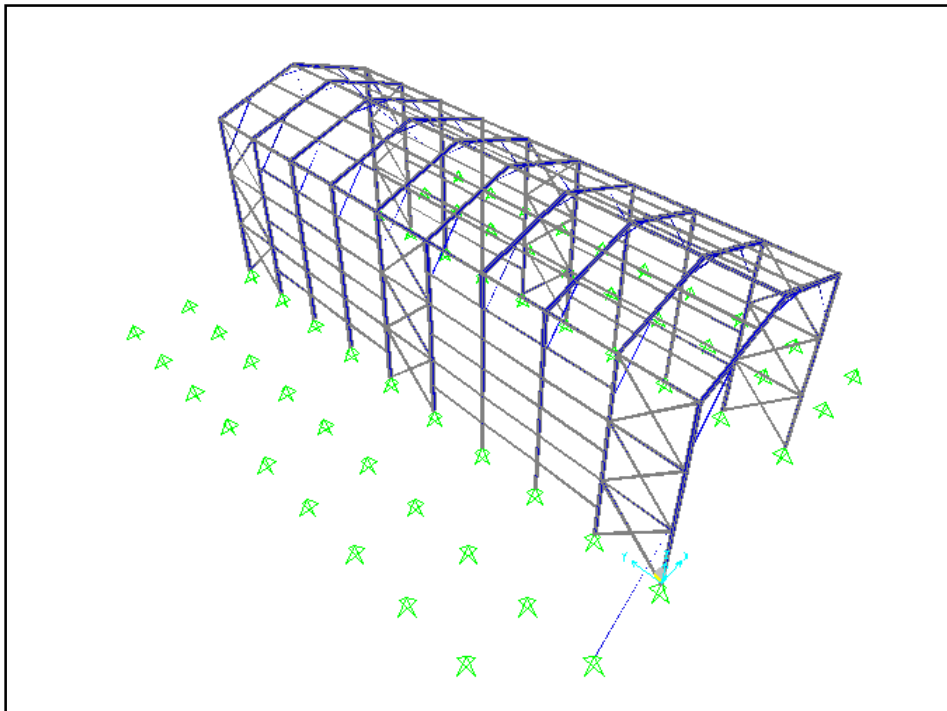


Studio Tecnico PARISI Ing. CESARE
Ingegnere Civile - Via Modena San Sperato 1/A-89133 Reggio Calabria (RC)
Albo degli Ingegneri della provincia di Reggio Calabria sez.B n°124
Tel.3292225757-C.F.n. PRS CSR 81L 08H 224Z

**RELAZIONE DI CALCOLO DI UNA STRUTTURA
IN ALLUMINIO DI LUNGHEZZA 36 m**



Committente: CANTIERI DEL MEDITERRANEO spa

Reggio Calabria, addì 12/11/2009

Parisi Ing. Cesare

INDICE

- 1. GENERALITA'**
- 2. SCOPO**
- 3. PRESCRIZIONI GENERALI**
- 4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**
- 5. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA**
- 6. MATERIALI**
- 7. SEZIONI**
- 8. SCHEMATIZZAZIONE DI CALCOLO**
- 9. PROGRAMMA DI CALCOLO**
- 10. AZIONI**
- 11. COMBINAZIONI DI CALCOLO**
- 12. ASSEGNAZIONE DEI CARICHI**
- 13. RISULTATI ANALISI**
- 14. VERIFICA MEMBRATURE**
- 15. VERIFICA GIUNZIONI**
- 16. VERIFICA COLLEGAMENTI COL SUOLO**
- 17. VERIFICA ABBASSAMENTI SLE**
- 18. STIMA DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA IN PARTICOLARI CIRCOSTANZE**

1.GENERALITA'

Il presente documento ha in oggetto una struttura intelaiata in alluminio strutturale. La struttura presenta uno sviluppo in pianta simmetrico che può essere racchiuso in un rettangolo delle dimensioni di 12.00m x 36.00 m . L'elemento portante principale è costituito da un portale in alluminio ad arco, incernierato alla base ed avente distanza tra gli estradossi dei ritti pari a 12.00 m , altezza al piano di gronda 12.00 m, inclinazione delle falde di 18.5° e altezza di 14.00 m in corrispondenza del colmo. A cavallo dell'intersezione nei nodi superiori degli elementi principali del portale, vi sono degli elementi tubolari in acciaio di irrigidimento.

Sono presenti 10 portali della tipologia appena descritta, collegati tra di essi con appositi elementi secondari, posti ad interasse di 4.00 m per uno sviluppo longitudinale complessivo di 36.00 m.

L'assenza di labilità sul lato lungo è garantito dalla presenza di traversi ed otto elementi di controventamento a croce di S.Andrea disposti in maniera simmetrica rispetto all'asse un asse longitudinale. Sul tetto sono presenti controventi di falda posti nelle prime due campate e nelle ultime due.

Sono inoltre presenti quale elementi di rinforzo una serie di tiranti in acciaio disposti esternamente sullo stesso piano dei singoli portali ed ancorati al terreno mediante aghi in acciaio.

Il collegamento tra le varie membrature avviene attraverso la presenza di elementi in acciaio zincato uniti ad innesto, resi solidali alle parti unite mediante bullonatura.

L'ancoraggio al terreno avviene attraverso la presenza di piastre ed aghi in acciaio.

Nelle figure seguenti si riportano gli schemi di una sezione generica, figura 1.1, un prospetto laterale, figura 1.2, una vista in pianta con evidenziata la copertura.

FIGURA 1.1: SEZIONE GENERICA

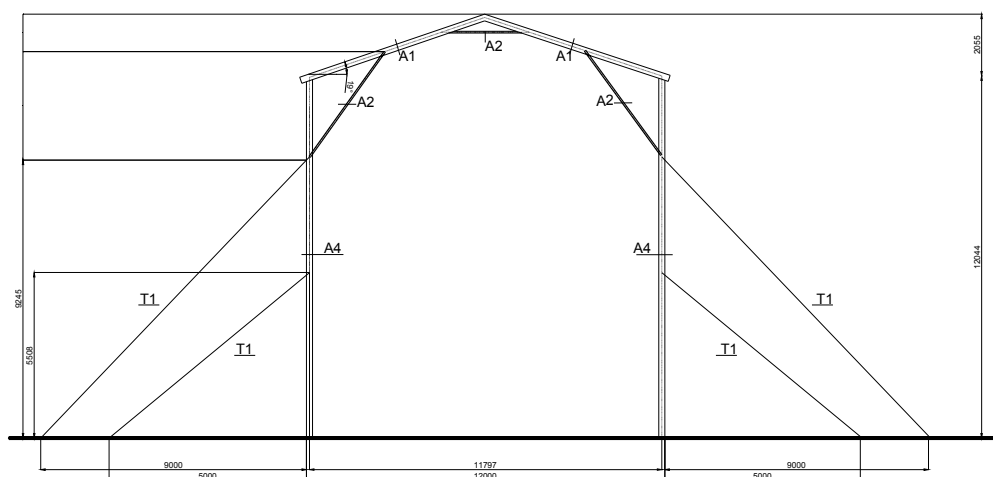


FIGURA 1.2: VISTA LATERALE-SCHEMA CONTROVENTATURE

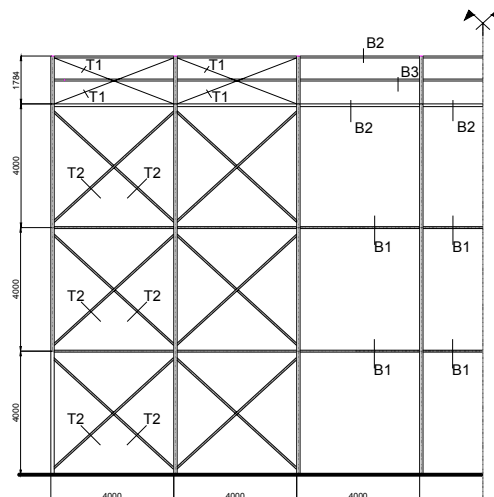
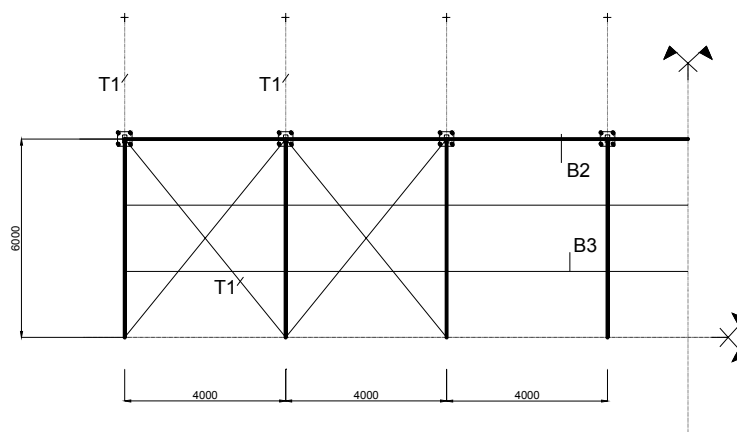


FIGURA 1.3: Pianta della copertura-schema controventature



2.SCOPO

Con il presente documento si vuole dimostrare la conformità statica della struttura in esame rispetto alle normative vigenti. In particolare verrà analizzata la rispondenza ai requisiti normativi nei confronti dell'azione del peso proprio, del carico da vento. Inoltre verrà calcolata la capacità portante della struttura qualora questa venga ricoperta da teli.

