI DEI CARICHI

1.2.1. Peso proprio del ponteggio da costruzione

Premesso che il peso proprio delle strutture metalliche, dedotto per metro quadrato di facciata, è di 8,45 daN./m², il peso proprio (Pp) del ponteggio relativo ad una stilata, di altezza 31,20 m, è:

$$Pp = 8,45 \text{ daN/m}^2 \times m \ 1,80 \times m \ 31,20 = 474,552 \text{ daN.}$$

A tale carico va aggiunto il peso proprio dei tavolati pari a 420,00 daN.

Ne deriva un carico complessivo Pp pari a 894,55 daN.

1.2.2. Carichi di esercizio nel ponteggio

Le ipotesi di carico assunte sono le seguenti:

300 daN/mq su N° 1 impalcato
150 daN/mq su N° 1 impalcato

per cui il carico complessivo risulta:

$$q_c = 450,00 \text{ daN/m}^2.$$

Il carico complessivo trasmesso al piede di una stilata, dagli stessi carichi, considerata la larghezza dell'impalcato uguale a ml. 1,05 risulta:

$$Q_s = 450,00 \times 1,05 \times 1,80 = 850,50 \text{ daN}$$

1.2.2.1. Carico totale al piede della stilata nel ponteggio

Per effetto del peso proprio del ponteggio e dei carichi di esercizio relativi calcolati, il carico totale Pct è:

$$Pct = Pp + Q_s = 1745,052 \text{ daN}$$

1.2.3.1. Azione del vento

La determinazione dell'azione del vento sul ponteggio viene eseguito nel rispetto delle Istruzioni CNR-UNI 1001 2-67 - punto 3-4.

Pertanto viene considerata la zona con pressione cinetica del vento pari a $q = 84,7 \text{ daN/m}^2$.
L'azione del vento viene valutata con riferimento ad un modulo del ponteggio, considerando la proiezione, sul piano verticale, delle superfici, interna ed esterna, degli elementi componenti di esso investiti dal vento in direzione orizzontale, cioè ortogonalmente al piano di facciata.

Parti metalliche

L'area della superficie complessiva, apparente, di un modulo è di $ml. 2 \times 1,80 = m^2 3,60$ e comprende le aree delle superfici effettive investite dal vento dei seguenti singoli elementi:

telaio	=	$m^2 0,193$
corrente posteriore	=	$m^2 0,047$
diagonale in pianta	=	$m^2 0,047$
parapetti (n. 2 correnti)	=	$m^2 0,094$
diagonale di facciata	=	$m^2 0,056$

<i>Area della superficie metallica A_m</i>	=	$m^2 0,437$

Parti di impalcato

L'area della superficie delle parti di impalcato investite, riferita al modulo del ponteggio, è costituita e distinta come segue:

- tavola fermapiede	=	$m^2 0,350$
- impalcato	=	$m^2 0,006$

<i>Area della superficie di impalcato A_l</i>	=	$m^2 0,357$

Considerate, quindi, le condizioni più sfavorevoli, per il ponteggio impiantato a ridosso di un edificio a struttura intelaiata aperta, l'azione di schermo attribuibile all'edificio stesso può essere valutato in un valore pari al 40% di quella esercitabile nel caso di ponteggio isolato. Perciò, l'azione del vento su di un modulo risulta:

$$N_v = c \times k \times q \times (A_m + A_l) = 69,920 \text{ daN}$$

in cui $k = 1$ e $c = 1,04$.

1.3 MOMENTI FLETTENTI SUI MONTANTI DEI TELAI

1.3.1. Momento dovuto all'azione del vento

Per la valutazione e determinazione di tale caratteristica massima di sollecitazione si fa riferimento alla pressione del vento agente su di un modulo. Si ammette, quindi, che tale pressione possa ritenersi concentrata ed applicata in corrispondenza dell'incrocio tra montante e traverso e che si possa fare riferimento a telai con i montanti incastrati alla base. Con tale schematizzazione ad ognuno dei due telai compresi nell'intervallo verticale di $ml. 4,00$ (distanza verticale tra due ancoraggi consecutivi) può pensarsi applicata una forza diretta secondo l'asse del traverso, pari a $N_v/2$, la quale fornisce alla sezione di attacco del traverso stesso (ed allo spicco della saetta o puntoncino) il momento flettente massimo su ogni montante è

$$M_v = N_v/2 \times h'/2 = 24,12 \text{ daN}$$

nella quale espressione $h' = 1,38$ m indica l'altezza in metri misurata rispetto al traverso sottostante, dalla quota di spicco del puntoncino di rinforzo dei telai.

1.3.2. Momento dovuto al carico di esercizio

Considerando come carico di esercizio il carico uniformemente distribuito complessivo

$$Q = 300,00 \text{ daN./m}^2 \text{ e posto:}$$

a = lunghezza del traverso = m 1,00;

i = interesse delle stilate = m 1.80;

h = lunghezza dei montanti tra due traversi sovrastanti successivi = m 2;

h' = altezza, come indicata in 1.3.1. = m 1,38;

J_1 = momento d'inerzia assiale della sezione normale del montante = $106779,28 \text{ mm}^4$;

J_2 = momento d'inerzia assiale della sezione normale del traverso = $J_1 = 106779,28 \text{ mm}^4$;

K = rapporto tra le rigidezze flessionali del traverso e del montante = $(J_2/a) / (J_1/h) =$ (essendo $J_1=J_2$) = $h/a = 1,90$;

$q=Q+30$ (30=peso tavolato al m^2)

si ha un momento flettente all'attacco del traverso, uguale a:

$$M_g = (q \times a^2 \times i) / (6 \times (2+K)) = 27,95 \text{ daNm.}$$

Il momento flettente massimo, nella sezione di spicco del puntone, risulta:

$$M_{pm} = (M_g) \times (h'/h) = 19,29 \text{ daNm.}$$

1.3.3. Momento flettente totale sul montante

Considerando la sovrapposizione degli effetti flessionali dovuti alle azioni del vento e del carico di esercizio, dei punti 1.3.1. e 1.3.2., il momento totale massimo sul montante è:

$$M_{T^*} = M_v + M_{pm} = 43,41 \text{ daNm.}$$

di cui, essendo il valore del momento flettente variabile lungo l'asta secondo le norme tecniche CNR - Bollettino Ufficiale n. 74110.03.1980, potrà assumersi, per la valutazione degli sforzi flessionali, il valore:

$$M_T = 0,75 M_{T^*} = 32,56 \text{ daNm}$$

1.4 VERIFICA DEI MONTANTI DEL PONTEGGIO

Dalle prove di carico a collasso, sperimentate presso il centro autorizzato (v. certificazione allegata) è risultato, quale carico minimo di collasso, per il montante:

$$P_{cr} = 7120 \text{ daN}$$

Pertanto, indicando con A l'area della sezione normale metallica, ne risulta una tensione critica:

$$s_c = P_{cr}/A = 17,21 \text{ daN/mm}^2$$

Osservando, quindi, che la tensione minima di snervamento consentita dalle norme CNR Bollettino n. 74/10.03.1980 - prospetto 2-11/ punto 2.2.1.2. - per profilato cavo di acciaio tipo 1 è $s_s = 23,5 \text{ daN/mm}^2$, la determinazione $s_c/s_s = 0,73$ consente di ricavare dal prospetto 7-1 (s_c/s_s), curva c, delle norme CNR

citare il rapporto $l/ly = 0,95$ e cioè, essendo (p. 3.2.3. CNR ripet.) $E = 20600 \text{ daN/mm}^2$ $ly = \pi \times (E/ s_s)^{1/2} = 93,13$

La snellezza relativa al comportamento limite puramente elastico del montante è

$$l = 0,95 \times ly = 89,00$$

A tale valore corrisponde nel prospetto relativo 4-IIa (per acciaio tipo 1), curva c, delle norme precisate CNR, il coefficiente di amplificazione $w = 1,78$. La verifica di stabilità del ponteggio può limitarsi a quella di stabilità del montante pressoinflesso (v. n.p. CNR, punto 4-4); dovrà verificarsi, cioè, la seguente relazione di stabilità alla pressoflessione:

$$s = w \times P/A + MT / ((1 - (1,5 \times P) / (s_{cr} \times A)) \times W < s_{adm}$$

ove vengono indicati con:

P il carico al piede del montante dovuto al peso proprio ed al carico di esercizio, pari a $P_{ct} / 2 = 1745,05 / 2 = 872,5 \text{ daN}$ (v. punto 1.2.2.1)

w il coefficiente di amplificazione dei carichi relativo alla snellezza $l = 89,00$, rilevato dal prospetto 4-IIa e uguale a 1,78;

A l'area della sezione normale utile del montante uguale a $413,67 \text{ mm}^2$;

s_{cr} la tensione critica calcolata con la formula di Eulero e tabulata nel prospetto 4-VII delle N.p. CNR e uguale a $26,16 \text{ daN/mm}^2$, per $l = 89,00$;

W, il modulo di resistenza a flessione dei montanti, pari a $4426,08 \text{ mmc}$;

s_{adm} il valore della tensione ammissibile per il materiale nella condizione di carico II (D.M. 03.10.1978; punti 3.0.2.1., 3.0.2.2.; Suppl. Ord. G.U. n. 176 dei 28.06.1980 e punto 3. l. l., prospetto 3. l. N. p. CNR), uguale a $1,125 \times s_{adm} = 1,125 \times 16 = 18,00 \text{ daN/mm}^2$;

MT il momento totale massimo sul montante, calcolato al punto 1.3.3., uguale a $32,56 \text{ daNm}$.

Pertanto, dalla suddetta relazione esplicitando si ottiene:

$$s = 12,13 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

1.5 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ASSIALE DEI MONTANTI DEI TELAI

La pressione del vento che si esercita su due moduli liberi, trascurando la riduzione dovuta all'azione di schermo dell'edificio considerata al punto 1.2.4.1. risulta (Circ. Min. LL. PP. n. 4773/1968, punti 3.4.2.4., 3.4.3., 3.4.4.l.):

$$N'v = 1,2 \times (A_m + A_l) \times 2 \times q = 161,35$$

per cui, lo sforzo lungo il collegamento assiale del montante è:

$$X = N'v \times (h/a) = 307,34 \text{ daN}$$

siccome il carico minimo di rottura di tale collegamento assiale è $Y = 2150$, il coefficiente di sicurezza risulta:

$$m = Y/X = 7,00 > 2,2$$

1.6 VERIFICA DELLE CONTROVENTATURE

1.6.1. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento.

Le diagonali in pianta vengono verificate per accertare la loro resistenza atta a trasmettere all'ancoraggio le azioni dovute al vento.

E' prevista la presenza di un piano controventato in pianta ogni piano del ponteggio; pertanto una diagonale trasmette l'azione del vento relativa a un modulo, uguale a N_v .

Essendo, quindi, $a = 30^\circ$ circa l'angolo che la diagonale forma con il corrente posteriore, cioè col piano della facciata interna del ponteggio, lo sforzo normale N_d nella diagonale risulta:

$$N_d = N_v / \sin a = 139,84 \text{ daN}$$

indicati con:

l_d la lunghezza della diagonale in pianta = 2083,87 mm

i_d il raggio di inerzia della sezione normale della diagonale 8,74 mm

$l_d = l_d / i_d$, la snellezza relativa alla diagonale = 238,56

A_d , l'area della sezione normale della diagonale = 177,97 mm²

dal prospetto 4-IIa (per acciaio tipo 1) delle norme CNR n. 74/10.03.1980 si ricava, per $l_d = 238,56$:

$w_d = 7,68$, per cui si ottiene:

$$s = N_d \times w_d / A_d = 6,04 < 18,00 \text{ daN/mm}^2$$

Atteso che dalle *prove di trazione* condotte sulla controventatura in pianta (v. certificazioni allegate), risulta un carico di rottura $R_p = 645 \text{ daN}$, si avrà un grado di sicurezza pari a:

$$m = R_p / N_v = 9,22 > 2,2$$

Analogamente, poichè dalle *prove di compressione* condotte da parte del centro autorizzato sulla stessa controventatura in pianta (v. certificazioni allegate) risulta un carico minimo di collasso $P_{cr} = 500 \text{ daN}$, si ottiene:

$$m = P_{cr} / N_v = 7,15 > 2,2$$

1.6.2. Verifica del telaietto-parapetto

Si suppone che i telaietti parapetto stabilizzino entrambi i montanti delle stilate e che, per il loro proporzionamento possa utilizzarsi, nel rispetto delle prescrizioni di cui al punto 4.2.3.2.3. delle N. p. CNR/n.74110.03.1980, la formula:

$$T^* = w \times P_{ct} / 100$$

in cui P_{ct} è il carico assiale totale al piede della stilata (v. punto 1.2.2.1. prec.) uguale a 1745,05 daN; per $l = 1340$ (v. punto prec. 1.4) è $w = 1,78$ (prospetto 4-IIa, Norme CNR ripetute); pertanto

$$T^* = 31,13 \text{ daN}$$

I valori del taglio e del momento flettente (secondo le Norme citate) saranno $T = T^* \times l_1 / l_t$, ove $l_1 = 2 \text{ m}$ è la lunghezza del montante e $l_t = 1.80 \text{ m}$ è l'interasse delle stilate. Si avrà dunque:

$$T = 34,58 \text{ daNmm}$$

da cui si ricava lo sforzo assiale dei correnti del telaietto parapetto:

$N_c = M/h$ dove h è l'interasse dei due correnti medesimi. Sarà cioè:

$$N_c = 44,34 \text{ daN}$$

Indicando con:

l_c la lunghezza delle aste del telaietto-parapetto = 1.80 m

l_c , w_c , A_c rispettivamente la snellezza, il coefficiente di amplificazione relativo e l'area della sezione normale metallica di dette aste

i , il raggio di inerzia della sezione tubolare = 8,74 mm

essendo

$$l_c = 206,06$$

$$A_c = 177,97 \text{ mm}^2$$

$w_c = 5,91$ (prospetto 4-Ila CNR/80) dovrà essere verificato:

$$s = (N_c \times w_c) / A_c < s_{adm}$$

$$s = 1,47 < 18,00 \text{ daN/mm}^2$$

Dalle prove di trazione condotte dal centro autorizzato sui collegamenti di facciata (come da Certificazioni allegate) risulta un carico minimo di rottura $R_t = 1340$ daN per cui il grado di sicurezza degli attacchi è:

$$m = R_t/T^* = 43,05 > 2,2.$$

Dalle prove di compressione condotte sugli stessi collegamenti di facciata, risulta un carico minimo di collasso $P_{cr} = 380$ daN (v. Certificazioni allegate). Il grado di sicurezza pertanto sarà

$$m = P_{cr}/T^* = 12,21 > 2,2$$

1.6.3. Verifica delle stilate alle azioni taglianti

Il telaio deve essere atto ad assorbire gli sforzi orizzontali derivanti dalle azioni instabilizzanti imputabili alla snellezza della stilata.

Esso pertanto va verificato per resistere, nel suo piano, ad uno sforzo tagliente

$T^* = w \times P_{ct}/100$ pari, cioè, a quello di cui al punto 1.6.2. ed espresso dal valore $T^* = 31,13$ daN

Per effetto di questo sforzo si verifica sui montanti, allo spicco della saetta (o puntoncino) di controventatura del telaio, un momento flettente:

$M = T^* \times h' / 4$, ove h' possiede lo stesso significato e valore indicato al punto precedente 1.3.l., per cui si ha:

$$M = 10,74 \text{ daNm}$$

-considerato che dalle prove tecnologiche di rigidità, sulla controventatura trasversale del telaio, nel piano degli elementi componenti, è risultato un carico minimo di collasso $T = 400$ daN, ne consegue un coefficiente di sicurezza:

$$m = T/T^* = 12,85 > 2,2.$$

1.7 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

Gli ancoraggi sono sollecitati dall'azione del vento e da quella dovuta agli sforzi instabilizzanti delle stilate.

1.7.1. Azione del vento

Con gli schemi previsti, ogni ancoraggio è sollecitato dall'azione del vento gravante su n. 4 moduli per cui lo sforzo totale agente su di esso risulta (v. punto prec. 1.2.4.l.)

$$S_v = 4 \times N_v = 279,68 \text{ daN}$$

1.7.2. Stabilizzazione delle stilate

Con la schematizzazione prevista, ogni ancoraggio deve essere atto a stabilizzare 2 stilate. Considerato il valore di T^* indicato al punto 1.6.3., lo sforzo trasmesso all'ancoraggio è:

$$S_s = 2 \times T^* = 62,25 \text{ daN}$$

1.7.3. Sforzo totale sull'ancoraggio

Considerando la sovrapposizione delle azioni, S_v ed S_s , ora calcolate, S_a , sull'ancoraggio risulta:

$$S_a = S_v + S_s = 341,93 \text{ daN}$$

1.7.4. Verifica dell'ancoraggio a tassello

Per i casi in cui il sistema di ancoraggio venga realizzato per mezzo di tasselli, è necessario che detti elementi vengano forniti da ditta autorizzata.

Essendo uguale a 1500 daN il valore risultante dalla certificazione specifica, risulterà un coefficiente di sicurezza:

$$m = 1500 / 341,93 = 4,39 > 1,5$$

1.8 VERIFICA DEL CORRENTE POSTERIORE ALL' AZIONE DEL VENTO

Il corrente posteriore, interno, del modulo, per effetto dell'azione del vento, è sollecitato da uno sforzo normale:

$$N_c = 2 \times N_v / \text{tg } a = 242,21 \text{ daN}$$

ove:

$N_v = 69,92 \text{ daN}$ è la pressione del vento su di un modulo (v. p. 1.2.4.l.)

$a = 30^\circ$ è l'angolo formato dalla diagonale in pianta con il corrente interno medesimo

l_c la lunghezza del corrente = 1.80 m

i_c il raggio d'inerzia della sua sezione normale = 8,74 mm

$l_c = l_c / i_c$, la snellezza relativa al corrente = 206,06

w_c , il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente (prospetto 4-Ila N. p. CNR/n. 74180) = 5,91

A_c , l'area della sezione utile del corrente = 177,97 mm².

Ne deriva una tensione pari a:

$$s = N_c \times w_c / A_c = 8,05 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

1.9 VERIFICA DEL TELAIO AI CARICHI DI ESERCIZIO

Il momento flettente massimo in mezzeria del traverso, per un carico ripartito di 300,00 daN/m², trascurando la rigidità della controventatura ed adottando la stessa simbologia del punto 1.3.2. sarà:

$$M_t = 27,95 \text{ daNm.}$$

per cui la sollecitazione unitaria risulta:

$$s = M_t / W_t = 6,32 \text{ daN/mm}^2 < 16 \text{ daN/mm}^2.$$

ove: W_t è il modulo di resistenza a flessione del traverso, uguale a 4426,08 mm³

1.10 VERIFICA DELL' IMPALCATO

Il comportamento statico di ogni tavola è quello di un'asta semplicemente appoggiata in corrispondenza dei traversi.

Gli impalcati devono essere dimensionati con le caratteristiche dimensionali seguenti:

Tavole metalliche aventi spessore di mm 3.6 e larghezza di cm 50.

Qui di seguito viene riportata la verifica di resistenza statica per tale tipo di impalcato. Per il caso in cui, l'impalcato dovesse essere realizzato con altro tipo di materiale, dovrà essere eseguita, caso per caso, necessaria verifica statica.

Gli appoggi delle tavole sono ad interasse di m 1.80 cioè pari a quello delle stilate del ponteggio.