3.PRESCRIZIONI GENERALI

Devono essere controventate la prima campata, l'ultima ed una intermedia. Se la struttura viene ricoperta con teli, ed in questa specifica condizione verrà indagata la capacità portante, è necessario rimuoverli tempestivamente in caso di forte vento. Tale operazione può essere eseguita in maniera rapida agendo sulle zip poste appositamente sui teli. Il terreno di installazione deve essere pianeggiante e compatto. Tutti gli elementi uniti ad innesto devono essere verificati contro l'estrazione, i cavi devono essere tesi. Le suddette prescrizioni devono essere oggetto di periodica verifica.

4.NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si seguiranno le indicazioni della:

- Testo Unico Norme Tecniche per le costruzioni pubblicato su G.U. 14 Febbraio 2008
- Circolare 617 del 2009
- UNI ENV 1993 - Eurocodice 3. Progettazione delle strutture di acciaio.
- UNI ENV 1997-Eurocodice 7. Progettazione Geotecnica.
- UNI ENV 1999 - Eurocodice 9. Progettazione delle strutture in alluminio.

5.CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA

Viene adoperato il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Verrà in particolare verificata la rispondenza della struttura nei confronti degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi. Verrà effettuata la verifica allo stato limite di servizio con condizione di carico rara. L'oper utilizzata per brevi installazioni ha $V_N < 2$ anni.

Azioni di calcolo per gli stati limite ultimi:

$$F_D = \gamma_g G_k + \gamma_{q1} Q_{1k} + \sum \gamma_{qi} \psi_{0i} Q_{ik} \quad [1]$$

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti;

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\gamma_g = 1,4$ coefficiente di amplificazione carico (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_q = 1,5$ coefficiente di amplificazione carico (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche (Si assume non minore di 0,7 per neve e vento).

Dalla formula [1] è stato escluso a priori il termine relativo alle forze di precompressione in quanto non presenti nella struttura in esame.

Azioni di calcolo per gli stati limite di servizio (condizione Rara):

$$F_D = G_k + Q_{1k} + \sum \psi_{0i} Q_{ik} \quad [2]$$

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite di servizio, pari a 0.2 per vento e neve.

Più avanti, nelle condizioni di carico sono specificati, di volta, i valori dei coefficienti adottati.

Resistenze di calcolo agli stati limite

La resistenza di calcolo R_d offerte dalla struttura vengono determinati attraverso la combinazione dei valori caratteristici di resistenza propri del materiale utilizzato, e da dati geometrici relativi all'elemento considerato secondo la seguente formula:

$$R_d = \frac{R(X_k, a_k, \dots)}{\gamma_M} \quad [3]$$

R_d = resistenza di calcolo

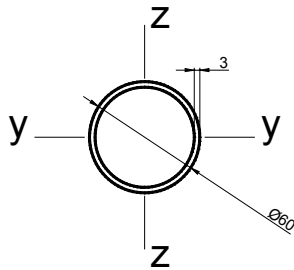
R = resistenza caratteristica della membratura in esame

X_k = valori caratteristici della resistenza dei materiali

a_k = particolari dimensioni geometriche

γ_M = coefficiente parziale da applicare alle resistenze dipendente dal particolare stato limite considerato.

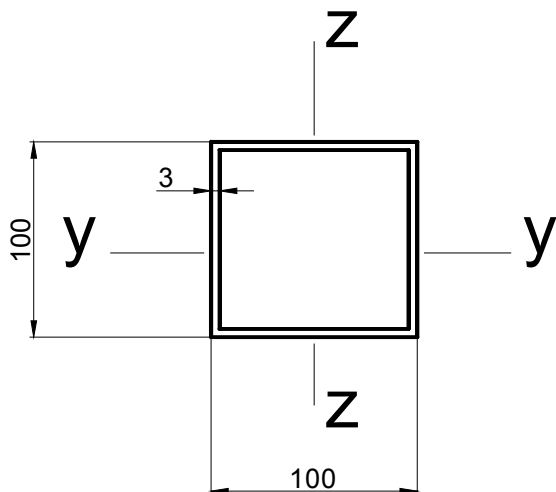
SEZIONE A2:



Materiale ACCIAIO S235

<i>Caratteristiche geometriche</i>	
Area totale	$A = 185 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I = 80675 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse forte	$W = 2689 \text{ mm}^3$

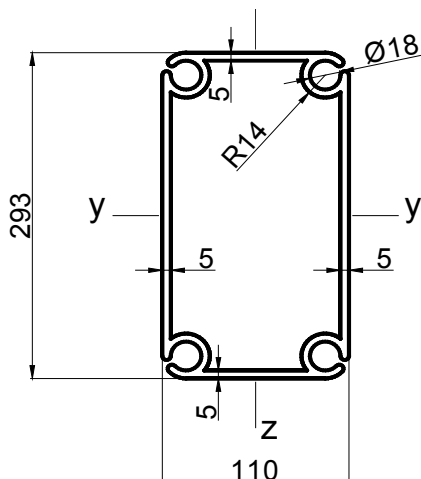
SEZIONE A3-B1:



Materiale EN-AW 6061/T6

<i>Caratteristiche geometriche</i>	
Area totale	$A = 1164 \text{ mm}^2$
Area netta	$A = 928 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I_{yy} = 1675739 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse forte	$W_{yy} = 31617 \text{ mm}^3$
Momento d'inerzia rispetto all'asse debole	$I_{zz} = 1675739 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse debole	$W_{zz} = 31617 \text{ mm}^3$

SEZIONE A4:



Materiale EN-AW 6061/T6

<i>Caratteristiche geometriche</i>	
Area totale	$A = 3160 \text{ mm}^2$
Area netta	$A = 1723 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I_{yy} = 30471329 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse forte	$W_{yy} = 204311 \text{ mm}^3$
Momento d'inerzia rispetto all'asse debole	$I_{zz} = 4924518 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse debole	$W_{zz} = 70252 \text{ mm}^3$

<i>Caratteristiche geometriche</i>	
Area totale	$A = 1482 \text{ mm}^2$
Area netta	$A = 958 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I_{vv} = 5281304 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse forte	$W_{vv} = 62029 \text{ mm}^3$
Momento d'inerzia rispetto all'asse debole	$I_{zz} = 1552772 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse debole	$W_{zz} = 30029 \text{ mm}^3$

The diagram shows a Z-profile cross-section with the following dimensions: total height 120 mm, flange thickness 3 mm, web thickness 46 mm, and flange width 120 mm. The coordinate system (Z, Y) is centered on the web. The table below lists the geometric characteristics.

Caratteristiche geometriche	
Area totale	$A = 1524 \text{ mm}^2$
Area netta	$A = 984 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I_{yy} = 4032945 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse forte	$W_{yy} = 53269 \text{ mm}^3$
Momento d'inerzia rispetto all'asse debole	$I_{zz} = 3010781 \text{ mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse debole	$W_{zz} = 44703 \text{ mm}^3$

<i>Caratteristiche geometriche</i>	
Area totale	$A = \text{mm}^2$
Area netta	$A = \text{mm}^2$
Momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I_{yy} = \text{mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse forte	$W_{yy} = \text{mm}^3$
Momento d'inerzia rispetto all'asse debole	$I_{zz} = \text{mm}^4$
Modulo di resistenza rispetto all'asse debole	$W_{zz} = \text{mm}^3$

Diagram illustrating a square with side length 60. A smaller square is inscribed in the top-right corner, with a gap of 3 units between the inner square and the outer square's top and right sides. The distance from the top-left corner of the outer square to the top-left corner of the inner square is labeled y . The distance from the bottom-right corner of the outer square to the bottom-right corner of the inner square is labeled z .

Caratteristiche geometriche

Area totale	A= 684 mm ²
Area netta	A= 684 mm ²
Momento d'inerzia rispetto all'asse forte	I _{yy} = 339481 mm ⁴
Modulo di resistenza rispetto all'asse forte	W _{yy} = 11542 mm ³
Momento d'inerzia rispetto all'asse debole	I _{zz} = 339481 mm ⁴
Modulo di resistenza rispetto all'asse debole	W _{zz} = 11542 mm ³

8.SCHEMATIZZAZIONE DI CALCOLO

La struttura viene schematizzata come una successione di telai piani. Verrà quindi analizzato il singolo portale. La condizione peggiore è quella con il vento spirante in direzione ortogonale alla linea di colmo. Il collegamento dei portali con il terreno viene schematizzato con cerniere, e si trascura l'effetto di interazione terreno sovrastruttura. I tiranti e le controventature vengono considerati non reagenti a trazione.

9.PROGRAMMA DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni si utilizzerà il programma shareware FTOOL v.2.12 sviluppato dal prof. Luis Fernando Martha della Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, i risultati verranno poi verificati e validati autonomamente.

10.AZIONI

1)Peso Proprio

Il peso proprio della struttura è considerato automaticamente dal programma di calcolo.

2)Carico da Vento (NTC08 §3.3)

Il carico da vento viene calcolato considerando un periodo di ritorno T_R=10 anni.

L'azione del vento vale:

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

Il calcolo di p è si effettua come evidenziato di seguito:

- In funzione del luogo di installazione Campania (zona 3) si ricavano i seguenti parametri:
v_{b0}= 27 [m/s], a₀= 500 [m], k_a=0.020 [1/s]
- Si calcola la velocità del vento effettiva per un periodo di ritorno di 10 anni con l'equazione della circolare :
v_b=0.903 * v_{b0}=24.4 [m/s].

- Si calcola la pressione cinetica di riferimento:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 372.1 [N/m^2]$$

- In funzione della categoria di esposizione del sito, si ricavano i parametri per la definizione del coefficiente di esposizione c_e. Il sito si trova nella categoria IV (zona limitrofe alla costa) ed è caratterizzato dai seguenti parametri: k_r=0.19; z₀=0.05 [m]; z_{min}=4 [m].

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \ln(z/z_0) [7+c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min})$$

per $z < z_{\min}$

z [m]	c _e
0	1.80
4	1.80
5	1.93
6	2.04
7	2.13
8	2.21
9	2.29
10	2.35
11	2.41
12	2.47
13	2.52
14	2.57

- Infine c_d , il coefficiente dinamico, che tiene conto degli effetti riduttivi dovuti alla non contemporaneità delle azioni è stato posto, in via cautelativa pari a 1.

3) Carichi sismici (NTC §2.4.1)

L'opera, utilizzata per brevi installazioni, ha $V_N < 2$, ciò comporta (NTC08 §2.4.1) la non necessità di eseguire le verifiche sismiche. Si precisa inoltre che data l'esigua massa della struttura questa azione può ritenersi trascurabile.

11.COMBINAZIONI DI CARICO

COMB1 Peso proprio (max) + Vento in pressione

$$1.4 * (1) + 1.5 * (2)$$

COMB2 Peso proprio (min) + Vento in pressione

$$1.0 * (1) + 1.5 * (2)$$

VERIFICA SLE

COMB1 Peso Proprio + Vento in pressione

$$1.0 * (1) + 1.0 * (3)$$

Si verificheranno allo stato limite ultime le aste maggiormente caricate.

Lo stato limite di esercizio serve per valutare gli abbassamenti.