Momento dovuto al peso proprio (**M0**)

$$M_0 = 28,00 \times 1.80^2 / 8 = 11,34 \text{ daNm}$$

Momento dovuto al carico max di esercizio (**M1**)

$$M_1 = 300,00 \times 1.80^2 / 8 = 121,50 \text{ daNm}$$

Momento dovuto ad un carico concentrato di 600,00 daN su un tratto centrale di 500 mm (**M2**)

$$M_2 = 600,00 / 2 \times (1.80 / 2 - 0.50 / 4) = 232,50 \text{ daNm}$$

Momento dovuto ad un carico di 100 daN concentrato su un tratto centrale di 200 mm (**M3**)

$$M_3 = (100 / 0.20) / 2 \times ((1.80 / 2 - 0.20 / 4) = 212,50 \text{ daNm}$$

La sollecitazione massima si ottiene dalla sovrapposizione del momento M_0 con il maggiore tra M_1 , M_2 e M_3 .

Il valore di M_{max} risulta quindi:

$$M_{max} = 243,84 \text{ daNm}$$

da cui:

$$s = M_{max} / W_{ft} = 12,19 \text{ daN/mm}^2 < 20,00 \text{ daN/mm}^2$$

1.11 VERIFICA DELLA PRESSIONE SUL PIANO DI APPOGGIO

1.11.1 Modalità di ripartizione del carico

Per la ripartizione del carico sulla superficie di appoggio del ponteggio (Terreno adeguatamente compattato), al di sotto dei montanti sono stati inseriti idonei elementi di ripartizione costituiti da:

Elemento ripartitore costituito da Tavola in legno spessore 5 cm, aventi una superficie di 1000 cm²

1.11.2 Pressione sul piano di appoggio

La pressione massima sul piano di appoggio del ponteggio sarà, pertanto:

$$P_{max} = 872,5 / 1000 = 0,87 \text{ daN/cm}^2$$

Tale pressione è al di sotto di quella massima ammissibile per il piano d'appoggio pari a 1.50 daN/cm².

1.12 VERIFICA DEL PARAPETTO

1.12.1 Calcolo del momento flettente e della freccia

Il parapetto è un elemento in tubo corrente applicato ad un'altezza di almeno 1.00 m dal piano di calpestio del piano di lavoro.

Le azioni da considerare, applicate nelle condizioni più sfavorevoli, per la verifica dell'elemento parapetto sono le seguenti:

carico concentrato di 0,3 KN, applicato normalmente al corrente (sotto tale azione la freccia elastica non deve essere superiore a 35 mm)

carico concentrato di 1,25 KN, applicato normalmente al corrente (sotto tale azione non si devono verificare rotture e deformazioni superiori a 200 mm)

Per il calcolo della freccia viene utilizzata la seguente formula:

$$f_{max} = P * L^3 / (48 * E * J)$$

Per il calcolo del momento flettente viene utilizzata la seguente formula:

$$M_{max} = P * L / 4$$

Ne derivano i valori riportati nella seguente tabella

Descrizione	Valore		Val.Max	Note
Carico concentrato di 30 daN				
Freccia (mm)	13,03	<	35 mm	Rif. Punto 4.2.3 della Circolare 24 Ottobre 1991 n° 132 o Circolare 15 Maggio 1990 n° 44
Carico concentrato di 125 daN				
Freccia (mm)	54,29	<	200 mm	Rif. Punto 4.2.3 della Circolare 24 Ottobre 1991 n° 132 o Circolare 15 Maggio 1990 n° 44
Mmax (daNcm)	5625,00			
Tensione (daN/mm ²)	12,71	<	16	

1.13 VERIFICA Basette regolabili

Dati di verifica

Materiale	: Acciaio
Tensione ammissibile	: 16,00 daN/mm ²
Diam. esterno spinotto (DEs)	: 40 mm
Diametro interno spinotto (DIs)	: 37 mm
Spessore utile nucleo (Sn)	: 3.5 mm
Area resistente nucleo (An)	: 368,80 mm ²
Modulo di resistenza (Wn)	: 2827,03 mm ²
Lunghezza min. d'innesto (Li)	: 150 mm
Altezza max. di regolazione (Hg)	: 850 mm

Alla massima regolazione possibile in altezza, il gioco consentito dall'accoppiamento basetta-montante sarà:

$$f = DI - 2 * Sn = 2,45 \text{ mm}$$

Essendo DI il diametro interno del montante.

L'angolo di accoppiamento spinotto-montante sarà quindi:

$$f1 = f / Li = 0,016 \text{ rad}$$

Indicando con $f2 = 0.01 \text{ rad}$ (CNR 10027/85) l'angolo massimo di inclinazione del montante con la verticale, sarà:

$$M = N \times hg \times (f1 + f2)$$

Essendo

$$N = 872,5 \text{ daN il massimo carico agente sul montante}$$

Per la verifica occorre accertare che

$$s_{\max} = N/An + M/Wn = 9,27 \text{ daN/mm}^2 < s_{\text{adm}} = 16,00 \text{ daN/mm}^2$$

LE Basette dovranno essere regolate in base alla pendenza effettiva del terreno

1.14 VERIFICA DELL'ELEMENTO PARASASSI

L'intavolato di protezione e di sicurezza, viene attuato per una larghezza di m 1.50 con tavole in legno.

Esso grava sull'elemento portante dei parasassi per una lunghezza di m. 1.80 relativa all'ampiezza di una campata, cioè di un modulo. Il carico complessivo dell'intavolato, atteso il valore di 30 daN/mq, è:

$$Prs = 86,40 \text{ daN}$$

Tenuto conto delle dimensioni dell'elemento portante parasassi, tirante puntone di sezione uguale a quella principale sperimentato ed autorizzato dal Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale, si può ritenere più che sufficiente la capacità portante di essi, atta a sorreggere l'intavolato con l'idoneo grado di sicurezza.

Analoga considerazione può essere fatta in ordine alla resistenza allo scorrimento dei giunti di attacco per l'unione degli elementi, tirante e puntone, e di questi stessi al ponteggio.

Per la verifica all'azione del vento, tenuto conto delle N. p. CNR-UNI 10012-67 (per la zona in esame), sulla superficie del parasassi relativa ad una campata, risulterà una forza pari a

$F = S \times c \times q = 1.50 \times 1.80 \times 0.6 \times (1 + \sin a) \times 84,7$ (essendo a l'angolo di inclinazione del parasassi e $q = 84,7$ daN/mq la pressione cinetica del vento). Risulterà, pertanto:

$$F = 234,24 \text{ daN}$$

Impiegando giunti autorizzati, la cui resistenza ammissibile allo scorrimento sia equiparabile al valore di 1000 daN. corrispondente ai valori convenzionali del frattile 5%, risulta un coefficiente di sicurezza allo scorrimento:

$$m = 1000 / 234,24 = 4,27 > 1,5$$

Considerando, quindi, l'elemento tirante-puntone come asta incastrata ad un estremo ed incernierata all'altro e, dunque, assumendo

$b = 0,8$ si ha la seguente lunghezza libera di inflessione:

$l_0 = b \times l = 0,8 \times 1,60$, ove $l = 1,60$ m è la lunghezza effettiva dell'asta.

Quindi essendo $i = 16,07$ mm il raggio di inerzia ed $A = 413,67$ mmq l'area della sezione, si ha:

$l = 79,67$, cui corrisponde il coefficiente $w = 1,62$, e pertanto, la sollecitazione dovuta all'azione del vento sull'elemento parasassi risulta:

$$s = F \times w / A = 0,92 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

Per gli schemi di montaggio e smontaggio del ponteggio si rimanda al libretto a corredo del ponteggio stesso che deve essere tenuto in cantiere in uno con il presente calcolo.

CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI IMPIEGO

PROSEPTTO EST

Il calcolo viene riferito agli schemi tipo, riportati nei disegni allegati, per l'impiego del ponteggio da costruzione e da manutenzione, di cui due prototipi sono stati assoggettati separatamente a prove di collaudo fino al raggiungimento del carico limite di collasso delle strutture, presso il Laboratorio autorizzato di cui alle certificazioni allegate.

Lo schema strutturale tipo (vedi figura qui di seguito) prevede n. **15** ripiani a distanza mutua di m **2** per un'altezza utile di circa m **30,00** misurata dal piano di appoggio delle basette fino all'estradosso dell'intavolato utile, piano di lavoro, più alto e di ml. **32,00** dallo stesso piano di appoggio delle basette fino alla sommità terminale dei telai di protezione dell'ultimo piano. L'interasse longitudinale del ponteggio tra due stilate, cioè relativo al modulo, è di m **1.80** mentre la larghezza dei telaietti è di m **1,05**.

Caratteristiche geometriche

N° Ripiani utili	: 15
N° Campate	: 14
N° Ripiani a sbalzo sommità	: 2
Interasse montanti (Im)	: 1.80 m

Interasse ripiani (Ir)	: 2 m
Larghezza del ponteggio (L1)	: 1,05 m
Altezza del ponteggio	: 32,00 m

Tubi principali

Materiale	: Acciaio tipo Fe360
Diametro esterno	: 48.25 mm
Spessore	: 2.90 mm
Tensione ammissibile	: 16 daN/mm ²

Tubi secondari

Materiale	: Acciaio tipo Fe360
Diametro esterno	: 26.90 mm
Spessore	: 2.30 mm
Tensione ammissibile	: 16 daN/mm ²

Tavole da impalcato in legno

Larghezza tavole	: 20 cm
Spessore tavole	: 5 cm
Peso specifico legno	: 600 daN/m ³
Modulo elastico normale E	: 10500 daN/cm ²
Tensione ammissibile	: 80 daN/cm ²

Tavole da impalcato in lamiera zincata

Larghezza tavole	: 50 cm
Spessore tavole	: 3.6 mm
Modulo di resistenza a flessione	: 10 cm ³
Tensione ammissibile	: 20 daN/cm ²

E' presente, inoltre, una campata irregolare collegata a tubi e giunti, di lunghezza pari a 1,05 metri (lunghezza inferiore alla campata standard).

Nello schema del ponteggio sono contemplati i seguenti elementi di collegamento, di irrigidimento e di controventatura:

- 1) Ad ogni ripiano è previsto un corrente posteriore di collegamento per modulo, disposto al di sotto del rango dei traversi.
- 2) Nel piano trasversale orizzontale, n. 1 diagonale per modulo, parimenti collocata al di sotto dei piano dei traversi, con disposizione, per l'intera lunghezza del ponteggio, a linea spezzata (a zigzag) tra le stilate consecutive. La disposizione è ripetuta a piani alterni nel ponteggio, in corrispondenza dei piani ancorati, a partire dal primo.
- 3) Nel piano trasversale verticale la funzione di controventatura e' affidata alla idonea rigidità accertata (V. Certificazioni allegate) in conseguenza della saldatura dei traversi ai montanti e del contributo delle due saette di irrigidimento disposte e saldate a 45° tra montanti e traverso.
- 4) Nel piano longitudinale della facciata esterna è previsto un telaietto-parapetto con funzione di collegamento dei telai, di parapetto completo e di controventatura nel piano longitudinale.

Per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione massime e per i calcoli di verifica alla stabilità delle strutture del ponteggio viene di seguito adottato un metodo semplificato, considerato che nella schematizzazione strutturale del ponteggio risultano soddisfatti i seguenti requisiti:

1 ancoraggio ogni 14.40 m² di facciata, ovvero 1 ancoraggio ogni 4 moduli di ponteggio.

Snellezza delle aste non superiore a:

l = 200 per le membrature principali

l = 250 per le membrature secondarie

1.1 CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO DELL'AREA DI CANTIERE

Il calcolo della pressione del vento per l'area di cantiere in esame, è stato effettuato conformemente a quanto previsto dal *Decreto ministeriale 17 gennaio 2018* (G.U. n. 8 del 20 febbraio 2018).



Figura 1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Zona di classificazione (vedi figura 1)	1
Altitudine cantiere (metri s.l.m.)	102
Classe rugosità terreno	A
Distanza dalla linea di costa (km)	113
Altezza massima ponteggio (m)	32,00
Coeff. Topografia Ct	1.00
Coeff. Di forma Cp	1.00
Coeff. Dinamico Cd	1.00
Pressione del vento calcolata (daN/m ²)	85,5

1.2 ANALISI DEI CARICHI

1.2.1. Peso proprio del ponteggio da costruzione

Premesso che il peso proprio delle strutture metalliche, dedotto per metro quadrato di facciata, è di 8,45 daN./m², il peso proprio (Pp) del ponteggio relativo ad una stilata, di altezza 32,00 m, è:

$$Pp = 8,45 \text{ daN/m}^2 \times m \ 1.80 \times m \ 32,00 = \mathbf{486,72 \text{ daN.}}$$

A tale carico va aggiunto il peso proprio dei tavolati pari a 420,00 daN.

Ne deriva un carico complessivo Pp pari a 906,72 daN.

1.2.2. Carichi di esercizio nel ponteggio

Le ipotesi di carico assunte sono le seguenti:

300 daN/mq su N° 1 impalcato

150 daN/mq su N° 1 impalcato

per cui il carico complessivo risulta:

$$q_c = 450,00 \text{ daN/m}^2.$$

Il carico complessivo trasmesso al piede di una stilata, dagli stessi carichi, considerata la larghezza dell'impalcato uguale a ml. 1,05 risulta:

$$Q_s = 450,00 \times 1,05 \times 1.80 = \mathbf{850,50 \text{ daN}}$$

1.2.2.1. Carico totale al piede della stilata nel ponteggio

Per effetto del peso proprio del ponteggio e dei carichi di esercizio relativi calcolati, il carico totale Pct è:

$$Pct = Pp + Q_s = \mathbf{1757,22 \text{ daN}}$$

Poichè è previsto il raddoppio dei montanti per n° 13 livelli, la quotaparte di Pct fino al livello posto al di sopra della linea di raddoppio risulta pari a:

$$Pct' = 234,30 \text{ daN}$$

1.2.3.1. Azione del vento

La determinazione dell'azione del vento sul ponteggio viene eseguito nel rispetto delle Istruzioni CNR-UNI 1001 2-67 - punto 3-4.

Pertanto viene considerata la zona con pressione cinetica del vento pari a $q = 85,5 \text{ daN/m}^2$.

L'azione del vento viene valutata con riferimento ad un modulo del ponteggio, considerando la proiezione, sul piano verticale, delle superfici, interna ed esterna, degli elementi componenti di esso investiti dal vento in direzione orizzontale, cioè ortogonalmente al piano di facciata.

Parti metalliche

L'area della superficie complessiva, apparente, di un modulo è di ml. $2 \times 1.80 = m^2 \ 3,60$ e comprende le aree delle superfici effettive investite dal vento dei seguenti singoli elementi:

telaio = m² 0,193

corrente posteriore	=	m ² 0,047
diagonale in pianta	=	m ² 0,047
parapetti (n. 2 correnti)	=	m ² 0,094
diagonale di facciata	=	m ² 0,056

<i>Area della superficie metallica Am</i>	=	m² 0,437

Parti di impalcato

L'area della superficie delle parti di impalcato investite, riferita al modulo del ponteggio, è costituita e distinta come segue:

- tavola fermapiede	=	m ² 0,350
- impalcato	=	m ² 0,006

<i>Area della superficie di impalcato Al</i>	=	m² 0,357

Considerate, quindi, le condizioni più sfavorevoli, per il ponteggio impiantato a ridosso di un edificio a struttura intelaiata aperta, l'azione di schermo attribuibile all'edificio stesso può essere valutato in un valore pari al 40% di quella esercitabile nel caso di ponteggio isolato. Perciò, l'azione del vento su di un modulo risulta:

$$Nv = c \times k \times q \times (Am + Al) = \mathbf{70,580 \text{ daN}}$$

in cui $k = 1$ e $c = 1,04$.

Poichè è previsto il raddoppio dei montanti per n° 13 livelli, la quotaparte di Nv fino al livello posto al di sopra della linea di raddoppio risulta pari a:

$$Nv' = 9,41 \text{ daN}$$

1.3 MOMENTI FLETTENTI SUI MONTANTI DEI TELAI

1.3.1. Momento dovuto all'azione del vento

Per la valutazione e determinazione di tale caratteristica massima di sollecitazione si fa riferimento alla pressione del vento agente su di un modulo. Si ammette, quindi, che tale pressione possa ritenersi concentrata ed applicata in corrispondenza dell'incrocio tra montante e traverso e che si possa fare riferimento a telai con i montanti incastrati alla base. Con tale schematizzazione ad ognuno dei due telai compresi nell'intervallo verticale di ml. 4,00 (distanza verticale tra due ancoraggi consecutivi) può pensarsi applicata una forza diretta secondo l'asse del traverso, pari a $Nv/2$, la quale fornisce alla sezione di attacco del traverso stesso (ed allo spicco della saetta o puntoncino) il momento flettente massimo sui montanti al di sopra della linea di raddoppio è

$$Mv' = Nv' / 2 \times h' / 2 = \mathbf{3,25 \text{ daN}}$$

nella quale espressione $h' = 1,38 \text{ m}$ indica l'altezza in metri misurata rispetto al traverso sottostante, dalla quota di spicco del puntoncino di rinforzo dei telai.

Per i montanti raddoppiati del primo livello si avrà

$$Mv = Nv/2 \times h'/2 = 24,35 \text{ daN}$$

1.3.2. Momento dovuto al carico di esercizio

Considerando come carico di esercizio il carico uniformemente distribuito complessivo

$$Q = 300,00 \text{ daN./m}^2 \text{ e posto:}$$

a = lunghezza del traverso = m 1,00;

i = interesse delle stilate = m 1.80;

h = lunghezza dei montanti tra due traversi sovrastanti successivi = m 2;

h' = altezza, come indicata in 1.3.1. = m 1,38;

J1 = momento d'inerzia assiale della sezione normale del montante = 106779,28 mm⁴;

J2 = momento d'inerzia assiale della sezione normale del traverso = J1 = 106779,28 mm⁴;

K = rapporto tra le rigidezze flessionali del traverso e del montante = (J2/a) / (J1/h) = (essendo J1=J2) = h/a = 1,90;

q=Q+30 (30=peso tavolato al m²)

si ha un momento flettente all'attacco del traverso, uguale a:

$$Mg = (q \times a^2 \times i) / (6 \times (2+K)) = 27,95 \text{ daNm.}$$

Il momento flettente massimo, nella sezione di spicco del puntone, risulta:

$$Mpm = (Mg) \times (h'/h) = 19,29 \text{ daNm.}$$

1.3.3. Momento flettente totale sul montante

Considerando la sovrapposizione degli effetti flessionali dovuti alle azioni del vento e del carico di esercizio, dei punti 1.3.1. e 1.3.2., il momento totale massimo sul montante è:

Per i montanti al di sopra della linea di raddoppio è

$$MT'^* = Mv' + Mpm = 22,53 \text{ daNm.}$$

Per i montanti del primo livello

$$MT^* = Mv + Mpm + MSB = 135,89 \text{ daNm.}$$

di cui, essendo il valore del momento flettente variabile lungo l'asta secondo le norme tecniche CNR - Bollettino Ufficiale n. 74110.03.1980, potrà assumersi, per la valutazione degli sforzi flessionali, il valore:

Per i montanti al di sopra della linea di raddoppio

$$MT' = 0,75 MT'^* = 16,90 \text{ daNm}$$

Per i montanti del primo livello raddoppiato

$$MT = MSB + (0,75 (MV + Mpm)) = 124,98 \text{ daNm}$$

Poichè sono presenti n° 2 ripiani a sbalzo in sommità, è stato aggiunto il Momento derivante dal carico relativo ai ripiani a sbalzo.

Il carico sul montante esterno a sbalzo risulta pari a 117,15 daN. Ne deriva un Momento MSB pari a 92,25 daNm.

1.3.4. Mensole con Puntone

Per quanto riguarda le mensole con puntone per gli sbalzi di sommità verranno utilizzati esclusivamente elementi certificati autorizzati per i carichi di esercizio del ponteggio di progetto.