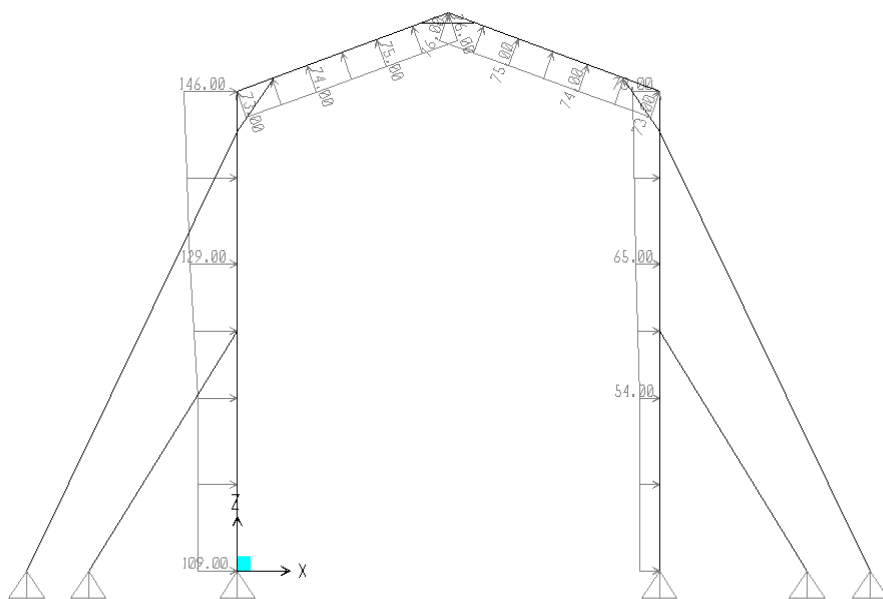


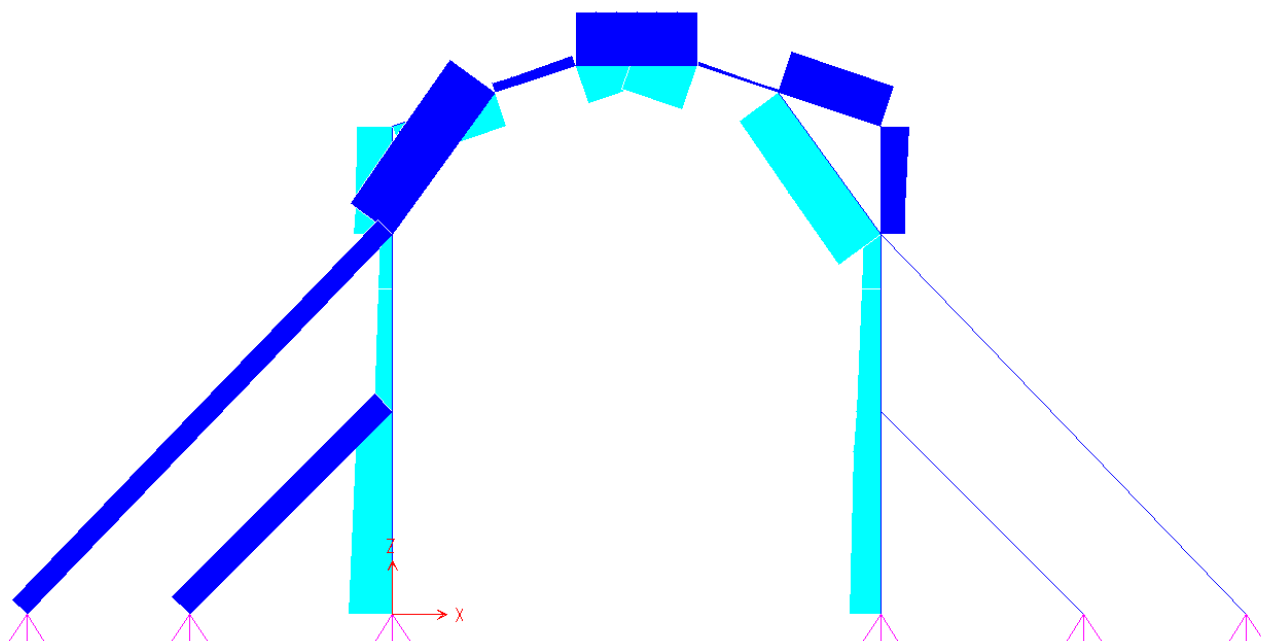
Figura 11.1: carico da vento

13.RISULTATI ANALISI

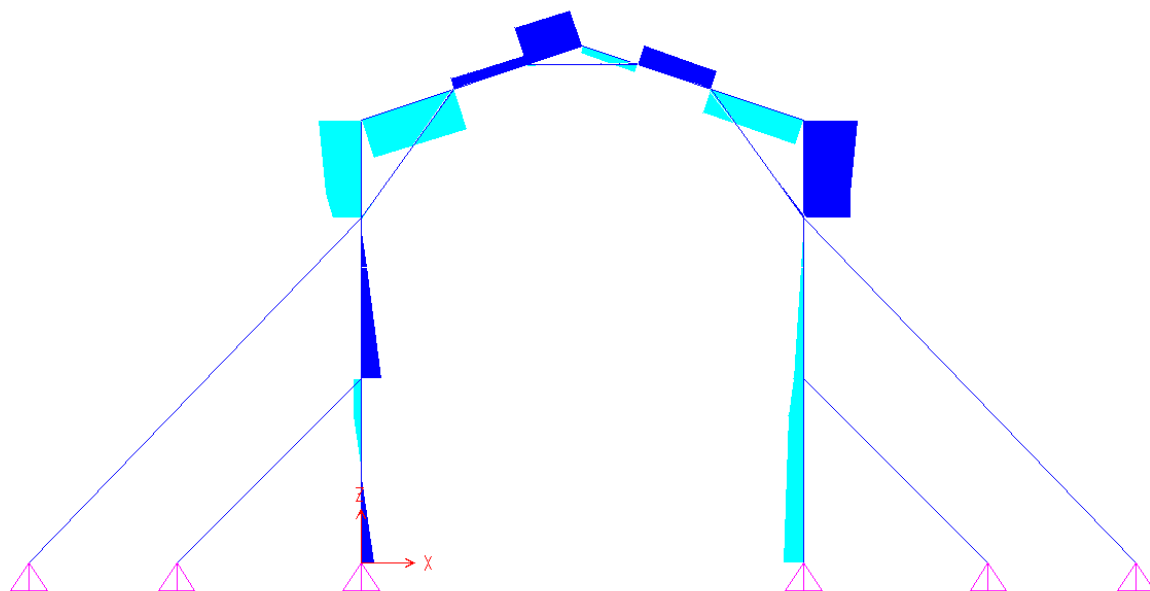
Le figure di seguito riportano l'andamento degli sforzi in termini d nelle varie sezioni.

SLU-COMB1

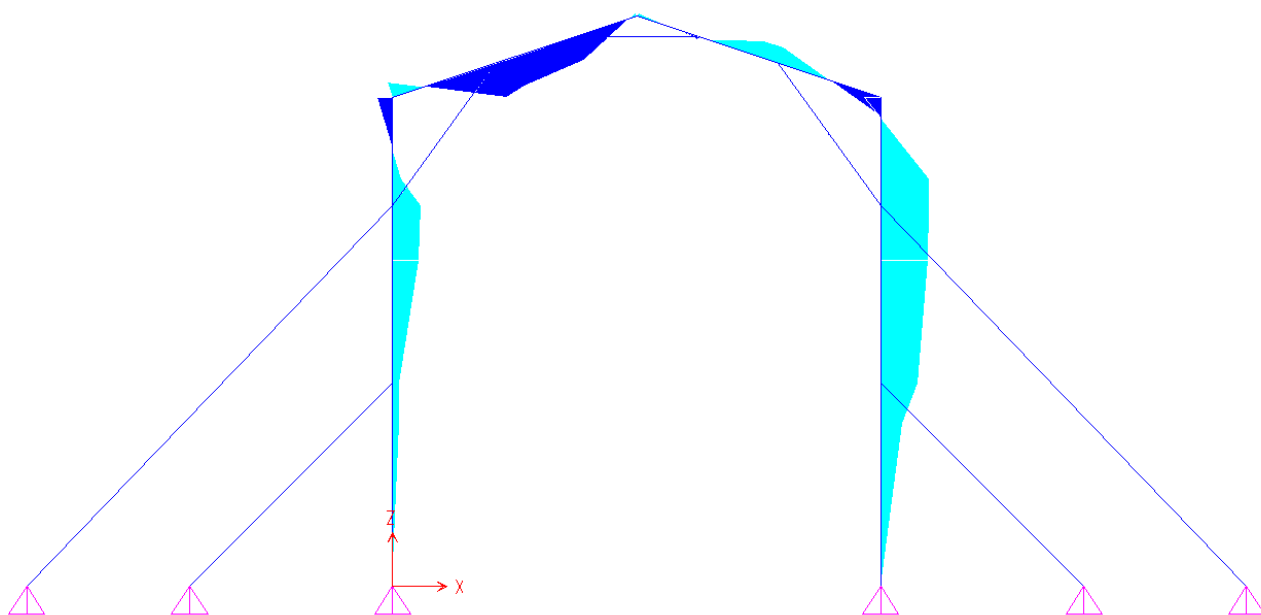
SFORZO NORMALE:



TAGLIO 2-2:

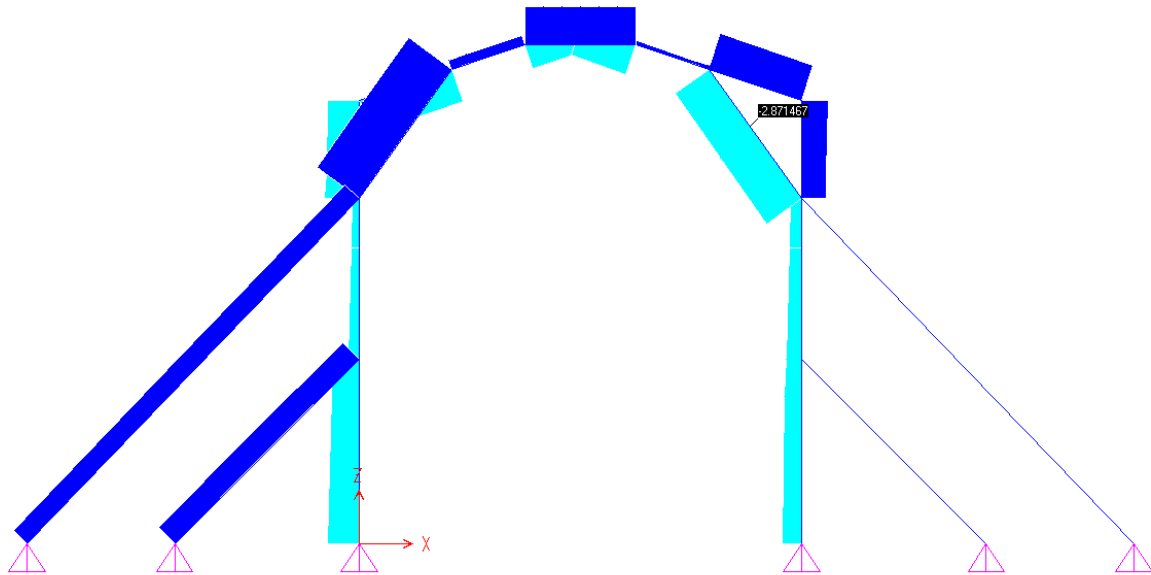


MOMENTO FLETTENTE 3-3

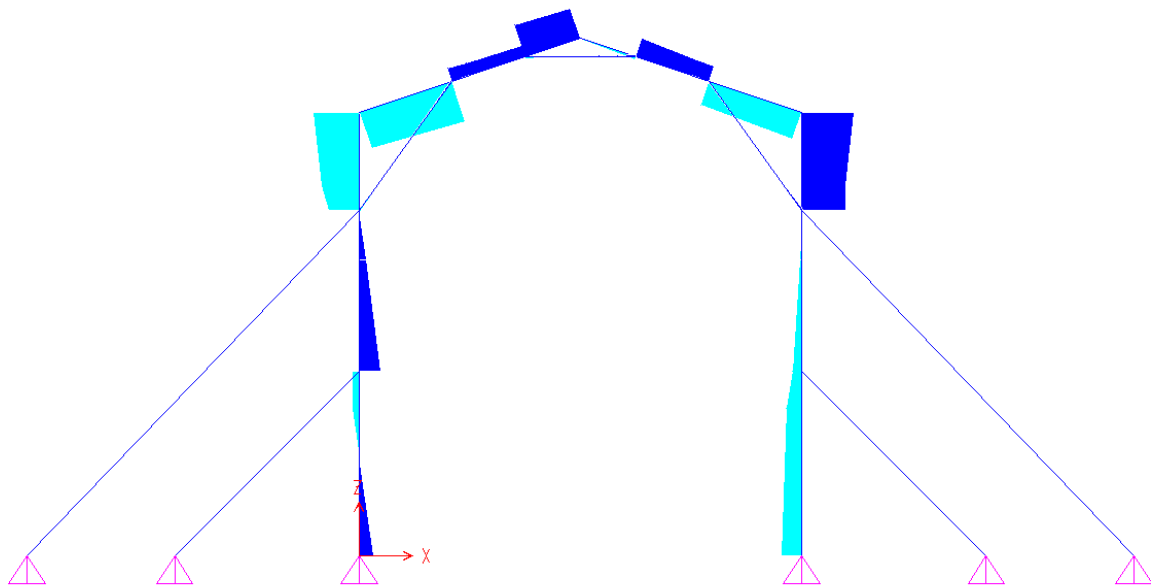


SLU-COMB2

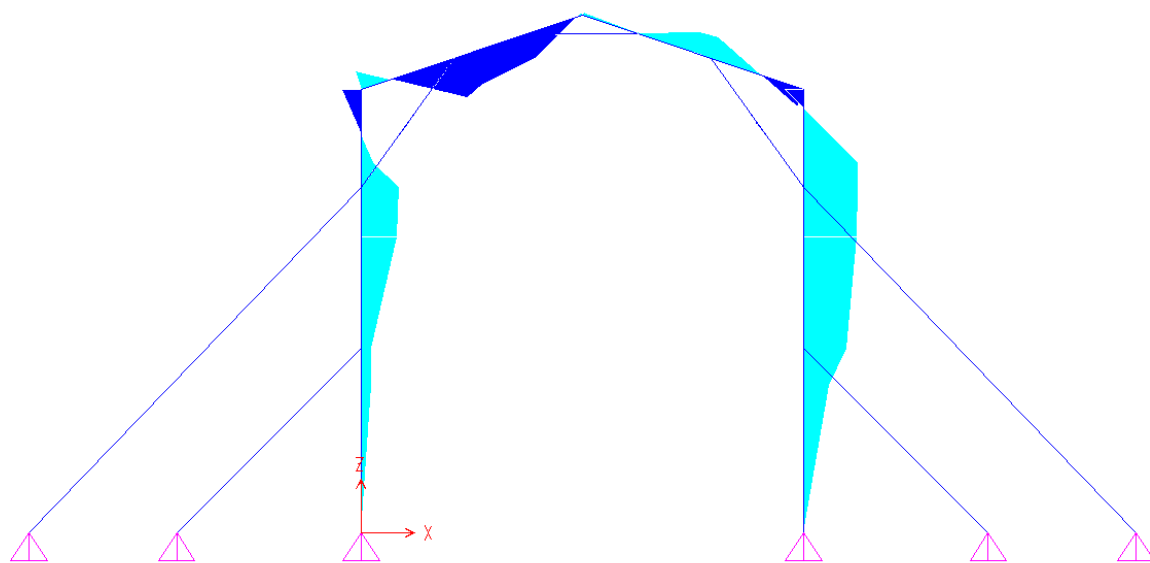
SFORZO NORMALE:



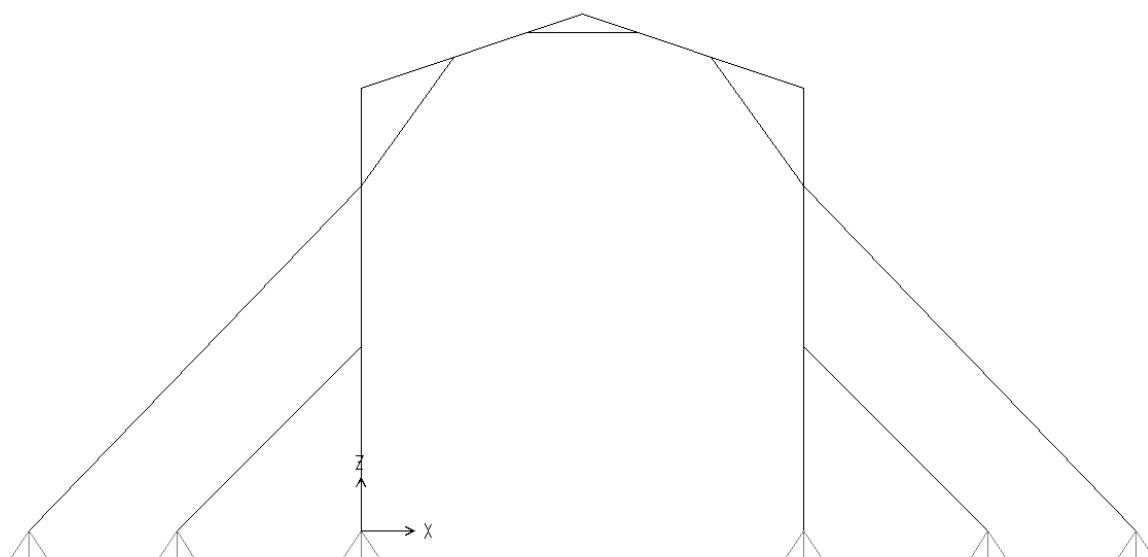
TAGLIO 2-2:



MOMENTO FLETTENTE 3-3



14. VERIFICA MEMBRATURE



VERIFICA elemento verticale slucomb1

Caratteristiche sezione

B=110 mm

H=203 mm

t= 4 mm

Il profilo si colloca in classe 4	5.4.4	
Azione assiale di progetto allo slu	Nd [kN]	=2.41
Momento di progetto allo slu sull'asse y	Myd [kNm]	=0.83
Momento di progetto allo slu sull'asse z	Mzd [kNm]	=0

Materiale alluminio EN-AW 6061/T6

Verifica instabilità aste alluminio secondo EC9 #5.9.3 e #5.9.4

Tensione di snervamento	f0 [N/mm2]	=240.00
Modulo elastico 3.2.5	E [N/mm2]	=70000.00
Fattore di sicurezza	gammaM1	=1.10
Area sezione	A [mm2]	=2440.00
Inerzia sezione lungo y	Iy [mm4]	=13656643.33
Inerzia sezione lungo z	Iz [mm4]	=5271453.33
Inerzia sezione lungo y (effettiva)	Iye [mm4]	=13198167.96
Inerzia sezione lungo z (effettiva)	Ize [mm4]	=4181437.30
Modulo di resistenza effettivo lungo y	Wy [mm3]	=127394.47
Modulo di resistenza effettivo lungo z	Wz [mm3]	=65044.49
Raggio giratore d'inerzia lungo y	iy [mm]	=74.81
Raggio giratore d'inerzia lungo z	iz [mm]	=46.48
Lunghezza libera d'inflessione lungo y	L0y [mm]	=12000
Lunghezza libera d'inflessione lungo z	L0z [mm]	=4000
Snellezza massima	lamdamax	=160.40
Snellezza limite	lambda1	=60.03
LambdaS=Lambda/lambda1	lambdaS	=1.43
Coefficiente di riduzione chi	fhi	=1.66
Azione assiale resistente	Nrd [kN]	=55.01
Azione flettente resistente lungo y	Myrd [kNm]	=27.80
Azione flettente resistente lungo z	Mzrd [kNm]	=14.19

Verifica all'instabilità piana Nd < Nrd

Nd < Nrd
2.41 < 55.01 ok

Verifica a compressione ed azione flettente biassiale

$(N_d/N_{rd}/\chi_{simin})^{0.8} + ((M_{yd}/M_{yrd})^{1.7} + (M_{zd}/M_{zrd})^{1.7})^{0.6} < 1$
0.11 < 1 ok

VERIFICA elemento di falda slucomb1

Caratteristiche sezione

B=110 mm

H=203 mm

t= 4 mm

Il profilo si colloca in classe 4

5.4.4

Azione assiale di progetto allo slu	Nd [kN]	=2.56
Momento di progetto allo slu sull'asse y	Myd [kNm]	=1.79
Momento di progetto allo slu sull'asse z	Mzd [kNm]	=0

Materiale alluminio EN-AW 6061/T6

Verifica instabilità aste alluminio secondo EC9 #5.9.3 e #5.9.4

Tensione di snervamento	f0 [N/mm2]	=240.00
Modulo elastico 3.2.5	E [N/mm2]	=70000.00
Fattore di sicurezza	gammaM1	=1.10
Area sezione	A [mm2]	=2440.00
Inerzia sezione lungo y	Iy [mm4]	=13656643.33
Inerzia sezione lungo z	Iz [mm4]	=5271453.33
Inerzia sezione lungo y (effettiva)	Iye [mm4]	=13198167.96
Inerzia sezione lungo z (effettiva)	Ize [mm4]	=4181437.30
Modulo di resistenza effettivo lungo y	Wy [mm3]	=127394.47
Modulo di resistenza effettivo lungo z	Wz [mm3]	=65044.49
Raggio giratore d'inerzia lungo y	iy [mm]	=74.81
Raggio giratore d'inerzia lungo z	iz [mm]	=46.48
Lunghezza libera d'inflessione lungo y	L0y [mm]	=6320
Lunghezza libera d'inflessione lungo z	L0z [mm]	=2106
Snellezza massima	lamdamax	=84.48
Snellezza limite	lambda1	=60.03
LambdaS=Lambda/lambda1	lambdaS	=0.75
Coefficiente di riduzione chi	fhi	=0.85
Azione assiale resistente	Nrd [kN]	=175.35
Azione flettente resistente lungo y	Myrd [kNm]	=27.80
Azione flettente resistente lungo z	Mzrd [kNm]	=14.19