1.4 VERIFICA DEI MONTANTI DEL PONTEGGIO

Dalle prove di carico a collasso, sperimentate presso il centro autorizzato (v. certificazione allegata) è risultato, quale carico minimo di collasso, per il montante:

$$P_{cr} = 7120 \text{ daN}$$

Pertanto, indicando con A l'area della sezione normale metallica, ne risulta una tensione critica:

$$s_c = P_{cr}/A = 17,21 \text{ daN/mm}^2$$

Osservando, quindi, che la tensione minima di snervamento consentita dalle norme CNR Bollettino n. 74/10.03.1980 - prospetto 2-11/ punto 2.2.1.2. - per profilato cavo di acciaio tipo 1 è $s_s = 23,5 \text{ daN/mm}^2$, la determinazione $s_c/s_s = 0,73$ consente di ricavare dal prospetto 7-1 (s_c/s_s), curva c, delle norme CNR citate il rapporto $l/ly = 0,95$ e cioè, essendo (p. 3.2.3. CNR ripet.) $E = 20600 \text{ daN/mm}^2$ $ly = \pi \times (E/ s_s)^{1/2} = 93,13$

La snellezza relativa al comportamento limite puramente elastico del montante è

$$l = 0,95 \times ly = 89,00$$

A tale valore corrisponde nel prospetto relativo 4-IIa (per acciaio tipo 1), curva c, delle norme precisate CNR, il coefficiente di amplificazione $w = 1,78$. La verifica di stabilità del ponteggio può limitarsi a quella di stabilità del montante pressoinflesso (v. n.p. CNR, punto 4-4); dovrà verificarsi, cioè, la seguente relazione di stabilità alla pressoflessione:

$$s = w \times P/A + MT / ((1 - (1,5 \times P) / (s_{cr} \times A)) \times W < s_{adm}$$

ove vengono indicati con:

P il carico al piede del montante dovuto al peso proprio ed al carico di esercizio, pari a $P_{ct}' / 2$ per i montanti posti al di sopra della linea di raddoppio, e pari a $P_{ct}/2$ per i montanti raddoppiati del primo livello.

w il coefficiente di amplificazione dei carichi relativo alla snellezza $l = 89,00$, rilevato dal prospetto 4-IIa e uguale a 1,78;

A l'area della sezione normale utile del montante uguale a $413,67 \text{ mm}^2$;

s_{cr} la tensione critica calcolata con la formula di Eulero e tabulata nel prospetto 4-VII delle N.p. CNR e uguale a $26,16 \text{ daN/mm}^2$, per $l = 89,00$;

W, il modulo di resistenza a flessione dei montanti, pari a $4426,08 \text{ mm}^3$;

s_{adm} il valore della tensione ammissibile per il materiale nella condizione di carico II (D.M. 03.10.1978; punti 3.0.2.1., 3.0.2.2.; Suppl. Ord. G.U. n. 176 dei 28.06.1980 e punto 3. l. l., prospetto 3. l. N. p. CNR), uguale a $1,125 \times s_{adm} = 1,125 \times 16 = 18,00 \text{ daN/mm}^2$;

MT il momento totale massimo sul montante, calcolato al punto 1.3.3.

Pertanto, dalla suddetta relazione esplicitando si ottiene:

per i montanti posti al di sopra della linea di delimitazione del raddoppio:

$$s = 4,39 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

per i montanti raddoppiati del primo livello:

$$s = 17,97 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

1.5 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ASSIALE DEI MONTANTI DEI TELAI

La pressione del vento che si esercita su due moduli liberi, trascurando la riduzione dovuta all'azione di schermo dell'edificio considerata al punto 1.2.4.1. risulta (Circ. Min. LL. PP. n. 4773/1968, punti 3.4.2.4., 3.4.3., 3.4.4.l.):

$$N'v = 1,2 \times (A_m + A_l) \times 2 \times q = 162,88$$

per cui, lo sforzo lungo il collegamento assiale del montante è:

$$X = N'v \times (h/a) = 310,24 \text{ daN}$$

siccome il carico minimo di rottura di tale collegamento assiale è $Y = 2150$, il coefficiente di sicurezza risulta:

$$m = Y/X = 6,93 > 2,2$$

1.6 VERIFICA DELLE CONTROVENTATURE

1.6.1. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento.

Le diagonali in pianta vengono verificate per accertare la loro resistenza atta a trasmettere all'ancoraggio le azioni dovute al vento.

E' prevista la presenza di un piano controventato in pianta ogni piano del ponteggio; pertanto una diagonale trasmette l'azione del vento relativa a un modulo, uguale a N_v .

Essendo, quindi, $a = 30^\circ$ circa l'angolo che la diagonale forma con il corrente posteriore, cioè col piano della facciata interna del ponteggio, lo sforzo normale N_d nella diagonale risulta:

$$N_d = N_v / \sin a = 141,16 \text{ daN}$$

indicati con:

l_d la lunghezza della diagonale in pianta = 2083,87 mm

i_d il raggio di inerzia della sezione normale della diagonale 8,74 mm

$l_d = l_d / i_d$, la snellezza relativa alla diagonale = 238,56

A_d , l'area della sezione normale della diagonale = 177,97 mm²

dal prospetto 4-IIa (per acciaio tipo 1) delle norme CNR n. 74/10.03.1980 si ricava, per $l_d = 238,56$:

$w_d = 7,68$, per cui si ottiene:

$$s = Nd \times wd / Ad = 6,09 < 18,00 \text{ daN/mm}^2$$

Atteso che dalle *prove di trazione* condotte sulla controventatura in pianta (v. certificazioni allegate), risulta un carico di rottura $R_p = 645 \text{ daN}$, si avrà un grado di sicurezza pari a:

$$m = R_p / N_v = 9,14 > 2,2$$

Analogamente, poichè dalle *prove di compressione* condotte da parte del centro autorizzato sulla stessa controventatura in pianta (v. certificazioni allegate) risulta un carico minimo di collasso $P_{cr} = 500 \text{ daN}$, si ottiene:

$$m = P_{cr} / N_v = 7,08 > 2,2$$

1.6.2. Verifica del telaietto-parapetto

Si suppone che i telaietti parapetto stabilizzino entrambi i montanti delle stilate e che, per il loro proporzionamento possa utilizzarsi, nel rispetto delle prescrizioni di cui al punto 4.2.3.2.3. delle N. p. CNR/n.74110.03.1980, la formula:

$$T^* = w \times P_{ct} / 100$$

in cui P_{ct} è il carico assiale totale al piede della stilata (v. punto 1.2.2.1. prec.) uguale a $1757,22 \text{ daN}$; per $l = 1340$ (v. punto prec. 1.4) è $w = 1,78$ (prospetto 4-IIa, Norme CNR ripetute); pertanto

$$T^* = 31,34 \text{ daN}$$

I valori del taglio e del momento flettente (secondo le Norme citate) saranno $T = T^* \times l_1 / l_t$, ove $l_1 = 2 \text{ m}$ è la lunghezza del montante e $l_t = 1.80 \text{ m}$ è l'interasse delle stilate. Si avrà dunque:

$$T = 34,83 \text{ daNmm}$$

da cui si ricava lo sforzo assiale dei correnti del telaietto parapetto:

$N_c = M/h$ dove h è l'interasse dei due correnti medesimi. Sarà cioè:

$$N_c = 44,65 \text{ daN}$$

Indicando con:

l_c la lunghezza delle aste del telaietto-parapetto = 1.80 m

l_c , w_c , A_c rispettivamente la snellezza, il coefficiente di amplificazione relativo e l'area della sezione normale metallica di dette aste

i , il raggio di inerzia della sezione tubolare = $8,74 \text{ mm}$

essendo

$$l_c = 206,06$$

$$A_c = 177,97 \text{ mm}^2$$

$w_c = 5,91$ (prospetto 4-IIa CNR/80) dovrà essere verificato:

$$s = (N_c \times w_c) / A_c < s_{adm}$$

$$s = 1,48 < 18,00 \text{ daN/mm}^2$$

Dalle prove di trazione condotte dal centro autorizzato sui collegamenti di facciata (come da Certificazioni allegate) risulta un carico minimo di rottura $R_t = 1340 \text{ daN}$ per cui il grado di sicurezza degli attacchi è:

$$m = R_t / T^* = 42,75 > 2,2.$$

Dalle prove di compressione condotte sugli stessi collegamenti di facciata, risulta un carico minimo di collasso $P_{cr} = 380$ daN (v. Certificazioni allegate). Il grado di sicurezza pertanto sarà

$$m = P_{cr}/T^* = 12,12 > 2,2$$

1.6.3. Verifica delle stilate alle azioni taglianti

Il telaio deve essere atto ad assorbire gli sforzi orizzontali derivanti dalle azioni instabilizzanti imputabili alla snellezza della stilata.

Esso pertanto va verificato per resistere, nel suo piano, ad uno sforzo tagliante

$T^* = w \times P_{ct}/100$ pari, cioè, a quello di cui al punto 1.6.2. ed espresso dal valore $T^* = 31,34$ daN

Per effetto di questo sforzo si verifica sui montanti, allo spicco della saetta (o puntoncino) di controventatura del telaio, un momento flettente:

$M = T^* \times h' / 4$, ove h' possiede lo stesso significato e valore indicato al punto precedente 1.3.l., per cui si ha:

$$M = 10,81 \text{ daNm}$$

-considerato che dalle prove tecnologiche di rigidità, sulla controventatura trasversale del telaio, nel piano degli elementi componenti, è risultato un carico minimo di collasso $T = 400$ daN, ne consegue un coefficiente di sicurezza:

$$m = T/T^* = 12,76 > 2,2.$$

1.7 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

Gli ancoraggi sono sollecitati dall'azione del vento e da quella dovuta agli sforzi instabilizzanti delle stilate.

1.7.1. Azione del vento

Con gli schemi previsti, ogni ancoraggio è sollecitato dall'azione del vento gravante su n. 4 moduli per cui lo sforzo totale agente su di esso risulta (v. punto prec. 1.2.4.l.)

$$S_v = 4 \times N_v = 282,32 \text{ daN}$$

1.7.2. Stabilizzazione delle stilate

Con la schematizzazione prevista, ogni ancoraggio deve essere atto a stabilizzare 2 stilate. Considerato il valore di T^* indicato al punto 1.6.3., lo sforzo trasmesso all'ancoraggio è:

$$S_s = 2 \times T^* = 62,69 \text{ daN}$$

1.7.3. Sforzo totale sull'ancoraggio

Considerando la sovrapposizione delle azioni, S_v ed S_s , ora calcolate, S_a , sull'ancoraggio risulta:

$$S_a = S_v + S_s = 345,00 \text{ daN}$$

1.7.4. Verifica dell'ancoraggio a tassello

Per i casi in cui il sistema di ancoraggio venga realizzato per mezzo di tasselli, è necessario che detti elementi vengano forniti da ditta autorizzata.

Essendo uguale a 1500 daN il valore risultante dalla certificazione specifica, risulterà un coefficiente di sicurezza:

$$m = 1500 / 345,00 = 4,35 > 1,5$$

1.8 VERIFICA DEL CORRENTE POSTERIORE ALL' AZIONE DEL VENTO

Il corrente posteriore, interno, del modulo, per effetto dell'azione del vento, è sollecitato da uno sforzo normale:

$$N_c = 2 \times N_v / \operatorname{tg} a = 244,50 \text{ daN}$$

ove:

$N_v = 70,58 \text{ daN}$ è la pressione del vento su di un modulo (v. p. 1.2.4.l.)

$a = 30^\circ$ è l'angolo formato dalla diagonale in pianta con il corrente interno medesimo

l_c la lunghezza del corrente = 1.80 m

i_c il raggio d'inerzia della sua sezione normale = 8,74 mm

$l_c = l_c / i_c$, la snellezza relativa al corrente = 206,06

w_c , il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente (prospetto 4-Ila N. p. CNR/n. 74180) = 5,91

A_c , l'area della sezione utile del corrente = 177,97 mm².

Ne deriva una tensione pari a:

$$s = N_c \times w_c / A_c = 8,12 < 18,00 \text{ daN} / \text{mm}^2.$$

1.9 VERIFICA DEL TELAIO AI CARICHI DI ESERCIZIO

Il momento flettente massimo in mezzeria del traverso, per un carico ripartito di 300,00 daN/m², trascurando la rigidità della controventatura ed adottando la stessa simbologia del punto 1.3.2. sarà:

$$M_t = 27,95 \text{ daNm.}$$

per cui la sollecitazione unitaria risulta:

$$s = M_t / W_t = 6,32 \text{ daN} / \text{mm}^2 < 16 \text{ daN} / \text{mm}^2.$$

ove: W_t è il modulo di resistenza a flessione del traverso, uguale a 4426,08 mm³

1.10 VERIFICA DELL' IMPALCATO

Il comportamento statico di ogni tavola è quello di un'asta semplicemente appoggiata in corrispondenza dei traversi.

Gli impalcati devono essere dimensionati con le caratteristiche dimensionali seguenti:

Tavole metalliche aventi spessore di mm 3.6 e larghezza di cm 50.

Qui di seguito viene riportata la verifica di resistenza statica per tale tipo di impalcato. Per il caso in cui, l'impalcato dovesse essere realizzato con altro tipo di materiale, dovrà essere eseguita, caso per caso, necessaria verifica statica.

Gli appoggi delle tavole sono ad interasse di m 1.80 cioè pari a quello delle stilate del ponteggio.

Momento dovuto al peso proprio (**M0**)

$$M0 = 28,00 \times 1.80^2 / 8 = 11,34 \text{ daNm}$$

Momento dovuto al carico max di esercizio (**M1**)

$$M1 = 300,00 \times 1.80^2 / 8 = 121,50 \text{ daNm}$$

Momento dovuto ad un carico concentrato di 600,00 daN su un tratto centrale di 500 mm (**M2**)

$$M2 = 600,00 / 2 \times (1.80 / 2 - 0.50 / 4) = 232,50 \text{ daNm}$$

Momento dovuto ad un carico di 100 daN concentrato su un tratto centrale di 200 mm (**M3**)

$$M3 = (100 / 0.20) / 2 \times ((1.80 / 2 - 0.20 / 4)) = 212,50 \text{ daNm}$$

La sollecitazione massima si ottiene dalla sovrapposizione del momento M0 con il maggiore tra M1, M2 e M3.

Il valore di Mmax risulta quindi:

$$M_{\max} = 243,84 \text{ daNm}$$

da cui:

$$s = M_{\max} / W_{ft} = 12,19 \text{ daN/mm}^2 < 20,00 \text{ daN/mm}^2$$

1.11 VERIFICA DELLA PRESSIONE SUL PIANO DI APPOGGIO

1.11.1 Modalità di ripartizione del carico

Per la ripartizione del carico sulla superficie di appoggio del ponteggio (Terreno adeguatamente compattato), al di sotto dei montanti sono stati inseriti idonei elementi di ripartizione costituiti da:

Elemento ripartitore costituito da Tavola in legno spessore 5 cm, aventi una superficie di 1000 cm²

1.11.2 Pressione sul piano di appoggio

La pressione massima sul piano di appoggio del ponteggio sarà, pertanto:

$$P_{\max} = 878,6 / 1000 = 0,88 \text{ daN/cm}^2$$

Tale pressione è al di sotto di quella massima ammissibile per il piano d'appoggio pari a 1.50 daN/cm².

1.12 VERIFICA DEL PARAPETTO

1.12.1 Calcolo del momento flettente e della freccia

Il parapetto è un elemento in tubo corrente applicato ad un'altezza di almeno 1.00 m dal piano di calpestio del piano di lavoro.

Le azioni da considerare, applicate nelle condizioni più sfavorevoli, per la verifica dell'elemento parapetto sono le seguenti:

carico concentrato di 0,3 KN, applicato normalmente al corrente (sotto tale azione la freccia elastica non deve essere superiore a 35 mm)

carico concentrato di 1,25 KN, applicato normalmente al corrente (sotto tale azione non si devono verificare rotture e deformazioni superiori a 200 mm)

Per il calcolo della freccia viene utilizzata la seguente formula:

$$f_{\max} = P * L^3 / (48 * E * J)$$

Per il calcolo del momento flettente viene utilizzata la seguente formula:

$$M_{\max} = P * L / 4$$

Ne derivano i valori riportati nella seguente tabella

Descrizione	Valore		Val.Max	Note
Carico concentrato di 30 daN				
Freccia (mm)	13,03	<	35 mm	Rif. Punto 4.2.3 della Circolare 24 Ottobre 1991 n° 132 o Circolare 15 Maggio 1990 n° 44
Carico concentrato di 125 daN				
Freccia (mm)	54,29	<	200 mm	Rif. Punto 4.2.3 della Circolare 24 Ottobre 1991 n° 132 o Circolare 15 Maggio 1990 n° 44
Mmax (daNcm)	5625,00			
Tensione (daN/mm ²)	12,71	<	16	

1.13 VERIFICA Basette regolabili

Dati di verifica

Materiale	: Acciaio
Tensione ammissibile	: 16,00 daN/mm ²
Diam. esterno spinotto (DEs)	: 40 mm
Diametro interno spinotto (DIs)	: 37 mm
Spessore utile nucleo (Sn)	: 3.5 mm
Area resistente nucleo (An)	: 368,80 mm ²
Modulo di resistenza (Wn)	: 2827,03 mm ³
Lunghezza min. d'innesto (Li)	: 150 mm
Altezza max. di regolazione (Hg)	: 850 mm

Alla massima regolazione possibile in altezza, il gioco consentito dall'accoppiamento basetta-montante sarà:

$$f = DI - 2 * Sn = 2,45 \text{ mm}$$

Essendo DI il diametro interno del montante.

L'angolo di accoppiamento spinotto-montante sarà quindi:

$$f_1 = f / L_i = 0,016 \text{ rad}$$

Indicando con $f_2 = 0.01 \text{ rad}$ (CNR 10027/85) l'angolo massimo di inclinazione del montante con la verticale, sarà:

$$M = N \times h_g \times (f_1 + f_2)$$

Essendo

$$N = 878,6 \text{ daN il massimo carico agente sul montante}$$

Per la verifica occorre accertare che

$$s_{\max} = N/A_n + M/W_n = 9,34 \text{ daN/mm}^2 < s_{\text{adm}} = 16,00 \text{ daN/mm}^2$$

1.14 VERIFICA DELL'ELEMENTO PARASASSI

L'intavolato di protezione e di sicurezza, viene attuato per una larghezza di m 1.50 con tavole in legno.

Esso grava sull'elemento portante dei parasassi per una lunghezza di m. 1.80 relativa all'ampiezza di una campata, cioè di un modulo. Il carico complessivo dell'intavolato, atteso il valore di 30 daN/mq, è:

$$Pr_s = 86,40 \text{ daN}$$

Tenuto conto delle dimensioni dell'elemento portante parasassi, tirante puntone di sezione uguale a quella principale sperimentato ed autorizzato dal Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale, si può ritenere più che sufficiente la capacità portante di essi, atta a sorreggere l'intavolato con l'idoneo grado di sicurezza.

Analoga considerazione può essere fatta in ordine alla resistenza allo scorrimento dei giunti di attacco per l'unione degli elementi, tirante e puntone, e di questi stessi al ponteggio.

Per la verifica all'azione del vento, tenuto conto delle N. p. CNR-UNI 10012-67 (per la zona in esame), sulla superficie del parasassi relativa ad una campata, risulterà una forza pari a

$F = S \times c \times q = 1.50 \times 1.80 \times 0.6 \times (1 + \sin a) \times 85,5$ (essendo a l'angolo di inclinazione del parasassi e $q = 85,5 \text{ daN/mq}$ la pressione cinetica del vento). Risulterà, pertanto:

$$F = 236,45 \text{ daN}$$

Impiegando giunti autorizzati, la cui resistenza ammissibile allo scorrimento sia equiparabile al valore di 1000 daN. corrispondente ai valori convenzionali del frattile 5%, risulta un coefficiente di sicurezza allo scorrimento:

$$m = 1000 / 236,45 = 4,23 > 1,5$$

Considerando, quindi, l'elemento tirante-puntone come asta incastrata ad un estremo ed incernierata all'altro e, dunque, assumendo

$b = 0,8$ si ha la seguente lunghezza libera di inflessione:

$l_0 = b \times l = 0,8 \times 1,60$, ove $l = 1,60 \text{ m}$ è la lunghezza effettiva dell'asta.