Verifica all'instabilità piana Nd < Nrd

$$\begin{aligned} &Nd < Nrd \\ &2.56 < 175.35 \quad \text{ok} \end{aligned}$$

Verifica a compressione ed azione flettente biassiale

$$\begin{aligned} &(Nd/Nrd/xsimin)^{0.8} + ((Myd/Myrd)^{1.7} + (Mzd/Mzrd)^{1.7})^{0.6} < 1 \\ &0.09 < 1 \quad \text{ok} \end{aligned}$$

VERIFICA elemento tirante slucomb1

Caratteristiche sezione

Materiale acciaio Fe 360 EN 10025
Φ10 mm

Sollecitazioni

Azione assiale di progetto allo slu	Nd [kN]	=0.85
Momento di progetto allo slu sull'asse y	Myd [kNm]	=0.00
Momento di progetto allo slu sull'asse z	Mzd [kNm]	=0.00
Taglio di progetto allo slu sull'asse y	Vyd [kN]	=0.00
Taglio di progetto allo slu sull'asse z	Vzd [kN]	=0.00

Verifica elementi tesi secondo EC3 #5.1.3

Tensione di snervamento	f0 [N/mm2]	=235.00
Modulo elastico 3.2.5	E [N/mm2]	=200000.00
Fattore di sicurezza	gammaM0	=1.05
Area sezione	A [mm2]	=78.54
Azione assiale resistente	Npl,rd [kN]	=17.58

Verifica membratura tesa Nd < Npl,rd
0.85 < 17.58 ok

VERIFICA elemento in acciaio di collegamento pilastro-trave slucomb2

Caratteristiche sezione

Materiale acciaio S235
Tubo con:
d=60 mm
t=2 mm
Il profilo si colloca in classe 1

Sollecitazioni

Azione assiale di progetto allo slu	Nd [kN]	=2.16
Momento di progetto allo slu sull'asse y	Myd [kNm]	=0
Momento di progetto allo slu sull'asse z	Mzd [kNm]	=0
Taglio di progetto allo slu sull'asse y	Vyd [kN]	=0
Taglio di progetto allo slu sull'asse z	Vzd [kN]	=0

Verifica instabilità asta in acciaio secondo EC3 #5.1.4

Tensione di snervamento	f0 [N/mm2]	=235.00
Modulo elastico 3.2.5	E [N/mm2]	=200000.00
Fattore di sicurezza	gammaM1	=1.05
Area sezione	A [mm2]	=185.00
Inerzia sezione	I [mm4]	=80675.00
Lunghezza libera d'inflexione lungo y	L0y [mm]	=4300.00
Lunghezza libera d'inflexione lungo z	L0z [mm]	=4300.00
Sforzo normale critico	Ncr [N]	=8612.00
LambdaS	lambdaS	=2.24
Coefficiente di riduzione xsi	xsi	=0.18
Azione assiale resistente	Nrd [kN]	=7.45

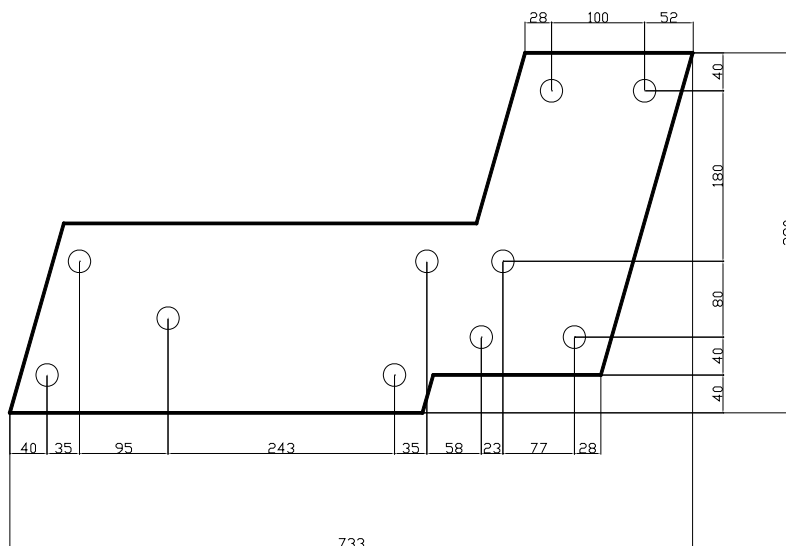
Verifica all'instabilità piana Nd < Nrd

$$2.16 < 7.45 \quad \text{ok}$$

15.VERIFICA GIUNZIONI

Verifica del collegamento trave-colonna

Il collegamento viene effettuato mediante 2 piastre in acciaio che vengono unite ai due profili mediante dei bulloni, anch'essi in acciaio. Le caratteristiche delle piastre vengono mostrate in figura. Lo spessore è di 6 mm mentre i bulloni appartengono alla classe 4.8 ed hanno un diametro $d=20$ mm, il diametro dei fori è $d_0=23$ mm.



Calcolato il baricentro del sistema dei bulloni si calcola il I_G (momento polare d'inerzia del sistema) e, attraverso la seguente formula:

$$V_{sd} = \sqrt{\left(\frac{N}{nb} - \frac{M}{I_g} y_{max}\right)^2 + \left(\frac{T}{nb} - \frac{M}{I_g} x_{max}\right)^2}$$

si ottiene la sollecitazione di taglio sul bullone più sollecitato.

La sollecitazione V_{sd} deve risultare minore del $\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$

Dove:

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 * \alpha * f_u * d * t}{\gamma_{Mb}}$$

Caratteristiche

Profilati in alluminio EN-AW 6061/T6 (A1;A4)

Piastre in acciaio S235

Bulloni in acciaio classe 4.8

Sollecitazioni sul sistema di bulloni che collega la piastra alla colonna

Azione assiale di progetto allo slu	N [kN] = -1.26
Momento di progetto allo slu	T [kN] = -0.84
Taglio di progetto allo slu	M [kNm] = -0.69

Verifica EC9 #6.5.5 EC3 #6.5.5

Tensione a rottura per trazione dei bulloni	fub [N/mm ²] = 400.00
Tensione a rottura per trazione dell'alluminio	fu [N/mm ²] = 290.00
Tensione a rottura per trazione dell'acciaio	fu [N/mm ²] = 360.00
Diametro bulloni	d [mm] = 20.00
Area resistente dei bulloni	A [mm ²] = 245.00
Diametro dei fori	d0 [mm] = 23.00
Spessore piastra	t [mm] = 6.00
Momento polare d'inerzia	Ig [mm ²] = 119320
Distanza max tra baricentro bullopn più distante (y)	y _{max} [mm] = 60.00
Distanza max tra baricentro bullopn più distante (x)	x _{max} [mm] = 194.00
Azione di taglio agente sul bullone più sollecitato	V _{sd} [kN] = 5.88
Azione di taglio resistente dovuta all'area del bullone	F _{v,rd} [kN] = 43.5
Azione resistente in caso di rifollamento	F _{b,rd} [kN] = 24.9

Verifica: $V_{sd} < \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$
0.48 < 24.9 ok

Sollecitazioni sul sistema di bulloni che collega la piastra alla trave

Azione assiale di progetto allo slu	N [kN] = -3.10
Momento di progetto allo slu	T [kN] = 2.11
Taglio di progetto allo slu	M [kNm] = -0.39

Verifica EC9 #6.5.5 EC3 #6.5.5

Tensione a rottura per trazione dei bulloni	fub [N/mm ²] = 400.00
Tensione a rottura per trazione dell'alluminio	fu [N/mm ²] = 290.00
Tensione a rottura per trazione dell'acciaio	fu [N/mm ²] = 360.00
Diametro bulloni	d [mm] = 20.00
Area resistente dei bulloni	A [mm ²] = 245.00
Diametro dei fori	d0 [mm] = 23.00
Spessore piastra	t [mm] = 6.00
Momento polare d'inerzia	Ig [mm ²] = 83428.00
Distanza max tra baricentro bullopn più distante (y)	y _{max} [mm] = 82.00
Distanza max tra baricentro bullopn più distante (x)	x _{max} [mm] = 140.00
Azione di taglio agente sul bullone più sollecitato	V _{sd} [kN] = 8.75
Azione di taglio resistente dovuta all'area del bullone	F _{v,rd} [kN] = 43.5
Azione resistente in caso di rifollamento	F _{b,rd} [kN] = 24.9

Verifica: $V_{sd} < \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$
0.53 < 24.9 ok

Verifica a taglio sul collegamento di base tra giunzione e colonna

Il collegamento si effettua mediante un profilo in acciaio che si inserisce all'interno della sezione della colonna e viene collegato ad essa mediante 2 bulloni.

Caratteristiche

Profilato in alluminio EN-AW 6061/T6 (sezione A4)

Profilato interno in acciaio S235

Bulloni in acciaio classe 4.8

Sollecitazioni sul sistema di bulloni che collega la piastra alla colonna

Azione assiale di progetto allo slu	N [kN] = -2.41
Momento di progetto allo slu	T [kN] = 0.00
Taglio di progetto allo slu	M [kNm] = 0.00

Verifica EC9 #6.5.5 EC3 #6.5.5

Tensione a rottura per trazione dei bulloni	f_{ub} [N/mm ²] = 400.00
Tensione a rottura per trazione dell'alluminio	f_u [N/mm ²] = 290.00
Tensione a rottura per trazione dell'acciaio	f_u [N/mm ²] = 360.00
Diametro bulloni	d [mm] = 20.00
Area resistente dei bulloni	A [mm ²] = 245.00
Diametro dei fori	d_0 [mm] = 23.00
Spessore profilato interno	t [mm] = 3.00
Numero sezioni dei bulloni lavoranti	n = 4
Azione di taglio agente sul bullone più sollecitato	V_{sd} [kN] = -0.60
Azione di taglio resistente dovuta all'area del bullone	$F_{v,rd}$ [kN] = 43.5
Azione resistente in caso di rifollamento	$F_{b,rd}$ [kN] = 24.9

Verifica: $V_{sd} < \min(F_{v,rd}; F_{b,rd})$
0.60 < 24.9 ok

Verifica a taglio sul collegamento di base tra giunzione e piastra di base

La giunzione alla base della colonna viene unita alla piastra di base mediante un bullone .

Caratteristiche

Profilato interno in acciaio S235

Bulloni in acciaio classe 4.8

Sollecitazioni sul sistema di bulloni che collega la piastra alla colonna

Azione assiale di progetto allo slu	N [kN] = -2.41
Momento di progetto allo slu	T [kN] = 0.00
Taglio di progetto allo slu	M [kNm] = 0.00

Verifica EC9 #6.5.5 EC3 #6.5.5

Tensione a rottura per trazione dei bulloni	f_{ub} [N/mm ²] = 400.00
Tensione a rottura per trazione dell'acciaio	f_u [N/mm ²] = 360.00
Diametro bulloni	d [mm] = 20.00
Area resistente dei bulloni	A [mm ²] = 245.00
Diametro dei fori	d_0 [mm] = 23.00
Spessore profilato interno	t [mm] = 3.00
Numero sezioni dei bulloni lavoranti	n = 2
Azione di taglio agente sul bullone più sollecitato	V_{sd} [kN] = -1.20
Azione di taglio resistente dovuta all'area del bullone	$F_{v,rd}$ [kN] = 43.5
Azione resistente in caso di rifollamento	$F_{b,rd}$ [kN] = 30.9

Verifica: $V_{sd} < \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$
 1.20 < 30.9 ok

Verifica a taglio sul collegamento tra gli elementi A1 ed A2

Caratteristiche

Profilato in alluminio EN-AW 6061/T6 (sezione A1)

Profilato in acciaio S235 (sezione A2)

Bulloni in acciaio classe 4.8

Sollecitazioni sul sistema di bulloni che collega la piastra alla colonna

Azione assiale di progetto allo slu	N [kN] = 3.06
Momento di progetto allo slu	T [kN] = 0.00
Taglio di progetto allo slu	M [kNm] = 0.00

Verifica EC9 #6.5.5 EC3 #6.5.5

Tensione a rottura per trazione dei bulloni	f_{ub} [N/mm ²] = 400.00
Tensione a rottura per trazione dell'acciaio	f_u [N/mm ²] = 360.00
Diametro bulloni	d [mm] = 16.00
Area resistente dei bulloni	A [mm ²] = 245.00
Diametro dei fori	d_0 [mm] = 18.00
Spessore profilato interno	t [mm] = 4.00
Numero sezioni dei bulloni lavoranti	n = 2
Azione di taglio agente sul bullone più sollecitato	V_{sd} [kN] = 1.53
Azione di taglio resistente dovuta all'area del bullone	$F_{v,Rd}$ [kN] = 27.9
Azione resistente in caso di rifollamento	$F_{b,Rd}$ [kN] = 25.4

Verifica: $V_{sd} < \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$
 1.53 < 25.4 ok

Verifica a taglio sul collegamento tra 2 elementi A1 in testa

La giunzione viene effettuata inserendo un profilato in acciaio forato all'interno delle sezioni A5 e viene collegato ad esso mediante 2 bulloni per parte .

Caratteristiche

Profilato in alluminio EN-AW 6061/T6 (sezione A5)

Profilato interno in acciaio S235

Bulloni in acciaio classe 4.8

Sollecitazioni sul sistema di bulloni che collega la piastra alle travi

Azione assiale di progetto allo slu	N [kN] = 2.51
Taglio di progetto allo slu	T [kN] = 1.19
Momento di progetto allo slu	M [kNm] = 0.00

Verifica EC9 #6.5.5 EC3 #6.5.5

Tensione a rottura per trazione dei bulloni	f_{ub} [N/mm ²] = 400.00
Tensione a rottura per trazione dell'acciaio	f_u [N/mm ²] = 360.00
Diametro bulloni	d [mm] = 20.00
Area resistente dei bulloni	A [mm ²] = 245.00
Diametro dei fori	d_0 [mm] = 23.00
Spessore profilato interno	t [mm] = 3.00
Numero sezioni dei bulloni lavoranti	n = 2
Azione di taglio agente sul bullone più sollecitato	V_{sd} [kN] = 2.78
Azione di taglio resistente dovuta all'area del bullone	$F_{v,Rd}$ [kN] = 43.5
Azione resistente in caso di rifollamento	$F_{b,Rd}$ [kN] = 21.2

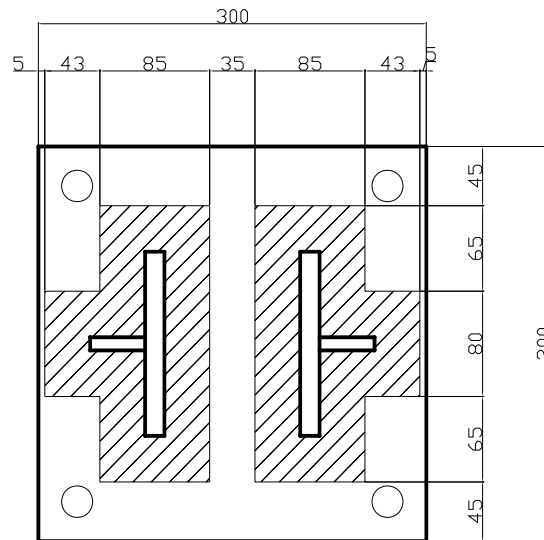
Verifica: $V_{sd} < \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$
 2.78 < 21.8 ok

16. VERIFICA COLLEGAMENTI COL SUOLO

Verifica della piastra di base

La giunzione è costituita da una piastra dello spessore di 20 mm a cui sono saldate delle costolature per aumentare l'area di contatto effettiva ed abbassare l'azione flettente sulla piastra e l'azione normale sul calcestruzzo su cui poggia la piastra.

Inoltre le azioni taglianti sono sopportate da 4 tirafondi posti negli angoli della piastra immersi nel calcestruzzo.