Quindi essendo $i = 16,07$ mm il raggio di inerzia ed $A = 413,67$ mmq l'area della sezione, si ha:

$l = 79,67$, cui corrisponde il coefficiente $w = 1,62$, e pertanto, la sollecitazione dovuta all'azione del vento sull'elemento parasassi risulta:

$$s = F \times w / A = 0,93 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

Per gli schemi di montaggio e smontaggio del ponteggio si rimanda al libretto a corredo del ponteggio stesso che deve essere tenuto in cantiere in uno con il presente calcolo.

CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI IMPIEGO

PROSPETTO NORD

Il calcolo viene riferito agli schemi tipo, riportati nei disegni allegati, per l'impiego del ponteggio da costruzione e da manutenzione, di cui due prototipi sono stati assoggettati separatamente a prove di collaudo fino al raggiungimento del carico limite di collasso delle strutture, presso il Laboratorio autorizzato di cui alle certificazioni allegate.

Lo schema strutturale tipo (vedi figura qui di seguito) prevede n. **15** ripiani a distanza mutua di m **2** per un'altezza utile di circa m **30,00** misurata dal piano di appoggio delle basette fino all'estradosso dell'intavolato utile, piano di lavoro, più alto e di ml. **32,00** dallo stesso piano di appoggio delle basette fino alla sommità terminale dei telai di protezione dell'ultimo piano. L'interasse longitudinale del ponteggio tra due stilate, cioè relativo al modulo, è di m **1.80** mentre la larghezza dei telaietti è di m **1,05**.

Caratteristiche geometriche

N° Ripiani utili	: 15
N° Campate	: 14
Interasse montanti (Im)	: 1.80 m
Interasse ripiani (Ir)	: 2 m
Larghezza del ponteggio (L1)	: 1,05 m
Altezza del ponteggio	: 32,00 m

Tubi principali

Materiale	: Acciaio tipo Fe360
Diametro esterno	: 48.25 mm
Spessore	: 2.90 mm
Tensione ammissibile	: 16 daN/mm ²

Tubi secondari

Materiale	: Acciaio tipo Fe360
Diametro esterno	: 26.90 mm
Spessore	: 2.30 mm
Tensione ammissibile	: 16 daN/mm ²

Tavole da impalcato in legno

Larghezza tavole	: 20 cm
Spessore tavole	: 5 cm
Peso specifico legno	: 600 daN/m ³
Modulo elastico normale E	: 10500 daN/cm ²

Tensione ammissibile : 80 daN/cm²

Tavole da impalcato in lamiera zincata

Larghezza tavola : 50 cm
Spessore tavola : 3.6 mm
Modulo di resistenza a flessione : 10 cm³
Tensione ammissibile : 20 daN/cm²

E' presente, inoltre, una campata irregolare collegata a tubi e giunti, di lunghezza pari a 1,05 metri (lunghezza inferiore alla campata standard).

Nello schema del ponteggio sono contemplati i seguenti elementi di collegamento, di irrigidimento e di controventatura:

- 1) Ad ogni ripiano è previsto un corrente posteriore di collegamento per modulo, disposto al di sotto del rango dei traversi.
- 2) Nel piano trasversale orizzontale, n. 1 diagonale per modulo, parimenti collocata al di sotto del piano dei traversi, con disposizione, per l'intera lunghezza del ponteggio, a linea spezzata tra le stilate consecutive. La disposizione è ripetuta a piani alterni nel ponteggio, in corrispondenza dei piani ancorati, a partire dal primo.
- 3) Nel piano trasversale verticale la funzione di controventatura è affidata alla idonea rigidità accertata (V. Certificazioni allegate) in conseguenza della saldatura dei traversi ai montanti e del contributo delle due saette di irrigidimento disposte e saldate a 45° tra montanti e traverso.
- 4) Nel piano longitudinale della facciata esterna è previsto un telaietto-parapetto con funzione di collegamento dei telai, di parapetto completo e di controventatura nel piano longitudinale.

Per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione massime e per i calcoli di verifica alla stabilità delle strutture del ponteggio viene di seguito adottato un metodo semplificato, considerato che nella schematizzazione strutturale del ponteggio risultano soddisfatti i seguenti requisiti:

1 ancoraggio ogni 14.40 m² di facciata, ovvero 1 ancoraggio ogni 4 moduli di ponteggio.

Snellezza delle aste non superiore a:

l = 200 per le membrature principali
l = 250 per le membrature secondarie

1.1 CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO DELL'AREA DI CANTIERE

Il calcolo della pressione del vento per l'area di cantiere in esame, è stato effettuato conformemente a quanto previsto dal *Decreto ministeriale 17 gennaio 2018* (G.U. n. 8 del 20 febbraio 2018).



Figura 1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Zona di classificazione (vedi figura 1)	1
Altitudine cantiere (metri s.l.m.)	102
Classe rugosità terreno	A
Distanza dalla linea di costa (km)	113
Altezza massima ponteggio (m)	32,00
Coeff. Topografia Ct	1.00
Coeff. Di forma Cp	1.00
Coeff. Dinamico Cd	1.00
Pressione del vento calcolata (daN/m ²)	85,5

1.2 ANALISI DEI CARICHI

1.2.1. Peso proprio del ponteggio da costruzione

Premesso che il peso proprio delle strutture metalliche, dedotto per metro quadrato di facciata, è di 8,45 daN./m², il peso proprio (Pp) del ponteggio relativo ad una stilata, di altezza 32,00 m, è:

$$Pp = 8,45 \text{ daN/m}^2 \times m \ 1,80 \times m \ 32,00 = \mathbf{486,72 \text{ daN.}}$$

A tale carico va aggiunto il peso proprio dei tavolati pari a 420,00 daN.

Ne deriva un carico complessivo Pp pari a 906,72 daN.

1.2.2. Carichi di esercizio nel ponteggio

Le ipotesi di carico assunte sono le seguenti:

300 daN/mq su N° 1 impalcato
150 daN/mq su N° 1 impalcato

per cui il carico complessivo risulta:

$$q_c = 450,00 \text{ daN/m}^2.$$

Il carico complessivo trasmesso al piede di una stilata, dagli stessi carichi, considerata la larghezza dell'impalcato uguale a ml. 1,05 risulta:

$$Q_s = 450,00 \times 1,05 \times 1.80 = 850,50 \text{ daN}$$

1.2.2.1. Carico totale al piede della stilata nel ponteggio

Per effetto del peso proprio del ponteggio e dei carichi di esercizio relativi calcolati, il carico totale Pct è:

$$Pct = P_p + Q_s = 1757,22 \text{ daN}$$

1.2.3.1. Azione del vento

La determinazione dell'azione del vento sul ponteggio viene eseguito nel rispetto delle Istruzioni CNR-UNI 1001 2-67 - punto 3-4.

Pertanto viene considerata la zona con pressione cinetica del vento pari a $q = 85,5 \text{ daN/m}^2$.
L'azione del vento viene valutata con riferimento ad un modulo del ponteggio, considerando la proiezione, sul piano verticale, delle superfici, interna ed esterna, degli elementi componenti di esso investiti dal vento in direzione orizzontale, cioè ortogonalmente al piano di facciata.

Parti metalliche

L'area della superficie complessiva, apparente, di un modulo è di ml. $2 \times 1.80 = m^2 3,60$ e comprende le aree delle superfici effettive investite dal vento dei seguenti singoli elementi:

telaio	=	$m^2 0,193$
corrente posteriore	=	$m^2 0,047$
diagonale in pianta	=	$m^2 0,047$
parapetti (n. 2 correnti)	=	$m^2 0,094$
diagonale di facciata	=	$m^2 0,056$

<i>Area della superficie metallica Am</i>	=	$m^2 0,437$

Parti di impalcato

L'area della superficie delle parti di impalcato investite, riferita al modulo del ponteggio, è costituita e distinta come segue:

- tavola fermapiede	=	$m^2 0,350$
- impalcato	=	$m^2 0,006$

<i>Area della superficie di impalcato Al</i>	=	$m^2 0,357$

Considerate, quindi, le condizioni più sfavorevoli, per il ponteggio impiantato a ridosso di un edificio a struttura intelaiata aperta, l'azione di schermo attribuibile all'edificio stesso può essere valutato in un

valore pari al 40% di quella esercitabile nel caso di ponteggio isolato. Perciò, l'azione del vento su di un modulo risulta:

$$N_v = c \times k \times q \times (A_m + A_l) = 70,580 \text{ daN}$$

in cui $k = 1$ e $c = 1,04$.

1.3 MOMENTI FLETTENTI SUI MONTANTI DEI TELAI

1.3.1. Momento dovuto all'azione del vento

Per la valutazione e determinazione di tale caratteristica massima di sollecitazione si fa riferimento alla pressione del vento agente su di un modulo. Si ammette, quindi, che tale pressione possa ritenersi concentrata ed applicata in corrispondenza dell'incrocio tra montante e traverso e che si possa fare riferimento a telai con i montanti incastrati alla base. Con tale schematizzazione ad ognuno dei due telai compresi nell'intervallo verticale di ml. 4,00 (distanza verticale tra due ancoraggi consecutivi) può pensarsi applicata una forza diretta secondo l'asse del traverso, pari a $N_v/2$, la quale fornisce alla sezione di attacco del traverso stesso (ed allo spicco della saetta o puntoncino) il momento flettente massimo su ogni montante è

$$M_v = N_v/2 \times h'/2 = 24,35 \text{ daN}$$

nella quale espressione $h' = 1,38$ m indica l'altezza in metri misurata rispetto al traverso sottostante, dalla quota di spicco del puntoncino di rinforzo dei telai.

1.3.2. Momento dovuto al carico di esercizio

Considerando come carico di esercizio il carico uniformemente distribuito complessivo

$$Q = 300,00 \text{ daN./m}^2 \text{ e posto:}$$

a = lunghezza del traverso = m 1,00;

i = interesse delle stilate = m 1.80;

h = lunghezza dei montanti tra due trasversi sovrastanti successivi = m 2;

h' = altezza, come indicata in 1.3.1. = m 1,38;

J_1 = momento d'inerzia assiale della sezione normale del montante = 106779,28 mm⁴;

J_2 = momento d'inerzia assiale della sezione normale del traverso = $J_1 = 106779,28$ mm⁴;

K = rapporto tra le rigidezze flessionali del traverso e del montante = $(J_2/a) / (J_1/h) =$ (essendo $J_1=J_2$) = $h/a = 1,90$;

$q=Q+30$ (30=peso tavolato al m²)

si ha un momento flettente all'attacco del traverso, uguale a:

$$M_g = (q \times a^2 \times i) / (6 \times (2+K)) = 27,95 \text{ daNm.}$$

Il momento flettente massimo, nella sezione di spicco del puntone, risulta:

$$M_{pm} = (M_g) \times (h'/h) = 19,29 \text{ daNm.}$$

1.3.3. Momento flettente totale sul montante

Considerando la sovrapposizione degli effetti flessionali dovuti alle azioni del vento e del carico di esercizio, dei punti 1.3.1. e 1.3.2., il momento totale massimo sul montante è:

$$M_{T^*} = M_v + M_{pm} = 43,64 \text{ daNm.}$$

di cui, essendo il valore del momento flettente variabile lungo l'asta secondo le norme tecniche CNR - Bollettino Ufficiale n. 74110.03.1980, potrà assumersi, per la valutazione degli sforzi flessionali, il valore:

$$MT = 0,75 MT^* = 32,73 \text{ daNm}$$

1.4 VERIFICA DEI MONTANTI DEL PONTEGGIO

Dalle prove di carico a collasso, sperimentate presso il centro autorizzato (v. certificazione allegata) è risultato, quale carico minimo di collasso, per il montante:

$$P_{cr} = 7120 \text{ daN}$$

Pertanto, indicando con A l'area della sezione normale metallica, ne risulta una tensione critica:

$$s_c = P_{cr}/A = 17,21 \text{ daN/mm}^2$$

Osservando, quindi, che la tensione minima di snervamento consentita dalle norme CNR Bollettino n. 74/10.03.1980 - prospetto 2-11/ punto 2.2.1.2. - per profilato cavo di acciaio tipo 1 è $s_s = 23,5 \text{ daN/mm}^2$, la determinazione $s_c/s_s = 0,73$ consente di ricavare dal prospetto 7-1 (s_c/s_s), curva c, delle norme CNR citate il rapporto $l/ly = 0,95$ e cioè, essendo (p. 3.2.3. CNR ripet.) $E = 20600 \text{ daN/mm}^2$ $ly = \pi \times (E/s_s)^{1/2} = 93,13$

La snellezza relativa al comportamento limite puramente elastico del montante è

$$l = 0,95 \times ly = 89,00$$

A tale valore corrisponde nel prospetto relativo 4-IIa (per acciaio tipo 1), curva c, delle norme precisate CNR, il coefficiente di amplificazione $w = 1,78$. La verifica di stabilità del ponteggio può limitarsi a quella di stabilità del montante pressoinflesso (v. n.p. CNR, punto 4-4); dovrà verificarsi, cioè, la seguente relazione di stabilità alla pressoflessione:

$$s = w \times P/A + MT / ((1 - (1,5 \times P) / (s_{cr} \times A)) \times W < s_{adm}$$

ove vengono indicati con:

P il carico al piede del montante dovuto al peso proprio ed al carico di esercizio, pari a $P_{ct} / 2 = 1757,22 / 2 = 878,6 \text{ daN}$ (v. punto 1.2.2.1)

w il coefficiente di amplificazione dei carichi relativo alla snellezza $l = 89,00$, rilevato dal prospetto 4-IIa e uguale a 1,78;

A l'area della sezione normale utile del montante uguale a $413,67 \text{ mm}^2$;

s_{cr} la tensione critica calcolata con la formula di Eulero e tabulata nel prospetto 4-VII delle N.p. CNR e uguale a $26,16 \text{ daN/mm}^2$, per $l = 89,00$;

W, il modulo di resistenza a flessione dei montanti, pari a $4426,08 \text{ mmc}$;

s_{adm} il valore della tensione ammissibile per il materiale nella condizione di carico II (D.M. 03.10.1978; punti 3.0.2.1., 3.0.2.2.; Suppl. Ord. G.U. n. 176 dei 28.06.1980 e punto 3. l. l., prospetto 3. l. N. p. CNR), uguale a $1,125 \times s_{adm} = 1,125 \times 16 = 18,00 \text{ daN/mm}^2$;

MT il momento totale massimo sul montante, calcolato al punto 1.3.3., uguale a $32,73 \text{ daNm}$.

Pertanto, dalla suddetta relazione esplicitando si ottiene:

$$s = 12,21 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

1.5 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ASSIALE DEI MONTANTI DEI TELAI

La pressione del vento che si esercita su due moduli liberi, trascurando la riduzione dovuta all'azione di schermo dell'edificio considerata al punto 1.2.4.1. risulta (Circ. Min. LL. PP. n. 4773/1968, punti 3.4.2.4., 3.4.3., 3.4.4.l.):

$$N'v = 1,2 \times (A_m + A_l) \times 2 \times q = 162,88$$

per cui, lo sforzo lungo il collegamento assiale del montante è:

$$X = N'v \times (h/a) = 310,24 \text{ daN}$$

siccome il carico minimo di rottura di tale collegamento assiale è $Y = 2150$, il coefficiente di sicurezza risulta:

$$m = Y/X = 6,93 > 2,2$$

1.6 VERIFICA DELLE CONTROVENTATURE

1.6.1. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento.

Le diagonali in pianta vengono verificate per accertare la loro resistenza atta a trasmettere all'ancoraggio le azioni dovute al vento.

E' prevista la presenza di un piano controventato in pianta ogni piano del ponteggio; pertanto una diagonale trasmette l'azione del vento relativa a un modulo, uguale a N_v .

Essendo, quindi, $a = 30^\circ$ circa l'angolo che la diagonale forma con il corrente posteriore, cioè col piano della facciata interna del ponteggio, lo sforzo normale N_d nella diagonale risulta:

$$N_d = N_v / \sin a = 141,16 \text{ daN}$$

indicati con:

l_d la lunghezza della diagonale in pianta = 2083,87 mm

i_d il raggio di inerzia della sezione normale della diagonale 8,74 mm

$l_d = L_d/i_d$, la snellezza relativa alla diagonale = 238,56

A_d , l'area della sezione normale della diagonale = 177,97 mm²

dal prospetto 4-IIa (per acciaio tipo 1) delle norme CNR n. 74/10.03.1980 si ricava, per $l_d = 238,56$:

$w_d = 7,68$, per cui si ottiene:

$$s = N_d \times w_d / A_d = 6,09 < 18,00 \text{ daN/mm}^2$$

Atteso che dalle *prove di trazione* condotte sulla controventatura in pianta (v. certificazioni allegate), risulta un carico di rottura $R_p = 645 \text{ daN}$, si avrà un grado di sicurezza pari a:

$$m = R_p / N_v = 9,14 > 2,2$$

Analogamente, poichè dalle *prove di compressione* condotte da parte del centro autorizzato sulla stessa controventatura in pianta (v. certificazioni allegate) risulta un carico minimo di collasso $P_{cr} = 500$ daN, si ottiene:

$$m = P_{cr} / N_v = 7,08 > 2,2$$

1.6.2. Verifica del telaietto-parapetto

Si suppone che i telaietti parapetto stabilizzino entrambi i montanti delle stilate e che, per il loro proporzionamento possa utilizzarsi, nel rispetto delle prescrizioni di cui al punto 4.2.3.2.3. delle N. p. CNR/n.74110.03.1980, la formula:

$$T^* = w \times P_{ct} / 100$$

in cui P_{ct} è il carico assiale totale al piede della stilata (v. punto 1.2.2.1. prec.) uguale a 1757,22 daN; per $l = 1340$ (v. punto prec. 1.4) è $w = 1,78$ (prospetto 4-IIa, Norme CNR ripetute); pertanto

$$T^* = 31,34 \text{ daN}$$

I valori del taglio e del momento flettente (secondo le Norme citate) saranno $T = T^* \times l_1 / l_t$, ove $l_1 = 2$ m è la lunghezza del montante e $l_t = 1.80$ m è l'interasse delle stilate. Si avrà dunque:

$$T = 34,83 \text{ daNmm}$$

da cui si ricava lo sforzo assiale dei correnti del telaietto parapetto:

$N_c = M/h$ dove h è l'interasse dei due correnti medesimi. Sarà cioè:

$$N_c = 44,65 \text{ daN}$$

Indicando con:

l_c la lunghezza delle aste del telaietto-parapetto = 1.80 m

l_c , w_c , A_c rispettivamente la snellezza, il coefficiente di amplificazione relativo e l'area della sezione normale metallica di dette aste

i , il raggio di inerzia della sezione tubolare = 8,74 mm

essendo

$$l_c = 206,06$$

$$A_c = 177,97 \text{ mm}^2$$

$w_c = 5,91$ (prospetto 4-IIa CNR/80) dovrà essere verificato:

$$s = (N_c \times w_c) / A_c < s_{adm}$$

$$s = 1,48 < 18,00 \text{ daN/ mm}^2$$

Dalle prove di trazione condotte dal centro autorizzato sui collegamenti di facciata (come da Certificazioni allegate) risulta un carico minimo di rottura $R_t = 1340$ daN per cui il grado di sicurezza degli attacchi è:

$$m = R_t / T^* = 42,75 > 2,2.$$

Dalle prove di compressione condotte sugli stessi collegamenti di facciata, risulta un carico minimo di collasso $P_{cr} = 380$ daN (v. Certificazioni allegate). Il grado di sicurezza pertanto sarà

$$m = P_{cr} / T^* = 12,12 > 2,2$$

1.6.3. Verifica delle stilate alle azioni taglianti

Il telaio deve essere atto ad assorbire gli sforzi orizzontali derivanti dalle azioni instabilizzanti imputabili alla snellezza della stilata.