Caratteristiche

Piastra in acciaio S235

Sollecitazioni trasmesse alla piastra dalla colonna

Azione assiale di progetto allo slu

$N [kN] = -2.41$

Momento di progetto allo slu

$T [kN] = 0.27$

Taglio di progetto allo slu

$M [kNm] = 0.00$

Verifica EC3

Tensione a rottura per trazione dei bulloni

$f_{ub} [N/mm^2] = 400.00$

Tensione a rottura per trazione dell'acciaio

$f_u [N/mm^2] = 360.00$

Diametro bulloni

$d [mm] = 20.00$

Area resistente dei bulloni

$A [mm^2] = 245.00$

Diametro dei fori

$d_0 [mm] = 23.00$

Spessore piastra

$t [mm] = 20.00$

Larghezza area di contatto

$c [mm] = 40.00$

Area effettiva di contatto

$A_{eff} [mm^2] = 40000.00$

Momento sollecitante la piastra

$msd [Nmm/mm] = 48.20$

Momento resistente della piastra

$mrd [Nmm/mm] = 14920.63$

Numero sezioni dei bulloni lavoranti

$n = 4$

Azione di taglio agente sul bullone più sollecitato

$V_{sd} [kN] = 0.067$

Azione di taglio resistente dovuta all'area del bullone

$F_{v,Rd} [kN] = 36.3$

Azione resistente in caso di rifollamento

$F_{b,Rd} [kN] = 87.1$

Verifica a flessione della piastra di base: $msd < mrd$

48.20 < 14920.63 ok

Verifica bulloni: $V_{sd} < \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$
 0.067 < 36.3 ok

Verifica aghi

La sollecitazione nell'ago si calcola con la teoria della trave su suolo elastico. Le sollecitazioni sono quelle trasmesse dai tiranti (T1)

Caratteristiche

Aghi in acciaio S235

Sollecitazioni sul sistema di bulloni che collega la piastra alla colonna

Azione assiale di progetto allo slu	N [kN] = 0.82
Momento di progetto allo slu	T [kN] = 0.52
Taglio di progetto allo slu	M [kNm] = 0.00

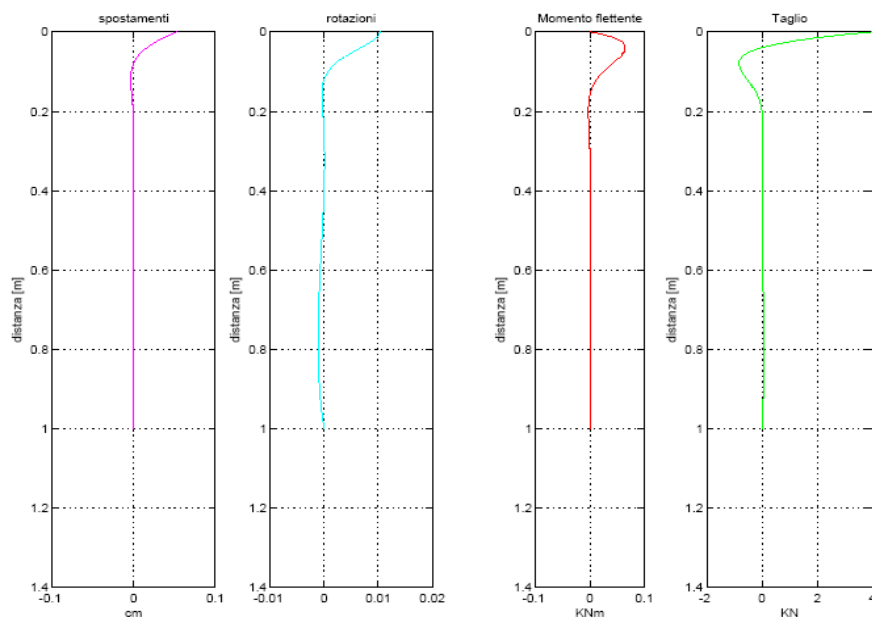
Verifica EC3

Tensione di snervamento degli aghi	f_{yb} [N/mm ²] = 235.00
Resistenza a trazione del cls	f_{cf} [N/mm ²] = 3.00
Diametro aghi	d [mm] = 15.00
Area degli aghi	A [mm ²] = 490.87
Azione assiale di resistenza alla sfilamento	N_{rd} [kN] = 235.00
Momento d'inerzia dell'ago	I [mm ⁴] = 19174.00
Modulo di resistenza	W [mm ³] = 1533.92
Momento resistente dell'ago	M_{rd} [kNm] = 0.065
Taglio resistente dell'ago	V_{rd} [kN] = 66.60
Azione di trazione agente sull'ago	N_{sd} [kN] = 9.25
Azione di taglio agente sull'ago	V_{sd} [kN] = 3.97
Azione flettente massima agente sull'ago	M_{sd} [kN] = 0.078

Verifica a taglio dell'ago: $V_{sd} < V_{rd}$
 3.97 < 66.6 ok

Verifica a flessione dell'ago: $M_{sd} < M_{rd}$
 0.065 < 0.078 ok

Risultati dell'analisi

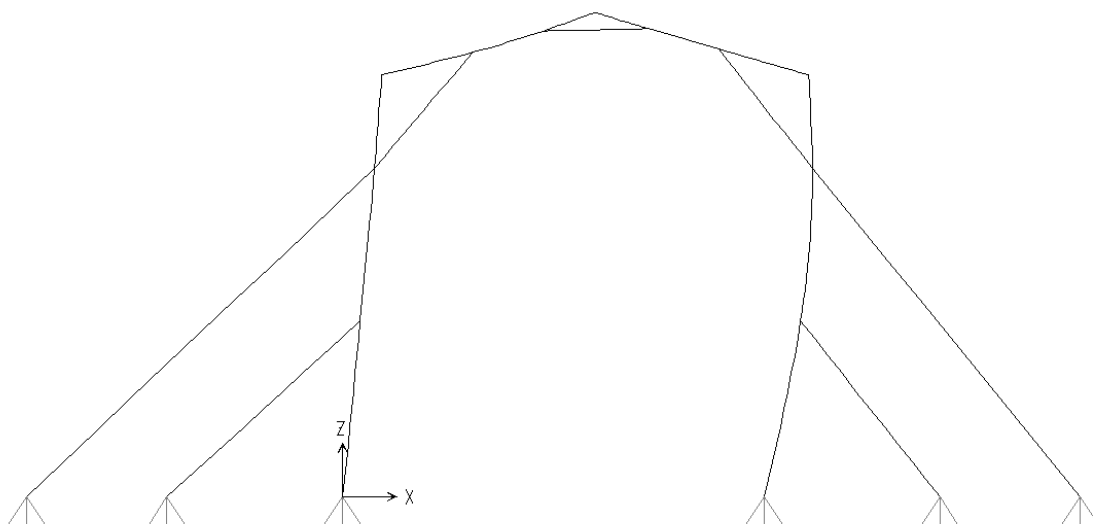


17. VERIFICA ABBASSAMENTI MASSIMI (SLE)

È stata effettuata la verifica nei confronti degli abbassamenti massimi delle travi

Si è fatto riferimento ai risultati delle analisi effettuate con il calcolatore ed è risultato un abbassamento massimo di 11.20 mm della parte superiore del telaio centrale.

Si riporta la figura del programma con un fattore di scala superiore ad 1 per mettere in evidenza la deformazione del telaio



Verifica #EC9 4.2

L'abbassamento massimo sotto la condizione più gravosa di carico deve essere minore $L/100$, dove L è la luce della campata.

Nel caso in esame $L/100 = 120\text{mm} > 11.20\text{ mm}$.
La verifica è soddisfatta.

18. STIMA DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA IN PARTICOLARI CIRCOSTANZE

Oggetto di questo capitolo è stimare la capacità della struttura nei confronti dell'azione del vento quando l'intero piano di falda viene ricoperto con teli. Resta inteso che questi devono essere montati sotto attenta vigilanza, ovvero è necessario creare le condizioni affinché possano essere rimossi in caso di previsione di forte vento per non creare situazioni di insufficienza alla struttura prima esaminata. Per la valutazione della prestazione si farà riferimento alle indicazioni fornite dalla circolare applicativa del NTC08 n°617, esattamente § C3.310.3 "tettoie e pensiline isolate", inteso che il rapporto tra massima altezza e massima dimensione in pianta è minore dell'unità.

Per $\alpha=18.5^\circ$ si ottiene:

$c_p=\pm 0.8(1+\sin \alpha)=\pm 1.05$ per la parte sopravento

$c_p=-0.6$ per la parte sottovento

Si applica una distribuzione di carico unitaria e la si fa crescere progressivamente fino al raggiungimento della condizione di insufficienza in uno degli elementi strutturali del portale.

Si considera la combinazione SLU:

$$1) \quad 1.4 * (\text{Peso PROPRIO}) + 1.5 \text{ VENTO}$$

Procedimento operativo per il calcolo della velocità del vento. (§3.3 NTC08)

Dai risultati delle analisi risulta che la pressione $p_{\max}=350\text{ N/m}^2$

$$p = q_b c_e c_f$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

Dalle due espressioni si ricava la velocità v_b :

$$v_b = \sqrt{\frac{2 p}{c_e c_f \rho}}$$

Sostituendo i valori di p , c_e , c_f e ρ si ottiene $v_{b,\max} = 30$ nodi