Esso pertanto va verificato per resistere, nel suo piano, ad uno sforzo tagliante

$T^* = w \times Pct / 100$ pari, cioè, a quello di cui al punto 1.6.2. ed espresso dal valore $T^* = 31,34$ daN

Per effetto di questo sforzo si verifica sui montanti, allo spicco della saetta (o puntoncino) di controventatura del telaio, un momento flettente:

$M = T^* \times h' / 4$, ove h' possiede lo stesso significato e valore indicato al punto precedente 1.3.l., per cui si ha:

$$M = 10,81 \text{ daNm}$$

-considerato che dalle prove tecnologiche di rigidità, sulla controventatura trasversale del telaio, nel piano degli elementi componenti, è risultato un carico minimo di collasso $T = 400$ daN, ne consegue un coefficiente di sicurezza:

$$m = T / T^* = 12,76 > 2,2.$$

1.7 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

Gli ancoraggi sono sollecitati dall'azione del vento e da quella dovuta agli sforzi instabilizzanti delle stilate.

1.7.1. Azione del vento

Con gli schemi previsti, ogni ancoraggio è sollecitato dall'azione del vento gravante su n. 4 moduli per cui lo sforzo totale agente su di esso risulta (v. punto prec. 1.2.4.l.)

$$S_v = 4 \times N_v = 282,32 \text{ daN}$$

1.7.2. Stabilizzazione delle stilate

Con la schematizzazione prevista, ogni ancoraggio deve essere atto a stabilizzare 2 stilate. Considerato il valore di T^* indicato al punto 1.6.3., lo sforzo trasmesso all'ancoraggio è:

$$S_s = 2 \times T^* = 62,69 \text{ daN}$$

1.7.3. Sforzo totale sull'ancoraggio

Considerando la sovrapposizione delle azioni, S_v ed S_s , ora calcolate, S_a , sull'ancoraggio risulta:

$$S_a = S_v + S_s = 345,00 \text{ daN}$$

1.7.4. Verifica dell'ancoraggio a tassello

Per i casi in cui il sistema di ancoraggio venga realizzato per mezzo di tasselli, è necessario che detti elementi vengano forniti da ditta autorizzata.

Essendo uguale a 1500 daN il valore risultante dalla certificazione specifica, risulterà un coefficiente di sicurezza:

$$m = 1500 / 345,00 = 4,35 > 1,5$$

1.8 VERIFICA DEL CORRENTE POSTERIORE ALL' AZIONE DEL VENTO

Il corrente posteriore, interno, del modulo, per effetto dell'azione del vento, è sollecitato da uno sforzo normale:

$$N_c = 2 \times N_v / \operatorname{tg} a = 244,50 \text{ daN}$$

ove:

$N_v = 70,58 \text{ daN}$ è la pressione del vento su di un modulo (v. p. 1.2.4.l.)

$a = 30^\circ$ è l'angolo formato dalla diagonale in pianta con il corrente interno medesimo

l_c la lunghezza del corrente = 1.80 m

i_c il raggio d'inerzia della sua sezione normale = 8,74 mm

$l_c = l_c / i_c$, la snellezza relativa al corrente = 206,06

w_c , il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente (prospetto 4-Ila N. p. CNR/n. 74180) = 5,91

A_c , l'area della sezione utile del corrente = 177,97 mm².

Ne deriva una tensione pari a:

$$s = N_c \times w_c / A_c = 8,12 < 18,00 \text{ daN} / \text{mm}^2.$$

1.9 VERIFICA DEL TELAIO AI CARICHI DI ESERCIZIO

Il momento flettente massimo in mezzeria del traverso, per un carico ripartito di 300,00 daN/m², trascurando la rigidità della controventatura ed adottando la stessa simbologia del punto 1.3.2. sarà:

$$M_t = 27,95 \text{ daNm.}$$

per cui la sollecitazione unitaria risulta:

$$s = M_t / W_t = 6,32 \text{ daN} / \text{mm}^2 < 16 \text{ daN} / \text{mm}^2.$$

ove: W_t è il modulo di resistenza a flessione del traverso, uguale a 4426,08 mm³

1.10 VERIFICA DELL' IMPALCATO

Il comportamento statico di ogni tavola è quello di un'asta semplicemente appoggiata in corrispondenza dei traversi.

Gli impalcati devono essere dimensionati con le caratteristiche dimensionali seguenti:

Tavole metalliche aventi spessore di mm 3.6 e larghezza di cm 50.

Qui di seguito viene riportata la verifica di resistenza statica per tale tipo di impalcato. Per il caso in cui, l'impalcato dovesse essere realizzato con altro tipo di materiale, dovrà essere eseguita, caso per caso, necessaria verifica statica.

Gli appoggi delle tavole sono ad interasse di m 1.80 cioè pari a quello delle stilate del ponteggio.

Momento dovuto al peso proprio (**M0**)

$$M0 = 28,00 \times 1.80^2/8 = 11,34 \text{ daNm}$$

Momento dovuto al carico max di esercizio (**M1**)

$$M1 = 300,00 \times 1.80^2/8 = 121,50 \text{ daNm}$$

Momento dovuto ad un carico concentrato di 600,00 daN su un tratto centrale di 500 mm (**M2**)

$$M2 = 600,00 / 2 \times (1.80 / 2 - 0.50/4) = 232,50 \text{ daNm}$$

Momento dovuto ad un carico di 100 daN concentrato su un tratto centrale di 200 mm (**M3**)

$$M3 = (100/0.20)/2 \times ((1.80 / 2 - 0.20/4) = 212,50 \text{ daNm}$$

La sollecitazione massima si ottiene dalla sovrapposizione del momento M0 con il maggiore tra M1, M2 e M3.

Il valore di Mmax risulta quindi:

$$M_{\max} = 243,84 \text{ daNm}$$

da cui:

$$s = M_{\max}/W_{ft} = 12,19 \text{ daN/mm}^2 < 20,00 \text{ daN/mm}^2$$

1.11 VERIFICA DELLA PRESSIONE SUL PIANO DI APPOGGIO

1.11.1 Modalità di ripartizione del carico

Per la ripartizione del carico sulla superficie di appoggio del ponteggio (Terreno adeguatamente compattato), al di sotto dei montanti sono stati inseriti idonei elementi di ripartizione costituiti da:

Elemento ripartitore costituito da Tavola in legno spessore 5 cm, aventi una superficie di 1000 cm²

1.11.2 Pressione sul piano di appoggio

La pressione massima sul piano di appoggio del ponteggio sarà, pertanto:

$$P_{\max} = 878,6 / 1000 = 0,88 \text{ daN/cm}^2$$

Tale pressione è al di sotto di quella massima ammissibile per il piano d'appoggio pari a 1.50 daN/cm².

1.12 VERIFICA DEL PARAPETTO

1.12.1 Calcolo del momento flettente e della freccia

Il parapetto è un elemento in tubo corrente applicato ad un'altezza di almeno 1.00 m dal piano di calpestio del piano di lavoro.

Le azioni da considerare, applicate nelle condizioni più sfavorevoli, per la verifica dell'elemento parapetto sono le seguenti:

carico concentrato di 0,3 kN, applicato normalmente al corrente (sotto tale azione la freccia elastica non deve essere superiore a 35 mm)

carico concentrato di 1,25 KN, applicato normalmente al corrente (sotto tale azione non si devono verificare rotture e deformazioni superiori a 200 mm)

Per il calcolo della freccia viene utilizzata la seguente formula:

$$f_{max} = P * L^3 / (48 * E * J)$$

Per il calcolo del momento flettente viene utilizzata la seguente formula:

$$M_{max} = P * L / 4$$

Ne derivano i valori riportati nella seguente tabella

Descrizione	Valore		Val.Max	Note
Carico concentrato di 30 daN				
Freccia (mm)	13,03	<	35 mm	Rif. Punto 4.2.3 della Circolare 24 Ottobre 1991 n° 132 o Circolare 15 Maggio 1990 n° 44
Carico concentrato di 125 daN				
Freccia (mm)	54,29	<	200 mm	Rif. Punto 4.2.3 della Circolare 24 Ottobre 1991 n° 132 o Circolare 15 Maggio 1990 n° 44
Mmax (daNcm)	5625,00			
Tensione (daN/mm ²)	12,71	<	16	

1.13 VERIFICA Basette regolabili

Dati di verifica

Materiale	: Acciaio
Tensione ammissibile	: 16,00 daN/mm²
Diam. esterno spinotto (DEs)	: 40 mm
Diametro interno spinotto (DIs)	: 37 mm
Spessore utile nucleo (Sn)	: 3.5 mm
Area resistente nucleo (An)	: 368,80 mm²
Modulo di resistenza (Wn)	: 2827,03 mm³
Lunghezza min. d'innesto (Li)	: 150 mm
Altezza max. di regolazione (Hg)	: 850 mm

Alla massima regolazione possibile in altezza, il gioco consentito dall'accoppiamento basetta-montante sarà:

$$f = DI - 2 * Sn = 2,45 \text{ mm}$$

Essendo DI il diametro interno del montante.

L'angolo di accoppiamento spinotto-montante sarà quindi:

$$f1 = f / Li = 0,016 \text{ rad}$$

Indicando con f2 = 0.01 rad (CNR 10027/85) l'angolo massimo di inclinazione del montante con la verticale, sarà:

$$M = N * hg * (f1 + f2)$$

Essendo

$$N = 878,6 \text{ daN il massimo carico agente sul montante}$$

Per la verifica occorre accertare che

$$s_{\max} = N/An + M/Wn = 9,34 \text{ daN/mm}^2 < s_{\text{adm}} = 16,00 \text{ daN/mm}^2$$

1.14 VERIFICA DELL'ELEMENTO PARASASSI

L'intavolato di protezione e di sicurezza, viene attuato per una larghezza di m 1.50 con tavole in legno.

Esso grava sull'elemento portante dei parasassi per una lunghezza di m. 1.80 relativa all'ampiezza di una campata, cioè di un modulo. Il carico complessivo dell'intavolato, atteso il valore di 30 daN/mq, è:

$$Prs = 86,40 \text{ daN}$$

Tenuto conto delle dimensioni dell'elemento portante parasassi, tirante puntone di sezione uguale a quella principale sperimentato ed autorizzato dal Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale, si può ritenere più che sufficiente la capacità portante di essi, atta a sorreggere l'intavolato con l'idoneo grado di sicurezza.

Analoga considerazione può essere fatta in ordine alla resistenza allo scorrimento dei giunti di attacco per l'unione degli elementi, tirante e puntone, e di questi stessi al ponteggio.

Per la verifica all'azione del vento, tenuto conto delle N. p. CNR-UNI 10012-67 (per la zona in esame), sulla superficie del parasassi relativa ad una campata, risulterà una forza pari a

$F = S \times c \times q = 1.50 \times 1.80 \times 0.6 \times (1 + \sin a) \times 85,5$ (essendo a l'angolo di inclinazione del parasassi e $q = 85,5 \text{ daN/m}^2$ la pressione cinetica del vento). Risulterà, pertanto:

$$F = 236,45 \text{ daN}$$

Impiegando giunti autorizzati, la cui resistenza ammissibile allo scorrimento sia equiparabile al valore di 1000 daN. corrispondente ai valori convenzionali del frattile 5%, risulta un coefficiente di sicurezza allo scorrimento:

$$m = 1000 / 236,45 = 4,23 > 1,5$$

Considerando, quindi, l'elemento tirante-puntone come asta incastrata ad un estremo ed incernierata all'altro e, dunque, assumendo

$b = 0,8$ si ha la seguente lunghezza libera di inflessione:

$l_0 = b \times l = 0,8 \times 1,60$, ove $l = 1,60 \text{ m}$ è la lunghezza effettiva dell'asta.

Quindi essendo $i = 16,07 \text{ mm}$ il raggio di inerzia ed $A = 413,67 \text{ mm}^2$ l'area della sezione, si ha:

$l = 79,67$, cui corrisponde il coefficiente $w = 1,62$, e pertanto, la sollecitazione dovuta all'azione del vento sull'elemento parasassi risulta:

$$s = F \times w / A = 0,93 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

Per gli schemi di montaggio e smontaggio del ponteggio si rimanda al libretto a corredo del ponteggio stesso che deve essere tenuto in cantiere in uno con il presente calcolo.

CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI IMPIEGO

PROSPETTO OVEST

Il calcolo viene riferito agli schemi tipo, riportati nei disegni allegati, per l'impiego del ponteggio da costruzione e da manutenzione, di cui due prototipi sono stati assoggettati separatamente a prove di collaudo fino al raggiungimento del carico limite di collasso delle strutture, presso il Laboratorio autorizzato di cui alle certificazioni allegate.

Lo schema strutturale tipo (vedi figura qui di seguito) prevede n. **15** ripiani a distanza mutua di m **2** per un'altezza utile di circa m **30,00** misurata dal piano di appoggio delle basette fino all'estradosso dell'intavolato utile, piano di lavoro, più alto e di ml. **32,00** dallo stesso piano di appoggio delle basette fino alla sommità terminale dei telai di protezione dell'ultimo piano. L'interasse longitudinale del ponteggio tra due stilate, cioè relativo al modulo, è di m **1.80** mentre la larghezza dei telaietti è di m **1,05**.

Caratteristiche geometriche

N° Ripiani utili	: 15
N° Campate	: 13
N° Ripiani a sbalzo sommità	: 2
Interasse montanti (Im)	: 1.80 m
Interasse ripiani (Ir)	: 2 m
Larghezza del ponteggio (L1)	: 1,05 m
Altezza del ponteggio	: 32,00 m

Tubi principali

Materiale	: Acciaio tipo Fe360
Diametro esterno	: 48.25 mm
Spessore	: 2.90 mm
Tensione ammissibile	: 16 daN/mm ²

Tubi secondari

Materiale	: Acciaio tipo Fe360
Diametro esterno	: 26.90 mm
Spessore	: 2.30 mm
Tensione ammissibile	: 16 daN/mm ²

Tavole da impalcato in legno

Larghezza tavola	: 20 cm
Spessore tavola	: 5 cm
Peso specifico legno	: 600 daN/m ³
Modulo elastico normale E	: 10500 daN/cm ²
Tensione ammissibile	: 80 daN/cm ²

Tavole da impalcato in lamiera zincata

Larghezza tavola	: 50 cm
Spessore tavola	: 3.6 mm
Modulo di resistenza a flessione	: 10 cm ³
Tensione ammissibile	: 20 daN/cm ²

Nello schema del ponteggio sono contemplati i seguenti elementi di collegamento, di irrigidimento e di controventatura:

1) Ad ogni ripiano è previsto un corrente posteriore di collegamento per modulo, disposto al di sotto del rango dei traversi.

2) Nel piano trasversale orizzontale, n. 1 diagonale per modulo, parimenti collocata al di sotto dei piano dei traversi, con disposizione, per l'intera lunghezza del ponteggio, a linea spezzata (a zigzag) tra le stilate consecutive. La disposizione è ripetuta a piani alterni nel ponteggio, in corrispondenza dei piani ancorati, a partire dal primo.

3) Nel piano trasversale verticale la funzione di controventatura e' affidata alla idonea rigidità accertata (V. Certificazioni allegate) in conseguenza della saldatura dei traversi ai montanti e del contributo delle due saette di irrigidimento disposte e saldate a 45° tra montanti e traverso.

4) Nel piano longitudinale della facciata esterna è previsto un telaietto-parapetto con funzione di collegamento dei telai, di parapetto completo e di controventatura nel piano longitudinale.

Per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione massime e per i calcoli di verifica alla stabilità delle strutture del ponteggio viene di seguito adottato un metodo semplificato, considerato che nella schematizzazione strutturale del ponteggio risultano soddisfatti i seguenti requisiti:

1 ancoraggio ogni 14.40 m² di facciata, ovvero 1 ancoraggio ogni 4 moduli di ponteggio.

Snellezza delle aste non superiore a:

l = 200 per le membrature principali

l = 250 per le membrature secondarie

1.1 CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO DELL'AREA DI CANTIERE

Il calcolo della pressione del vento per l'area di cantiere in esame, è stato effettuato conformemente a quanto previsto dal *Decreto ministeriale 17 gennaio 2018* (G.U. n. 8 del 20 febbraio 2018).



Figura 1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Zona di classificazione (vedi figura 1)	1
Altitudine cantiere (metri s.l.m.)	102
Classe rugosità terreno	A
Distanza dalla linea di costa (km)	113
Altezza massima ponteggio (m)	32,00
Coeff. Topografia Ct	1.00
Coeff. Di forma Cp	1.00
Coeff. Dinamico Cd	1.00
Pressione del vento calcolata (daN/m ²)	85,5

1.2 ANALISI DEI CARICHI

1.2.1. Peso proprio del ponteggio da costruzione

Premesso che il peso proprio delle strutture metalliche, dedotto per metro quadrato di facciata, è di 8,45 daN./m², il peso proprio (Pp) del ponteggio relativo ad una stilata, di altezza 32,00 m, è:

$$Pp = 8,45 \text{ daN/m}^2 \times m \ 1.80 \times m \ 32,00 = \mathbf{486,72 \text{ daN.}}$$

A tale carico va aggiunto il peso proprio dei tavolati pari a 420,00 daN.

Ne deriva un carico complessivo Pp pari a 906,72 daN.

1.2.2. Carichi di esercizio nel ponteggio

Le ipotesi di carico assunte sono le seguenti:

300 daN/mq su N° 1 impalcato

150 daN/mq su N° 1 impalcato

per cui il carico complessivo risulta:

$$qc = 450,00 \text{ daN/m}^2.$$

Il carico complessivo trasmesso al piede di una stilata, dagli stessi carichi, considerata la larghezza dell'impalcato uguale a ml. 1,05 risulta:

$$Qs = 450,00 \times 1,05 \times 1.80 = \mathbf{850,50 \text{ daN}}$$

1.2.2.1. Carico totale al piede della stilata nel ponteggio

Per effetto del peso proprio del ponteggio e dei carichi di esercizio relativi calcolati, il carico totale Pct è:

$$Pct = Pp + Qs = \mathbf{1757,22 \text{ daN}}$$

Poichè è previsto il raddoppio dei montanti per n° 13 livelli, la quotaparte di Pct fino al livello posto al di sopra della linea di raddoppio risulta pari a:

$$Pct' = 234,30 \text{ daN}$$

1.2.3.1. Azione del vento

La determinazione dell'azione del vento sul ponteggio viene eseguito nel rispetto delle Istruzioni CNR-UNI 1001 2-67 - punto 3-4.

Pertanto viene considerata la zona con pressione cinetica del vento pari a $q = 85,5 \text{ daN/m}^2$.
L'azione del vento viene valutata con riferimento ad un modulo del ponteggio, considerando la proiezione, sul piano verticale, delle superfici, interna ed esterna, degli elementi componenti di esso investiti dal vento in direzione orizzontale, cioè ortogonalmente al piano di facciata.

Parti metalliche

L'area della superficie complessiva, apparente, di un modulo è di $ml. 2 \times 1.80 = m^2 3,60$ e comprende le aree delle superfici effettive investite dal vento dei seguenti singoli elementi:

telaio	=	$m^2 0,193$
corrente posteriore	=	$m^2 0,047$
diagonale in pianta	=	$m^2 0,047$
parapetti (n. 2 correnti)	=	$m^2 0,094$
diagonale di facciata	=	$m^2 0,056$

<i>Area della superficie metallica Am</i>	=	$m^2 0,437$

Parti di impalcato

L'area della superficie delle parti di impalcato investite, riferita al modulo del ponteggio, è costituita e distinta come segue:

- tavola fermapiede	=	$m^2 0,350$
- impalcato	=	$m^2 0,006$

<i>Area della superficie di impalcato Al</i>	=	$m^2 0,357$

Considerate, quindi, le condizioni più sfavorevoli, per il ponteggio impiantato a ridosso di un edificio a struttura intelaiata aperta, l'azione di schermo attribuibile all'edificio stesso può essere valutato in un valore pari al 40% di quella esercitabile nel caso di ponteggio isolato. Perciò, l'azione del vento su di un modulo risulta:

$$Nv = c \times k \times q \times (Am + Al) = 70,580 \text{ daN}$$

in cui $k = 1$ e $c = 1,04$.

Poichè è previsto il raddoppio dei montanti per n° 13 livelli, la quotaparte di Nv fino al livello posto al di sopra della linea di raddoppio risulta pari a:

$$Nv' = 9,41 \text{ daN}$$

1.3 MOMENTI FLETTENTI SUI MONTANTI DEI TELAI

1.3.1. Momento dovuto all'azione del vento

Per la valutazione e determinazione di tale caratteristica massima di sollecitazione si fa riferimento alla pressione del vento agente su di un modulo. Si ammette, quindi, che tale pressione possa ritenersi concentrata ed applicata in corrispondenza dell'incrocio tra montante e traverso e che si possa fare riferimento a telai con i montanti incastrati alla base. Con tale schematizzazione ad ognuno dei due telai compresi nell'intervallo verticale di ml. 4,00 (distanza verticale tra due ancoraggi consecutivi) può pensarsi applicata una forza diretta secondo l'asse del traverso, pari a $N_v/2$, la quale fornisce alla sezione di attacco del traverso stesso (ed allo spicco della saetta o puntoncino) il momento flettente massimo sui montanti al di sopra della linea di raddoppio è

$$M_{v'} = N_v/2 \times h'/2 = 3,25 \text{ daN}$$

nella quale espressione $h' = 1,38$ m indica l'altezza in metri misurata rispetto al traverso sottostante, dalla quota di spicco del puntoncino di rinforzo dei telai.

Per i montanti raddoppiati del primo livello si avrà

$$M_v = N_v/2 \times h'/2 = 24,35 \text{ daN}$$

1.3.2. Momento dovuto al carico di esercizio

Considerando come carico di esercizio il carico uniformemente distribuito complessivo

$$Q = 300,00 \text{ daN./m}^2 \text{ e posto:}$$

a = lunghezza del traverso = m 1,00;

i = interesse delle stilate = m 1.80;

h = lunghezza dei montanti tra due traversi sovrastanti successivi = m 2;

h' = altezza, come indicata in 1.3.1. = m 1,38;

J_1 = momento d'inerzia assiale della sezione normale del montante = $106779,28 \text{ mm}^4$;

J_2 = momento d'inerzia assiale della sezione normale del traverso = $J_1 = 106779,28 \text{ mm}^4$;

K = rapporto tra le rigidezze flessionali del traverso e del montante = $(J_2/a) / (J_1/h) = (\text{essendo } J_1=J_2) = h/a = 1,90$;

$q=Q+30$ (30=peso tavolato al m^2)

si ha un momento flettente all'attacco del traverso, uguale a:

$$M_g = (q \times a^2 \times i) / (6 \times (2+K)) = 27,95 \text{ daNm.}$$

Il momento flettente massimo, nella sezione di spicco del puntone, risulta:

$$M_{pm} = (M_g) \times (h'/h) = 19,29 \text{ daNm.}$$

1.3.3. Momento flettente totale sul montante

Considerando la sovrapposizione degli effetti flessionali dovuti alle azioni del vento e del carico di esercizio, dei punti 1.3.1. e 1.3.2., il momento totale massimo sul montante è:

Per i montanti al di sopra della linea di raddoppio è

$$M_{T'^*} = M_{v'} + M_{pm} = 22,53 \text{ daNm.}$$

Per i montanti del primo livello

$$MT^* = M_v + M_{pm} + MSB = 135,89 \text{ daNm.}$$

di cui, essendo il valore del momento flettente variabile lungo l'asta secondo le norme tecniche CNR - Bollettino Ufficiale n. 74110.03.1980, potrà assumersi, per la valutazione degli sforzi flessionali, il valore:

Per i montanti al di sopra della linea di raddoppio

$$MT' = 0,75 MT^* = 101,92 \text{ daNm}$$

Per i montanti del primo livello raddoppiato

$$MT = MSB + (0,75 (M_v + M_{pm})) = 124,98 \text{ daNm}$$

Poichè sono presenti n° 2 ripiani a sbalzo in sommità, è stato aggiunto il Momento derivante dal carico relativo ai ripiani a sbalzo.

Il carico sul montante esterno a sbalzo risulta pari a 117,15 daN. Ne deriva un Momento MSB pari a 92,25 daNm.

1.3.4. Mensole con Puntone

Per quanto riguarda le mensole con puntone per gli sbalzi di sommità verranno utilizzati esclusivamente elementi certificati autorizzati per i carichi di esercizio del ponteggio di progetto.

1.4 VERIFICA DEI MONTANTI DEL PONTEGGIO

Dalle prove di carico a collasso, sperimentate presso il centro autorizzato (v. certificazione allegata) è risultato, quale carico minimo di collasso, per il montante:

$$P_{cr} = 7120 \text{ daN}$$

Pertanto, indicando con A l'area della sezione normale metallica, ne risulta una tensione critica:

$$s_c = P_{cr}/A = 17,21 \text{ daN/mm}^2$$

Osservando, quindi, che la tensione minima di snervamento consentita dalle norme CNR Bollettino n. 74/10.03.1980 - prospetto 2-11/ punto 2.2.1.2. - per profilato cavo di acciaio tipo 1 è $s_s = 23,5 \text{ daN/mm}^2$, la determinazione $s_c/s_s = 0,73$ consente di ricavare dal prospetto 7-1 (s_c/s_s), curva c, delle norme CNR citate il rapporto $l/ly = 0,95$ e cioè, essendo (p. 3.2.3. CNR ripet.) $E = 20600 \text{ daN/mm}^2$ $ly = \pi \times (E/ s_s)^{1/2} = 93,13$

La snellezza relativa al comportamento limite puramente elastico del montante è

$$l = 0,95 \times ly = 89,00$$

A tale valore corrisponde nel prospetto relativo 4-11a (per acciaio tipo 1), curva c, delle norme precisate CNR, il coefficiente di amplificazione $w = 1,78$. La verifica di stabilità del ponteggio può limitarsi a quella di stabilità del montante pressoinflesso (v. n.p. CNR, punto 4-4); dovrà verificarsi, cioè, la seguente relazione di stabilità alla pressoflessione:

$$s = w \times P/A + MT / ((1 - (1,5 \times P) / (s_{cr} \times A)) \times W < s_{adm}$$

ove vengono indicati con:

P il carico al piede del montante dovuto al peso proprio ed al carico di esercizio, pari a $Pct' / 2$ per i montanti posti al di sopra della linea di raddoppio, e pari a $Pct/2$ per i montanti raddoppiati del primo livello.

w il coefficiente di amplificazione dei carichi relativo alla snellezza $l = 89,00$, rilevato dal prospetto 4-IIa e uguale a 1,78;

A l'area della sezione normale utile del montante uguale a $413,67 \text{ mm}^2$;

s_{cr} la tensione critica calcolata con la formula di Eulero e tabulata nel prospetto 4-VII delle N.p. CNR e uguale a $26,16 \text{ daN/mm}^2$, per $l = 89,00$;

W, il modulo di resistenza a flessione dei montanti, pari a $4426,08 \text{ mmc}$;

s_{adm} il valore della tensione ammissibile per il materiale nella condizione di carico II (D.M. 03.10.1978; punti 3.0.2.l., 3.0.2.2.; Suppl. Ord. G.U. n. 176 dei 28.06.1980 e punto 3. l. l., prospetto 3. l. N. p. CNR), uguale a $1,125 \times s_{adm} = 1,125 \times 16 = 18,00 \text{ daN/mm}^2$;

MT il momento totale massimo sul montante, calcolato al punto 1.3.3.

Pertanto, dalla suddetta relazione esplicitando si ottiene:

per i montanti posti al di sopra della linea di delimitazione del raddoppio:

$$s = 4,39 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

per i montanti raddoppiati del primo livello:

$$s = 17,97 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

1.5 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ASSIALE DEI MONTANTI DEI TELAI

La pressione del vento che si esercita su due moduli liberi, trascurando la riduzione dovuta all'azione di schermo dell'edificio considerata al punto 1.2.4.1. risulta (Circ. Min. LL. PP. n. 4773/1968, punti 3.4.2.4., 3.4.3., 3.4.4.l.):

$$N'v = 1,2 \times (A_m + A_l) \times 2 \times q = 162,88$$

per cui, lo sforzo lungo il collegamento assiale del montante è:

$$X = N'v \times (h/a) = 310,24 \text{ daN}$$

siccome il carico minimo di rottura di tale collegamento assiale è $Y = 2150$, il coefficiente di sicurezza risulta:

$$m = Y/X = 6,93 > 2,2$$

1.6 VERIFICA DELLE CONTROVENTATURE

1.6.1. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento.

Le diagonali in pianta vengono verificate per accertare la loro resistenza atta a trasmettere all'ancoraggio le azioni dovute al vento.

E' prevista la presenza di un piano controventato in pianta ogni piano del ponteggio; pertanto una diagonale trasmette l'azione del vento relativa a un modulo, uguale a N_v .

Essendo, quindi, $a = 30^\circ$ circa l'angolo che la diagonale forma con il corrente posteriore, cioè col piano della facciata interna del ponteggio, lo sforzo normale N_d nella diagonale risulta:

$$N_d = N_v / \sin a = 141,16 \text{ daN}$$

indicati con:

l_d la lunghezza della diagonale in pianta = 2083,87 mm

i_d il raggio di inerzia della sezione normale della diagonale 8,74 mm

$l_d = L_d / i_d$, la snellezza relativa alla diagonale = 238,56

A_d , l'area della sezione normale della diagonale = 177,97 mm²

dal prospetto 4-IIa (per acciaio tipo 1) delle norme CNR n. 74/10.03.1980 si ricava, per $l_d = 238,56$:

$w_d = 7,68$, per cui si ottiene:

$$s = N_d \times w_d / A_d = 6,09 < 18,00 \text{ daN/mm}^2$$

Atteso che dalle *prove di trazione* condotte sulla controventatura in pianta (v. certificazioni allegate), risulta un carico di rottura $R_p = 645 \text{ daN}$, si avrà un grado di sicurezza pari a:

$$m = R_p / N_v = 9,14 > 2,2$$

Analogamente, poichè dalle *prove di compressione* condotte da parte del centro autorizzato sulla stessa controventatura in pianta (v. certificazioni allegate) risulta un carico minimo di collasso $P_{cr} = 500 \text{ daN}$, si ottiene:

$$m = P_{cr} / N_v = 7,08 > 2,2$$

1.6.2. Verifica del telaietto-parapetto

Si suppone che i telaietti parapetto stabilizzino entrambi i montanti delle stilate e che, per il loro proporzionamento possa utilizzarsi, nel rispetto delle prescrizioni di cui al punto 4.2.3.2.3. delle N. p. CNR/n.74110.03.1980, la formula:

$$T^* = w \times P_{ct} / 100$$

in cui P_{ct} è il carico assiale totale al piede della stilata (v. punto 1.2.2.1. prec.) uguale a 1757,22 daN; per $l = 1340$ (v. punto prec. 1.4) è $w = 1,78$ (prospetto 4-IIa, Norme CNR ripetute); pertanto

$$T^* = 31,34 \text{ daN}$$

I valori del taglio e del momento flettente (secondo le Norme citate) saranno $T = T^* \times l_1 / l_t$, ove $l_1 = 2 \text{ m}$ è la lunghezza del montante e $l_t = 1.80 \text{ m}$ è l'interasse delle stilate. Si avrà dunque:

$$T = 34,83 \text{ daNmm}$$

da cui si ricava lo sforzo assiale dei correnti del telaietto parapetto:

$N_c = M/h$ dove h è l'interasse dei due correnti medesimi. Sarà cioè:

$$N_c = 44,65 \text{ daN}$$

Indicando con:

l_c la lunghezza delle aste del telaietto-parapetto = 1.80 m

l_c , w_c , A_c rispettivamente la snellezza, il coefficiente di amplificazione relativo e l'area della sezione normale metallica di dette aste

i , il raggio di inerzia della sezione tubolare = 8,74 mm

essendo

$$l_c = 206,06$$

$$A_c = 177,97 \text{ mm}^2$$

$w_c = 5,91$ (prospetto 4-lla CNR/80) dovrà essere verificato:

$$s = (N_c \times w_c) / A_c < s_{adm}$$

$$s = 1,48 < 18,00 \text{ daN/ mm}^2$$

Dalle prove di trazione condotte dal centro autorizzato sui collegamenti di facciata (come da Certificazioni allegate) risulta un carico minimo di rottura $R_t = 1340$ daN per cui il grado di sicurezza degli attacchi è:

$$m = R_t / T^* = 42,75 > 2,2.$$

Dalle prove di compressione condotte sugli stessi collegamenti di facciata, risulta un carico minimo di collasso $P_{cr} = 380$ daN (v. Certificazioni allegate). Il grado di sicurezza pertanto sarà

$$m = P_{cr} / T^* = 12,12 > 2,2$$

1.6.3. Verifica delle stilate alle azioni taglienti

Il telaio deve essere atto ad assorbire gli sforzi orizzontali derivanti dalle azioni instabilizzanti imputabili alla snellezza della stilata.

Esso pertanto va verificato per resistere, nel suo piano, ad uno sforzo tagliente

$T^* = w \times P_{ct} / 100$ pari, cioè, a quello di cui al punto 1.6.2. ed espresso dal valore $T^* = 31,34$ daN

Per effetto di questo sforzo si verifica sui montanti, allo spicco della saetta (o puntoncino) di controventatura del telaio, un momento flettente:

$M = T^* \times h' / 4$, ove h' possiede lo stesso significato e valore indicato al punto precedente 1.3.l., per cui si ha:

$$M = 10,81 \text{ daNm}$$

-considerato che dalle prove tecnologiche di rigidità, sulla controventatura trasversale del telaio, nel piano degli elementi componenti, è risultato un carico minimo di collasso $T = 400$ daN, ne consegue un coefficiente di sicurezza:

$$m = T / T^* = 12,76 > 2,2.$$

1.7 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

Gli ancoraggi sono sollecitati dall'azione del vento e da quella dovuta agli sforzi instabilizzanti delle stilate.

1.7.1. Azione del vento

Con gli schemi previsti, ogni ancoraggio è sollecitato dall'azione del vento gravante su n. 4 moduli per cui lo sforzo totale agente su di esso risulta (v. punto prec. 1.2.4.l.)

$$S_v = 4 \times N_v = 282,32 \text{ daN}$$

1.7.2. Stabilizzazione delle stilate

Con la schematizzazione prevista, ogni ancoraggio deve essere atto a stabilizzare 2 stilate. Considerato il valore di T^* indicato al punto 1.6.3., lo sforzo trasmesso all'ancoraggio è:

$$S_s = 2 \times T^* = 62,69 \text{ daN}$$

1.7.3. Sforzo totale sull'ancoraggio

Considerando la sovrapposizione delle azioni, S_v ed S_s , ora calcolate, S_a , sull'ancoraggio risulta:

$$S_a = S_v + S_s = 345,00 \text{ daN}$$

1.7.4. Verifica dell'ancoraggio a tassello

Per i casi in cui il sistema di ancoraggio venga realizzato per mezzo di tasselli, è necessario che detti elementi vengano forniti da ditta autorizzata.

Essendo uguale a 1500 daN il valore risultante dalla certificazione specifica, risulterà un coefficiente di sicurezza:

$$m = 1500 / 345,00 = 4,35 > 1,5$$

1.8 VERIFICA DEL CORRENTE POSTERIORE ALL' AZIONE DEL VENTO

Il corrente posteriore, interno, del modulo, per effetto dell'azione del vento, è sollecitato da uno sforzo normale:

$$N_c = 2 \times N_v / \operatorname{tg} a = 244,50 \text{ daN}$$

ove:

$N_v = 70,58 \text{ daN}$ è la pressione del vento su di un modulo (v. p. 1.2.4.l.)

$a = 30^\circ$ è l'angolo formato dalla diagonale in pianta con il corrente interno medesimo

l_c la lunghezza del corrente = 1.80 m

i_c il raggio d'inerzia della sua sezione normale = 8,74 mm

$l_c = l_c / i_c$, la snellezza relativa al corrente = 206,06

w_c , il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente (prospetto 4-Ila N. p. CNR/n. 74180) = 5,91

A_c , l'area della sezione utile del corrente = 177,97 mm².

Ne deriva una tensione pari a:

$$s = N_c \times w_c / A_c = 8,12 < 18,00 \text{ daN/ mm}^2.$$

1.9 VERIFICA DEL TELAIO AI CARICHI DI ESERCIZIO

Il momento flettente massimo in mezzeria del traverso, per un carico ripartito di 300,00 daN/m², trascurando la rigidità della controventatura ed adottando la stessa simbologia del punto 1.3.2. sarà:

$$M_t = 27,95 \text{ daNm.}$$

per cui la sollecitazione unitaria risulta:

$$s = M_t / W_t = 6,32 \text{ daN/mm}^2 < 16 \text{ daN/mm}^2.$$

ove: W_t è il modulo di resistenza a flessione del traverso, uguale a 4426,08 mm³

1.10 VERIFICA DELL' IMPALCATO

Il comportamento statico di ogni tavola è quello di un'asta semplicemente appoggiata in corrispondenza dei traversi.

Gli impalcati devono essere dimensionati con le caratteristiche dimensionali seguenti:

Tavole metalliche aventi spessore di mm 3.6 e larghezza di cm 50.

Qui di seguito viene riportata la verifica di resistenza statica per tale tipo di impalcato. Per il caso in cui, l'impalcato dovesse essere realizzato con altro tipo di materiale, dovrà essere eseguita, caso per caso, necessaria verifica statica.

Gli appoggi delle tavole sono ad interasse di m 1.80 cioè pari a quello delle stilate del ponteggio.

Momento dovuto al peso proprio (**M0**)

$$M_0 = 28,00 \times 1.80^2 / 8 = 11,34 \text{ daNm}$$

Momento dovuto al carico max di esercizio (**M1**)

$$M_1 = 300,00 \times 1.80^2 / 8 = 121,50 \text{ daNm}$$

Momento dovuto ad un carico concentrato di 600,00 daN su un tratto centrale di 500 mm (**M2**)

$$M_2 = 600,00 / 2 \times (1.80 / 2 - 0.50 / 4) = 232,50 \text{ daNm}$$

Momento dovuto ad un carico di 100 daN concentrato su un tratto centrale di 200 mm (**M3**)

$$M_3 = (100 / 0.20) / 2 \times ((1.80 / 2 - 0.20 / 4) = 212,50 \text{ daNm}$$

La sollecitazione massima si ottiene dalla sovrapposizione del momento M_0 con il maggiore tra M_1 , M_2 e M_3 .

Il valore di M_{max} risulta quindi:

$$M_{max} = 243,84 \text{ daNm}$$

da cui:

$$s = M_{max} / W_{ft} = 12,19 \text{ daN/mm}^2 < 20,00 \text{ daN/mm}^2$$

1.11 VERIFICA DELLA PRESSIONE SUL PIANO DI APPOGGIO

1.11.1 Modalità di ripartizione del carico

Per la ripartizione del carico sulla superficie di appoggio del ponteggio (Terreno adeguatamente compattato), al di sotto dei montanti sono stati inseriti idonei elementi di ripartizione costituiti da:

Elemento ripartitore costituito da Tavola in legno spessore 5 cm, aventi una superficie di 1000 cm²

1.11.2 Pressione sul piano di appoggio

La pressione massima sul piano di appoggio del ponteggio sarà, pertanto:

$$P_{max} = 878,6 / 1000 = 0,88 \text{ daN/cm}^2$$

Tale pressione è al di sotto di quella massima ammissibile per il piano d'appoggio pari a 1.50 daN/cm².

1.12 VERIFICA DEL PARAPETTO

1.12.1 Calcolo del momento flettente e della freccia

Il parapetto è un elemento in tubo corrente applicato ad un'altezza di almeno 1.00 m dal piano di calpestio del piano di lavoro.

Le azioni da considerare, applicate nelle condizioni più sfavorevoli, per la verifica dell'elemento parapetto sono le seguenti:

carico concentrato di 0,3 KN, applicato normalmente al corrente (sotto tale azione la freccia elastica non deve essere superiore a 35 mm)

carico concentrato di 1,25 KN, applicato normalmente al corrente (sotto tale azione non si devono verificare rotture e deformazioni superiori a 200 mm)

Per il calcolo della freccia viene utilizzata la seguente formula:

$$f_{max} = P * L^3 / (48 * E * J)$$

Per il calcolo del momento flettente viene utilizzata la seguente formula:

$$M_{max} = P * L / 4$$

Ne derivano i valori riportati nella seguente tabella

Descrizione	Valore		Val.Max	Note
Carico concentrato di 30 daN				
Freccia (mm)	13,03	<	35 mm	Rif. Punto 4.2.3 della Circolare 24 Ottobre 1991 n° 132 o Circolare 15 Maggio 1990 n° 44
Carico concentrato di 125 daN				
Freccia (mm)	54,29	<	200 mm	Rif. Punto 4.2.3 della Circolare 24 Ottobre 1991 n° 132 o Circolare 15 Maggio 1990 n° 44
Mmax (daNcm)	5625,00			
Tensione (daN/mm ²)	12,71	<	16	

1.13 VERIFICA BASETTE REGOLABILI

Dati di verifica

Materiale : Acciaio

Tensione ammissibile	: 16,00 daN/mm ²
Diam. esterno spinotto (DEs)	: 40 mm
Diametro interno spinotto (DIs)	: 37 mm
Spessore utile nucleo (Sn)	: 3.5 mm
Area resistente nucleo (An)	: 368,80 mm ²
Modulo di resistenza (Wn)	: 2827,03 mm ³
Lunghezza min. d'innesto (Li)	: 150 mm
Altezza max. di regolazione (Hg)	: 850 mm

Alla massima regolazione possibile in altezza, il gioco consentito dall'accoppiamento basetta-montante sarà:

$$f = DI - 2 * Sn = 2,45 \text{ mm}$$

Essendo DI il diametro interno del montante.

L'angolo di accoppiamento spinotto-montante sarà quindi:

$$f1 = f / Li = 0,016 \text{ rad}$$

Indicando con $f2 = 0.01 \text{ rad}$ (CNR 10027/85) l'angolo massimo di inclinazione del montante con la verticale, sarà:

$$M = N \times hg \times (f1 + f2)$$

Essendo

$$N = 878,6 \text{ daN il massimo carico agente sul montante}$$

Per la verifica occorre accertare che

$$s_{\max} = N/An + M/Wn = 9,34 \text{ daN/mm}^2 < s_{\text{adm}} = 16,00 \text{ daN/mm}^2$$

1.14 VERIFICA DELL'ELEMENTO PARASASSI

L'intavolato di protezione e di sicurezza, viene attuato per una larghezza di m 1.50 con tavole in legno.

Esso grava sull'elemento portante dei parasassi per una lunghezza di m. 1.80 relativa all'ampiezza di una campata, cioè di un modulo. Il carico complessivo dell'intavolato, atteso il valore di 30 daN/mq, è:

$$Prs = 86,40 \text{ daN}$$

Tenuto conto delle dimensioni dell'elemento portante parasassi, tirante puntone di sezione uguale a quella principale sperimentato ed autorizzato dal Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale, si può ritenere più che sufficiente la capacità portante di essi, atta a sorreggere l'intavolato con l'idoneo grado di sicurezza.

Analoga considerazione può essere fatta in ordine alla resistenza allo scorrimento dei giunti di attacco per l'unione degli elementi, tirante e puntone, e di questi stessi al ponteggio.

Per la verifica all'azione del vento, tenuto conto delle N. p. CNR-UNI 10012-67 (per la zona in esame), sulla superficie del parasassi relativa ad una campata, risulterà una forza pari a

$F = S \times c \times q = 1.50 \times 1.80 \times 0.6 \times (1 + \sin a) \times 85,5$ (essendo a l'angolo di inclinazione del parasassi e $q = 85,5 \text{ daN/m}^2$ la pressione cinetica del vento). Risulterà, pertanto:

$$F = 236,45 \text{ daN}$$

Impiegando giunti autorizzati, la cui resistenza ammissibile allo scorrimento sia equiparabile al valore di 1000 daN. corrispondente ai valori convenzionali del frattile 5%, risulta un coefficiente di sicurezza allo scorrimento:

$$m = 1000 / 236,45 = 4,23 > 1,5$$

Considerando, quindi, l'elemento tirante-puntone come asta incastrata ad un estremo ed incernierata all'altro e, dunque, assumendo

$b = 0,8$ si ha la seguente lunghezza libera di inflessione:

$l_0 = b \times l = 0,8 \times 1,60$, ove $l = 1,60$ m è la lunghezza effettiva dell'asta.

Quindi essendo $i = 16,07$ mm il raggio di inerzia ed $A = 413,67$ mmq l'area della sezione, si ha:

$l = 79,67$, cui corrisponde il coefficiente $w = 1,62$, e pertanto, la sollecitazione dovuta all'azione del vento sull'elemento parasassi risulta:

$$s = F \times w / A = 0,93 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

Per gli schemi di montaggio e smontaggio del ponteggio si rimanda al libretto a corredo del ponteggio stesso che deve essere tenuto in cantiere in uno con il presente calcolo.

CALCOLO DEL PONTEGGIO NELLE DIVERSE CONDIZIONI DI IMPIEGO

TRATTO TIPO CAMPATE (24-25/48-49)

Il calcolo viene riferito agli schemi tipo, riportati nei disegni allegati, per l'impiego del ponteggio da costruzione e da manutenzione, di cui due prototipi sono stati assoggettati separatamente a prove di collaudo fino al raggiungimento del carico limite di collasso delle strutture, presso il Laboratorio autorizzato di cui alle certificazioni allegate.

Lo schema strutturale tipo (vedi figura qui di seguito) prevede n. 15 ripiani a distanza mutua di m 2 per un'altezza utile di circa m 30,00 misurata dal piano di appoggio delle basette fino all'estradosso dell'intavolato utile, piano di lavoro, più alto e di ml. 31,20 dallo stesso piano di appoggio delle basette fino alla sommità terminale dei telai di protezione dell'ultimo piano. L'interasse longitudinale del ponteggio tra due stilate, cioè relativo al modulo, è di m 1,8 mentre la larghezza dei telaietti è di m 1,05.

Caratteristiche geometriche

N° Ripiani utili	: 15
N° Campate	: 2
N° Ripiani a sbalzo sommità	: 2
Interasse montanti (Im)	: 1,8 m
Interasse ripiani (Ir)	: 2 m
Larghezza del ponteggio (L1)	: 1,05 m
Altezza del ponteggio	: 31,20 m

Tubi principali

Materiale	: Acciaio tipo Fe360
Diametro esterno	: 48.25 mm
Spessore	: 2.90 mm

Tensione ammissibile : 16 daN/mm²

Tubi secondari

Materiale : Acciaio tipo Fe360
Diametro esterno : 26.90 mm
Spessore : 2.30 mm
Tensione ammissibile : 16 daN/mm²

Tavole da impalcato in legno

Larghezza tavola : 20 cm
Spessore tavola : 5 cm
Peso specifico legno : 600 daN/m³
Modulo elastico normale E : 10500 daN/cm²
Tensione ammissibile : 80 daN/cm²

Tavole da impalcato in lamiera zincata

Larghezza tavola : 50 cm
Spessore tavola : 3.6 mm
Modulo di resistenza a flessione : 10 cm³
Tensione ammissibile : 20 daN/cm²

Nello schema del ponteggio sono contemplati i seguenti elementi di collegamento, di irrigidimento e di controventatura:

1) Ad ogni ripiano è previsto un corrente posteriore di collegamento per modulo, disposto al di sotto del rango dei traversi.

2) Nel piano trasversale orizzontale, n. 1 diagonale per modulo, parimenti collocata al di sotto dei piano dei traversi, con disposizione, per l'intera lunghezza del ponteggio, a linea spezzata (a zigzag) tra le stilate consecutive. La disposizione è ripetuta a piani alterni nel ponteggio, in corrispondenza dei piani ancorati, a partire dal primo.

3) Nel piano trasversale verticale la funzione di controventatura e' affidata alla idonea rigidità accertata (V. Certificazioni allegate) in conseguenza della saldatura dei traversi ai montanti e del contributo delle due saette di irrigidimento disposte e saldate a 45° tra montanti e traverso.

4) Nel piano longitudinale della facciata esterna è previsto un telaietto-parapetto con funzione di collegamento dei telai, di parapetto completo e di controventatura nel piano longitudinale.

Per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione massime e per i calcoli di verifica alla stabilità delle strutture del ponteggio viene di seguito adottato un metodo semplificato, considerato che nella schematizzazione strutturale del ponteggio risultano soddisfatti i seguenti requisiti:

1 ancoraggio ogni 14,40 m² di facciata, ovvero 1 ancoraggio ogni 4 moduli di ponteggio.

Snellezza delle aste non superiore a:

l = 200 per le membrature principali
l = 250 per le membrature secondarie

1.1 CALCOLO DELLA PRESSIONE DEL VENTO DELL'AREA DI CANTIERE

Il calcolo della pressione del vento per l'area di cantiere in esame, è stato effettuato conformemente a quanto previsto dal *Decreto ministeriale 17 gennaio 2018* (G.U. n. 8 del 20 febbraio 2018).



Figura 1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Zona di classificazione (vedi figura 1)	1
Altitudine cantiere (metri s.l.m.)	102
Classe rugosità terreno	A
Distanza dalla linea di costa (km)	113
Altezza massima ponteggio (m)	31,20
Coeff. Topografia Ct	1.00
Coeff. Di forma Cp	1.00
Coeff. Dinamico Cd	1.00
Pressione del vento calcolata (daN/m ²)	84,7

1.2 ANALISI DEI CARICHI

1.2.1. Peso proprio del ponteggio da costruzione

Premesso che il peso proprio delle strutture metalliche, dedotto per metro quadrato di facciata, è di 8,45 daN./m², il peso proprio (Pp) del ponteggio relativo ad una stilata, di altezza 31,20 m, è:

$$Pp = 8,45 \text{ daN/m}^2 \times 1,8 \text{ m} \times 31,20 \text{ m} = 474,552 \text{ daN.}$$

A tale carico va aggiunto il peso proprio dei tavolati pari a 420,00 daN.

Ne deriva un carico complessivo Pp pari a 894,55 daN.

1.2.2. Carichi di esercizio nel ponteggio

Le ipotesi di carico assunte sono le seguenti:

300 daN/mq su N° 1 impalcato

150 daN/mq su N° 1 impalcato

per cui il carico complessivo risulta:

$$q_c = 450,00 \text{ daN/m}^2.$$

Il carico complessivo trasmesso al piede di una stilata, dagli stessi carichi, considerata la larghezza dell'impalcato uguale a ml. 1,05 risulta:

$$Q_s = 450,00 \times 1,05 \times 1,8 = 850,50 \text{ daN}$$

1.2.2.1. Carico totale al piede della stilata nel ponteggio

Per effetto del peso proprio del ponteggio e dei carichi di esercizio relativi calcolati, il carico totale Pct è:

$$Pct = Pp + Qs = 1745,052 \text{ daN}$$

Poichè è previsto il raddoppio dei montanti per n° 13 livelli, la quotaparte di Pct fino al livello posto al di sopra della linea di raddoppio risulta pari a:

$$Pct' = 232,67 \text{ daN}$$

1.2.3.1. Azione del vento

La determinazione dell'azione del vento sul ponteggio viene eseguito nel rispetto delle Istruzioni CNR-UNI 1001 2-67 - punto 3-4.

Pertanto viene considerata la zona con pressione cinetica del vento pari a $q = 84,7 \text{ daN/m}^2$.

L'azione del vento viene valutata con riferimento ad un modulo del ponteggio, considerando la proiezione, sul piano verticale, delle superfici, interna ed esterna, degli elementi componenti di esso investiti dal vento in direzione orizzontale, cioè ortogonalmente al piano di facciata.

Parti metalliche

L'area della superficie complessiva, apparente, di un modulo è di ml. $2 \times 1,8 = m^2 3,60$ e comprende le aree delle superfici effettive investite dal vento dei seguenti singoli elementi:

telaio	=	$m^2 0,193$
corrente posteriore	=	$m^2 0,047$
diagonale in pianta	=	$m^2 0,047$
parapetti (n. 2 correnti)	=	$m^2 0,094$
diagonale di facciata	=	$m^2 0,056$

<i>Area della superficie metallica Am</i>	=	$m^2 0,437$

Parti di impalcato

L'area della superficie delle parti di impalcato investite, riferita al modulo del ponteggio, è costituita e distinta come segue:

- tavola fermapiede	=	m ² 0,350
- impalcato	=	m ² 0,006

$$\text{Area della superficie di impalcato } A_I = \text{m}^2 \text{ 0,357}$$

Considerate, quindi, le condizioni più sfavorevoli, per il ponteggio impiantato a ridosso di un edificio a struttura intelaiata aperta, l'azione di schermo attribuibile all'edificio stesso può essere valutato in un valore pari al 40% di quella esercitabile nel caso di ponteggio isolato. Perciò, l'azione del vento su di un modulo risulta:

$$N_v = c \times k \times q \times (A_m + A_I) = \mathbf{69,920 \text{ daN}}$$

in cui $k = 1$ e $c = 1,04$.

Poichè è previsto il raddoppio dei montanti per n° 13 livelli, la quotaparte di N_v fino al livello posto al di sopra della linea di raddoppio risulta pari a:

$$N_v' = 9,32 \text{ daN}$$

1.3 MOMENTI FLETTENTI SUI MONTANTI DEI TELAI

1.3.1. Momento dovuto all'azione del vento

Per la valutazione e determinazione di tale caratteristica massima di sollecitazione si fa riferimento alla pressione del vento agente su di un modulo. Si ammette, quindi, che tale pressione possa ritenersi concentrata ed applicata in corrispondenza dell'incrocio tra montante e traverso e che si possa fare riferimento a telai con i montanti incastrati alla base. Con tale schematizzazione ad ognuno dei due telai compresi nell'intervallo verticale di ml. 4,00 (distanza verticale tra due ancoraggi consecutivi) può pensarsi applicata una forza diretta secondo l'asse del traverso, pari a $N_v/2$, la quale fornisce alla sezione di attacco del traverso stesso (ed allo spicco della saetta o puntoncino) il momento flettente massimo sui montanti al di sopra della linea di raddoppio è

$$M_v' = N_v' / 2 \times h' / 2 = \mathbf{3,22 \text{ daN}}$$

nella quale espressione $h' = 1,38 \text{ m}$ indica l'altezza in metri misurata rispetto al traverso sottostante, dalla quota di spicco del puntoncino di rinforzo dei telai.

Per i montanti raddoppiati del primo livello si avrà

$$M_v = N_v / 2 \times h' / 2 = \mathbf{24,12 \text{ daN}}$$

1.3.2. Momento dovuto al carico di esercizio

Considerando come carico di esercizio il carico uniformemente distribuito complessivo

$$Q = 300,00 \text{ daN./m}^2 \text{ e posto:}$$

a = lunghezza del traverso = m 1,00;

i = interesse delle stilate = m 1,8;

h = lunghezza dei montanti tra due traversi sovrastanti successivi = m 2;

h' = altezza, come indicata in 1.3.1. = m 1,38;

$J1$ = momento d'inerzia assiale della sezione normale del montante = 106779,28 mm⁴;

$J2$ = momento d'inerzia assiale della sezione normale del traverso = $J1 = 106779,28 \text{ mm}^4$;

K = rapporto tra le rigidezze flessionali del traverso e del montante = $(J2/a) / (J1/h) = (\text{essendo } J1=J2) = h/a = 1,90$;

$q=Q+30$ (30=peso tavolato al m²)

si ha un momento flettente all'attacco del traverso, uguale a:

$$Mg = (q \times a^2 \times i) / (6 \times (2+K)) = 27,95 \text{ daNm.}$$

Il momento flettente massimo, nella sezione di spicco del puntone, risulta:

$$Mpm = (Mg) \times (h'/h) = 19,29 \text{ daNm.}$$

1.3.3. Momento flettente totale sul montante

Considerando la sovrapposizione degli effetti flessionali dovuti alle azioni del vento e del carico di esercizio, dei punti 1.3.1. e 1.3.2., il momento totale massimo sul montante è:

Per i montanti al di sopra della linea di raddoppio è

$$MT'^* = Mv' + Mpm = 22,50 \text{ daNm.}$$

Per i montanti del primo livello

$$MT^* = Mv + Mpm + MSB = 135,02 \text{ daNm.}$$

di cui, essendo il valore del momento flettente variabile lungo l'asta secondo le norme tecniche CNR - Bollettino Ufficiale n. 74110.03.1980, potrà assumersi, per la valutazione degli sforzi flessionali, il valore:

Per i montanti al di sopra della linea di raddoppio

$$MT' = 0,75 MT'^* = 16,88 \text{ daNm}$$

Per i montanti del primo livello raddoppiato

$$MT = MSB + (0,75 (MV + Mpm)) = 124,17 \text{ daNm}$$

Poichè sono presenti n° 2 ripiani a sbalzo in sommità, è stato aggiunto il Momento derivante dal carico relativo ai ripiani a sbalzo.

Il carico sul montante esterno a sbalzo risulta pari a 116,34 daN. Ne deriva un Momento MSB pari a 91,62 daNm.

1.3.4. Mensole con Puntone

Per quanto riguarda le mensole con puntone per gli sbalzi di sommità verranno utilizzati esclusivamente elementi certificati autorizzati per i carichi di esercizio del ponteggio di progetto.

1.4 VERIFICA DEI MONTANTI DEL PONTEGGIO

Dalle prove di carico a collasso, sperimentate presso il centro autorizzato (v. certificazione allegata) è risultato, quale carico minimo di collasso, per il montante:

$$P_{cr} = 7120 \text{ daN}$$

Pertanto, indicando con A l'area della sezione normale metallica, ne risulta una tensione critica:

$$s_c = P_{cr}/A = 17,21 \text{ daN/mm}^2$$

Osservando, quindi, che la tensione minima di snervamento consentita dalle norme CNR Bollettino n. 74/10.03.1980 - prospetto 2-11/ punto 2.2.1.2. - per profilato cavo di acciaio tipo 1 è $s_s = 23,5 \text{ daN/mm}^2$, la determinazione $s_c/s_s = 0,73$ consente di ricavare dal prospetto 7-1 (s_c/s_s), curva c, delle norme CNR citate il rapporto $l/ly = 0,95$ e cioè, essendo (p. 3.2.3. CNR ripet.) $E = 20600 \text{ daN/mm}^2$ $ly = \pi \times (E/s_s)^{1/2} = 93,13$

La snellezza relativa al comportamento limite puramente elastico del montante è

$$l = 0,95 \times ly = 89,00$$

A tale valore corrisponde nel prospetto relativo 4-IIa (per acciaio tipo 1), curva c, delle norme precisate CNR, il coefficiente di amplificazione $w = 1,78$. La verifica di stabilità del ponteggio può limitarsi a quella di stabilità del montante pressoinflesso (v. n.p. CNR, punto 4-4); dovrà verificarsi, cioè, la seguente relazione di stabilità alla pressoflessione:

$$s = w \times P/A + MT / ((1 - (1,5 \times P) / (s_{cr} \times A)) \times W < s_{adm}$$

ove vengono indicati con:

P il carico al piede del montante dovuto al peso proprio ed al carico di esercizio, pari a $P_{ct}' / 2$ per i montanti posti al di sopra della linea di raddoppio, e pari a $P_{ct}/2$ per i montanti raddoppiati del primo livello.

w il coefficiente di amplificazione dei carichi relativo alla snellezza $l = 89,00$, rilevato dal prospetto 4-IIa e uguale a 1,78;

A l'area della sezione normale utile del montante uguale a $413,67 \text{ mm}^2$;

s_{cr} la tensione critica calcolata con la formula di Eulero e tabulata nel prospetto 4-VII delle N.p. CNR e uguale a $26,16 \text{ daN/mm}^2$, per $l = 89,00$;

W, il modulo di resistenza a flessione dei montanti, pari a $4426,08 \text{ mmc}$;

s_{adm} il valore della tensione ammissibile per il materiale nella condizione di carico II (D.M. 03.10.1978; punti 3.0.2.l., 3.0.2.2.; Suppl. Ord. G.U. n. 176 dei 28.06.1980 e punto 3. l. l., prospetto 3. l. N. p. CNR), uguale a $1,125 \times s_{adm} = 1,125 \times 16 = 18,00 \text{ daN/mm}^2$;

MT il momento totale massimo sul montante, calcolato al punto 1.3.3.

Pertanto, dalla suddetta relazione esplicitando si ottiene:

per i montanti posti al di sopra della linea di delimitazione del raddoppio:

$$s = 4,38 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2$$

per i montanti raddoppiati del primo livello:

$$s = 17,84 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

1.5 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO ASSIALE DEI MONTANTI DEI TELAI

La pressione del vento che si esercita su due moduli liberi, trascurando la riduzione dovuta all'azione di schermo dell'edificio considerata al punto 1.2.4.1. risulta (Circ. Min. LL. PP. n. 4773/1968, punti 3.4.2.4., 3.4.3., 3.4.4.l.):

$$N'v = 1,2 \times (A_m + A_l) \times 2 \times q = 161,35$$

per cui, lo sforzo lungo il collegamento assiale del montante è:

$$X = N'v \times (h/a) = 307,34 \text{ daN}$$

siccome il carico minimo di rottura di tale collegamento assiale è $Y = 2150$, il coefficiente di sicurezza risulta:

$$m = Y/X = 7,00 > 2,2$$

1.6 VERIFICA DELLE CONTROVENTATURE

1.6.1. Verifica delle diagonali in pianta all'azione del vento.

Le diagonali in pianta vengono verificate per accertare la loro resistenza atta a trasmettere all'ancoraggio le azioni dovute al vento.

E' prevista la presenza di un piano controventato in pianta ogni piano del ponteggio; pertanto una diagonale trasmette l'azione del vento relativa a un modulo, uguale a N_v .

Essendo, quindi, $\alpha = 30^\circ$ circa l'angolo che la diagonale forma con il corrente posteriore, cioè col piano della facciata interna del ponteggio, lo sforzo normale N_d nella diagonale risulta:

$$N_d = N_v / \sin \alpha = 139,84 \text{ daN}$$

indicati con:

l_d la lunghezza della diagonale in pianta = 2083,87 mm

i_d il raggio di inerzia della sezione normale della diagonale 8,74 mm

$l_d = L_d / i_d$, la snellezza relativa alla diagonale = 238,56

A_d , l'area della sezione normale della diagonale = 177,97 mm²

dal prospetto 4-IIa (per acciaio tipo 1) delle norme CNR n. 74/10.03.1980 si ricava, per $l_d = 238,56$:

$w_d = 7,68$, per cui si ottiene:

$$s = N_d \times w_d / A_d = 6,04 < 18,00 \text{ daN/mm}^2$$

Atteso che dalle *prove di trazione* condotte sulla controventatura in pianta (v. certificazioni allegate), risulta un carico di rottura $R_p = 645 \text{ daN}$, si avrà un grado di sicurezza pari a:

$$m = R_p / N_v = 9,22 > 2,2$$

Analogamente, poichè dalle *prove di compressione* condotte da parte del centro autorizzato sulla stessa controventatura in pianta (v. certificazioni allegate) risulta un carico minimo di collasso $P_{cr} = 500 \text{ daN}$, si ottiene:

$$m = Pcr / Nv = 7,15 > 2,2$$

1.6.2. Verifica del telaietto-parapetto

Si suppone che i telaietti parapetto stabilizzino entrambi i montanti delle stilate e che, per il loro proporzionamento possa utilizzarsi, nel rispetto delle prescrizioni di cui al punto 4.2.3.2.3. delle N. p. CNR/n.74110.03.1980, la formula:

$$T^* = w \times Pct / 100$$

in cui Pct è il carico assiale totale al piede della stilata (v. punto 1.2.2.1. prec.) uguale a 1745,05 daN; per $l = 1340$ (v. punto prec. 1.4) è $w = 1,78$ (prospetto 4-IIa, Norme CNR ripetute); pertanto

$$T^* = 31,13 \text{ daN}$$

I valori del taglio e del momento flettente (secondo le Norme citate) saranno $T = T^* \times l1 / lt$, ove $l1 = 2 \text{ m}$ è la lunghezza del montante e $lt = 1,8 \text{ m}$ è l'interasse delle stilate. Si avrà dunque:

$$T = 34,58 \text{ daNmm}$$

da cui si ricava lo sforzo assiale dei correnti del telaietto parapetto:

$Nc = M/h$ dove h è l'interasse dei due correnti medesimi. Sarà cioè:

$$Nc = 44,34 \text{ daN}$$

Indicando con:

lc la lunghezza delle aste del telaietto-parapetto = 1,8 m

lc , wc , Ac rispettivamente la snellezza, il coefficiente di amplificazione relativo e l'area della sezione normale metallica di dette aste

i , il raggio di inerzia della sezione tubolare = 8,74 mm

essendo

$$lc = 206,06$$

$$Ac = 177,97 \text{ mm}^2$$

$wc = 5,91$ (prospetto 4-IIa CNR/80) dovrà essere verificato:

$$s = (Nc \times wc) / Ac < s_{adm}$$

$$s = 1,47 < 18,00 \text{ daN/ mm}^2$$

Dalle prove di trazione condotte dal centro autorizzato sui collegamenti di facciata (come da Certificazioni allegate) risulta un carico minimo di rottura $Rt = 1340 \text{ daN}$ per cui il grado di sicurezza degli attacchi è:

$$m = Rt/T^* = 43,05 > 2,2.$$

Dalle prove di compressione condotte sugli stessi collegamenti di facciata, risulta un carico minimo di collasso $Pcr = 380 \text{ daN}$ (v. Certificazioni allegate). Il grado di sicurezza pertanto sarà

$$m = Pcr/T^* = 12,21 > 2,2$$

1.6.3. Verifica delle stilate alle azioni taglianti

Il telaio deve essere atto ad assorbire gli sforzi orizzontali derivanti dalle azioni instabilizzanti imputabili alla snellezza della stilata.

Esso pertanto va verificato per resistere, nel suo piano, ad uno sforzo tagliante

$T^* = w \times Pct/100$ pari, cioè, a quello di cui al punto 1.6.2. ed espresso dal valore $T^* = 31,13$ daN

Per effetto di questo sforzo si verifica sui montanti, allo spicco della saetta (o puntoncino) di controventatura del telaio, un momento flettente:

$M = T^* \times h' / 4$, ove h' possiede lo stesso significato e valore indicato al punto precedente 1.3.l., per cui si ha:

$$M = 10,74 \text{ daNm}$$

-considerato che dalle prove tecnologiche di rigidità, sulla controventatura trasversale del telaio, nel piano degli elementi componenti, è risultato un carico minimo di collasso $T = 400$ daN, ne consegue un coefficiente di sicurezza:

$$m = T/T^* = 12,85 > 2,2.$$

1.7 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

Gli ancoraggi sono sollecitati dall'azione del vento e da quella dovuta agli sforzi instabilizzanti delle stilate.

1.7.1. Azione del vento

Con gli schemi previsti, ogni ancoraggio è sollecitato dall'azione del vento gravante su n. 4 moduli per cui lo sforzo totale agente su di esso risulta (v. punto prec. 1.2.4.l.)

$$S_v = 4 \times N_v = 279,68 \text{ daN}$$

1.7.2. Stabilizzazione delle stilate

Con la schematizzazione prevista, ogni ancoraggio deve essere atto a stabilizzare 2 stilate. Considerato il valore di T^* indicato al punto 1.6.3., lo sforzo trasmesso all'ancoraggio è:

$$S_s = 2 \times T^* = 62,25 \text{ daN}$$

1.7.3. Sforzo totale sull'ancoraggio

Considerando la sovrapposizione delle azioni, S_v ed S_s , ora calcolate, S_a , sull'ancoraggio risulta:

$$S_a = S_v + S_s = 341,93 \text{ daN}$$

1.7.4. Verifica dell'ancoraggio a tassello

Per i casi in cui il sistema di ancoraggio venga realizzato per mezzo di tasselli, è necessario che detti elementi vengano forniti da ditta autorizzata.

Essendo uguale a 1500 daN il valore risultante dalla certificazione specifica, risulterà un coefficiente di sicurezza:

$$m = 1500 / 341,93 = 4,39 > 1,5$$

1.8 VERIFICA DEL CORRENTE POSTERIORE ALL' AZIONE DEL VENTO

Il corrente posteriore, interno, del modulo, per effetto dell'azione del vento, è sollecitato da uno sforzo normale:

$$N_c = 2 \times N_v / \operatorname{tg} a = 242,21 \text{ daN}$$

ove:

$N_v = 69,92 \text{ daN}$ è la pressione del vento su di un modulo (v. p. 1.2.4.l.)

$a = 30^\circ$ è l'angolo formato dalla diagonale in pianta con il corrente interno medesimo

l_c la lunghezza del corrente = 1,8 m

i_c il raggio d'inerzia della sua sezione normale = 8,74 mm

$l_c = l_c / i_c$, la snellezza relativa al corrente = 206,06

w_c , il coefficiente di amplificazione dei carichi corrispondente (prospetto 4-Ila N. p. CNR/n. 74180) = 5,91

A_c , l'area della sezione utile del corrente = 177,97 mm².

Ne deriva una tensione pari a:

$$s = N_c \times w_c / A_c = 8,05 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

1.9 VERIFICA DEL TELAIO AI CARICHI DI ESERCIZIO

Il momento flettente massimo in mezzeria del traverso, per un carico ripartito di 300,00 daN/m², trascurando la rigidità della controventatura ed adottando la stessa simbologia del punto 1.3.2. sarà:

$$M_t = 27,95 \text{ daNm.}$$

per cui la sollecitazione unitaria risulta:

$$s = M_t / W_t = 6,32 \text{ daN/mm}^2 < 16 \text{ daN/mm}^2.$$

ove: W_t è il modulo di resistenza a flessione del traverso, uguale a 4426,08 mm³

I Telai di Partenza Larga risultano autorizzati e verificati con i carichi di esercizio, come riportato nell'autorizzazione ministeriale.

1.10 VERIFICA DELL' IMPALCATO

Il comportamento statico di ogni tavola e' quello di un'asta semplicemente appoggiata in corrispondenza dei traversi.

Gli impalcati devono essere dimensionati con le caratteristiche dimensionali seguenti:

Tavole metalliche aventi spessore di mm 3.6 e larghezza di cm 50.

Qui di seguito viene riportata la verifica di resistenza statica per tale tipo di impalcato. Per il caso in cui, l'impalcato dovesse essere realizzato con altro tipo di materiale, dovrà essere eseguita, caso per caso, necessaria verifica statica.

Gli appoggi delle tavole sono ad interasse di m 1,8 cioè pari a quello delle stilate del ponteggio.

Momento dovuto al peso proprio (**M0**)

$$M_0 = 28,00 \times 1,8^2 / 8 = 11,34 \text{ daNm}$$

Momento dovuto al carico max di esercizio (**M1**)

$$M_1 = 300,00 \times 1,8^2 / 8 = 121,50 \text{ daNm}$$

Momento dovuto ad un carico concentrato di 600,00 daN su un tratto centrale di 500 mm (M2)

$$M2 = 600,00 / 2 \times (1,8 / 2 - 0.50/4) = 232,50 \text{ daNm}$$

Momento dovuto ad un carico di 100 daN concentrato su un tratto centrale di 200 mm (M3)

$$M3 = (100/0.20)/2 \times ((1,8 / 2 - 0.20/4) = 212,50 \text{ daNm}$$

La sollecitazione massima si ottiene dalla sovrapposizione del momento M0 con il maggiore tra M1, M2 e M3.

Il valore di Mmax risulta quindi:

$$M_{\max} = 243,84 \text{ daNm}$$

da cui:

$$s = M_{\max}/W_{ft} = 12,19 \text{ daN/mm}^2 < 20,00 \text{ daN/mm}^2$$

1.11 VERIFICA DELLA PRESSIONE SUL PIANO DI APPOGGIO

1.11.1 Modalità di ripartizione del carico

Per la ripartizione del carico sulla superficie di appoggio del ponteggio (Terreno adeguatamente compattato), al di sotto dei montanti sono stati inseriti idonei elementi di ripartizione costituiti da:

Elemento ripartitore costituito da Tavola in legno spessore 5 cm, aventi una superficie di 1000 cm²

1.11.2 Pressione sul piano di appoggio

La pressione massima sul piano di appoggio del ponteggio sarà, pertanto:

$$P_{\max} = 872,5 / 1000 = 0,87 \text{ daN/cm}^2$$

Tale pressione è al di sotto di quella massima ammissibile per il piano d'appoggio pari a 1.50 daN/cm².

1.12 VERIFICA DEL PARAPETTO

1.12.1 Calcolo del momento flettente e della freccia

Il parapetto è un elemento in tubo corrente applicato ad un'altezza di almeno 1.00 m dal piano di calpestio del piano di lavoro.

Le azioni da considerare, applicate nelle condizioni più sfavorevoli, per la verifica dell'elemento parapetto sono le seguenti:

carico concentrato di 0,3 KN, applicato normalmente al corrente (sotto tale azione la freccia elastica non deve essere superiore a 35 mm)

carico concentrato di 1,25 KN, applicato normalmente al corrente (sotto tale azione non si devono verificare rotture e deformazioni superiori a 200 mm)

Per il calcolo della freccia viene utilizzata la seguente formula:

$$f_{\max} = P * L^3 / (48 * E * J)$$

Per il calcolo del momento flettente viene utilizzata la seguente formula:

$$M_{max} = P * L / 4$$

Ne derivano i valori riportati nella seguente tabella

Descrizione	Valore		Val.Max	Note
Carico concentrato di 30 daN				
Freccia (mm)	13,03	<	35 mm	Rif. Punto 4.2.3 della Circolare 24 Ottobre 1991 n° 132 o Circolare 15 Maggio 1990 n° 44
Carico concentrato di 125 daN				
Freccia (mm)	54,29	<	200 mm	Rif. Punto 4.2.3 della Circolare 24 Ottobre 1991 n° 132 o Circolare 15 Maggio 1990 n° 44
Mmax (daNcm)	5625,00			
Tensione (daN/mm ²)	12,71	<	16	

1.13 VERIFICA Basette REGOLABILI

Dati di verifica

Materiale	: Acciaio
Tensione ammissibile	: 16,00 daN/mm²
Diam. esterno spinotto (DEs)	: 40 mm
Diametro interno spinotto (DIs)	: 37 mm
Spessore utile nucleo (Sn)	: 3.5 mm
Area resistente nucleo (An)	: 368,80 mm²
Modulo di resistenza (Wn)	: 2827,03 mm³
Lunghezza min. d'innesto (Li)	: 150 mm
Altezza max. di regolazione (Hg)	: 850 mm

Alla massima regolazione possibile in altezza, il gioco consentito dall'accoppiamento basetta-montante sarà:

$$f = DI - 2 * Sn = 2,45 \text{ mm}$$

Essendo DI il diametro interno del montante.

L'angolo di accoppiamento spinotto-montante sarà quindi:

$$f1 = f / Li = 0,016 \text{ rad}$$

Indicando con f2 = 0.01 rad (CNR 10027/85) l'angolo massimo di inclinazione del montante con la verticale, sarà:

$$M = N * hg * (f1 + f2)$$

Essendo

$$N = 872,5 \text{ daN il massimo carico agente sul montante}$$

Per la verifica occorre accertare che

$$s_{max} = N/An + M/Wn = 9,27 \text{ daN/mm}^2 < s_{adm} = 16,00 \text{ daN/mm}^2$$

1.14 VERIFICA DELL'ELEMENTO PARASASSI

L'intavolato di protezione e di sicurezza, viene attuato per una larghezza di m 1.50 con tavole in legno.

Esso grava sull'elemento portante dei parasassi per una lunghezza di m. 1,8 relativa all'ampiezza di una campata, cioè di un modulo. Il carico complessivo dell'intavolato, atteso il valore di 30 daN/mq, è:

$$Prs = 86,40 \text{ daN}$$

Tenuto conto delle dimensioni dell'elemento portante parasassi, tirante puntone di sezione uguale a quella principale sperimentato ed autorizzato dal Ministero del Lavoro e della Previdenza Sociale, si può ritenere più che sufficiente la capacità portante di essi, atta a sorreggere l'intavolato con l'idoneo grado di sicurezza.

Analoga considerazione può essere fatta in ordine alla resistenza allo scorrimento dei giunti di attacco per l'unione degli elementi, tirante e puntone, e di questi stessi al ponteggio.

Per la verifica all'azione del vento, tenuto conto delle N. p. CNR-UNI 10012-67 (per la zona in esame), sulla superficie del parasassi relativa ad una campata, risulterà una forza pari a

$F = S \times c \times q = 1.50 \times 1,8 \times 0.6 \times (1 + \sin a) \times 84,7$ (essendo a l'angolo di inclinazione del parasassi e $q = 84,7$ daN/mq la pressione cinetica del vento). Risulterà, pertanto:

$$F = 234,24 \text{ daN}$$

Impiegando giunti autorizzati, la cui resistenza ammissibile allo scorrimento sia equiparabile al valore di 1000 daN. corrispondente ai valori convenzionali del frattile 5%, risulta un coefficiente di sicurezza allo scorrimento:

$$m = 1000 / 234,24 = 4,27 > 1,5$$

Considerando, quindi, l'elemento tirante-puntone come asta incastrata ad un estremo ed incernierata all'altro e, dunque, assumendo

$b = 0,8$ si ha la seguente lunghezza libera di inflessione:

$l_0 = b \times l = 0,8 \times 1,60$, ove $l = 1,60$ m è la lunghezza effettiva dell'asta.

Quindi essendo $i = 16,07$ mm il raggio di inerzia ed $A = 413,67$ mmq l'area della sezione, si ha:

$l = 79,67$, cui corrisponde il coefficiente $w = 1,62$, e pertanto, la sollecitazione dovuta all'azione del vento sull'elemento parasassi risulta:

$$s = F \times w / A = 0,92 \text{ daN/mm}^2 < 18,00 \text{ daN/mm}^2.$$

Per gli schemi di montaggio e smontaggio del ponteggio si rimanda al libretto a corredo del ponteggio stesso che deve essere tenuto in cantiere in uno con il presente calcolo.